

Interaction sol-structure dans le domaine des ponts intégraux

THÈSE N° 4880 (2010)

PRÉSENTÉE LE 10 DÉCEMBRE 2010

À LA FACULTÉ ENVIRONNEMENT NATUREL, ARCHITECTURAL ET CONSTRUIT
LABORATOIRE DE CONSTRUCTION EN BÉTON
PROGRAMME DOCTORAL EN STRUCTURES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE

POUR L'OBTENTION DU GRADE DE DOCTEUR ÈS SCIENCES

PAR

Damien DREIER

acceptée sur proposition du jury:

Prof. A.-G. Dumont, président du jury

Prof. A. Muttoni, directeur de thèse

Dr W. Kaufmann, rapporteur

Prof. L. Laloui, rapporteur

Prof. M. Pastor Pérez, rapporteur



ÉCOLE POLYTECHNIQUE
FÉDÉRALE DE LAUSANNE

Suisse
2010

On ne peut rien présager.

Cela me rappelle une histoire...

Un jour la compagnie générale d'électricité me demanda de l'aider à dessiner un vaisseau spatial et le FBI me donna l'autorisation. J'avais plus de travail que je n'en pouvais faire, mais j'étais quand même capable de parler de vaisseau spatial. Je rencontrai un groupe de scientifiques à une très longue table. Ils étaient hauts en couleur, la pipe à la bouche, les moustaches grisonnantes. Ils avaient un air bizarre, comme des gens qui de toute manière ne sont pas ordinaires. L'un mit une image sur la table et dit : « M. Kahn, nous voulons vous montrer à quoi ressemblera un vaisseau spatial dans cinquante ans ». C'était un excellent dessin, très beau, représentant des gens et un instrument compliqué, superbe, flottant dans l'espace. Dans ce genre de situation, on se sent humilié car on sent que l'autre sait dont on ne connaît rien, avec un type brillant qui montre et démontre. « Voilà à quoi ressemblera un vaisseau spatial dans cinquante ans ». Je répondis immédiatement : « Il ne ressemblera pas à cela ». Alors ils rapprochèrent leurs chaises de la table et dirent : « Comment le savez vous ? » Je répondis que c'était très simple... Si vous savez à quoi une chose ressemblera dans cinquante ans, vous pouvez la faire maintenant. Mais vous ne le savez pas, parce que la façon dont une chose sera faite dans cinquante ans, c'est ce qu'elle sera.

Louis I. Kahn, silence et lumière

Préface

Le thème des ponts intégraux, c'est-à-dire sans joints de dilatation dans la chaussée et/ou sans appareils d'appui, est devenu très actuel. En effet, dans les dernières années, la maintenance des joints de dilatation et des appuis mécaniques est devenue de plus en plus coûteuse et problématique à cause de son entrave au trafic. Il y a donc un intérêt important à réaliser les ponts jusqu'à une certaine longueur limite sans joints de chaussée et éviter dès que possible l'utilisation d'appuis mécaniques. Le même problème se pose lors de l'intervention sur des ponts existants, où il est toujours souhaitable de supprimer les joints de chaussée.

Dans sa thèse, soutenue par l'Office Fédéral des Routes, M. Dreier a étudié de façon systématique les problèmes relatifs à l'interaction sol-structure dans la zone des culées (possibilité d'éviter les joints de chaussée et éventuellement des appuis) ainsi que des piles avec leurs fondations (possibilité d'éviter les appuis mécaniques). Les résultats sont intéressants et très prometteurs. Pour ce qui concerne les culées, M. Dreier a démontré par le biais d'outils numériques qu'une optimisation de la géométrie de la dalle de transition devrait permettre d'éviter les joints de chaussée même pour des ponts assez longs. Une validation de ces résultats par le biais d'essais en laboratoire est prévue afin de confirmer ces résultats en vue d'une adaptation des règles constructives et des futures applications.

Lausanne, novembre 2010

Prof. Dr Aurelio Muttoni

Remerciements

Durant ce travail de thèse, de nombreuses personnes m'ont apporté un appui considérable par leurs remarques, leurs conseils ou leur amour et amitié. Je tiens ici à les en remercier.

Une thèse ne serait rien sans un directeur de thèse. Merci au professeur Aurelio Muttoni de m'avoir ouvert son laboratoire et de m'avoir proposé un sujet innovant traitant de domaines variés. Merci de m'avoir toujours soutenu en me laissant toutefois une autonomie importante.

Une thèse ne serait rien sans un laboratoire soudé. Merci à Dario Redaelli et Roberto Guidotti pour les moments privilégiés passés ensemble dans le bureau, à Thibault Clément pour la relecture soigneuse de mes divers textes et à Ana Spasojevic, Galina Argirova, Yvonne Bühl, Prof. Alejandro Perez Caldentey, Carlos Pascual, Juan Sagaseta Albajar, Luca Tassinari, Marcus Ricker, Michael Rupf, Miguel Fernández Ruiz, Neven Kostic, Olivier Burdet, Pierre Wahlen, Renato Salvi, Rui Vaz Rodrigues, Prof. Sergio Breña, Stefano Campana, Sylvain Plumey, Stefan Lips, et Yaser Mirzaei pour leur aide et l'influence positive sur mon travail et pour le temps passé à mes côtés dans notre laboratoire et en dehors.

Une thèse ne serait rien sans un excellent soutien technique. Merci à Gilles Guignet et Gerald Rouge pour le partage de leurs compétences et leur amitié.

Une thèse ne serait rien sans un soutien financier. Merci à l'office fédéral des routes (OFROU) et aux membres du groupe de travail « Recherche en matière de ponts ».

Une thèse ne serait rien sans un jury. Merci au Prof. A.-G. Dumont (LAVOC-EPFL), au Dr W. Kaufmann (DSP Ingeieure & Planer), au Prof. L. Laloui (LMS-EPFL) et au Prof. M. Pastor Pérez (Universidad Politécnica de Madrid) pour leurs compétences expertes.

Une thèse ne serait rien sans des moments de plaisir à l'extérieur du laboratoire. Merci à tous mes amis de Genève, de Lausanne et d'ailleurs, à toute l'équipe du bureau Dreier Frenzel Architecture+Communication qui m'a permis de sortir du monde académique un jour par semaine lors de la dernière année et à Claire Acevedo du laboratoire de la construction métallique pour ces réprimandes amicales sur la construction tout béton.

Finalement, une thèse ne serait rien sans sa famille. Maman, Papa, Ana-Inès, Yves et Raffaella merci pour votre soutien et votre amour.

Résumé

Depuis quelques décennies, la part de ponts intégraux pour les nouveaux ouvrages n'a cessé d'augmenter. L'intérêt croissant pour ce type de construction se justifie par leurs nombreux avantages en comparaison avec les ponts équipés de joints de dilatation et d'appuis mécaniques. L'avantage principal est une demande de maintenance fortement réduite, les éléments mécaniques les plus sensibles aux actions mécaniques et environnementales étant supprimés. Par conséquent, les coûts directs (heures de maintenance et achat des éléments mécaniques) et indirects (temps perdu par les usagers de l'infrastructure routière dans les ralentissements dus aux travaux de maintenance) sont fortement réduits. De plus, l'efficacité statique et le confort des riverains vis-à-vis du bruit sont augmentés. Par contre, contrairement aux structures traditionnelles découplées du sol par les éléments mécaniques, ce type de structure doit considérer l'interaction sol-structure induite par le comportement solidaire du pont avec le remblai à proximité des extrémités du pont et des piles avec la fondation. Cette interaction est complexe et n'a pas encore été suffisamment étudiée.

Cette recherche sur les ponts intégraux commence par une introduction générale. Par la suite, un aperçu de l'état de l'art met en évidence les lacunes connues de ce type de pont ainsi que les actions déterminantes. Une fois les problèmes constatés, des études sur les culées intégrales et sur les piles de ponts fondées superficiellement sont présentées.

Les études sur les culées intégrales ont mis en évidence l'importance de la considération de l'état limite de service dès la phase de conception. En effet, des modifications géométriques, comme l'augmentation de la longueur et de la pente de la dalle de transition, ainsi que le dimensionnement statique des éléments des culées intégrales considérant l'interaction sol-structure permettent une amélioration significative du comportement à long terme de ce type d'ouvrage. Lorsque ces considérations spécifiques sont prises en considération dès les prémisses du projet, seule une augmentation négligeable du coût de construction total de l'ouvrage est à attendre. Ces conclusions s'appliquent autant aux nouvelles constructions qu'aux rénovations des ponts existants dont le remplacement des joints de dilatation est nécessaire.

De manière similaire, l'étude de l'état limite de service vis-à-vis de la fissuration des piles de ponts fondées superficiellement a mis en évidence l'importance de l'interaction sol-structure pour ce type de problème.

Cette recherche montre que lorsque les adaptations géométriques proposées sont considérées et qu'une modélisation réaliste de l'interaction sol-structure est effectuée, la longueur maximale des ponts intégraux, actuellement fixée à 60 m en Suisse, peut être significativement dépassée.

Mots-clés : pont intégral, pont semi-intégral, extrémité de pont, culée intégrale, culée semi-intégrale, dalle de transition, pile de pont, fondation superficielle, interaction sol-structure, durabilité, aptitude au service, choix conceptuel

Zusammenfassung

Seit einigen Jahrzehnten nimmt die Anzahl integraler Brücken stetig zu. Das Interesse an solchen Bauwerkstypen begründet sich auf den vielen Vorteilen von integralen Brücken im Vergleich zu dilatierten Brücken mit mechanischen Auflagern. Der Hauptvorteil liegt in der deutlichen Verringerung der Unterhaltsarbeiten, da keine Bauteile verwendet werden, welche mechanischen Einwirkungen und Umwelteinflüssen ausgesetzt sind. Somit können die direkten Kosten (Arbeitsstunden für Unterhalt und Kauf von mechanischen Bauteilen) und die indirekten Kosten (Zeitverlust der Verkehrsteilnehmer, verursacht durch Verkehrseinschränkungen infolge von Unterhaltsarbeiten) massgeblich reduziert werden. Der Bau einer integralen Brücke ergibt eine effizientere Tragstruktur und führt zu einer geringeren Lärmbelästigung für die Anwohner. Allerdings muss eine solche Tragstruktur, im Vergleich zu einer traditionellen Brücke, welche durch mechanische Elemente vom Baugrund entkoppelt ist, die Interaktion des Baugrundes mit dem Tragwerk infolge des monolithischen Verhaltens der Brücke mit der Erdanschüttung an den Brückenenden und den Brückenpfeilern mit der Foundation berücksichtigen. Diese Interaktion ist komplex und wurde bisher noch nicht hinlänglich untersucht.

Der vorliegende Forschungsbericht beginnt mit einer generellen Einleitung, gefolgt von der Beschreibung des gegenwärtigen Stands der Technik sowie der aktuellen Lücken bezüglich des Entwurfs von integralen Brücken. Des Weiteren werden die massgebenden Einwirkungen beschrieben und aufbauend auf der Problemstellung wird die Forschung zu den integralen Brückenwiderlagern sowie den Flachgründungen von Brückenpfeilern erläutert.

Die Untersuchung dieser Thematik zeigt, wie wichtig die Berücksichtigung des Gebrauchszustandes in der Entwurfsphase von integralen Brückenenden ist. Durch die Anpassung der Geometrie, wie einer Vergrößerung der Länge und der Neigung der Schleppplatte, sowie durch die Berücksichtigung der Interaktion des Baugrundes mit der Tragstruktur, eine signifikante Verbesserung des Langzeitverhaltens eines solchen Bauwerks erreicht werden. Falls ausserdem diese spezifischen Erwägungen bereits beim Projektbeginn berücksichtigt werden, sind die zusätzlichen Kosten im Vergleich zu den Gesamtkosten des Projekts vernachlässigbar klein. Jedoch ermöglichen sie die Lösung der meisten Problemen im Zusammenhang mit den Unterhaltsarbeiten der Brückenenden. Diese Schlussfolgerungen gelten gleichwohl für Neubauten wie für die Erneuerung bestehender Brücken, bei welchen die Dilatationsfugen ersetzt werden müssen.

Das Studium des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit, insbesondere der Rissbildung von Brückenpfeilern mit Flachgründung zeigt, wie wichtig die Berücksichtigung der Interaktion von Boden und Bauwerk bei den integralen Brücken ist.

Aus der Forschungsarbeit geht insbesondere hervor, dass durch die vorgeschlagenen geometrischen Anpassungen sowie durch die Berücksichtigung der Interaktion Boden-Bauwerk die heute in der Schweiz als gebräuchlich geltenden maximalen Brückenspannweiten von 60 m signifikant überschritten werden können.

Stichwörter: integrale Brücke, semi-integrale Brücke, Widerlager, integrales Brückenende, semi-integrales Brückenende, Schleppplatte, Brückenpfeiler, Flachgründung, Interaktion Boden-Bauwerk, Dauerhaftigkeit, Gebrauchstauglichkeit, Konzeptwahl

Summary

Over the past decades, an increasing number of integral bridges have been built. This type of bridge offers various advantages in comparison with standard bridges equipped with expansion joints and bearings. In particular, integral bridges require less maintenance since they have less mechanical elements. Therefore, cost of retrofitting and indirect costs such as time spent by users during the maintenance works is reduced. Moreover, the static efficiency is increased and the noise of circulation during its lifetime is reduced. However, for the design and analysis of this kind of structure, the soil-structure interaction needs to be investigated to take in account the monolithic behaviour of the bridge with the embankment near the abutment and the piers with the foundation. This interaction is complex and further research is needed.

The report begins by a general introduction of the topic. Thereafter a brief description of the state-of-the-art on integral bridges is presented, as well as the main difficulties faced during design and the main actions that need to be considered. Limit states and numerical analysis on integral abutments and pier on shallow foundations are discussed towards a better understanding of the structural behaviour in order to improve current detailing and design practice.

The study of integral abutments shows that soil-structure interaction should be considered at early stages of the design process. This allows introducing small geometric adaptations to improve detailing which in turn allows significantly increasing the long term performance of the integral abutment without a sensible increase of building costs. This set of new rules can further be applied to both new and existing bridges which require retrofitting of the expansion joints at the abutments.

The study of the cracking limit state of piers shows the strong influence of the geometry of the shallow foundations on the soil-structure interaction.

This two studies show that geometric adaptation in combination with accurate soil-structure modeling could lead to an increase of the current Swiss limit length for integral bridges which is now set at fixed to 60m.

Keywords: integral bridges, semi-integral bridges, end of bridge, integral abutment, semi-integral abutment, transition slab, bridge pier, shallow foundation, soil-structure interaction, durability, serviceability limit state, conceptual design

Table des matières

Préface	i
Remerciements.....	iii
Résumé, Zusammenfassung, Summary	v
Table des matières	ix
Notations.....	xiii
1 Introduction	1
1.1 Problématique.....	1
1.1.1 Appuis et joints de dilatation au niveau de la culée.....	1
1.1.2 Appuis et joints de dilatation au niveau des piles.....	2
1.1.3 Terminologie spécifique aux ponts intégraux.....	3
1.1.4 Interaction sol – structure	5
1.2 Objectif de la recherche.....	6
1.3 Contributions personnelles.....	7
2 Etat de l’art.....	9
2.1 Déplacement imposé u_{imp}	9
2.1.1 Distance du point fixe L_{pf} et coefficient de rigidité longitudinal du tablier du pont $k_{tablier}$	10
2.1.2 Retrait et fluage	11
2.1.3 Variation de température	12
2.1.4 Forme du déplacement imposé.....	14
2.2 Extrémités des ponts.....	17
2.2.1 Culées.....	17
2.2.2 Dalles de transition.....	20
2.2.3 Détail de connexion entre les culées et les dalles de transition	23
2.3 Piles	25
2.4 Ponts intégraux	28
2.4.1 Recherches internationales	28
2.4.2 Recherches en Suisse.....	29
3 Comportement des matériaux considérés dans cette thèse	31
3.1 Béton armé	31
3.1.1 $\sigma - \varepsilon$ du béton.....	31
3.1.2 $M - \kappa$ du béton armé	37
3.2 Sols granulaires	41
3.2.1 Equations constitutives du modèle mécanique de Hujeux.....	42
3.2.2 Détermination des paramètres du modèle mécanique de Hujeux.....	44
3.2.3 Sols considérés dans cette recherche	45

4	Conséquence des déplacements imposés u_{imp} sur l'extrémité du pont.....	49
4.1	Pression contre le mur de culée	49
4.2	Tassement de la surface de roulement derrière le mur de culée	53
4.3	Déformation de la surface de roulement au droit de l'extrémité de la dalle de transition	56
4.3.1	Modèle numérique	57
4.3.2	Critère pour l'état limite de service	58
4.3.3	Résultats de la modélisation numérique	59
4.3.4	Comparaison avec un modèle mécanique de Mohr – Coulomb	68
4.4	Détermination des efforts dans la dalle de transition.....	69
4.4.1	Modèle numérique	70
4.4.2	Résultats de la modélisation numérique	73
4.5	Rotation autour de la connexion entre la culée et la dalle de transition	74
4.5.1	Critère pour l'état limite de service	74
4.5.2	Résultats de la modélisation numérique	75
5	Adaptation des éléments de la culée pour les ponts intégraux	77
5.1	Mur de culée	77
5.1.1	Détermination de la pression des terres σ_h du remblai contre le mur de culée	77
5.1.2	Dimensionnement statique des murs de culées intégrales	82
5.2	Dimensionnement géométrique de la dalle de transition.....	83
5.2.1	Longueur de la dalle de transition pour passer le tassement de la surface derrière la culée	83
5.2.2	Géométrie de la dalle de transition pour satisfaire la planéité de la surface de roulement	85
5.2.3	Conclusions sur le dimensionnement géométrique de la dalle de transition.....	92
5.3	Adaptation du détail de connexion entre la culée et la dalle de transition	93
5.3.1	Détail de connexion entre la dalle de transition et le mur de culée.....	93
5.3.2	Série expérimentale	94
5.3.3	Modélisation	101
5.3.4	Résultats de la modélisation	102
5.3.5	Conclusion sur l'efficacité du détail de connexion proposé	107
5.4	Dimensionnement à la flexion de la dalle de transition.....	107
5.4.1	Méthode des modules de réaction.....	107
5.4.2	Méthode des éléments finis	112
5.4.3	Approche simplifiée	115
6	Conséquences des déplacements imposés u_{imp} sur le système pile – fondation superficielle.....	117
6.1	Fondations superficielles	118
6.1.1	Cinématique des fondations superficielles	118
6.1.2	Modèle numérique.....	120
6.1.3	Résultats de la modélisation numérique	120
6.1.4	Résistance interne des fondations	122

6.2	Piles	123
6.2.1	Modèle numérique.....	123
6.2.2	Critère pour l'état limite de service	123
6.2.3	Résultats et comparaison avec des essais expérimentaux.....	124
6.3	Système pile – fondation superficielle	130
6.3.1	Modèle numérique.....	130
6.3.2	Résultats de la modélisation	131
6.3.3	Influence des paramètres du système pile – fondation superficielle	134
6.3.4	Approche simplifiée	137
7	Conclusions et travaux futurs	141
7.1	Conclusions	141
7.1.1	Culées intégrales	141
7.1.2	Système pile – fondation	142
7.2	Travaux futurs	142
7.2.1	Culées intégrales	142
7.2.2	Système pile – fondation	143
	Références bibliographiques.....	145
	Annexes.....	157
	Rapport d'essai de la série DT1 à DT4	
	Curriculum vitæ	

Notations

Lettres latines

b	épaisseur	w	déplacement vertical ; tassement ; ouverture
c	cohésion du sol	x	coordonnée longitudinale ; position de l'axe neutre
d	hauteur statique	z	coordonnée verticale
e	indice de vide du sol ; enfouissement, excentricité	A	aire ; section
t	temps	B	largeur
f	résistance ; critère de plasticité	E	module d'élasticité
h	épaisseur ; hauteur	G	poids propre ; module de cisaillement
k	rigidité horizontale des piles et des culées ; rigidité du ressort	I	moment d'inertie
m	moment de flexion par mètre linéaire	K	coefficient de poussé des terres
n	effort normal par mètre linéaire	L	longueur ; dimension longitudinale
p	angle de diffusion des charges dans le sol	M	moment de flexion
p'	contrainte sphérique effective	N	effort normal
q	contrainte déviatorique	P	force de précontrainte
s	espacement ; espacement des barres d'armature	Q	charge
u	déplacement longitudinal	T	température
v	effort tranchant par mètre linéaire	V	effort tranchant

Lettres grecques

α	angle ; pente	κ	courbure
α_T	coefficient de dilatation thermique	η	facteur de correction
ε	déformation	ρ	taux d'armature
χ	critère de changement de pente de la surface de roulement	σ	contrainte
χ_φ	coefficient de vieillissement du béton	θ	rotation
γ	poids volumique ; facteur de charge pour l'état limite ultime ; facteur de résistance pour les matériaux	ψ	coefficient de réduction pour l'état limite de service
φ	angle de frottement du sol ; coefficient de fluage du béton	Δ	différence
		ν	coefficient de Poisson
		\emptyset	diamètre des barres d'armature

Indices

- <i>a</i>	active	- <i>trans</i>	transversal
- <i>adm</i>	admissible	- <i>u</i>	rupture
- <i>an</i>	anélastique	- <i>x</i>	coordonnée longitudinale
- <i>c</i>	du béton	- <i>v</i>	verticale ; effort tranchant
- <i>c,sh</i>	consécutif au retrait du béton	- <i>vide</i>	vide sous la dalle de transition ; tassement de la surface de roulement
- <i>cr</i>	consécutif au fluage du béton	- <i>z</i>	coordonnée verticale
- <i>d</i>	valeur de calcul	- <i>BA</i>	British advices
- <i>eff</i>	effectif, de référence	- <i>DT</i>	de la dalle de transition
- <i>éla.</i>	élastique	- <i>F</i>	fondation
- <i>extr.</i>	extrémité	- <i>M</i>	matériaux ; moment de flexion
- <i>fiss</i>	fissure	- <i>P</i>	pile
- <i>h</i>	horizontale	- <i>R</i>	rupture
- <i>imp</i>	imposé	- ΔT	consécutif aux variations de température
- <i>long</i>	longitudinal	- ΔT^+	consécutif aux variations de température dans la direction passive (allongement thermique)
- <i>moy</i>	moyen	- ΔT^-	consécutif aux variations de température dans la direction active (raccourcissement thermique)
- <i>mur</i>	du mur de culée	- <i>0</i>	initial ; à court terme ; lors de la mise en précontrainte ou au repos
- <i>n</i>	normale	- <i>1</i>	premier ordre
- <i>p</i>	passive ; précontrainte	- <i>2</i>	deuxième ordre
- <i>pic</i>	de pointe	- φ	à long terme
- <i>pf</i>	entre le point fixe et la culée		
- <i>pl</i>	plastique		
- <i>ref</i>	de référence		
- <i>s</i>	de l'acier d'armature		
- <i>t</i>	traction		
- <i>tot</i>	total		

Abréviations

CM	Code-Modèle CEB-FIP
EN	Eurocodes
EPFL	Ecole polytechnique fédérale de Lausanne
OFROU	Office fédérale des routes de la confédération suisse
RILEM	International Union of Laboratories and Experts in Construction materials, Systems and Structures
SIA	Société suisse des architectes et ingénieurs

1. Introduction

1.1 Problématique

1.1.1 Appuis et joints de dilatation au niveau de la culée

Lors de l'exploitation des ponts, les éléments mécaniques que constituent les appuis et les joints de dilatation sont presque toujours des points faibles de l'ouvrage [Kaufmann 2009] et ceci même s'ils ont été correctement conçus et mis en place. Lors d'une recherche achevée en 1987, Andrey [Andrey 1987 et Andrey 1987a] a relevé que les dégâts les plus importants relatifs aux appuis sont : une corrosion généralisée de l'appareil d'appui, l'encrassement des éléments mobiles par des débris ou coulures de béton, la rupture des éléments mobiles ou de certaines parties de l'appareil, le déplacement de l'appui, l'écrasement ou le déchirement des appuis élastomères et finalement le fluage du téflon ou de l'élastomère. Ceux relatifs aux joints de dilatation sont : la corrosion du joint, la rupture de certains éléments et le descellement du joint du tablier du pont ou de la culée. Des études effectuées aux USA dans la fin des années 1990 [Ramey et Wright 1997 et Enright et Frangopol 2000], ont également montré que l'infiltration d'eau dans les joints de dilatation est la cause la plus importante de corrosion des appuis et des armatures situées à proximité des joints. Suite à cette corrosion, des dommages de la superstructure des ponts peuvent apparaître.

Comme le montrent les photos d'appui et joint de dilatation de ponts suisses de la figure 1.1 [Kaufmann 2009], ces problèmes sont toujours d'actualité et posent d'importants problèmes de maintenance et par conséquent de disponibilité du réseau routier [OFROU 2009].

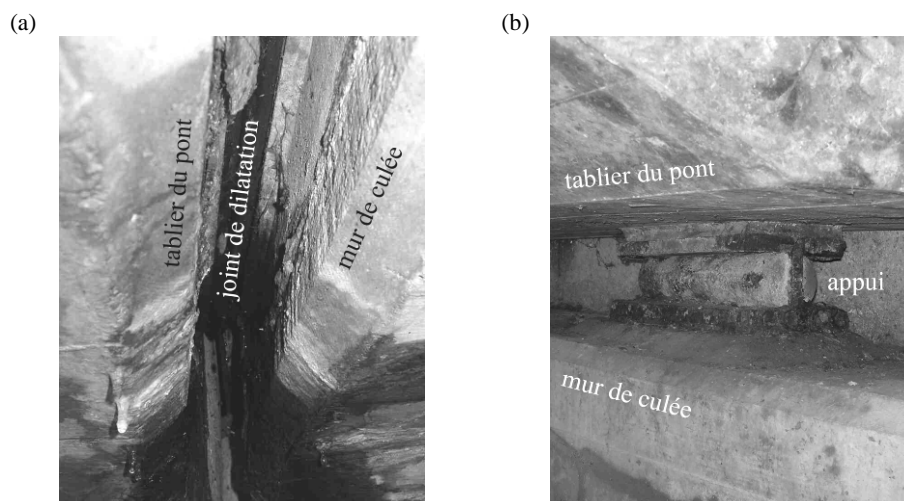


Figure 1.1: *Dégâts fréquemment constatés sur les ponts suisses suite à l'infiltration d'eau à travers le joint de dilatation [Kaufmann 2009] ; (a) corrosion des armatures du mur de culée et du tablier du pont ; (b) corrosion d'un appui*

La solution la plus efficace pour éviter ces problèmes est la suppression pure et simple des appuis et joints de dilatation. Cette suppression n'est toutefois pas si simple, ces

éléments mécaniques isolant la superstructure du pont du remblai situé à l'arrière de la culée. Par conséquent, la suppression de ces éléments conduit à devoir considérer le pont, la culée et le remblai comme un système interdépendant et donc à inclure l'interaction sol-structure.

1.1.2 Appuis et joints de dilatation au niveau des piles

Les joints de dilatation situés au dessus des piles sont connus depuis plusieurs décennies comme un des éléments les plus problématiques au niveau de l'endommagement des piles et poutres longitudinales de pont. Comme le montrent les photos de la figure 1.2, l'infiltration de l'eau à travers les joints de dilatation conduit à une corrosion des armatures puis, dans les cas les plus extrêmes, à l'endommagement des piles et poutres par éclatement de l'enrobage. C'est pourquoi, ce type de détail n'est plus réalisé en Suisse. Les rotules situées en travée, appelées historiquement *articulation Gerber*, présentent également des problèmes importants de corrosion des appuis et armatures liés à l'infiltration d'eau à travers l'articulation, figure 1.3 (a). Ce détail est également proscrit en Suisse.

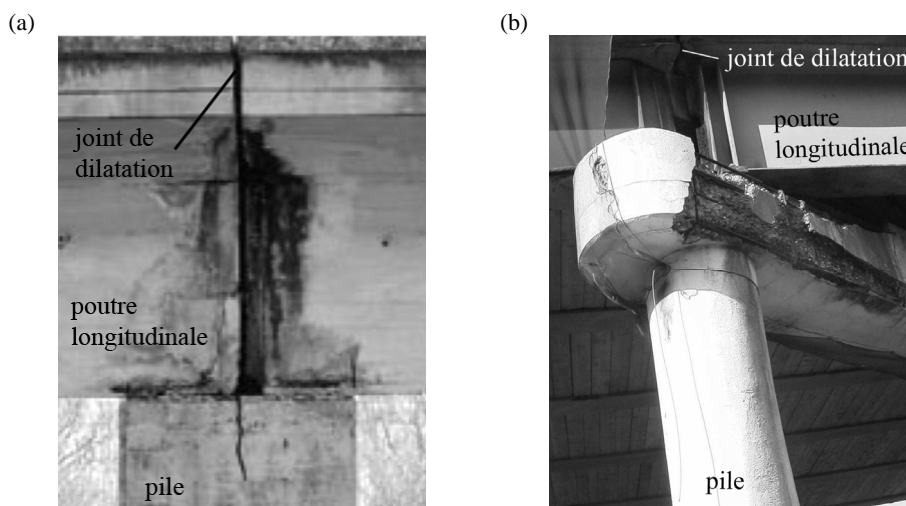


Figure 1.2: *Dégâts fréquemment constatés sur les ponts composés de poutres simples suite à l'infiltration d'eau à travers le joint de dilatation entre les poutres longitudinales; (a) dégradation de l'extrémité de poutres longitudinales en Espagne [León González 2008] ; (b) dégradation de la tête de pile d'un pont situé au Massachusetts / USA [Brena 2009]*

En moindre mesure, les appuis glissants et rotules mécaniques situés entre le tablier des ponts et la tête des piles, voir entre le pied des piles et des fondations, peuvent être endommagés par des ruissellements. La photo de la figure 1.3 (b) montre un exemple d'une dégradation importante d'un pied de pile pendulaire d'un pont allemand.

Une nouvelle fois, la solution la plus efficace pour éviter ces problèmes est la suppression pure et simple des détails qui comporte des éléments mécaniques. Toutefois, la suppression complète de ces éléments mécaniques conduit à devoir considérer le pont, les piles et les fondations comme un système interdépendant et donc

à devoir considérer l'interaction sol-structure pour évaluer les comportement global du système.

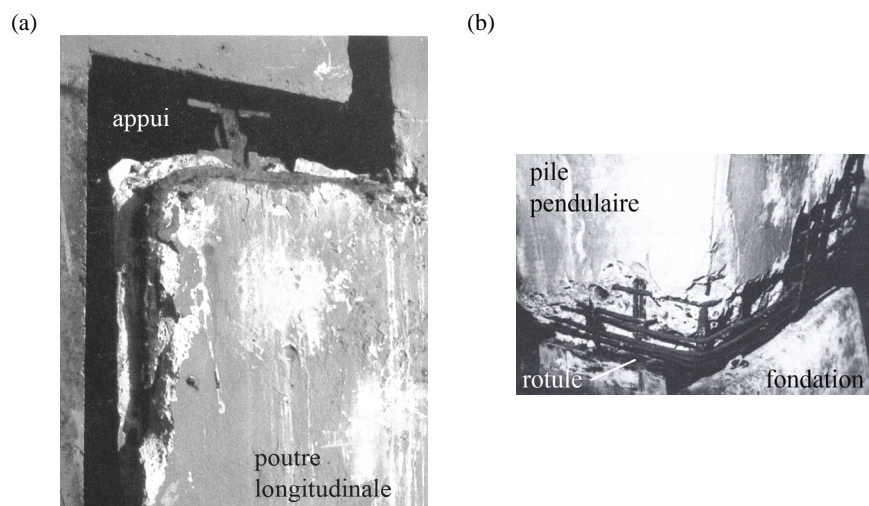


Figure 1.3: *Dégâts constatés sur des ponts allemands équipés d'appuis [Ruhrberg et Schumann 1982] ; (a) corrosion et dégradation d'une articulation Gerber ; (b) dégradation du pied d'une pile pendulaire*

1.1.3 Terminologie spécifique aux ponts intégraux

Dans la suite de ce document, en accord avec la *directive sur les détails de construction de ponts* de l'OFROU [OFROU 2010], la terminologie suivante sera utilisée :

- culées avec joints, figure 1.4 (a) : culées équipées d'appuis et de joints de dilatation ;
- culées semi-intégrales, figure 1.4 (b et c) : culées équipées uniquement de joints de dilatation ou uniquement d'appuis ;
- culées intégrales, figure 1.4 (d) : culées dépourvues de tous appuis et jointes de dilatation ;
- ponts avec joints : ponts équipés d'appuis et de joints de dilatations ;
- ponts semi-intégraux : ponts équipés uniquement d'appuis ou uniquement de joints de dilatation au niveau de la culée ;
- ponts intégraux : ponts dépourvus de tous appuis et joints de dilatation.

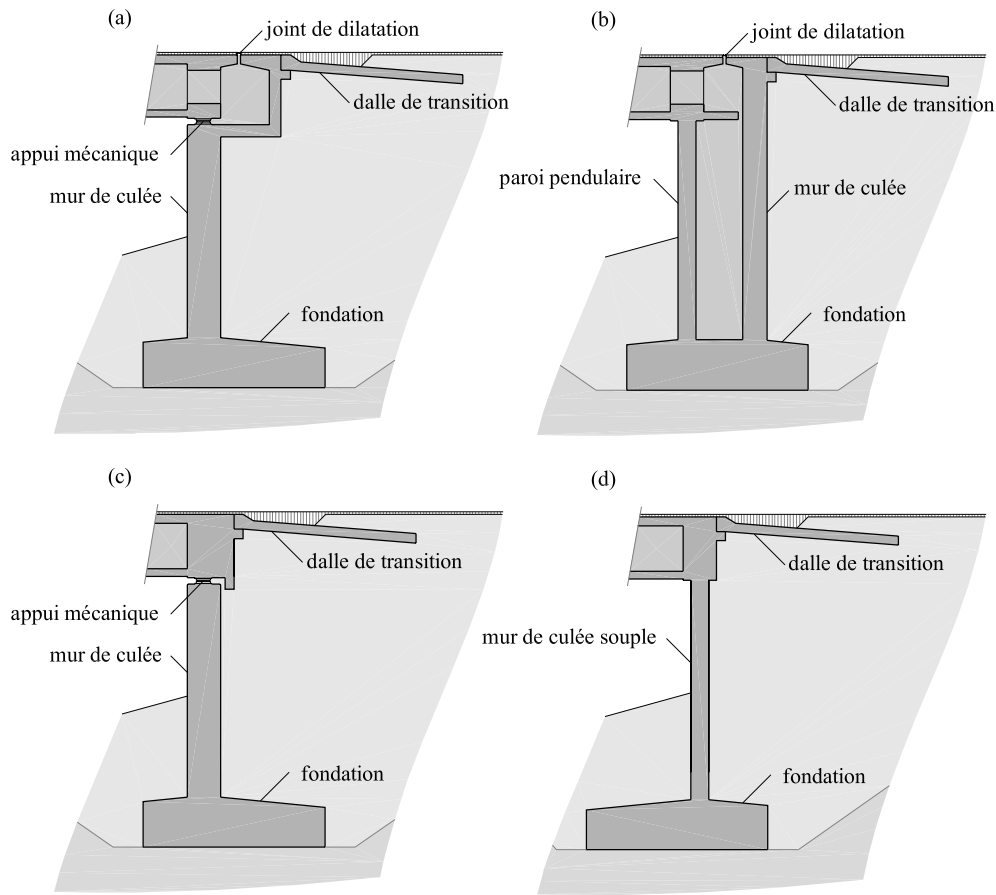


Figure 1.4: *Types de culées; (a) culée avec joints (appuis et joint de dilatation) ; (b) culée semi-intégrale avec joint de dilatation ; (c) culée semi-intégrale avec appuis ; (d) culée intégrale sans appui ni joint*

Dans la classe des ponts avec joints, 4 types de système statique longitudinal doivent être distingués :

- ponts composés de poutres simples, figure 1.5 (a) ;
- ponts avec articulations Gerber, figure 1.5 (b) : les articulations permettent de conserver l'isostaticité du tablier du pont tout en améliorant le comportement statique en comparaison des ponts composés de poutres simples ;
- ponts fixes, figure 1.5 (c) : pont poutre continue avec une des deux culées équipée d'un appui mécanique fixe qui empêche les déplacements longitudinaux ;
- ponts flottants, figure 1.5 (d) : pont poutre continue avec les deux culées équipées d'un appui mécanique mobile qui permet les déplacements longitudinaux, la stabilité longitudinale est assurée par les piles connectées de manière monolithique au tablier du pont.

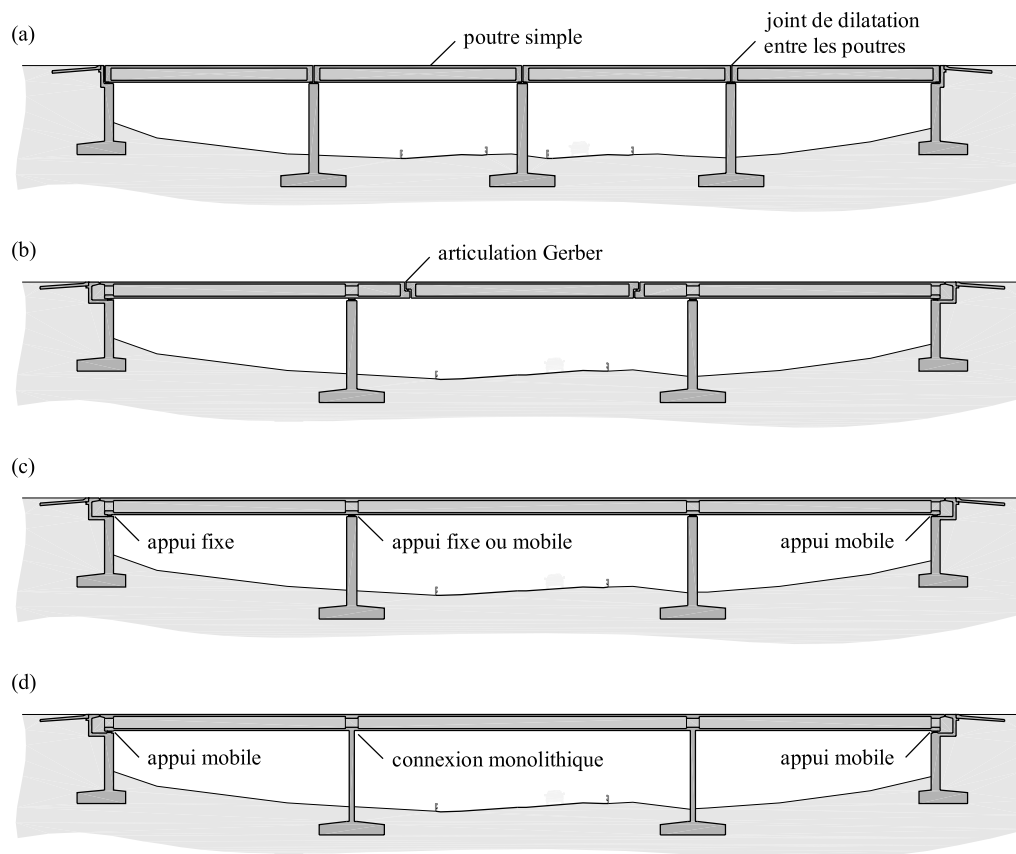


Figure 1.5: *Types de pont avec joints; (a) pont composé de poutres simples; (b) pont muni d'articulations Gerber; (c) pont fixe; (d) pont flottant*

1.1.4 Interaction sol-structure

L'interaction entre le sol et les structures est étudiée depuis le 18^{ème} siècle [Linger 1972]. Les premières études se concentrèrent sur la détermination de la pression latérale des terres contre les murs [Heyman 1972]. Plus récemment, des recherches ont été effectuées sur l'influence de la rigidité des conduites enterrées sur la pression des terres à considérer lors de leur dimensionnement [Linger 1972] et par la suite, de la même manière, pour les tranchées couvertes [Tisa et Kovári 1993; Kovári et Tisa 1998; Plumey et al. 2006 et Plumey 2007]. Ces études ont montré la complexité de l'interaction sol-structure et la nécessité de considérer les propriétés spécifiques du sol ainsi que celle concernant la géométrie et la rigidité de la structure pour déterminer correctement la pression des terres ainsi que le comportement global du système.

En ce qui concerne les ponts intégraux, les études qui considèrent l'interaction sol-structure ont jusqu'à présent principalement traité deux problématiques. La première s'intéresse au phénomène de fatigue des pieux métalliques soutenant le mur de culées intégrales, ce système de construction étant prépondérant en Amérique du Nord [Kunin et Alampalli 2000]. La seconde porte sur l'étude de la pression des terres contre les murs des culées intégrales. Par exemple, aux USA, l'équipe de Breña et Civijan effectuent depuis 2002 des mesures in situ et comparent leurs mesures avec des résultats obtenus par modélisation numériques [Bonzcar et al. 2005; Bonzcar et al. 2005a; Brena et al. 2007; Civijan et al. 2007 et Kalayci et al. 2009].

En Angleterre, des recherches ont été effectuées à la fin des années 1990 par l'équipe d'England [England et al. 2000] et celle de Springmann [Ng et al. 1998 et Ng et al. 1998a]. Leurs essais en laboratoire sur modèles réduits, ont permis de mieux comprendre les effets cycliques des déformations du sol à proximité des culées.

A l'heure actuelle, selon la connaissance de l'auteur, aucune étude concernant directement les problèmes liés aux culées des ponts intégraux avec dalles de transition n'a été conduite. Cette solution est pourtant traditionnellement utilisée en Suisse.

Depuis les années 1990, des études sur l'évaluation du comportement des piles de ponts considérant l'interaction sol-structure ont été effectuées principalement en Allemagne [Pötzl 1996 et Engelsmann et al. 1999]. Dans ces études, des hypothèses très importantes concernant le comportement à long terme des piles et du sol sont admises. De ce fait, les connaissances sur l'évaluation des états limites des piles de ponts considérant l'interaction sol-structure restent à l'heure actuelle extrêmement faibles.

1.2 Objectif de la recherche

Les objectifs principaux de cette recherche sont :

- l'évaluation des problèmes spécifiques des ponts intégraux en considérant l'interaction sol-structure ;
- la détermination des limites d'application des ponts munis de culées intégrales conçus de manière similaire aux ponts avec joints ;
- le développement de solutions constructives simples permettant d'étendre la limite actuelle des ponts avec culées intégrales. La limite actuelle est fixée à un déplacement imposé aux culées $u_{imp} < 20$ mm [OFROU 2010] ;
- l'étude de l'état limite de service par rapport à la fissuration des piles de ponts fondées sur fondations superficielles.

Pour atteindre ces objectifs, une importante recherche bibliographique a été effectuée pour évaluer l'état de l'art et les besoins de recherche sur ces sujets. Par la suite, des modélisations numériques ont été effectuées. De plus, une série expérimentale sur des bandes de dalles, représentant un détail de rotule en béton située entre la culée et la dalle de transition, a été effectuée afin de valider une solution constructive proposée. Ce détail doit contribuer à permettre une augmentation de la longueur actuelle des ponts avec culées intégrales.

Ce rapport de thèse est scindé en 3 parties

La première est générale au thème des ponts intégraux :

- dans le chapitre 2 un bref état de l'art est présenté. Toutefois, les sujets abordés dans cette recherche étant vaste et nombreux, des points plus particuliers de l'état de l'art sont également présentés dans les paragraphes relatifs à ces points particuliers.
- le chapitre 3 présente le comportement mécanique des matériaux considérés dans cette recherche. C'est à dire le béton armé et les sols ;

La deuxième partie traite spécifiquement des problèmes liés aux culées intégrales et semi-intégrales :

- le chapitre 4 présente les problèmes spécifiques rencontrés sur les culées intégrales de géométrie standard suisse. Ces problèmes, déterminés lors de cette recherche, sont de nature différente à ceux généralement étudiés au niveau international. Pour chaque problème étudié, l'état de l'art relatif est présenté. Cette démarche permet de formuler les acquis et lacunes actuels. Les hypothèses des approches numériques utilisées dans cette recherche ainsi que les états limites considérées sont formulés dans ce chapitre. Les résultats des études numériques, obtenus pour une culée semi-intégrale de géométrie standard suisse, sont présentés en détail. Ces explications permettent au lecteur de suivre toute la démarche effectuée lors de l'obtention de ces résultats ;
- le chapitre 5 présente les études paramétriques et les approches simplifiées basées sur l'état de l'art ou sur les résultats numériques présentés dans le chapitre 4. Les études paramétriques et approches simplifiées permettent de proposer une démarche pour la conception et le dimensionnement des culées intégrales et semi-intégrales. L'influence bénéfique de légères adaptations de la géométrie standard suisse est particulièrement mise en évidence dans ce chapitre.

La troisième partie traite spécifiquement des problèmes liés aux déplacements imposés en tête de piles fondées sur fondations superficielles :

- le chapitre 6 propose une démarche permettant de mieux évaluer le comportement du système formé par les piles et les fondations superficielles en considérant les effets de l'interaction sol-structure.

Finalement, les conclusions du rapport et les travaux futurs sont présentés au chapitre 7.

1.3 Contributions personnelles

Une liste des contributions apportées dans cette thèse est donnée par la suite :

- développement d'un modèle numérique permettant la modélisation du comportement du béton par les relations contrainte σ – déformation ε et moment M – courbure κ avec effort normal N pour des charges maintenues et déchargé / rechargé ultérieurement ;
- validation de la relation $\sigma - \varepsilon - N$ par étude et comparaison avec des essais sur cylindres en béton et respectivement de la relation $M - \kappa - N$ avec des essais sur colonnes en béton armé chargées à long terme ;
- détermination et évaluation par des méthodes numériques des problèmes spécifiques rencontrés par les culées intégrales, en particulier le tassement de la surface de roulement à l'extrémité de la dalle de transition et la fissuration de l'enrobé au niveau de la connexion entre le tablier du pont et la dalle de transition ;
- étude par éléments finis du problème de tassement de la surface de roulement à l'extrémité de la dalle de transition à l'aide d'un modèle mécanique raffinée spécifiquement adapté pour les remblais ;
- proposition d'adaptations géométriques des dalles de transition, qui n'engendrent pas de coûts de construction supplémentaire, pour améliorer le

problème de tassement de la surface de roulement à l'extrémité de la dalle de transition ;

- étude par éléments finis de la résistance statique des dalles de transition de culées intégrales et proposition d'une approche simplifiée pour leur dimensionnement ;
- proposition d'une adaptation du détail de connexion entre le tablier du pont et la dalle de transition pour résoudre le problème de fissuration de l'enrobé. Cette adaptation a été validée expérimentalement dans le cadre de cette recherche ;
- proposition d'une approche pour l'évaluation du comportement à long terme des piles de ponts soumises à des déplacements imposés en tête ;
- étude numérique sur les problèmes de fissuration des piles de ponts en appliquant l'approche mentionnée au point précédent.

2. Etat de l'art

2.1 Déplacements imposés u_{imp}

Le déplacement imposé u_{imp} est l'action principale qui conduit à des défauts à proximité de l'extrémité des ponts intégraux et semi-intégraux, figures 2.1 (a et b) ainsi qu'à des fissures en tête ou pied des piles, figures 2.1 (c et d). De ce fait, un bref rappel sur les causes et sur la détermination du déplacement imposé u_{imp} est présenté. De manière générale, le déplacement imposé u_{imp} peut être déterminé au moyen l'équation 2.1.

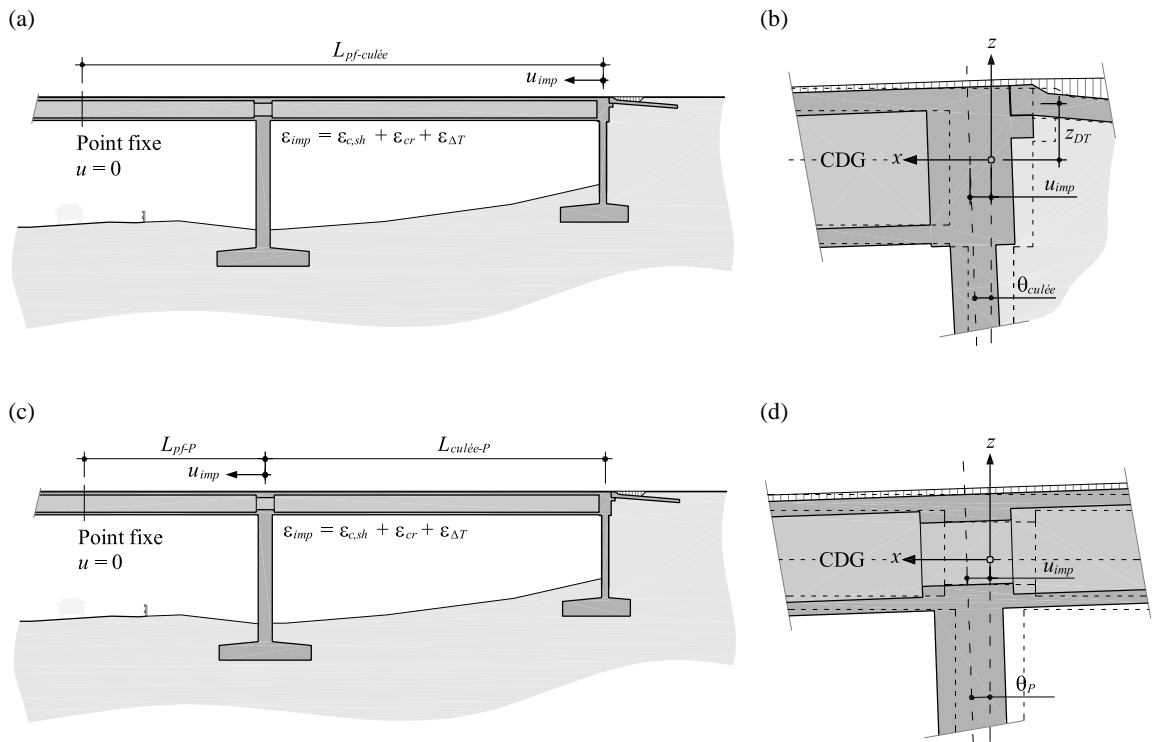


Figure 2.1: Définition géométrique du déplacement imposé u_{imp} aux culées et aux têtes de pile ; (a) distance entre le point fixe et la culée $L_{pf,culée}$; (b) détail de la culée ; (c) distance entre le point fixe et la pile considérée $L_{pf,P}$; (d) détail de la tête de pile

$$u_{imp} = k_{tablier} L_{pf} \varepsilon_{imp} \text{ avec } \varepsilon_{imp} = \varepsilon_{c,sh} + \varepsilon_{cr} + \varepsilon_{\Delta T}$$

$$\text{et } L_{pf} = L_{pf-culée} \text{ resp. } L_{pf-P}, k_{tablier} = k_{tablier-culée} \text{ resp. } k_{tablier} = k_{tablier-P} \quad (2.1)$$

où $k_{tablier}$ est le coefficient de rigidité longitudinale du tablier du pont, L_{pf} est la distance entre le point fixe du pont et la culée, respectivement la pile considérée, et ε_{imp} est la déformation imposée totale qui est la somme des déformations imposées de retrait $\varepsilon_{c,sh}$ et de fluage ε_{cr} du tablier du pont et des déformations dues aux variations de température uniformes du pont $\varepsilon_{\Delta T}$. Les paragraphes suivants donnent plus d'explication sur ces différents paramètres. Dans certains cas particuliers, le remblai situé à l'arrière de la culée peut aussi se déplacer suite à un glissement du terrain en place, au fluage de sols cohésifs ou à l'action du gel sur des remblais présentant des défauts de drainage.

2.1.1 Distance du point fixe L_{pf} et coefficient de rigidité longitudinal du tablier du pont $k_{tablier}$

La distance entre le point fixe du pont et la culée $L_{pf-culée}$ est la distance entre la section du tablier du pont pour laquelle le déplacement horizontal, dû à des déformations imposées uniformes du tablier, est nul et l'extrémité du tablier reposant sur la culée, respectivement L_{pf-P} avec la position de la pile considérée. La section où le déplacement horizontal est nul se trouve au centre de la rigidité longitudinale du pont. Cette rigidité globale du pont est composée de la rigidité des piles et des culées. C'est-à-dire, si la rigidité horizontale des piles et des culées au niveau du tablier vaut k_i alors $L_{pf-culée}$ peut être déterminé par l'équation 2.2. L'évaluation de $L_{pf-P} = L_{pf-culée} - L_{culée-P}$ est direct, une fois $L_{pf-culée}$ déterminée, figure 2.1 (c).

$$L_{pf-culée} = \frac{\sum_{i=1}^{nb_{piles+culées}} x_i k_i}{\sum_{i=1}^{nb_{piles+culées}} k_i} \quad (2.2)$$

où x_i est la distance entre la pile considérée et la culée où l'on souhaite déterminer L_{pf} .

L'équation 2.2 paraît aisée à résoudre, toutefois, la rigidité k_i des piles n'est pas toujours facilement déterminable. En effet, elle dépend de nombreux paramètres géométriques et statiques. Les paramètres géométriques principaux étant la section et la hauteur de la pile. Les paramètres statiques prennent en compte le chargement de la pile, principalement l'effort normal N et le moment M , qui influencent la rigidité selon l'état de fissuration de la pile et selon la connexion (libre, avec rotule ou encastree) en tête et au pied de la pile. Finalement, les propriétés du sol de fondation et la durée d'application des actions sur le béton, qui intervient dans la détermination des paramètres rhéologiques des matériaux, peuvent avoir une influence significative sur la rigidité horizontale de la pile. La rigidité des murs de culée est encore plus difficilement déterminable. En effet, en plus des paramètres des murs en béton, il faut considérer la rigidité apportée par le remblai situé à l'arrière du mur de culée. Une difficulté supplémentaire vient du fait que la rigidité du remblai dépend fortement de son chargement et de sa déformation. De plus amples informations sur ce sujet sont données dans le §5.1.1. Dans le cas de ponts intégraux et semi-intégraux parfaitement symétriques au niveau de la structure et comportant des remblais identiques, le point fixe se situe au niveau de la section médiane du pont et par conséquent $L_{pf-culée} = L_{pont} / 2$.

Le coefficient de rigidité longitudinal du tablier du pont $k_{tablier}$ tient compte du déplacement imposé u_{imp} entravé entre le point fixe et la culée considérée, respectivement la pile considérée. Le coefficient $k_{tablier}$ dans le cas d'un pont rectiligne peut être estimé, en première approximation par l'équation 2.3.

$$k_{tablier} = \frac{EA_{tablier} / L_{pf-culée}}{\sum_{i=1}^{nb_{piles+culées}} k_i + EA_{tablier} / L_{pf-culée}} \quad (2.3)$$

Si la rigidité longitudinale du tablier du pont $EA_{tablier} / L_{pf-culée}$ est bien supérieure à la somme des rigidités horizontales des colonnes et des culées k_i , $k_{tablier}$ tend vers l'unité. Au contraire, si l'entrave aux déformations imposées ε_{imp} au niveau des culées est complète, $k_{tablier}$ tend vers zéro. Comme rapporté par Xu et al. [Xu et al. 2007], des mesures in situ ainsi que par modélisation numérique ont montré que la déformation entravée par le sol peut être négligée pour les ponts avec culées intégrales dont le

remblayage est composé de sol granulaire. Par conséquent, si les piles et culées des ponts intégraux sont flexibles ou munies de joints, k_{tablier} tend vers 1. Ce cas est généralement une bonne représentation de la réalité sauf dans le cas de culées basses fondées directement dans la roche ou pour les ponts courbes [OFROU 2010].

2.1.2 Retrait et fluage

L'estimation des déformations provenant du retrait $\varepsilon_{c,sh}$ et du fluage ε_{cr} des tabliers de ponts en béton est toujours délicate car elles dépendent de divers paramètres difficilement estimables dans les cas pratiques. Le retrait a pour cause principale l'augmentation des tensions capillaires lors du séchage du béton [Bazant 1982]. Généralement, le retrait est dissocié en trois parties : le retrait plastique dénommé également retrait avant prise ou retrait capillaire ; le retrait chimique et le retrait hydrique composé par le retrait endogène et de dessiccation. L'ampleur de ces trois types de retrait dépend principalement de la composition du béton (type de ciment, rapport e/c , ...) et des conditions de stockage (humidité relative, temps de cure, ...).

Pour sa part, le fluage est causé principalement par le changement de la phase solide du béton lorsque celui-ci est chargé. Le fluage, pour des contraintes dans le béton σ_c inférieures à 40 % de sa résistance f_c , est composé par le fluage de base et de dessiccation. La valeur totale du coefficient de fluage dépend principalement, comme pour le retrait, de la composition du béton et des conditions de cure et d'exploitation [Favre et al. 2004].

Dans les ponts intégraux, la valeur de la déformation du tablier associée au retrait $\varepsilon_{c,sh}$ peut être directement évaluée. Par contre, la valeur associée au fluage doit être évalué par l'équation 2.4.

$$\varepsilon_{cr} = \sigma_{c,n} \varphi / E_{c,0} \quad (2.4)$$

où $\sigma_{c,n}$ est la contrainte normale moyenne dans le béton due principalement à la précontrainte, φ est le coefficient de fluage et $E_{c,0}$ est le module d'élasticité du béton lors de la mise en précontrainte.

Différentes théories permettent d'évaluer $\varepsilon_{c,sh}$ et φ . En Suisse, les abaques de la norme SIA 262 [SIA 2003c] permettant de déterminer graphiquement ces valeurs basées sur les formules données dans le Code-Modèle CEB-FIP [CEB 1993]. La norme européenne EN 1992-2 [Eurocode 2005] sur les ponts en béton se base sur des essais plus récents (fin des années 1990 et début des années 2000) et prend mieux en compte la cinétique de fluage des éléments épais. En Amérique du Nord, la théorie *RILEM B3 simpl.* développée par Bazant et Baweja [Bazant et Baweja 1996] est généralement utilisée. Toutefois, comme présenté à la figure 2.2, des différences de l'ordre d'environ 25 % sur l'estimation du retrait et d'environ 10 % sur le coefficient de fluage entre le Code-Modèle CEB-FIP et l'EN1992-2, respectivement environ 20 % et plus de 30 % entre le RILEM B3 simpl. et l'EN1992-2, peuvent être constatées entre les estimations de $\varepsilon_{c,sh}$ et φ .

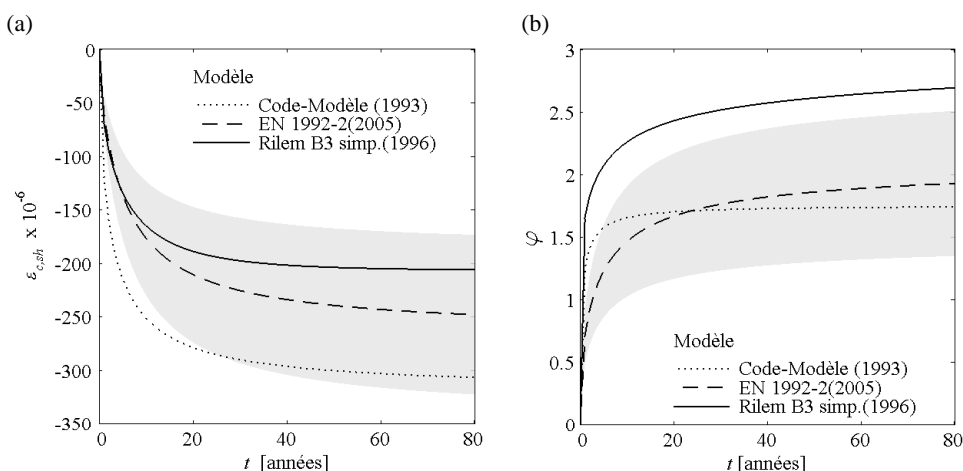


Figure 2.2: Comparaison entre différents modèles [Bazant et Baweja 1996 ; CEB 1993 et Eurocode 2005] de prédiction du retrait $\epsilon_{c,sh}$ et du coefficient de fluage ϕ ($t_{cure} = t_{charge,0} = 28$ jours; $RH = 80\%$; $T = 10^\circ C$, $f_{ck} = 30$ MPa pour une prise normale, $e/c = 0.54$, $h = 250$ mm), surface grisée = $\pm 30\%$ par rapport à l'estimation de l'EN1992-2 ; (a) comparaison de la déformation libre du retrait $\epsilon_{c,sh}$ en fonction du temps t ; (b) comparaison de l'évolution du coefficient de fluage ϕ en fonction du temps t

Par conséquent, lors de l'estimation de $\epsilon_{c,sh}$ et ϕ avec l'EN 1992-2 [Eurocode 2005], qui est la norme la mieux adaptée, un certain esprit critique et le cas échéant une marge de sécurité devra être conservée. En effet, comme le mentionne l'EN 1992-2, une différence de $\pm 30\%$ entre les valeurs expérimentales et les estimations peuvent se présenter. De ce fait, une étude de sensibilité vis-à-vis de ces valeurs devrait être effectuée pour garantir un comportement correct de l'ouvrage projeté. Le cas échéant, des mesures de retrait et de fluage sur le béton utilisé peuvent être raisonnables.

2.1.3 Variations de température

Les variations de température des ponts proviennent des variations climatiques qui se produisent dans l'environnement où ils sont situés. Toutefois, en plus de la température de l'environnement, plusieurs autres paramètres peuvent avoir une influence significative sur la variation de température des ouvrages. Les paramètres significatifs sont : l'intensité du rayonnement solaire dépendant de l'environnement et de la saison considérée ; la température ambiante et sa variation journalière ; la vitesse moyenne du vent ; la nature et les propriétés des matériaux constituant le pont ; les caractéristiques des surfaces, principalement la couleur et l'épaisseur du revêtement de la dalle ; le type et la forme de la section transversale du pont [Priestley 1978 et Jaccoud 1982]. Par conséquent, comme le mentionnent Lebet et Utz [Lebet et Utz 2005], il est très difficile voire impossible de connaître le profil de température exact pour un ouvrage considéré. Des simplifications sont donc nécessaires pour évaluer les effets des variations de température dans les ponts.

La déformation résultant du changement de température uniforme du pont $\epsilon_{\Delta T}$ peut être évaluée simplement par l'équation 2.5 :

$$\epsilon_{\Delta T} = \alpha_T \Delta T_{uniforme} \quad (2.5)$$

avec α_T [1/°C] le coefficient de dilatation thermique du matériau ($\alpha_T \approx 10^{-5}$ [1/°C] pour le béton comme pour l'acier) et $\Delta T_{uniforme}$ la variation uniforme de température du pont.

La figure 2.3 (a) montre l'effet de l'altitude sur les températures extrêmes [Lebet et Badoux 1987] et moyennes [SIA 2003b] mesurées en Suisse. On constate une tendance à une diminution des températures moyennes et extrêmes, que ce soit minimales ou maximales, avec l'altitude. Toutefois, la différence totale entre les maxima semble être constante. Une plus grande dispersion apparaît sur les températures minimales, cette valeur étant plus influencée par la situation géographique du lieu de mesure que par l'altitude.

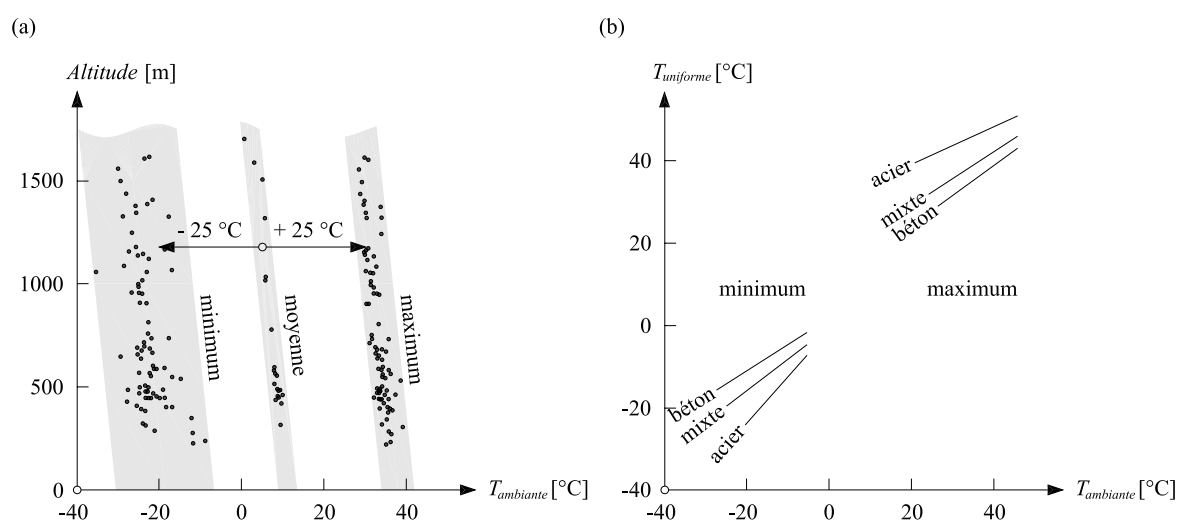


Figure 2.3: (a) températures moyennes et extrêmes de l'air en Suisse en fonction de l'altitude [adapté de Lebet et Badoux 1987 et SIA 2003b] ; (b) corrélation entre la température de l'air et la température uniforme des ponts [Lebet et Badoux 1987]

La figure 2.3 (b) présente une étude effectuée par Lebet et Badoux [Lebet et Badoux 1987] qui montre l'influence significative du matériau du tablier du pont sur la variation uniforme de température du pont pour une température journalière minimale respectivement maximale donnée. Comme on peut le constater, les ponts en acier sont bien plus réactifs aux variations journalières de température que les ponts en béton, l'inertie thermique des tabliers en béton étant bien plus grande que celle des ponts en acier.

La norme suisse SIA 261 [SIA 2003a] tient compte du matériau du tablier, qui influence significativement son inertie thermique, lors de l'évaluation de $\Delta T_{uniforme}$. Les autres paramètres (situation géographique, section du tablier, vitesse du vent, variation journalière de température et type et épaisseur du revêtement) ne sont par contre pas considérés dans cette évaluation. Ceci s'expliquant par la très faible influence de ces paramètres sur la composante uniforme de la variation de la température.

Les valeurs caractéristiques pour $\Delta T_{uniforme}$, préconisées par la SIA 261, par rapport à la température ambiante lors de la construction sont données dans le tableau 2.1.

Comme dans la SIA 261, l'EN 1991-5 [Eurocode 2003] tient compte du matériau composant le tablier lors de l'évaluation de $\Delta T_{uniforme}$. Par contre, contrairement à la

SIA 261, l'EN 1991-1-5 considère un $\Delta T_{uniforme}$ différent pour les maxima et minima et tient compte de la situation géographique de l'ouvrage en renvoyant aux courbes isothermes nationales pour déterminer la température ambiante maximale T_{max} et minimale T_{min} sur site, tableau 2.2.

Tableau 2.1: Valeur de $\Delta T_{uniforme}$ selon la SIA 261 [SIA 2003a]

Matériau	$\Delta T_{uniforme}$ [°C]
Béton armé ou précontraint	± 20
Acier	± 30
Mixte acier-béton	± 25

Tableau 2.2: Valeur de $\Delta T_{uniforme}$ selon EN 1991-1-5 [Eurocode 2003]

Matériau	$\Delta T_{uniforme,max}$ [°C]	$\Delta T_{uniforme,min}$ [°C]
Béton armé ou précontraint	$T_{max} + 2$	$T_{min} + 8$
Acier	$T_{max} + 16$	$T_{min} - 3$
Mixte acier-béton	$T_{max} + 4$	$T_{min} + 4$

Une nouvelle fois, l'estimation de la déformation thermique des tabliers de pont reste grossière et demande une certaine distance critique vis-à-vis de l'estimation. L'incertitude sur ces valeurs peut être toutefois réduite si une station de mesures de température est présente à proximité de la position géographique de l'ouvrage considéré. Dans le cas où une incertitude importante subsiste sur les variations de température, dans le même ordre d'idée que pour les effets du retrait et du fluage, une étude de sensibilité sur les effets de la température devrait être effectuée lors de l'étude de l'ouvrage projeté.

Pour les différents études présentées dans ce rapport, la température ambiante à considérer est la température ambiante lors du clavage du tablier avec le mur de culée pour les problèmes relatifs au mur de culée, respectivement lors du remblayage des culées pour les problèmes relatifs à la dalle de transition ou encore lors de la solidarisation du tablier avec les piles. De ce fait, les $\Delta T_{uniforme}$ doivent être adaptés lorsque la température ambiante lors de la construction est très différente de la température annuelle moyenne.

2.1.4 Forme du déplacement imposé

Ponts en béton

Comme mentionné dans les paragraphes précédents, le déplacement imposé aux culées u_{imp} , respectivement à la tête de la pile considérée, est composé par : le retrait $u_{imp,c,sh}$ et le fluage $u_{imp,cr}$ des tabliers de pont en béton et par les variations de

température $u_{imp,\Delta T}$. Le retrait et le fluage se développent avec le temps et tendent à raccourcir le tablier en béton des ponts. Par conséquent, les murs de culées ont tendance à s'éloigner du remblai. Ce déplacement sera dénommé dans la suite de ce travail *déplacement dans la direction active*.

Contrairement au retrait et au fluage, les variations de température n'ont pas une direction préférentielle. Le déplacement imposé est dans la direction active lorsque le tablier du pont se raccourcit en présence de températures inférieures à la température ambiante lors de la solidarisation du tablier avec la culée ou avec la pile, et dans la direction passive lorsque le tablier s'allonge en présence de températures supérieures à la température ambiante de solidarisation. Ces variations peuvent encore être décomposés en deux parties. La première tient compte des variations saisonnières (été-hiver). La seconde tient compte des variations de température journalières (jour-nuit). Une évolution typique du déplacement imposé à une culée ou à une tête de pile d'un pont en béton est présentée à la figure 2.4.

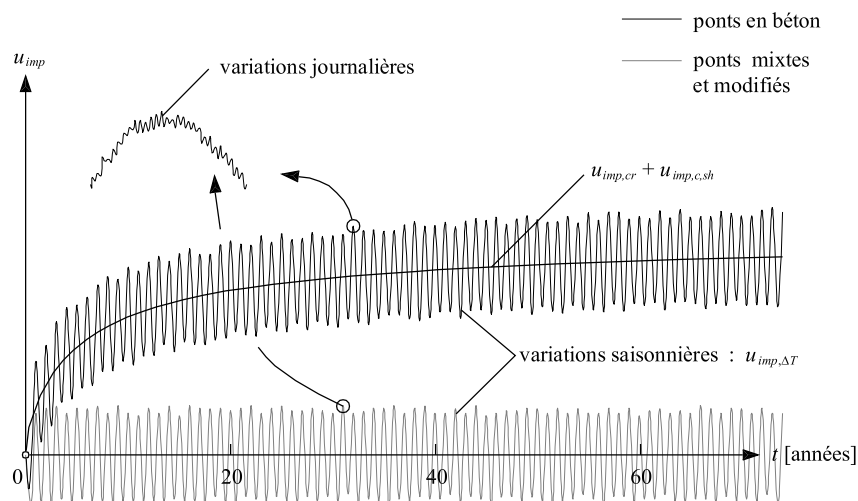


Figure 2.4: Evolution du déplacement imposé à la culée ou à une tête de pile u_{imp} consécutif au retrait, au fluage et aux variations de température en fonction du temps t

Dans la suite de ce document, les valeurs suivantes ont été choisies comme hypothèse pour déterminer le déplacement imposé u_{imp} : $\varepsilon_{c,sh} = -0.3$ mm/m ; $\varepsilon_{cr} = -0.3$ mm/m en considérant un $\sigma_p = 3$ MPa, $E_{c,0} = 35'000$ MPa et $\varphi = 2.5$; $\varepsilon_{\Delta T} = \pm 0.2$ mm/m en considérant $\alpha_T = 10^{-5}$ 1/°C et $\Delta T = \pm 20$ °C. De ce fait, le raccourcissement maximal considéré est de $\varepsilon_{imp} = -0.8$ mm/m. Les valeurs proposées pour le retrait et le fluage sont prudentes et ne sont données qu'à titre d'exemple. Par soucis de généralisation, tous les résultats donnés dans ce rapport peuvent être adaptés facilement pour des intensités de $\varepsilon_{c,sh}$ et ε_{cr} différentes. Deux raisons principales conduisent à la variabilité importante de l'intensité de $\varepsilon_{c,sh}$ et ε_{cr} . La première est la grande dispersion des estimations et des mesures expérimentales de $\varepsilon_{c,sh}$ et ε_{cr} , leur intensité dépendant de paramètres comme la composition exacte du béton mais également de l'humidité relative et de la température, voir §2.2. La deuxième raison est le temps initial qui doit être considéré dans les études lors la détermination de u_{imp} . En effet, le nombre de jour entre le bétonnage du tablier du pont et sa mise en précontrainte est significatif pour la détermination de φ mais également le nombre de jour entre le bétonnage du tablier du

pont et sa liaison avec l'éléments analysé. En effet, la dalle de transition est généralement bétonnée quelques semaines, voir quelques mois, après la construction du tablier du pont et donc seuls les déformations résiduelles de $\epsilon_{c,sh}$ et ϵ_{cr} doivent être considérées lors de la détermination de u_{imp} de la dalle de transition. La même remarque est pertinente pour la pose du revêtement bitumineux ou le remblayage derrière la culée.

Ponts mixtes et suppression de joints des ponts existants

Dans le cas des ponts mixtes et lors de la suppression de joints des ponts existants, figure 2.5, le déplacement imposé aux culées u_{imp} ne se compose que des variations de température $u_{imp,\Delta T}$. En effet, pour les ponts en béton, la plus grande partie du retrait et du fluage se développe rapidement, avec une tendance asymptotique forte après 20 ans.

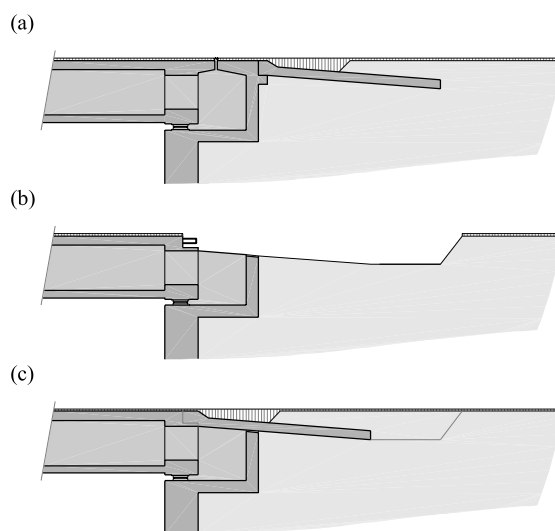


Figure 2.5: Transformation d'une culée avec joints en culée semi-intégrale ; (a) situation initiale ; (b) excavation du remblai et découpe / suppression d'une partie de l'extrémité du pont existant ; (c) reconstruction de la dalle de transition

Lors de transformations, qui sont souvent effectuées lors du remplacement des joints et appuis donc entre 25 et 30 ans après la construction, la composante du retrait et du fluage peut être négligée ou au moins réduite à une valeur très faible. Dans le cas des ponts mixtes, la dalle de roulement en béton seule est soumise au retrait et éventuellement au fluage. Les déplacements longitudinaux des ponts mixtes associés à cet effet sont généralement très faibles et par conséquent négligeables.

Les variations thermiques, comme pour les ponts en béton, peuvent être décomposés en variations saisonnières et journalières. Une évolution typique du déplacement imposé à une culée de ces ponts est présentée à la figure 2.4. Dans la suite du rapport, lorsque les effets de u_{imp} sont discutés, les composantes du retrait $u_{imp,c,sh}$ et du fluage $u_{imp,cr}$ peuvent être négligés si un pont défini selon ce paragraphe est considéré.

2.2 Extrémités des ponts

2.2.1 Culées

Les culées des ponts représentent l'élément structural qui relie la superstructure du pont, c'est-à-dire le tablier, au terrain et à l'infrastructure routière. De plus, la culée a également comme fonction de retenir le remblai situé à l'extrémité du pont. Les types de culées sont divers et dépendent fortement de paramètres tels que : le sol de fondation, la longueur du pont et la catégorie de la route (autoroute, route principale,...). De plus, les habitudes et recommandations nationales conduisent également à une grande variabilité dans la conception des culées entre les différents pays voire états en Amérique du Nord.

De manière générale, le sol de fondation définit si la culée est fondée sur une semelle superficielle ou profonde. Le choix s'effectue selon les caractéristiques locales du sol de fondation. Dans le cas de roche ou de sol de fondation de bonne qualité une fondation superficielle sera privilégiée pour des raisons économiques. Par contre, lorsque le sol de fondation est de mauvaise qualité ou faible portance, une fondation profonde, généralement sur pieux, sera choisie. La catégorie de la route, la structure de la chaussée ainsi que la longueur du pont jouent un rôle prépondérant concernant la présence ou non d'un joint de dilatation, d'appuis mécaniques ainsi que de dalles de transition. Les recommandations suisses de l'OFROU [OFROU 2010] permettent de se passer de joints et dalles de transition pour des ponts dont le déplacement imposé u_{imp} est inférieur à 5 mm et où tout tassement différentiel entre la culée et l'infrastructure routière est exclu. Pour les ponts dont $5 < u_{imp} < 20$ mm, l'OFROU préconise de se passer de joints mais pas de dalles de transition. Pour les ponts dont $u_{imp} > 20$ mm, l'OFROU recommande l'utilisation de joints et dalles de transition. La catégorie de la route ainsi que sa superstructure ont une grande importance sur la valeur limite des défauts acceptables. Typiquement, plus l'importance de la route est grande plus elle est soumise à un débit important de circulation, plus les limites sont exigeantes. Les habitudes nationales ont une influence significative sur la géométrie des culées. Par exemple, les conceptions typiques nord américaines et suisses sont très différentes comme le montre la suite de ce document.

Les figures 2.6 et 2.7 présentent différentes sortes de culées ainsi que leur interaction avec le remblai situé à proximité. La figure 2.6 (a) montre une culée qui repose sur un très bon sol de fondation. La culée est découplée du tablier du pont pour éviter une entrave importante du tablier. En effet, la suppression des joints de dilatation conduirait à des efforts normaux de compression N très importants dans le tablier.

La figure 2.6 (b) montre une culée fondée superficiellement sur un sol de relativement bonne qualité, typiquement utilisée en Suisse pour les ponts avec joints. La culée est découplée du tablier du pont et par conséquent insensible aux déplacements imposés par celui-ci. Ce découplage conduit à ne pas devoir considérer l'interaction sol-structure à l'exception du calcul de la poussée des terres contre le mur de culée qui peut être effectué comme pour les murs de soutènement traditionnels. Il est à noter que des défauts de compactage dans le remblai situé à proximité de la culée, zone 1 sur la figure 2.6, peuvent tout de même apparaître. Ces défauts peuvent être la conséquence d'un mauvais compactage mécanique du remblai, d'un léger déplacement de la fondation de la culée, d'une rigidité flexionnelle trop importante du mur de culée, de problèmes liés à un mauvais drainage ou encore d'un mauvais choix du remblai. La

construction d'une dalle de transition représente une bonne mesure constructive pour réduire les conséquences sur la surface de roulement d'un tel tassement. Il est à noter que ces défauts sont communs à tous les types de culées qui seront présentées et donc ne seront pas répétés.

La figure 2.6 (c) montre une culée semi-intégrale fondée superficiellement, munie d'appuis mais pas de joint de dilatation. Ce type de culée est également utilisé en Suisse et est très attractive car elle assure une bonne durabilité des appuis si aucune infiltration d'eau à travers la dalle de transition n'est possible. Au contraire de la culée avec joints, l'interaction sol-structure doit cette fois être considérée. En effet, la dalle de transition est liée longitudinalement au tablier du pont de sorte que des déformations du remblai peuvent apparaître aux alentours de la dalle de transition, zone 2 dans la figure 2.6. Ce problème sera étudié spécifiquement dans les chapitres 5 et 6 de ce rapport.

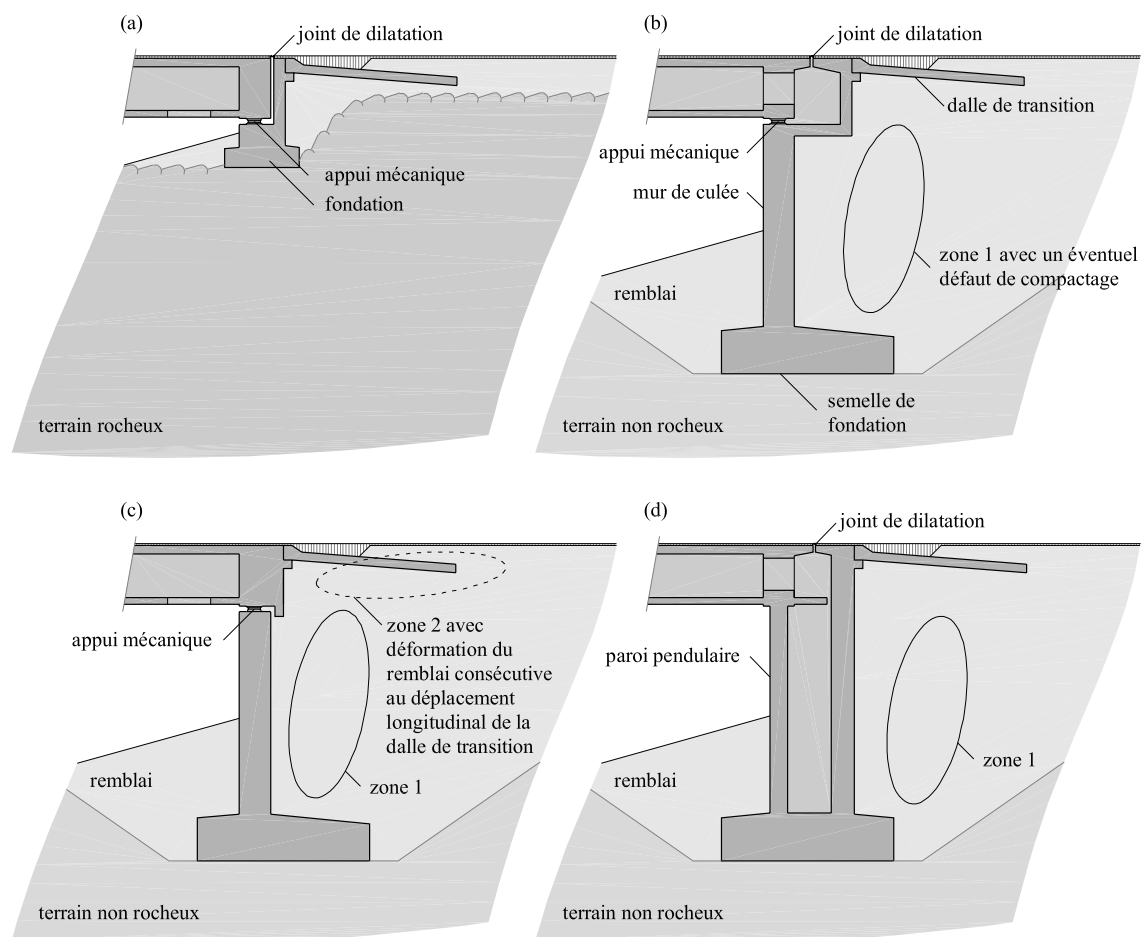


Figure 2.6: Types de culée; (a et b) culée avec joints (appuis et joint de dilatation); (c) culée semi-intégrale avec appuis; (d) culée semi-intégrale avec joint de dilatation

La figure 2.6 (d) montre une culée semi-intégrale, fondée superficiellement, munie d'un joint de dilatation mais sans appuis mécaniques. Ce type de culée a l'avantage, comme les culées avec joints, de ne pas présenter d'interaction sol-structure. Toutefois, les joints de dilatation, problème principal pour la maintenance des ponts, ne sont pas supprimés. De plus, la construction de la paroi pendulaire et du mur de culée représente une difficulté constructive plus importante que pour les culées présentées

précédemment. Comme il sera présenté au chapitre 5, une réflexion particulière doit être menée lors du dimensionnement de la paroi pendulaire.

La figure 2.7 (a) présente le premier type de culée intégrale. Comme pour la culée présentée à la figure 2.6 (d), le dédoublement du mur permet de minimiser l'interaction sol-structure. Toutefois, comme pour la culée présentée à la figure 2.6 (c), les effets consécutifs aux déplacements longitudinaux de la dalle de transition devront être considérés ainsi que ceux relatifs au dimensionnement de la paroi pendulaire.

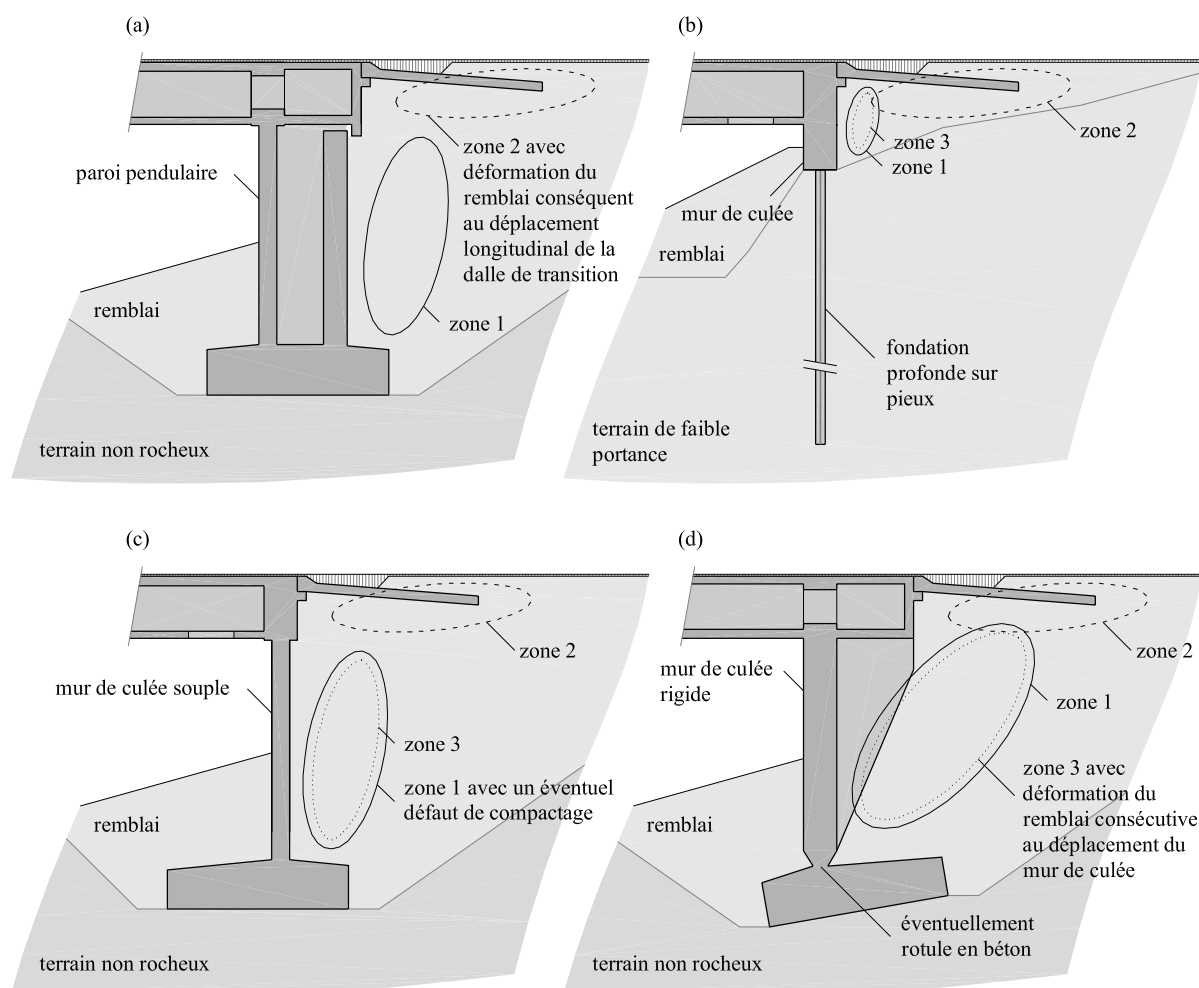


Figure 2.7: Types de culée; (a-d) culées intégrales (sans appuis ni joint de dilatation)

La figure 2.7 (b) montre une culée intégrale fondée sur fondation profonde dans un sol de fondation de faible portance avec un mur de culée de faible hauteur. Ce type de culée est caractéristique de celles utilisés en Amérique du Nord, le détail de dalle de transition n'étant toutefois pas réalisé de cette manière comme il sera montré au paragraphe suivant. Cette conception est rarement utilisée en Suisse. En plus de l'interaction sol-structure liée aux déplacements de la dalle de transition, l'interaction sol-structure doit également être considérée pour évaluer les effets du déplacement du mur de culée ainsi que des déformations des pieux, zone 3 sur la figure 2.7. Pour plus de détails concernant ce sujet, une ample bibliographie est disponible, voir par exemple [Kunin et Alampalli 2000].

Finalement, les culées présentées aux figures 2.7 (c et d) sont représentatives de la conception suisse des culées intégrales fondées superficiellement. Une configuration similaire pourrait être utilisée avec des pieux sous la semelle de fondation dans le cas de sol de fondation de moindre qualité. De manière traditionnelle, la culée représentée à la figure 2.7 (d) est également nommée *extrémité de pont cadre* au vu de son fonctionnement statique bien plus efficace que la culée représentée à la figure 2.7 (c). Comme pour la culée de la figure 2.7 (b), toutes les interactions sol-structure doivent être considérées lors du dimensionnement de l'une ou l'autre de ces culées. Une attention particulière doit également être portée au dimensionnement du mur de culée souple, les efforts normaux N , de flexion M et tranchants V pouvant être importants.

2.2.2 Dalles de transition

La zone située à proximité directe des culées a toujours posé des problèmes liés aux déformations du remblai qui peuvent être importantes. En effet, le remblai situé dans cette zone peut être affecté par divers phénomènes conduisant à des défauts de la surface de roulement. Comme le montre la figure 2.8 [Briaud et al. 1997], les phénomènes qui provoquent des tassements de la surface de roulement sont multiples et dépendent fortement du remblayage effectué lors de la construction de l'infrastructure routière et du terrain de fondation du pont.

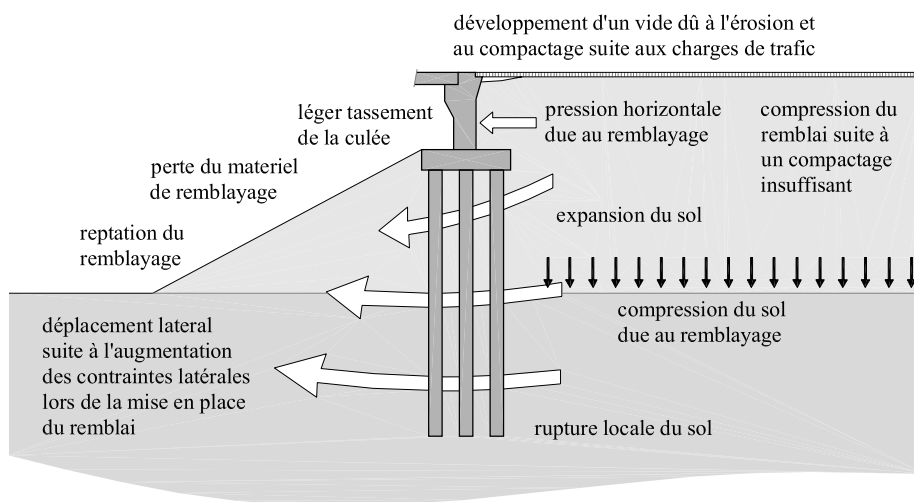


Figure 2.8: *Phénomènes conduisant à des tassements de la surface de roulement à proximité immédiate des culées des ponts [Briaud et al. 1997]*



Figure 2.9: *Photo d'un tassement local de la surface de roulement à l'extrémité d'un pont aux USA [Briaud et al. 1997]*

Un léger déplacement de la fondation ou du remblai situé à l'arrière de la culée, bien que non dommageables pour la superstructure du pont, peut conduire à des tassements très importants de la surface de roulement et nuire à une utilisation satisfaisante de l'infrastructure routière. Comme le montre la photo de la figure 2.9 rapportée par Briaud et al. [Briaud et al. 1997], un déplacement de seulement quelques centimètres de la fondation de la culée d'un pont aux USA a entraîné une déprédation très importante de l'enrobé bitumineux. Cette déprédation a conduit à la mise hors service temporaire de l'infrastructure.

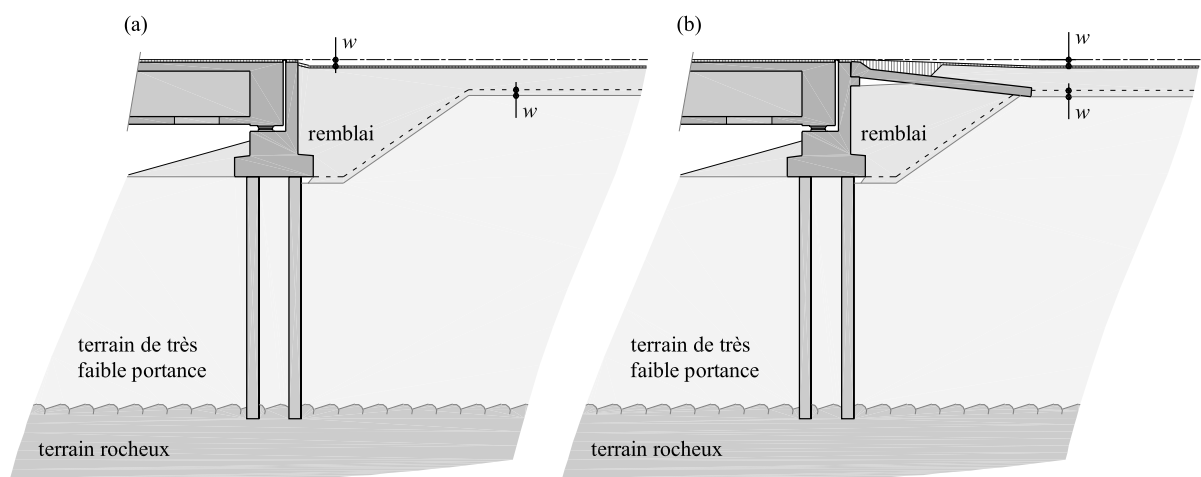


Figure 2.10: *Tassement local de la surface de roulement à l'extrémité d'un pont fondé sur des pieux profonds traversant une couche de terrain de très faible portance ; (a) cas sans dalle de transition ; (b) cas où une dalle de transition est présente*

La figure 2.10 montre un cas typique de tassement local de la surface de roulement à l'extrémité des ponts. Ce type de tassement peut être déterminant pour les culées fondées profondément sur des pieux traversant une couche de terrain de très faible portance tel une couche alluviale superficielle. Dans ce cas particulier, un risque important est lié au surcompactage de la couche de très faible portance consécutif au remblayage et donc à un tassement différentiel w entre la surface de roulement et l'infrastructure du pont fondé rigidement sur le terrain rocheux. Une rupture de l'enrobé bitumineux à proximité

directe du mur de fondation est prévisible et dangereuse pour les utilisateurs de l'infrastructure routière dans le cas où aucune dalle de transition n'est présente, figure 2.10 (a). L'ajout d'une dalle de transition permet de minimiser ce problème. En effet, la dalle de transition permet d'une part de franchir un éventuel vide provoqué par les défauts mentionnés sur la figure 2.8 et d'autre part agit comme une transition souple entre l'infrastructure routière et la superstructure du pont, figure 2.10 (b).

Selon le type de surface de roulement utilisé et les recommandations en vigueur, la conception des dalles de transitions peut varier fortement. Par exemple, au New Jersey / USA, des routes constituées de plaques de béton préfabriquées sont fréquemment construites et des dalles de transition comme celle présentée à la figure 2.11 sont utilisées. Une assise est normalement construite à l'extrémité de la dalle de transition pour lui assurer une bonne portance. Dans ce cas, $L_{DT} = 3$ m est le minimum possible et $h_{DT} = 0.45$ m.

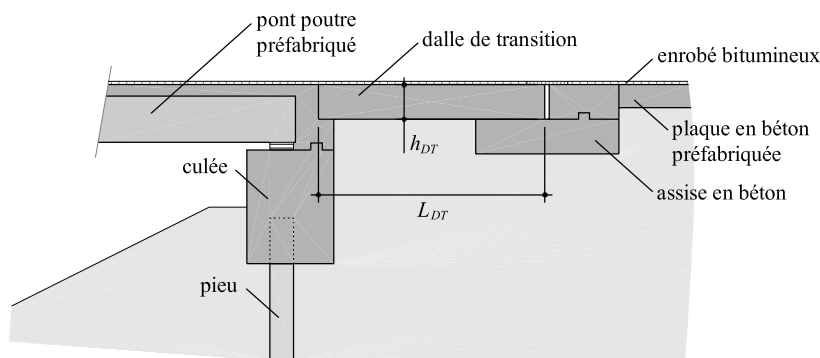


Figure 2.11: *Détail standard d'une dalle de transition d'un pont intégral au New Jersey / USA [New Jersey DOT 2002]*

En Suisse, les dalles de transition sont généralement construites directement sur le remblai avec une pente α_{DT} , figure 2.12. Pour ce type d'infrastructure, Wong et Small [Wong et Small 1994] ont démontré expérimentalement que l'inclinaison des dalles de transition α_{DT} , lors de passages répétés d'essieux, a une influence significative sur la progressivité du tassement, figure 2.13 (b). Dans le cas d'une dalle de transition parfaitement horizontale, une cassure importante de la surface de roulement se produit à l'extrémité de celle-ci et nuit de manière significative à l'utilisation de l'infrastructure routière.

En règle générale, les dimensions suivantes sont utilisées : $L_{DT} = 4 \div 6$ m, $\alpha_{DT} = 10$ % et $h_{DT} = 0.3$ m. Les directives suisses actuelles concernant les dalles de transition [OFROU 2010] recommandent de les utiliser si le déplacement imposé aux culées u_{imp} est supérieur ou égal à 5 mm. Par conséquent, tous les ponts d'importance modérée et élevée sont construits avec des dalles de transition.

Toutefois, bien que les dalles de transitions permettent de minimiser les problèmes de tassement du sol derrière le mur de culée, leur dimensionnement n'est pas aisé et est encore souvent source de problèmes, ce d'autant plus pour les culées intégrées [White et al. 2007]. C'est pourquoi, une analyse soignée de cet élément est importante.

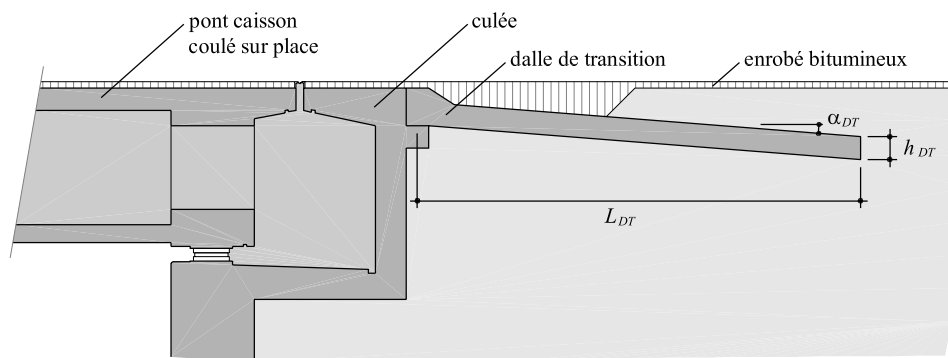


Figure 2.12: Détail standard d'une dalle de transition d'un pont suisse avec joints [OFROU 2010]

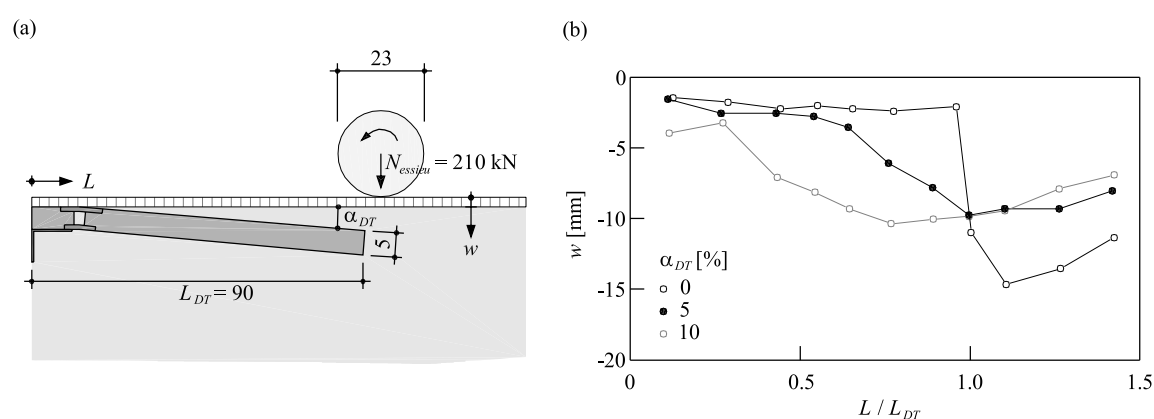


Figure 2.13: Essais effectués par Wong et Small [Wong et Small 1994] ; (a) géométrie et dimensions principales de la dalle de transition testée et de l'essieu, [cm] ; (b) déformation de la surface du sol après 600 passages de l'essieu

2.2.3 Détail de connexion entre les culées et les dalles de transition

La directive suisse de l'OFROU concernant la connexion entre la culée et la dalle de transition [OFROU 2010] recommande une liaison articulée. Pour obtenir cette articulation, elle recommande les trois détails présentés aux figures 2.14 (a à c).

Le détail de la figure 2.14 (a) est facilement réalisable. Il présente toutefois le défaut majeur d'imposer un centre de rotation de la dalle de transition autour du centre du goujon en acier. Ce centre de rotation, situé à environ 0.6 m de la surface de roulement, implique un risque important de fissuration de l'enrobé bitumineux et un arrachement du lés d'étanchéité dès qu'une légère rotation de la dalle de transition se produit. Dans ce cas, la déformation longitudinale se concentre au droit de la fente entre les deux éléments. Ce problème est accentué pour les ponts intégraux et semi-intégraux qui imposent un déplacement horizontal en plus d'une légère rotation de la dalle de transition, voir figure 2.15. Par conséquent, ce détail n'est recommandé par l'OFROU que pour les culées avec joints.

Le détail présenté à la figure 2.14 (b) est plus favorable au niveau de la fissuration de l'enrobé bitumineux que celui présenté précédemment. En effet, le centre de rotation se trouve au niveau de l'armature de connexion et par conséquent à proximité directe de la

surface de roulement ce qui diminue fortement le risque de fissuration de l'enrobé bitumineux. Ce détail est toutefois plus difficile à mettre en place. En effet, l'armature de connexion doit être laissée en attente alors que la plaque de glissement, la mousse synthétique et l'enduit bitumineux sont posés ultérieurement. Bien que la construction de ce détail n'est pas aisée, ce détail est actuellement recommandé par l'OFROU pour les culées intégrales et semi-intégrales.

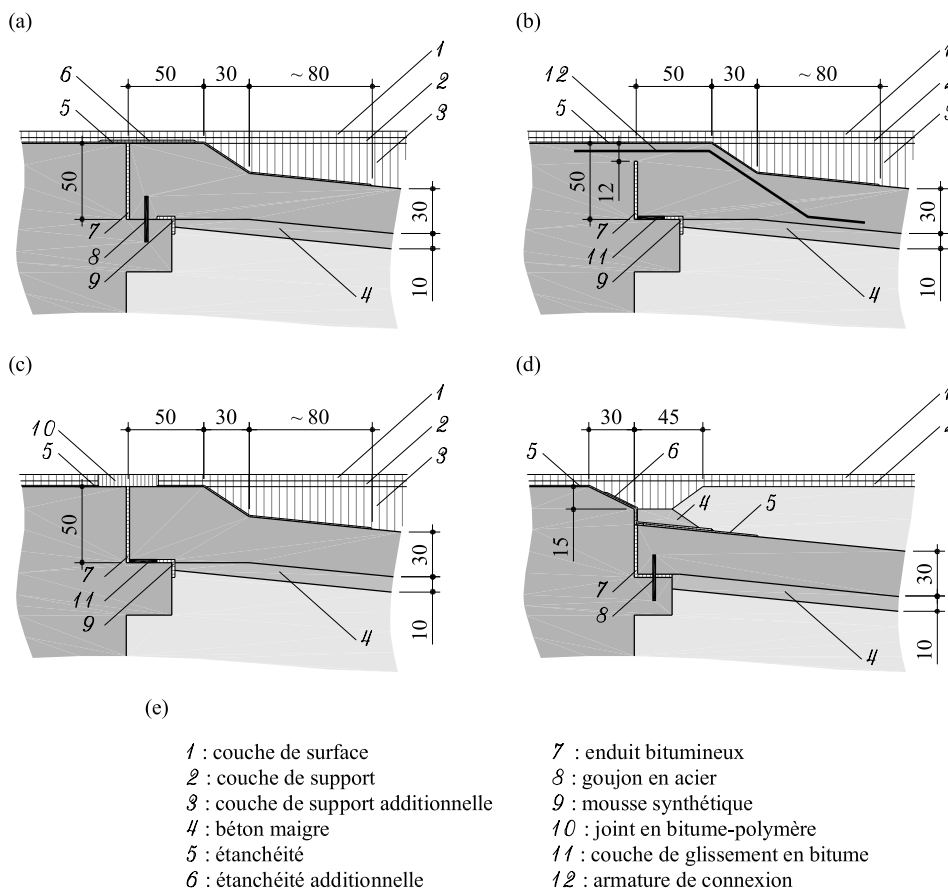


Figure 2.14: *Détails recommandés par l'OFROU [OFROU 2010] (a à c) et par le service des ponts et chaussées des Grisons [Tiefbauamt Graubünden 2005] (d) pour la connexion articulée entre la culée et la dalle de transition, [cm] ; (a) liaison avec un goujon en acier et un dédoublement de l'étanchéité ; (b) liaison avec une plaque de glissement et une armature de connexion ; (c) liaison avec une plaque de glissement et un joint bitume-polymère ; (d) liaison recommandée par le département de génie civil des Grisons ; (e) nomenclature des éléments composant les connexions présentées*

Le détail présenté à la figure 2.14 (c) a été développé pour les ponts de faibles longueurs. Le joint de dilatation en bitume-polymère [OFROU 2005] permet, sans fissuration, un déplacement longitudinal relatif entre le mur de culée et la dalle de transition d'une dizaine de millimètres. Ce détail est aisément réalisable, un soin important doit toutefois être porté au joint en bitume-polymère. Toutefois, ce détail ne peut être utilisé pour les ponts intégraux et semi-intégraux que lorsque les déplacements horizontaux imposés aux culées sont faibles. En effet, la dalle de transition n'est pas liée longitudinalement au tablier du pont. Par conséquent, lorsque le tablier du pont se raccourcit longitudinalement, la dalle de transition reste à sa place initiale. De ce fait,

toute la déformation longitudinale va se concentrer au droit du joint de dilatation en bitume-polymère qui risque de se détériorer si le déplacement admissible (± 10 mm généralement) est dépassé.

Le détail présenté à la figure 2.14 (d), recommandé par le service des ponts et chaussées des Grisons [Tiefbauamt Graubünden 2005], est un développement du détail présenté à la figure 14 (a). Ce développement réduit significativement le risque de fissuration de l'enrobé bitumineux. En effet, la couche d'étanchéité additionnelle, positionnée entre du béton maigre et l'étanchéité principale, peut glisser facilement presque sans solliciter la couche de support. De plus, les 15 cm de couche de support bitumineux supplémentaire au dessus de la connexion permettent d'éloigner la surface de roulement de l'ouverture éventuelle de la cassure, ce qui réduit également le risque de fissuration.

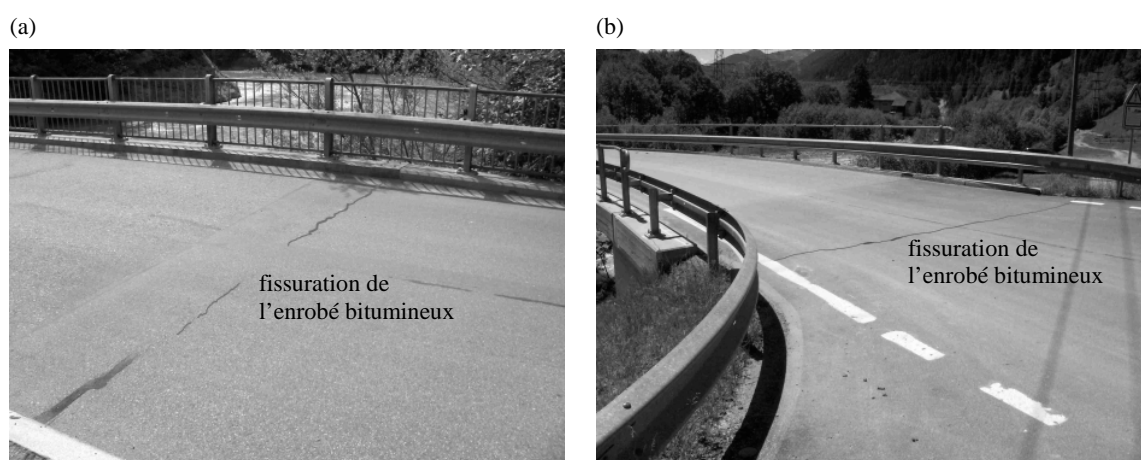


Figure 2.15: Exemples de fissuration de la surface de roulement au niveau du détail de connexion entre la culée et la dalle de transition [Kaufmann 2009], détails de connexion selon la figure 2.14 (a); (a) Pont semi-intégral de 68 m de longueur construit en 1986 à Reichenau/CH; (b) Pont semi-intégral de 80 m de longueur construit en 2000 à Cumpadials/CH

2.3 Piles

Les piles permettent de reposer ponctuellement le tablier du pont pour diminuer la portée des travées. Les pieds des piles reposent sur le sol de fondation à l'aide d'une fondation. Comme pour les culées, la qualité du sol de fondation définit si la fondation est superficielle ou profonde. Dans la suite de cette recherche, seul les sols de bonnes qualités mécaniques sont considérés. De ce fait, seules les fondations superficielles sont traitées. Les têtes des piles sont rattachées au tablier du pont de manière monolithique, figure 2.16 (a), par une rotule mécanique ou en béton, figure 2.16 (b) ou seulement verticalement avec un appui glissant, figure 2.16 (c).

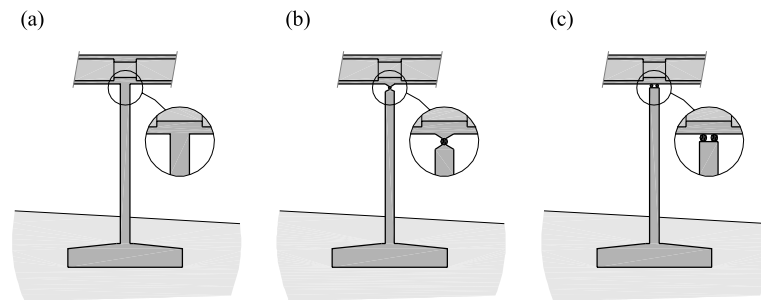


Figure 2.16: *Connexion entre la tête de pile et le tablier du pont ; (a) connexion de manière monolithique ; (b) connexion avec une rotule mécanique ou en béton ; (c) liaison verticale uniquement à l'aide d'un appui glissant*

Le choix de la liaison entre la tête de la pile et le tablier est effectué en considérant simultanément l'état limite ultime et de service des piles. Lors de la vérification de l'état limite ultime, la stabilité locale des piles et d'ensemble du pont doit être assurée. De ce fait, une pile de rigidité flexionnelle importante est souhaitable ainsi qu'une liaison monolithique avec le tablier, figure 2.16 (a). Ce type de connexion conduisant à la longueur minimale de flambage de la pile. Par contre, lors de la vérification de l'état limite de service, la fissuration de la pile doit être évaluée pour éviter des dommages comme ceux sur la photo de la figure 2.17. Pour diminuer la fissuration, plusieurs solutions sont envisageables. La première consiste à augmenter fortement l'armature verticale dans la pile. La deuxième solution porte consiste à changer la liaison entre la tête de pile et le tablier. En effet, pour un déplacement imposé u_{imp} donné, les moments M dans la pile sont bien plus faible pour une connexion avec rotule, figure 2.16 (b) et quasiment inexistant lors de l'utilisation d'un appui glissant, figure 2.16 (c). Par contre, la longueur de flambage augmente considérablement. Dans la même idée, le choix d'une pile le moins rigide possible longitudinalement permet de diminuer les moments M et les fissures conséquents aux déplacements imposés u_{imp} . Un compromis entre la rigidité nécessaire pour satisfaire l'état limite ultime et l'état limite de service doit donc être trouvé.

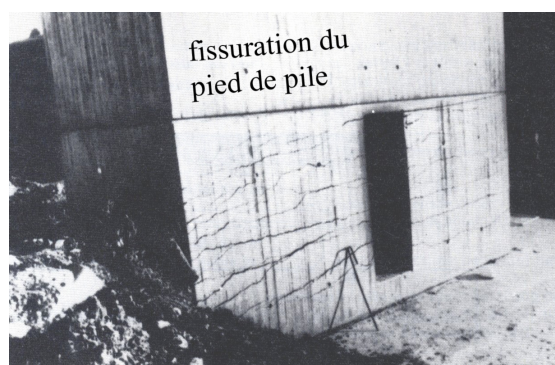


Figure 2.17: *Exemple de fissuration excessive d'un pied de pile conséquent à un déplacement imposé u_{imp} en tête important [Ruhrberg et Schumann 1982]*

Lors de la détermination de la rigidité flexionnelle globale de la pile, la rigidité de l'appui que constitue la fondation doit être évaluée. Généralement, lorsque le sol de fondation est d'extrêmement bonne qualité ou lorsque la fondation est profonde, le pied

de pile peut être considéré comme encastré, figure 2.18 (b). Pour les fondations superficielles fondées sur un sol de bonnes qualités mécaniques, figure 2.18 (a), l'appui à considérer dans la modélisation statique se trouve entre un encastrement parfait et une rotule située en pied comme présentée à la figure 2.18 (c). Dans le cas de sols de bonnes qualités mécaniques, deux approches sont principalement utilisées pour déterminer la rigidité rotationnelle des fondations superficielles. La première, qui permet une résolution analytique, considère le sol de fondation parfaitement élastique, voir par exemple [Melchers 1992 et Bowles 1997]. La seconde est l'utilisation de modèles mécaniques plus ou moins raffinés dans un logiciel d'élément fini. Une modélisation numérique considérant le comportement à long terme des fondations superficielles est présentée dans le § 6.1.

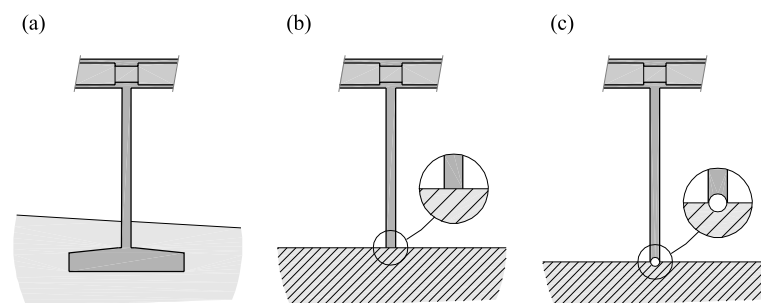


Figure 2.18: *Liaison entre le pied de la pile et le sol de fondation ; (a) fondation superficielle ; (b) encastrement du pied de pile dans un sol de fondation d'extrêmement bonne qualité ; (c) rotule entre la fondation et le pied de pile*

Le comportement des piles de pont à l'état limite ultime est présenté en détail dans [Schertenleib et al. 2003] et ne nécessite pas de commentaire particulier dans le cadre de cette recherche. Par contre, le comportement du système global, vis-à-vis de l'état limite de service, considérant l'interaction entre la pile et la fondation est étudié plus en détail dans le § 6.3. A titre d'exemple, la figure 2.19 compare les diagrammes des moments M_P conséquent à un déplacement imposé de la tête de pile u_{imp} pour une pile parfaitement élastique de rigidité flexionnelle EI pour différents systèmes statiques. On remarquera en particulier la diminution d'un facteur 2 du moment en tête M_P^+ pour un déplacement u_{imp} donné entre un encastrement parfait du pied, figure 2.19 (a) et une articulation, figure 2.19 (c).

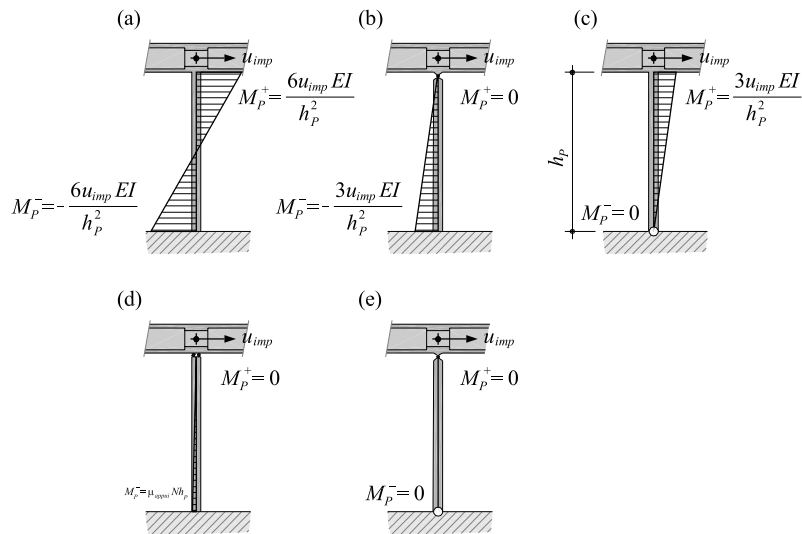


Figure 2.19: Comparaison entre les diagrammes des moments M_p conséquents à un déplacement imposé u_{imp} pour une pile parfaitement élastique en admettant un tablier infiniment rigide; (a) pile bi-encastée ;(b) pile encastée en pied et connectée au tablier par une rotule ; (c) pile avec une rotule en pied et encastée dans le tablier ; (d) pile encastée en pied et liée verticalement uniquement à l'aide d'un appui glissant, avec μ_{appui} le coefficient de frottement de l'appui ; (e) pile bi-articulée

2.4 Ponts intégraux

2.4.1 Recherches internationales

Des recherches intéressantes sur les ponts intégraux ont été effectuées ces dernières années, principalement en Allemagne, en Angleterre, en Scandinavie et sur le continent nord américain. Ces recherches relèvent de divers domaines d'études. Le premier domaine de recherche a porté sur le recensement des ouvrages existants, leur comportement en service ainsi que la mise en évidence des connaissances actuelles. Ces études ont mis en évidence le manque important de connaissances sur le comportement de ce type d'ouvrage et par conséquent de la très grande variabilité des recommandations et limites actuelles. Le compte rendu de Kunin et Alampalli [Kunin et Alampalli 2000] sur les ponts intégraux aux USA et au Canada résume très bien cet état de fait. Le deuxième domaine de recherche, plus académique, a porté sur des essais en laboratoire, des mesures in situ et des études théorique par éléments finis, en particulier pour déterminer la pression contre le mur de culée et le comportement à long terme des pieux supportant les culées intégrales sur des terrains de faible portance. Des essais en laboratoire ont été réalisés sur des modèles à petite échelle, parfois en centrifugeuse, à l'exception de la série expérimentale effectuée par Pötzl et Naumann [Pötzl et Naumann 2005]. Ces essais ont mis en évidence des phénomènes physiques concernant l'interaction sol-structure. La petite échelle de ces essais conduit à considérer ces résultats avec prudence, seules des conclusions qualitatives au sujet des déformations et des efforts dans le sol à proximité des culées des ponts intégrés pouvant en être tirées. Les mesures in situ ont été effectuées afin de déterminer les variations journalières et saisonnières de température des ouvrages concernés ainsi que le développement de la contrainte horizontale contre les culées et pieux de ponts intégraux. Les informations

déduites de ces mesures concernent donc uniquement les actions que l'on peut rencontrer sur les murs de culées et pieux des ponts intégraux. Les études par éléments finis portent sur le même domaine d'investigation.

Sont mentionnés ci-dessous que les livres, rapports de thèse ou de master et conférences traitant des ponts intégraux. Le livre *Grundlagen für den Entwurf, die Berechnung und konstruktive Durchbildung lager- und fugenloser Brücken* de Pötzel et al. [Pötzl et al. 1996], ainsi que le livre *Robuste Brücken* de Pötzel [Pötzl 1996] traitent des efforts et états limites des éléments structuraux des ponts intégraux en faisant toutefois des simplifications très importantes concernant le sol. Le sol est au mieux considéré à l'aide de ressorts linéaires. Le livre *Integral bridges a fundamental approach to the time-temperature loading problem* de England et al. [England et al. 2000], traite principalement de l'aspect géotechnique de l'effet de chargements cycliques sur le comportement du remblai situé à proximité des culées de ponts intégraux. Le livre *Integral and Semi-integral Bridges* de Burke [Burke 2009], porte sur l'état de l'art des ponts intégraux et semi-intégraux ainsi que des problèmes associés aux géométries et détails généralement utilisées aux USA.

Depuis la fin des années 1990, de plus en plus de recherches sont effectuées sur les ponts intégraux. Ces recherches académiques ont abouti entre autre à des rapports de master ou de thèse. Références, non exhaustive, de cette littérature :

- en Scandinavie : [Koskinen 1997 ; Karawajczyk 2001 ; Bayoglu Flener 2004 ; Kerokoski 2006 et Nilsson 2008]
- en Angleterre : [Tsang 1998 ; Goh 2001 et Tan 2006]
- aux Etats-Unis : [Metzger 1995 ; Arsoy 2000 ; Bettinger 2001 ; Jaradat 2005 et Shah 2007]

En Allemagne, des recherches importantes ont également été effectuées depuis la fin des années 1990 et ont été publiées dans le Deutscher Ausschuss für Stahlbeton [Pötzl et al. 1996 et Engelsmann et al. 1999].

Les conférences internationales suivantes, ayant comme thème principal les ponts intégraux, ont été organisées :

- *Continuous and integral bridges: Towards Joint-Free Bridges* en 1994 à Cambridge/UK [Pritchard 1994]
- *Integral Abutment and Jointless Bridges* en 2005 à Baltimore/USA [FHWA 2005]
- *International Workshop on the Bridges with Integral Abutments* en 2006 à Luleå/S [Collin et al. 2006]

2.4.2 Recherches suisses

Lors de ces dernières années, une étude de l'état de l'art des ponts intégraux a également été effectuée en Suisse par Kaufmann et publiée en 2005 sous le titre *Integrale Brücken – Sachstandsbericht* [Kaufmann 2005].

Actuellement, la suppression des joints de dilatations est recommandée par l'OFROU [OFROU 2010], si les conditions du site le permettent, pour des ponts dont le déplacement imposé u_{imp} est inférieur à 20 mm. Par conséquent, si la géométrie de l'ouvrage est parfaitement symétrique et si les conditions géologiques sont identiques

aux deux culées, les ponts intégraux peuvent être construits jusqu'à une longueur L_{pont} de 50 m pour une déformation imposée $\varepsilon_{imp} = -0.8$ mm/m. Bien évidemment, si l'intensité de la déformation imposée ε_{imp} est plus petite, la longueur L_{pont} augmente proportionnellement. Par exemple, si $\varepsilon_{c,sh} = -0.25$ mm/m et $\varepsilon_{cr} = -0.2$ mm/m alors $\varepsilon_{imp} = -0.65$ mm/m et la longueur maximale devient $L_{pont} = 62$ m. Pour $\varepsilon_{c,sh} = -0.15$ mm/m ; $\varepsilon_{cr} = -0.15$ mm/m alors $\varepsilon_{imp} = -0.5$ mm/m et L_{pont} atteint 80 m.

3. Comportement des matériaux considérés dans cette thèse

Dans ce chapitre, les équations constitutives des relations utilisées pour modéliser le comportement mécanique du béton armé et des sols granulaires sont présentées. En particulier, la relation moment M – courbure κ , pour un élément en béton armé soumis à un effort normal N donné. De plus, les équations de l'élastoplasticité pour les sols granulaires sont présentées.

3.1 Béton armé

3.1.1 $\sigma - \varepsilon$ du béton

Charge à court terme

L'équation constitutive, utilisée dans ce travail, qui décrit le comportement $\sigma - \varepsilon$ du béton comprimé a été développée à l'EPFL par Guidotti et al. [Guidotti et al. 2010]. Cette relation, qui utilise les mêmes bases que la relation de Thorenfeldt et al. [Thorenfeldt et al. 1987], permet d'évaluer le comportement du béton confiné pour un chargement monotone. Toutefois, aucun confinement du béton n'a été considéré dans cette recherche, c'est pourquoi seules les équations simplifiées 3.1 à 3.3, relatives au comportement axial non confiné, sont indiquées.

$$\sigma_c = (\alpha - 1) \frac{\varepsilon_c E_c}{\alpha - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c,pic}} \right)^\alpha} \quad (3.1)$$

$$\varepsilon_{c,pic} = \frac{\alpha f_c}{E_c (\alpha - 1)} \quad (3.2)$$

$$\alpha = 1.5 + \frac{f_c}{75} + \frac{f_c^2}{4500} \quad \text{où } f_c \text{ est en [MPa]} \quad (3.3)$$

avec σ_c la contrainte dans le béton, ε_c la déformation du béton, E_c le module d'élasticité du béton et $\varepsilon_{c,pic}$ la déformation de pic du béton pour $\sigma_c = f_c$.

La figure 3.1 présente la comparaison entre la relation utilisée et les essais sur cylindre effectués par Imran et Pantazopoulou [Imran et Pantazopoulou 1996] et par Fernández Ruiz et al. [Fernández Ruiz et al. 2007]. Le module d'élasticité du béton E_c est de 21 GPa pour le cylindre dont la résistance du béton équivaut à $f_c = 27.3$ MPa pour les essais de Imran et Pantazopoulou et respectivement de 35 GPa pour $f_c = 30.2$ MPa dans les essais de Fernández Ruiz et al. Pour les bétons plus résistants, le module d'élasticité a été augmenté en considérant E_c proportionnel à $f_c^{1/3}$ [SIA 2003c]. La relation proposée par Guidotti et al. [Guidotti et al. 2010] évalue correctement l'intensité de la déformation de pic $\varepsilon_{c,pic}$ et la non linéarité de la relation $\sigma - \varepsilon$ due à l'endommagement de l'échantillon lorsque σ_c approche f_c . Toutefois, comme le montre la figure 3.1, les essais sur cylindres normalisés peuvent conduire à des résultats significativement différents dans la partie post-pic. L'attrait principal de cette relation

est son nombre d'entrées, équations 3.1 à 3.3, qui se réduit à la résistance f_c et au module d'élasticité E_c du béton.

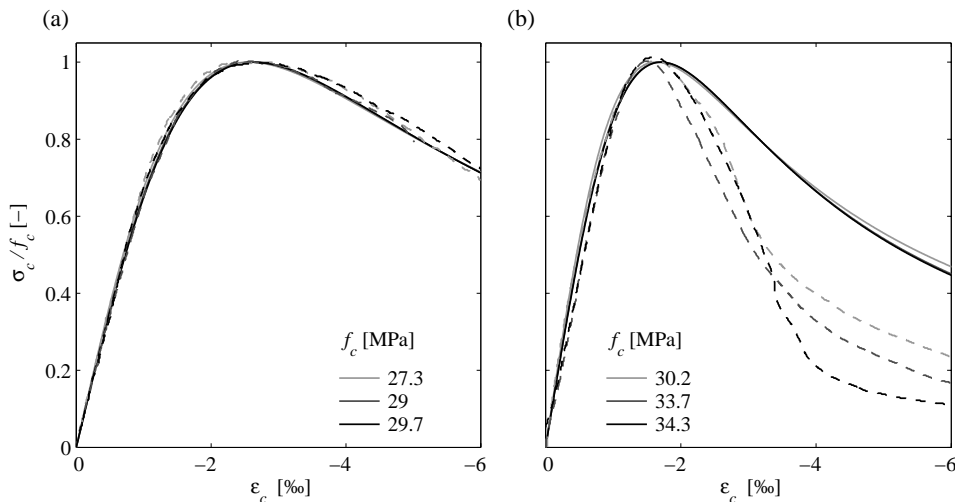


Figure 3.1: Comparaison entre la relation adoptée et des essais sur cylindres, essais en traitillés et relation en ligne continue; (a) essais de Imran et Pantazopoulou [Imran et Pantazopoulou 1996]; (b) essais de Fernández Ruiz et al. [Fernández Ruiz et al. 2007]

A la suite d'un premier chargement monotone, l'endommagement de la microstructure du béton doit être considéré dans les équations constitutives décrivant la décharge du béton. De ce fait, pour déterminer la relation $\sigma_c - \epsilon_c$ du béton lors d'une décharge, le module d'élasticité du béton endommagé E_c^* doit être évalué, figure 3.2 (a).

Pour évaluer E_c^* , une approche considérant la plasticité et l'endommagement du béton a été considérée. De manière générale, la déformation du béton ϵ_c peut être divisée en une fraction élastique $\epsilon_{c,éla}$ et une fraction plastique $\epsilon_{c,pl}$ suivant l'équation 3.4.

$$\epsilon_c = \epsilon_{c,éla} + \epsilon_{c,pl} \text{ avec } \epsilon_{c,éla} = \epsilon_{c,0,éla} + \Delta\epsilon_{c,éla} \text{ et } \epsilon_{c,pl} = \epsilon_{c,0,pl} \quad (3.4)$$

$$\epsilon_{c,0,éla} = \sigma_{c,0} / E_{c,0} \quad (3.5)$$

où $\epsilon_{c,0,éla}$ est la déformation élastique du béton non endommagé, déterminée selon l'équation 3.5, $\epsilon_{c,0,pl}$ est la déformation mécanique plastique du béton et $\Delta\epsilon_{c,éla}$ est l'accroissement de la déformation élastique du béton dû à l'endommagement, voir figure 3.2 (a) avec $\sigma_{c,0}$ la contrainte dans le béton pour une déformation $\epsilon_{c,0}$ donnée. L'intensité de $\sigma_{c,0}$ est déterminée selon l'équation 3.1.

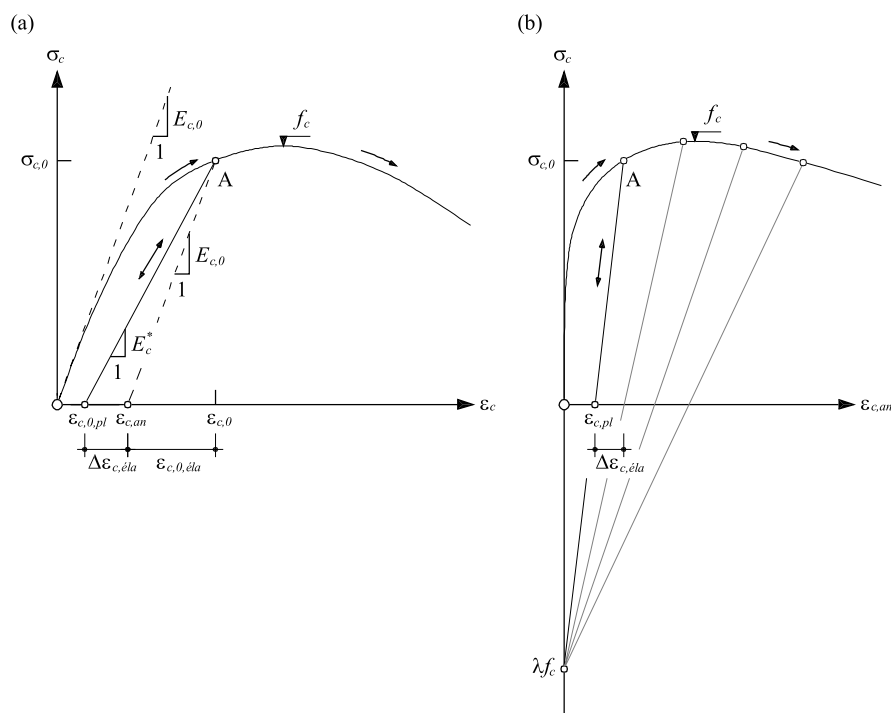


Figure 3.2: Comportement du béton comprimé lors d'un cycle charge-décharge ; (a) diagramme $\epsilon_c - \sigma_c$; (b) diagramme $\epsilon_c - \sigma_{c,an}$

Le rapport entre E_c^* et $E_{c,0}$ est défini par l'équation 3.6 et la figure 3.2 (a). En admettant un point pivot à λf_c sur l'ordonnée dans le plan $\epsilon_{c,an} - \sigma_c$ où $\epsilon_{c,an} = \epsilon_{c,pl} + \Delta\epsilon_{c,\acute{e}la}$, voir figure 3.2 (b), le rapport entre $\Delta\epsilon_{c,\acute{e}la}$ et $\epsilon_{c,pl}$ est défini par l'équation 3.7.

$$E_c^* = E_{c,0} \frac{\epsilon_{c,0,\acute{e}la}}{\epsilon_{c,0,\acute{e}la} + \Delta\epsilon_{c,\acute{e}la}} \quad (3.6)$$

$$\Delta\epsilon_{c,\acute{e}la} = \xi \epsilon_{c,pl} \text{ avec } \xi = \frac{\sigma_{c,0}}{\lambda f_c} \quad (3.7)$$

A présent, la valeur du module d'élasticité du béton endommagé E_c^* peut être formulée en combinant les équations 3.4 à 3.7, ce qui aboutit à l'équation 3.8.

$$E_c^* = E_{c,0} \frac{\epsilon_{c,0,\acute{e}la}}{\epsilon_{c,0,\acute{e}la} + (\epsilon_{c,0} - \epsilon_{c,0,\acute{e}la}) \left(\frac{\xi}{1 + \xi} \right)} \quad (3.8)$$

La figure 3.3 présente la comparaison entre la réponse de la relation adoptée et les essais effectués par Karsan [Karsan 1968] et Imran et Pantazopoulou [Imran et Pantazopoulou 1996] pour $\lambda = 4$. La relation proposée évalue correctement E_c^* lors de la décharge mais le surestime légèrement lors de la recharge. Cette différence est la conséquence directe des boucles d'hystérèse présentes dans les essais. En effet, le modèle présenté ne tient pas compte de ces boucles et ne permet donc pas d'évaluer correctement le changement de pente entre la décharge et la recharge. Sur la base de ces comparaisons, $\lambda = 4$ a été admis pour le béton armé dans le reste de cette recherche.

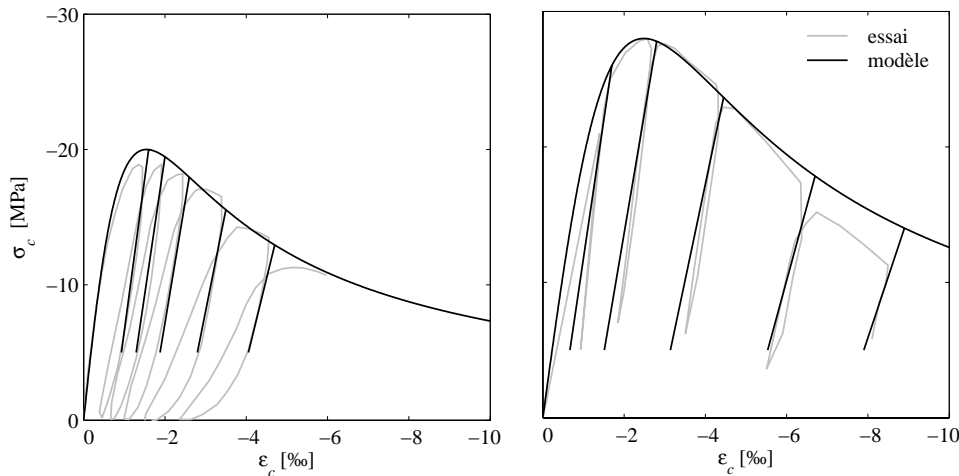


Figure 3.3: Comparaison entre la relation adoptée et des essais sur cylindres chargés cycliquement, (a) essais de Karsan [Karsan 1968] ; (b) essais de Imran et Pantazopoulou [Imran et Pantazopoulou 1996]

Charge maintenue

Lorsque une charge est maintenue sur une longue période, le fluage et le retrait du béton doivent également être considérés. La déformation du béton pour une contrainte maintenue est définie par l'équation 3.9.

$$\varepsilon_{c,\varphi} = \varepsilon_{c,0} (1 + \varphi) + \varepsilon_{c,sh} \quad (3.9)$$

où $\varepsilon_{c,0}$ est la déformation initiale du béton, φ est le coefficient de fluage et $\varepsilon_{c,sh}$ est la déformation du retrait.

Pour une contrainte maintenue faible ($\sigma_c < 0.4 f_c$), le coefficient de fluage φ peut être admis constant et par conséquent est indépendant du rapport σ_c / f_c . Par contre, pour une contrainte maintenue plus importante, ($\sigma_c > 0.4 f_c$), le coefficient de fluage φ augmente lorsque le rapport σ_c / f_c s'accroît. Dans la suite de cette recherche, l'évaluation de φ a été effectuée selon l'équation 3.10 proposée par Fernández Ruiz [Fernández Ruiz 2003].

$$\varphi = \varphi_{lin} \cdot \eta \left(\frac{\sigma_c}{f_c} \right) \text{ avec } \eta \left(\frac{\sigma_c}{f_c} \right) = 1 + 2 \left(\frac{\sigma_c}{f_c} \right)^4 \quad (3.10)$$

avec φ_{lin} le coefficient de fluage élastique déterminé sous contrainte maintenue faible.

L'augmentation de φ en fonction du rapport σ_c / f_c peut augmenter fortement la déformation à long terme du béton $\varepsilon_{c,\varphi}$ ainsi que l'endommagement de la microstructure du béton. De ce fait, les composantes de l'équation 3.4 doivent être adaptées pour tenir compte de cet accroissement de l'endommagement. Dans l'équation 3.4, la composante élastique de la déformation $\varepsilon_{c,éla}$ et plastique $\varepsilon_{c,pl}$ sont remplacées respectivement par les équations 3.11 et 3.12.

$$\varepsilon_{c,éla} = \varepsilon_{c,eff,éla} + \Delta \varepsilon_{c,éla} + \varepsilon_{cr,éla} + \varepsilon_{c,sh} \quad (3.11)$$

$$\varepsilon_{c,pl} = \varepsilon_{c,eff,pl} + \varepsilon_{cr,pl} \quad (3.12)$$

avec $\varepsilon_{c,eff,éla} = \sigma_{c,eff} / E_{c,0}$, $\Delta\varepsilon_{c,éla} = (\sigma_{c,eff} / \lambda f_c) \varepsilon_{c,pl}$, $\varepsilon_{c,eff,pl} = \varepsilon_{c,eff} - (\varepsilon_{c,eff,éla} + \Delta\varepsilon_{c,éla})$, $\varepsilon_{cr,éla} = \varepsilon_{c,0} \varphi_{lin}$ la partie élastique de la déformation de fluage du béton, $\varepsilon_{cr,pl} = \varepsilon_{c,0} \varphi_{lin} (\eta - 1)$ la partie plastique de la déformation de fluage du béton et $\varepsilon_{c,sh}$ la déformation de retrait du béton.

Pour tenir compte de l'accroissement de l'endommagement mécanique lorsque une surcharge est appliquée, $\varepsilon_{c,eff} = \varepsilon_{c,surcharge}$ et $\sigma_{c,eff} = \sigma_{c,surcharge}$ sont considérés. Par contre, lorsque une décharge est considérée $\varepsilon_{c,eff} = \varepsilon_{c,0}$ et $\sigma_{c,eff} = \sigma_{c,0}$, figure 3.4 (a).

En considérant les équations 3.8 à 3.12, la valeur du module d'élasticité du béton endommagé E_c^* est donné par l'équation 3.13.

$$E_c^* = E_{c,0} \frac{\varepsilon_{c,eff,éla}}{\varepsilon_{c,eff,éla} + \left(\varepsilon_{c,eff} - \varepsilon_{c,eff,éla} + \varepsilon_{cr,pl} \right) \left(\frac{\xi}{1 + \xi} \right)} \quad \text{avec} \quad \xi = \frac{\sigma_c}{\lambda f_c} \quad (3.13)$$

La figure 3.4 (a) présente graphiquement le comportement du béton décrit précédemment. Initialement, le béton est chargé jusqu'au point A équivalent à une déformation $\varepsilon_{c,0}$ et une contrainte $\sigma_{c,0}$. Par la suite, la contrainte $\sigma_{c,0}$ est maintenue et la déformation $\varepsilon_{c,0}$ augmente jusqu'à une valeur $\varepsilon_{c,\varphi}$ suite au fluage et au retrait, point B. Si une décharge est effectuée jusqu'au point C_{décharge}, l'endommagement à considérer est la somme de l'endommagement mécanique dû au chargement du béton et de la partie non linéaire du fluage pour $\sigma_c = \sigma_{c,0}$. Par contre, si une surcharge est appliquée jusqu'au point C_{surcharge}, l'endommagement à considérer est la somme de l'endommagement mécanique dû au chargement du béton jusqu'à une contrainte $\sigma_c = \sigma_{c,surcharge}$ et de l'endommagement dû à la partie non linéaire du fluage pour une contrainte $\sigma_c = \sigma_{c,0}$. De plus, Fernández Ruiz et al. [Fernández Ruiz et al. 2007] ont démontré que la surcharge maximale qui peut être appliquée suite à une charge maintenue est la charge équivalente au point D. Cette charge est définie par l'intersection entre la courbe calculée précédemment et la courbe dans la phase post-pic du même béton en négligeant la partie plastique du fluage. Pour une déformation ε_c plus importante, le comportement du béton suit la phase post-pic du béton où la partie plastique du fluage est négligée.

Pour une contrainte maintenue très importante, $\sigma_{c,0} > 0.7 f_c$, le béton ne peut plus développer totalement la partie plastique du fluage et se rompt sous la charge maintenue lorsque la déformation ε_c atteint la valeur de la déformation inélastique $\varepsilon_{c,0,in}$ [Rüsch 1960], point E sur la figure 3.4 (b). L'évaluation de $\varepsilon_{c,0,in}$ est donnée dans [Fernández Ruiz et al. 2007].

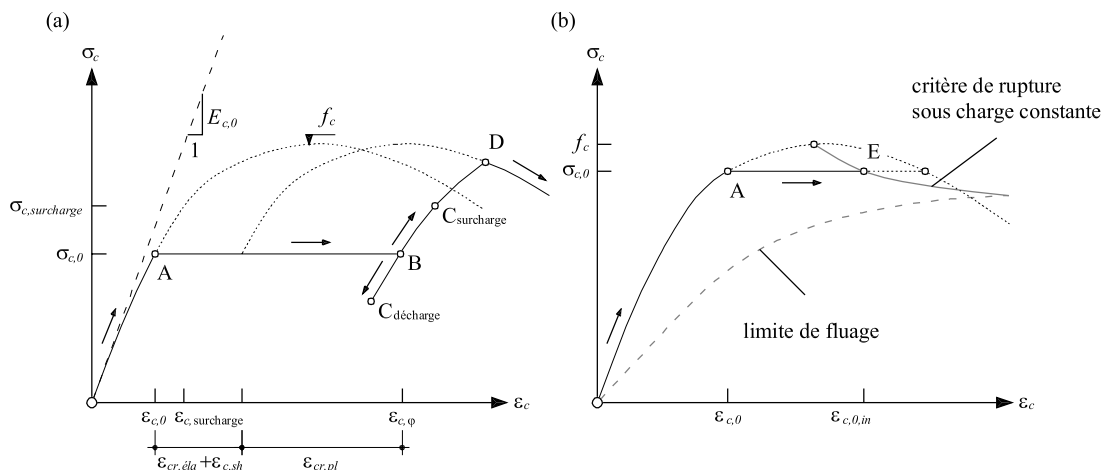


Figure 3.4: Comportement du béton en compression sous chargement de longue durée puis lors d'un cycle décharge – surcharge ; (a) diagramme $\epsilon_c - \sigma_c$; (b) rupture sous charge constante [adapté de Rüschi 1960]

La figure 3.5 présente les résultats de la relation adoptée pour le béton comprimé. En comparant les figures 3.5 (a, b et c), on peut constater que l'endommagement, pour des chargements à court terme, reste faible jusqu'à $\sigma_c / f_c = 0.8 \div 0.9$. Les figures 3.5 (a', b' et c') montrent le comportement du béton pour un chargement maintenu suivi d'une décharge et surcharge. Dans ces figures, seule la partie élastique du fluage est considérée. Dans les figures correspondantes 3.5 (a'', b'' et c''), les mêmes chargements sont considérés. Toutefois, la partie plastique du fluage est ajoutée. En comparant les figures 3.5 (a' et a''), on constate l'effet négligeable de la partie plastique du fluage lorsque la contrainte maintenue est faible ($\sigma_{c,0} / f_c = 1/3$). Cette proximité des résultats était prévisible et confirme l'exactitude de la limite de $\sigma_c / f_c < 0.45$ fixée par la SIA 262 [SIA 2003c] qui autorise de ne pas considérer la partie plastique du fluage. Lorsque la contrainte maintenue augmente, ($\sigma_{c,0} / f_c = 2/3$ dans la figures 3.5 (b' et b'')), la partie plastique du fluage n'est plus négligeable et accroît considérablement $\epsilon_{c,\phi}$, de plus une légère augmentation de l'endommagement est également effective. La considération de la partie plastique du fluage conduit également à une légère diminution de la résistance puisque à présent la courbe de surcharge intercepte la courbe dans la phase post-pic du même béton où la partie plastique du fluage est négligée. Cette diminution de la résistance est toutefois extrêmement faible et peut généralement être négligée pour $\sigma_{c,0} / f_c < 0.7$, qui est une limite indiquée par Rüschi [Rüschi 1960] et Fernández Ruiz et al. [Fernández Ruiz et al. 2007]. Si la contrainte maintenue augmente encore, ($\sigma_{c,0} / f_c = 5/6$ dans la figures 3.5 (c' et c'')), une rupture sous charge maintenue est prévisible. Dans l'exemple présenté, lorsque la partie plastique du fluage n'est pas considérée, le béton supporte la contrainte maintenue. Cet état est toutefois limité, un coefficient de fluage linéaire ϕ_{lin} de seulement 10 % de plus conduisent à la rupture sous charge maintenue. Par contre, si la partie plastique du fluage est considérée, la rupture sous charge maintenue est effective. Cette prévision est en accord avec la limite $\sigma_{c,0} / f_c < 0.7$.

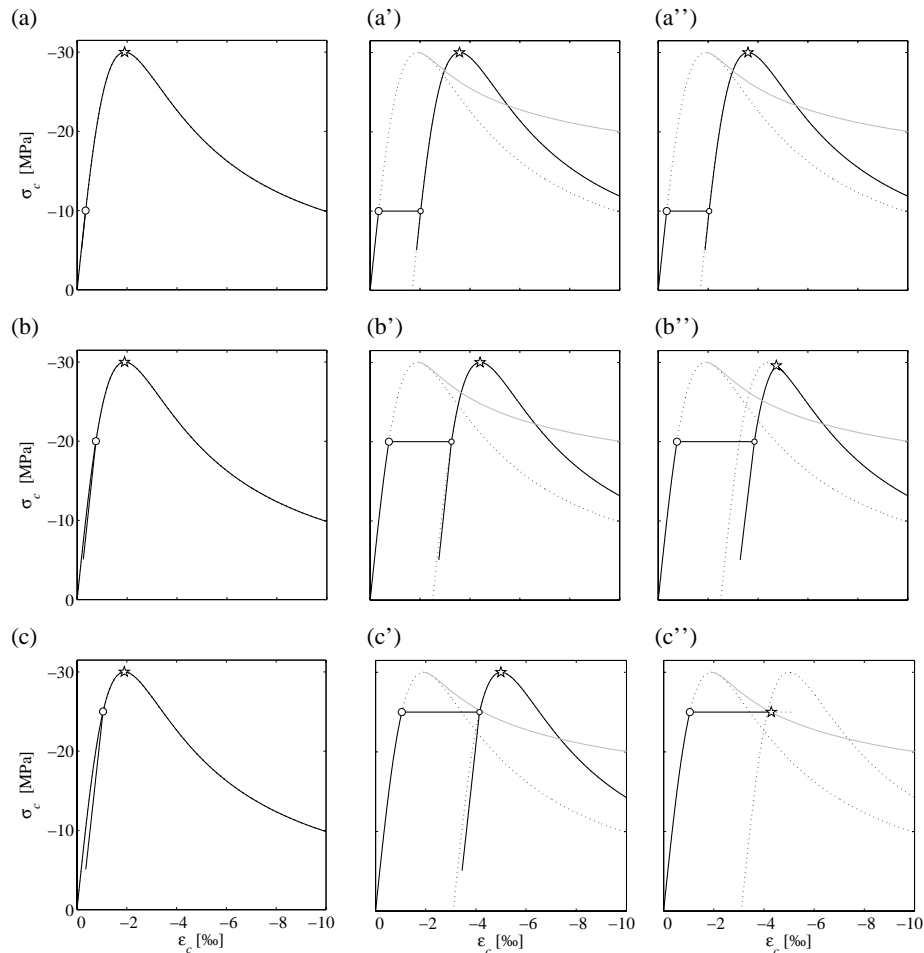


Figure 3.5: *Comportement du béton en compression sous différents chargements ; $f_c = 30$ MPa, $E_{c,0} = 30$ GPa ; $\varphi_{in} = 2$, $\varepsilon_{c,sh} = -1$ mm/m, ' partie élastique du fluage seule, '' partie élastique et plastique du fluage considérées ; (a) $\sigma_{c,0} = -10$ MPa ; (b) $\sigma_{c,0} = -20$ MPa ; (c) $\sigma_{c,0} = -25$ MPa*

Le comportement en traction du béton a relativement peu d'influence sur les résultats présentés dans ce travail. De manière générale, un comportement parfaitement élastique a été admis dans la phase pré-pic ($\sigma_c < f_{ct}$) avec un module d'élasticité E_c identique à celui considéré pour le béton comprimé et une résistance à la traction $f_{ct} = 0.3 f_c^{2/3}$. La phase post-pic a été admise suivant le comportement proposé par Hordijk [Hordijk 1991] avec une ouverture maximale de la fissure de la *Fracture Process Zone* de $w_{max} = 0.2$ mm. Le fluage du béton tendu est très important pour des contraintes dans le béton de plus de $0.7 f_{ct}$. Par conséquent, lors des simulations à long terme, un coefficient de fluage φ proche ou égale à 3 a été admis.

3.1.2 $M - \kappa - N$ du béton armé

Lors de l'évaluation de la relation moment M – courbure κ d'une section en béton armé pour un effort normal N donné, le comportement mécanique de l'acier d'armature doit également être considéré. Dans ce travail, la relation de Cosenza et al. [Cosenza et al. 1993] a été admise. Généralement des armatures à dureté naturelle ont été considérées.

La détermination de la relation $M - \kappa - N$ est obtenue numériquement sur la base de l'hypothèse de Bernoulli que les sections planes restent planes. Pour une courbure κ donnée, si les relations $\sigma - \varepsilon$ du béton et de l'armature sont connues pour tous les éléments composant la section étudiée, la variation de la déformation du centre de gravité ε_{CDG} peut être effectuée jusqu'à l'obtention de l'effort normal N souhaité. Une fois κ et ε_{CDG} déterminées, il ne reste qu'à évaluer le moment M obtenu pour cette combinaison. Ce processus est répété pour une courbure κ différente jusqu'à l'obtention complète de la relation $M - \kappa - N$.

Pour des chargements à court terme avec décharge, les équations 3.1 à 3.8 peuvent être directement utilisées. La figure 3.6 compare l'évaluation du comportement lors d'une décharge par l'approche basée sur les équations 3.1 à 3.8 et par une approche empirique développé par Rotilio dans les années 1990, sur la base d'essais effectués à l'EPFL [Rotilio 1998]. Cette approche propose de considérer dans le diagramme $M - \kappa$ un point pivot mobile défini par le couple $[-M_0 / EI_{\text{éla}}; -M_0]$ où M_0 est le moment à partir duquel la décharge est effectuée et $EI_{\text{éla}}$ est la rigidité flexionnelle élastique de la section considérée. La différence entre l'évaluation de la rigidité flexionnelle lors des décharges EI^* entre les deux approches est importante. Cette différence vient principalement de l'omission du glissement relatif entre le béton et les armatures dans l'approche basée sur les équations 3.1 à 3.8. En effet, ces équations ne considèrent que l'endommagement du béton et non l'endommagement de l'adhérence entre le béton et les armatures. Par conséquent, EI^* est fortement surestimé dans l'approche basée sur les équations 3.1 à 3.8. De ce fait, lors d'études sur des chargements à court terme avec décharge, l'approche empirique de Rotilio doit être préférentiellement utilisée lors de l'évaluation de EI^* .

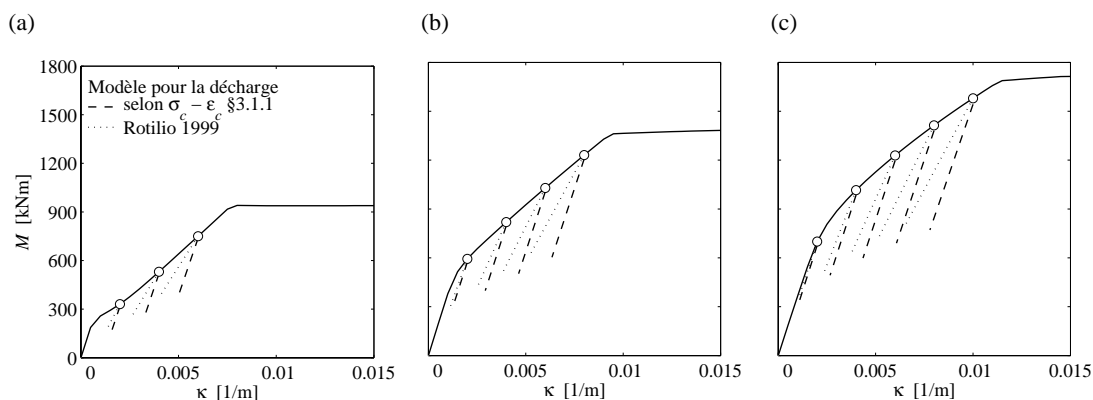


Figure 3.6: Comparaison de la décharge entre les diagrammes moment M – courbure κ pour une section de $b \times h = 1000 \times 500 \text{ mm}$ et un taux d'armature de $\rho = A_s / A_{\text{tot}} = 1.8 \%$; (a) $N = 0 \text{ kN}$; (b) $N = -2500 \text{ kN}$; (c) $N = -5000 \text{ kN}$

La détermination de la relation $M - \kappa - N$ lorsque M et N sont maintenus est plus ardue. En effet, le retrait et le fluage du béton doit être considéré tout en considérant le caractère hyperstatique de la section analysée. L'hyperstaticité de la section provient de l'armature qui n'est pas directement soumise aux effets du retrait et du fluage. Dans cette recherche, une méthodologie en 5 étapes proposée par Fernández Ruiz [Fernández Ruiz 2003] est utilisée, figure 3.7. La première étape, figure 3.7 (a), consiste à déterminer la courbure à court terme κ_0 pour N et M donné. Sur cette base, les efforts

dans le béton $\sigma_{c,0}$ et dans les barres d'armature $N_{s,0}$ respectivement $N'_{s,0}$ sont connues. La deuxième étape, figure 3.7 (b), consiste à dissocier les barres d'armature du béton et à laisser le béton se déformer librement. La déformation libre du béton $\Delta\varepsilon_{libre}$ se compose du retrait $\varepsilon_{c,sh}$ et du fluage ε_{cr} . Le retrait et le fluage sont effectifs que dans la partie comprimée de la section et où la fissure n'est pas totalement ouverte ($w < w_{max}$). La déformation libre des armatures est par contre nulle.

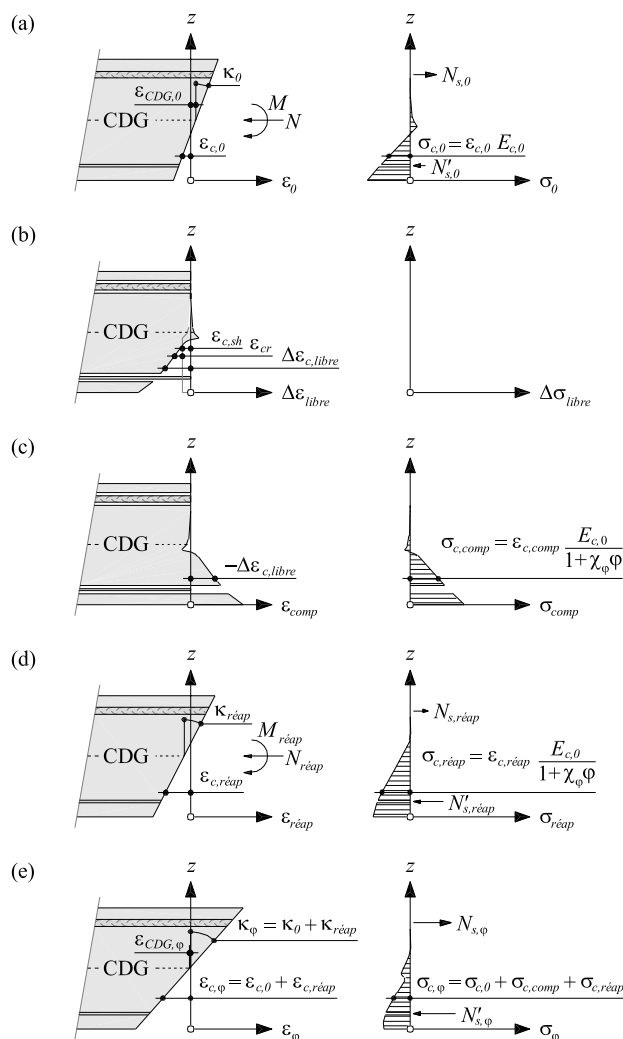


Figure 3.7: Détermination du diagramme moment M – courbure κ pour un chargement maintenu à partir des relations σ – ε des éléments composant la section; (a) σ et ε pour un chargement de courte durée; (b) σ et ε libres; (c) σ et ε de compatibilité; (d) σ et ε de réapplication; (e) σ et ε effectifs pour un chargement maintenu

La troisième étape, figure 3.7 (c), consiste à déterminer les contraintes de compatibilité σ_{comp} sur la section dissociée pour compenser les déformations libres $\Delta\varepsilon_{libre}$ obtenues à l'étape précédente. Dans cette étape, le comportement à long terme du béton, c'est à dire en considérant l'effet du fluage, doit être considéré. L'approche de Fernández Ruiz propose de tenir compte de la réduction de la rigidité du béton en admettant une réduction du module d'élasticité $E_{c,0}$ basée sur la théorie dite du

coefficient de vieillissement proposé par Trost et formalisée mathématiquement par Bazant [Trost 1967 et Bazant 1972], équation 3.14.

$$E_{\varphi} = \frac{E_{c,0}}{1 + \chi_{\varphi} \varphi} \quad (3.14)$$

où $E_{c,0}$ est le module d'élasticité du béton à court terme, φ est le coefficient de fluage et χ_{φ} est le coefficient de vieillissement qui vaut 0.8 lorsque la charge considérée est appliquée à t_0 puis maintenue et 0.6 lorsque la charge considérée se développe entre t_0 et le temps considéré [Fernández Ruiz 2003]. Dans la quatrième étape, figure 3.7 (d), le moment $M_{réap}$ et l'effort normal $N_{réap}$ de réapplication, qui sont les résultantes des contraintes de compatibilité σ_{comp} , sont appliqués sur la section non dissociée. Comme pour l'étape précédente, l'effet du fluage sur la rigidité du béton doit être considéré. Par conséquent, le module d'élasticité E_{φ} défini dans l'équation 3.14 est admis pour le béton. De ce fait, la courbure de réapplication $\kappa_{réap}$ pour $N_{réap}$ et $M_{réap}$ connus peut être déterminée. Finalement, la dernière étape, figure 3.7 (e), n'est que l'addition des étapes précédentes. La courbure κ_{φ} , les contraintes dans le béton $\sigma_{c,\varphi}$ et l'effort normal dans les armatures $N_{s,\varphi}$ respectivement $N_{s,\varphi}'$ ainsi obtenue sont ceux effectifs à long terme.

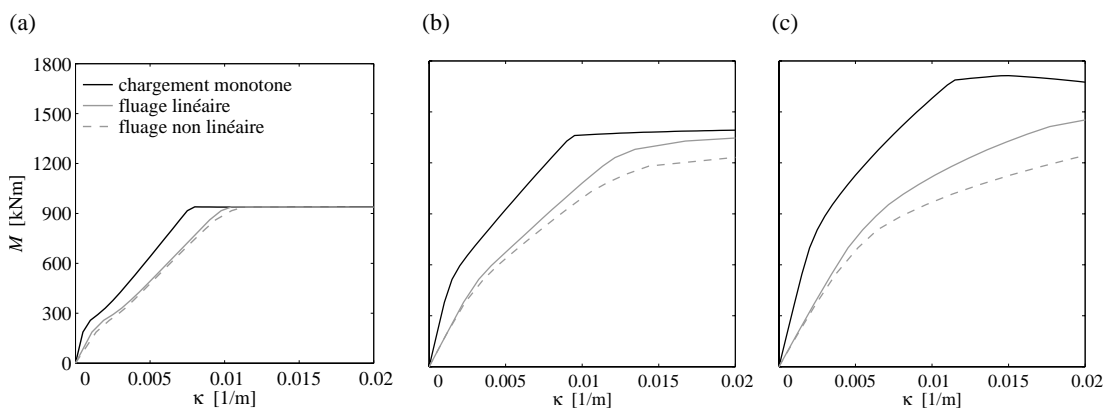


Figure 3.8: Comparaison de la considération de la partie plastique du fluage entre les diagrammes moment M – courbure κ pour une section de $b \times h = 1000 \times 500$ mm, $\rho = A_s / A_{tot} = 1.8 \%$, $\varphi_{in} = 2$, $\chi_{\varphi} = 0.8$ et $\varepsilon_{c,sh} = -0.3$ mm/m; (a) $N = 0$ kN; (b) $N = -2500$ kN; (c) $N = -5000$ kN

La figure 3.8 compare les relations $M - \kappa - N$ à long terme lorsque le fluage élastique est seulement considéré et lorsque la partie plastique du fluage est ajoutée. Pour un effort normal N nul, figure 3.8 (a), la différence n'est perceptible que pour un moment M maintenu proche du moment résistant. Cette similitude est la conséquence des contraintes relativement faibles dans le béton ($\sigma_{c,0} > 0.5 f_c$). En effet, dans l'exemple présenté, la faible quantité d'armature tendue est déterminante lors de l'évaluation de la résistance. L'accroissement de N , figure 3.8 (b et c), augmente significativement l'influence de la partie plastique du fluage. En effet, les fibres extrêmes de la section peuvent à présent être fortement contraintes ($\sigma_{c,0} < 0.7 f_c$) et par conséquent être soumises à un fluage important, jusqu'à $3 \varphi_{in}$, voir même à une rupture sous charge maintenue. De ce fait, le moment résistant sous charges maintenues peut être significativement plus faible que le moment résistant pour un chargement à court terme et la courbure κ_{φ} significativement plus importante pour un moment M maintenu.

La figure 3.9 compare l'évaluation de la relation $M - \kappa - N$ lors d'une décharge suite à un chargement maintenu. La première évaluation est basée sur les équations 3.11 à 3.13 et la seconde sur l'approche empirique développée par Rotilio [Rotilio 1998]. Bien que ces deux approches présentent des résultats proches, les deux comportent de grandes lacunes. En effet, comme préalablement mentionné, l'approche basée sur les équations 3.11 à 3.13 ne tient compte que de l'endommagement du béton conséquent à la sollicitation mécanique et à la partie plastique du fluage mais pas du glissement relatif entre les armatures et le béton. De ce fait, la rigidité flexionnelle lors de la décharge est surestimée. Pour sa part, l'approche empirique de Rotilio a été développée pour des sollicitations à court terme. De ce fait, l'endommagement du béton conséquent à la partie plastique du fluage n'est pas considéré ni la redistribution des contraintes sur le béton conséquent à l'hyperstaticité. Par conséquent, comme pour l'approche basée sur les équations 3.11 à 3.13, la rigidité flexionnelle lors de la décharge est légèrement surestimée. La réponse des approches étant proche l'une de l'autre, l'approche basée sur les équations 3.11 à 3.13 a été utilisée dans la suite de cette recherche lorsque des surcharges ou décharges sont appliquées à des sections soumises à des chargements maintenus.

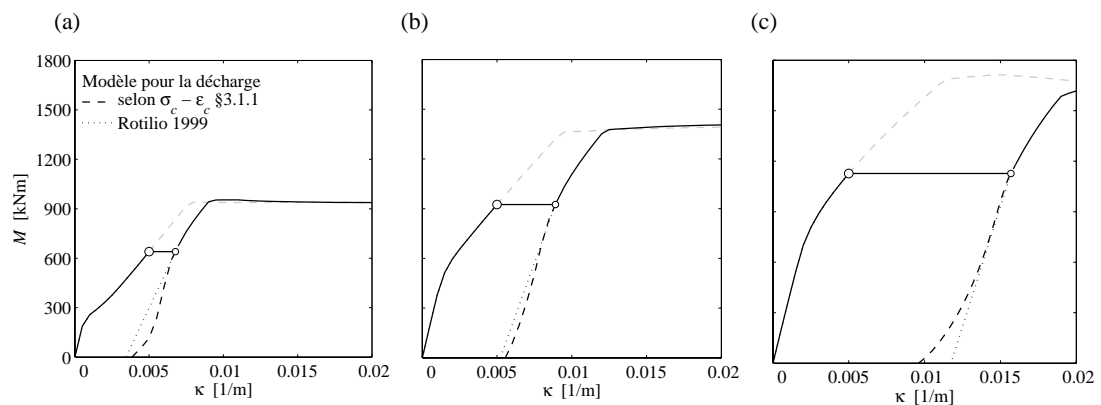


Figure 3.9: Comparaison de la décharge après fluage entre les diagrammes moment M – courbure κ pour une section de $b \times h = 1000 \times 500 \text{ mm}$, $\rho = A_s / A_{tot} = 1.8 \%$, $\varphi_{in} = 2$, $\chi_\varphi = 0.8$ et $\varepsilon_{c,sh} = -0.3 \text{ mm/m}$; (a) $N = 0 \text{ kN}$; (b) $N = -2500 \text{ kN}$; (c) $N = -5000 \text{ kN}$

3.2 Sols granulaires

La détermination du comportement mécanique des sols est très complexe et n'était pas un objectif de cette recherche. De ce fait, seuls les équations constitutives du modèle mécanique choisi pour les modélisations par éléments finis ainsi que la détermination des paramètres relatifs à ce modèle sont présentés dans ce paragraphe.

Dans ce travail, les sols granulaires ont été modélisés à l'aide du modèle mécanique d'Hujeux [Aubry et al. 1982 et Hujeux 1985]. Ce modèle a pour avantage principal de considérer le comportement sous charges monotones et cycliques des sols. En particulier, il tient compte de l'influence de la contrainte sphérique effective p' sur la rigidité et la résistance, du type de sol et de l'état initial. Il pourrait également tenir compte de l'influence de l'eau en considérant les contraintes effectives, toutefois seul le comportement parfaitement drainé des matériaux granulaires a été considéré dans cette recherche. Le fluage des sols n'a pas été considéré dans cette recherche. Cette

hypothèse n'aurait pas pu être admise dans le cas de sol avec une fraction argileuse significative.

Les équations constitutives ainsi que des indications qui concernent la détermination des paramètres constitutifs du modèle mécanique de Hujoux sont présentées dans les paragraphes suivants.

3.2.1 Equations constitutives du modèle mécanique de Hujoux

Dans le modèle d'Hujoux, la réponse élastique est considérée comme isotrope et non linéaire. Le module élastique isotrope K et de cisaillement G sont définis par l'équation 3.15.

$$K = K_{ref} \left(p' / p_{ref} \right)^n \text{ et } G = G_{ref} \left(p' / p_{ref} \right)^n \quad (3.15)$$

où p' est la contrainte sphérique effective, K_{ref} et G_{ref} sont respectivement le module élastique isotrope et de cisaillement pour une pression moyenne de référence p_{ref} . n règle la variation des modules tangents d'élasticité isotrope en fonction de la contrainte moyenne. Le cas $n = 0$ représente l'élasticité linéaire.

K et G sont liés au module d'élasticité E et au coefficient de Poisson ν par la relation 3.16.

$$E = \frac{9KG}{3K + G} \text{ et } \nu = \frac{3K - 2G}{2(3K + G)} \quad (3.16)$$

Pour un chargement monotone, les critères de plasticité associés aux mécanismes déviatoires, sont exprimés par l'équation 3.17.

$$f_k = q_k - p'_k \sin \varphi \left(1 - b \log \frac{p'_k}{p_c} \right) r_k \text{ pour } k = 1 : 3 \quad (3.17)$$

où q_k est le rayon du cercle de Mohr dans le plan du mécanisme déviatoire k , p'_k est la contrainte moyenne effective normale à q_k , p_c est la pression critique liée à la déformation volumique plastique ε_v^{pl} par la relation $p_c = p_{c0} \exp(\beta \varepsilon_v^{pl})$ où p_{c0} est la pression critique initiale qui représente l'état initial du sol et β est la compressibilité plastique dans le plan isotrope ($\ln p'$, ε_v^{pl}), φ est l'angle de frottement à l'état critique, b est un paramètre numérique qui règle la courbure du seuil déviatoire ($b = 0$ pour une surface de type Mohr-Coulomb, $b = 1$ pour une surface de type Cam-Clay [Roscoe et Burland 1968]) et r_k est le degré de mobilisation du frottement du mécanisme déviatoire k . La variable r_k est liée à la déformation plastique déviatoire $\varepsilon_{d,k}^{pl}$ dans le plan du mécanisme déviatoire k et permet de décomposer le domaine comportemental en une partie pseudo-élastique, une autre hystérétique et une mobilisée selon l'équation 3.18.

$$r_k = r^{ela} + \frac{\varepsilon_{d,k}^{pl}}{a + \varepsilon_{d,k}^{pl}} \quad (3.18)$$

où a règle la valeur du module d'écroutissage déviatoire en fonction du domaine comportemental, équation 3.19.

$$a = a_1 + (a_2 - a_1) \alpha_k(r_k) \quad (3.19)$$

avec :

$$\begin{aligned}\alpha_k(r_k) &= 0 \text{ si } r_k < r^{hys} \\ \alpha_k(r_k) &= \left(\frac{r_k - r^{hys}}{r^{mob} - r^{hys}} \right)^m \text{ si } r^{hys} < r_k < r^{mob} \\ \alpha_k(r_k) &= 1 \text{ si } r^{mob} < r_k < 1\end{aligned}\quad (3.20)$$

où $r^{éla}$ fixe les limites du domaine élastique des mécanismes déviatoires et r^{hys} et r^{mob} désignent les limites du domaine où les dégradations hystérétiques apparaissent. Les trois mécanismes déviatoires k sont perpendiculaires entre eux.

Dans le modèle, une loi d'écoulement associée est considérée pour chaque mécanisme déviatoire dans le plan relatif et une loi d'écoulement non-associée de Roscoe [Roscoe et Burland 1968] est admise pour la déformation volumique plastique de chaque mécanisme déviatoire selon l'équation 3.21.

$$\frac{\partial \varepsilon_{v,k}^{pl}}{\partial \varepsilon_{d,k}^{pl}} = \alpha(r_k) \left(\sin \psi - \frac{q_k}{p_k} \right) \quad (3.21)$$

où ψ est l'angle de dilatance.

Le critère isotrope de plasticité ($k = 4$) est défini par l'équation 3.22.

$$f_4 = p' - p_c r_4 d \text{ avec } r_4 = r_4^{éla} + \frac{\varepsilon_{v,4}^{pl}}{c p_c / p_{ref} + \varepsilon_{v,4}^{pl}} \quad (3.22)$$

où p_c est la pression critique, $r_4^{éla}$ fixe les limites du domaine élastique pour le mécanisme de consolidation isotrope, c règle la valeur du module d'écrouissage isotrope et d est la distance entre la ligne de consolidation isotrope et la ligne de l'état critique dans le plan $(\ln p', \varepsilon_v^{pl})$. Par conséquent, d caractérise le rapport entre la pression moyenne de consolidation et la pression critique correspondante et fixe donc le seuil volumique initial qui est exprimé par l'équation 3.23.

$$p'_o = d p_{c0} \quad (3.23)$$

Tous les mécanismes sont couplés à travers la déformation plastique volumique donnée par l'équation 3.23.

$$\varepsilon_v^{pl} = \varepsilon_{v,1}^{pl} + \varepsilon_{v,2}^{pl} + \varepsilon_{v,3}^{pl} + \varepsilon_{v,4}^{pl} \quad (3.24)$$

Lorsque une inversion du chargement est effectuée, les critères de plasticité doivent être adaptés. Les équations 3.17 et 3.22 sont remplacées respectivement par les équations 3.25 et 3.26.

$$f_{k,cyc} = (q_k - c_k) - p'_k \sin \phi \left(1 - b \log \frac{p'_k}{p_c} \right) r_k \text{ pour } k = 1 : 3 \quad (3.25)$$

$$f_{4,cyc} = p' - p_c r_{4,cyc} d \text{ avec } r_{4,cyc} = r_4^{éla} + \frac{\varepsilon_{v,4}^{pl}}{c_{cyc} p_c / p_{ref} + \varepsilon_{v,4}^{pl}} \quad (3.26)$$

où c_k est un paramètre cinématique d'écrouissage qui est mis à jour à chaque inversion de chargement, voir [Aubry et al. 1982], et c_{cyc} règle la valeur du module d'écrouissage isotrope pour des chargement cycliques.

Plus d'informations concernant la définition théorique de ce modèle mécanique sont données dans [Aubry et al. 1982, Hujeux 1985].

3.2.2 Détermination des paramètres du modèle mécanique de Hujeux

Les paramètres d'entrée du modèle mécanique de Hujeux sont dissociables en 2 catégories, ceux directement mesurables et ceux qui ne le sont pas et qui doivent être calés sur des essais en laboratoire. Le tableau 3.1 présente les paramètres d'entrée selon la dissociation mentionnée.

Tableau 3.1: Classification des paramètres définissant le modèle mécanique de Hujeux

	Directement mesurable	Non directement mesurables
Elastique	K_{ref}, G_{ref}, n ou E_{ref}, ν, n	
Plastique et état critique	$\varphi, \beta, d, p_{c0},$	b
Ecrouissage	ψ	a_1, a_2, m, c, c_{cyc}
Seuil		$r^{el}, r^{hys}, r^{mob}, r^A, r^{éla}$

L'estimation des paramètres élastiques peut être effectuée en considérant les relations déterminées par Kokusho et Esashi [Kokusho et Esashi 1981] entre l'indice de vide e et le module de cisaillement G_{ref} pour une pression de référence $p_{ref} = -0.1$ MPa. Pour des roches concassées la relation 3.27 est effective alors que pour des graviers roulés la relation 3.28 doit être utilisée.

$$G_{ref} = 13'000 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \text{ [kPa]} \text{ et } n = 0.55 \text{ pour } \gamma = 10^{-6} \quad (3.27)$$

$$G_{ref} = 8'400 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \text{ [kPa]} \text{ et } n = 0.60 \text{ pour } \gamma = 10^{-6} \quad (3.28)$$

Sachant que pour des graviers sableux lâches $e = 0.60 \div 0.70$, pour des graviers sableux compacts $e = 0.40 \div 0.50$ et pour des graviers très compacts $e = 0.22 \div 0.35$ [Michalski et Rahma 1989] et en admettant un coefficient de Poisson $\nu = 0.3$, qui est une valeur moyenne pour les sables et graviers, G_{ref} et K_{ref} peuvent être déterminés.

Une étude bibliographique a permis d'estimer $\varphi = 25 \div 35^\circ$ pour les sables et gravier lâches avec une granulométrie étendue. Toutefois, φ peut monter jusqu'à 50° pour les graviers sableux à granulométrie étendue [Terzaghi et al. 1996]. $\beta > 30$ pour les sables et peut atteindre 40 pour les graviers. Michalski et Rahma [Michalski et Rahma 1989] proposent des valeurs de $d = 2 \div 3$ pour les sables, sachant qu'originellement, dans le modèle Cam-Clay $d = e \approx 2.7183$ [Roscoe et Burland 1968] et $b = 0.1 \div 0.3$.

L'estimation de p_{c0} , qui représente l'état initial du sol c'est-à-dire l'histoire du chargement, n'est pas aisée. Dans cette recherche, il est proposé d'estimer p_{c0} à partir de l'équation 3.23. Par conséquent, si l'on admet d connu, $p'_0 = p'_{max}$ atteint par le sol

avant la modélisation peut être évalué directement. Si le sol considéré est normalement consolidé ($OCR = 1$) l'équation 3.29 peut être utilisée.

$$p_{c0} = p'_0/d = (1 + 2k_0) \gamma_s z / 3d \quad (3.29)$$

où k_0 est le coefficient de poussée des terres au repos, qui peut être estimé par $1 - \sin \varphi$ pour les sol granulaire [Jaky 1944], γ_s est le poids volumique du sol et z est la profondeur de l'élément considéré.

Toutefois, lorsque le sol est surconsolidé ($OCR > 1$), par exemple lors d'un compactage mécanique, l'équation 3.29 doit être modifiée selon l'équation 3.30 pour $\sigma_{v,mec} = \gamma_s z$.

$$p_{c0} = p'_0/d = (1 + 2k_0) \sigma_{v,mec} / 3d \quad (3.30)$$

où $\sigma_{v,mec}$ est la contrainte verticale maximale atteinte par le compactage mécanique. Pour des compactages à l'aide de machine de chantier, $\sigma_{v,mec}$ est déterminé à partir de $\sigma_{v,mec} = \sigma_{h,mec} / k_0$. Des valeurs usuelles de $\sigma_{h,mec}$ peuvent être trouvées dans [Broms 1971].

Les paramètres relatifs à l'écroûissage peuvent être estimés comme suit [Michalski et Rahma 1989] : $a_1 = 10^{-2} \div 10^{-3}$ pour les sable, $a_2 = a_1 / 2$ selon la règle de Masing [Masing 1926], $m = 1$, c est généralement légèrement supérieur à a_1 (jusqu'à 3 fois) et c_{cyc} peut être évalué grossièrement par $c / 2$. Dans ce travail, l'angle de dilatance est estimé par $\psi = \varphi - 5^\circ$. Cette diminution de 5° permet d'éviter des problèmes liés à la surestimation des déformations volumiques plastiques ε_v^p .

Finalement, les valeurs de seuil suivantes peuvent être considérées [Michalski et Rahma 1989] : r_4^{ela} et r_4^{ela} varient entre 0.001 à 0.01 si l'on s'intéresse à des petites déformations ($\varepsilon_k < 10^{-3}$) et entre 0.01 à 0.1 si l'on s'intéresse à des déformations moyennes à grandes ($\varepsilon_k > 10^{-3}$), r^{hys} est choisi comme un petit multiple de r^{ela} , typiquement $r^{hys} = (2 \div 3) r^{el}$ et $r^{mbl} \approx 0.8$.

Plus d'informations concernant la détermination des paramètres du modèle de Hujeux peuvent être trouvé dans [Lassoudière et Meimon 1986, Michalski et Rahma 1989, López-Caballero 2003 et López-Caballero et al. 2003].

3.2.3 Sols considérés dans cette recherche

Dans les études sur les problèmes relatifs aux extrémités de ponts présentées aux chapitres 4 et 5, les paramètres constitutifs du tableau 3.2 ont été utilisés dans le modèle mécanique de Hujeux. Dans tous les cas, les paramètres suivants ont été conservés constants : $p_{ref} = -0.1$ MPa, $d = 2$, $\psi = \varphi - 5^\circ$, $a_2 = a_1 / 2$, $c = 0.004$, $c_{cyc} = c / 2$, $r^{hys} = 0.04$, $r^{mob} = 0.8$ et $r_4^{ela} = 0.001$.

Tableau 3.2: Valeurs des paramètres utilisés dans le modèle de Hujeux pour les modélisations numériques concernant les extrémités des ponts

	Grave compactée ($e = 0.32$)	Gravier lâche ($e = 0.43$)	Ballast ($e = 0.79$)	Grave fortement compactée ($e = 0.25$)
γ_s [kN/m ³]	19.4	19.4	18.0	20.5
K_{ref} [MPa]	47.1	38.6	31.6	53.7
G_{ref} [MPa]	21.7	17.8	21.3	24.8
n	0.6	0.6	0.38	0.6
φ [°]	37	34	42	37
β [°]	36	30	37	36
$\sigma_{v,mec}$, $\sigma_{h,mec}$ [kPa]	-48.8, -20	-45.5, -20	-60.6, -20	-121, -50
b	0.12	0.12	0.16	0.12
a_1	0.008	0.006	0.01	0.008
m	1.5	1.5	1.0	1.5
$\gamma^{éla}$	0.015	0.02	0.001	0.015

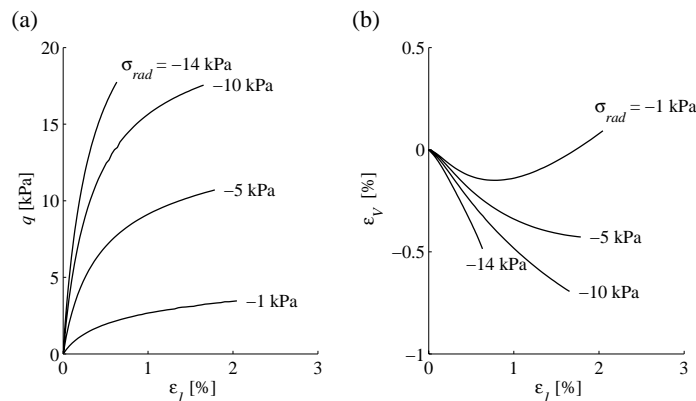


Figure 3.10: Essai triaxial sur la grave compactée pour une pression critique initiale $p_{c0} = -14.8$ kPa qui équivaut à un compactage mécanique $\sigma_{v,mec} = -48.8$ kPa ; (a) diagramme $\epsilon_1 - q$; (b) diagramme $\epsilon_1 - \epsilon_v$

La figure 3.10 montre les résultats de la simulation numérique d’essais triaxiaux sur la grave compactée pour différents niveaux de confinement initial σ_{rad} . La rigidité et la résistance des spécimens modélisés sont accrues en accord avec l’augmentation de σ_{rad} , figure 3.10 (a). Sur la figure 3.10 (b), on remarque dans tous les cas que la déformation volumique ϵ_v est négative. Cette contraction volumique est associée aux déformations élastiques des spécimens. Pour le spécimen le moins confiné, ϵ_v augmente fortement dans la deuxième partie de l’essai. Cet accroissement volumique est conséquent aux déformations plastiques qui deviennent plus importantes que les déformations élastiques lorsque le sol est fortement cisailé.

La figure 3.11 compare les résultats des simulations des essais triaxiaux pour les différents graves considérées dans les études qui concernent les problèmes liés aux extrémités des ponts. La comparaison entre la grave compactée et lâche ne présente pas de différence significative ni par rapport à la résistance ni par rapport à la rigidité, figure 3.11 (a). Par contre la déformation volumique plastique ε_v^{pl} est plus faible pour la grave compactée, la compressibilité plastique β étant plus importante. La comparaison entre la grave compactée et fortement compactée montre une différence significative tant au niveau de la résistance et de la déformation volumique. Ces différences proviennent de l'augmentation significative de la pression critique initiale p_{c0} pour la grave compactée. En effet, l'état initial de la grave, représentée par p_{c0} , joue un rôle important sur le critère de plasticité associé aux mécanismes déviatoires et de ce fait sur le taux de déformation déviatoire plastique ε_d^{pl} pour une déformation principale ε_I donnée. Le ballast présente une résistance plus importante que la grave compactée et celle faiblement compactée pour une pression critique initiale p_{c0} environ égale. Cette augmentation est due à l'accroissement significatif de l'angle de frottement φ . Sa contraction volumique ε_v est par contre nettement plus importante. Cet effet est la cause directe de l'indice de vide e important du ballast qui intervient directement sur les modules K et G .

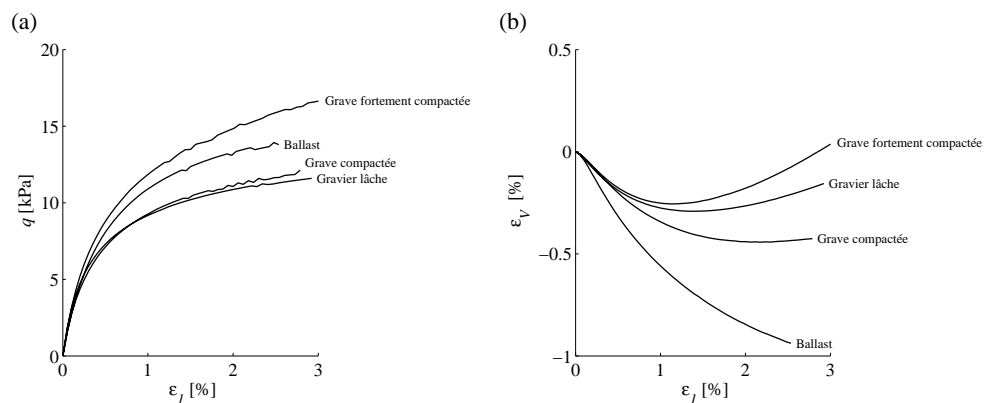


Figure 3.11: Comparation des essais triaxiaux pour une contrainte radiale $\sigma_{rad} = -5$ kPa des différents remblais considérés pour les compactages mécaniques $\sigma_{v,mec}$ donnés dans le tableau 3.2; (a) diagramme $\varepsilon_I - q$; (b) diagramme $\varepsilon_I - \varepsilon_v$

Lors de l'étude concernant les piles de ponts fondées sur des fondations superficielles présentée au chapitre 6, les paramètres du tableau 3.3 ont été choisis. Les paramètres suivants ont été conservés de manière similaire aux études sur l'extrémité des ponts : $p_{ref} = -0.1$ MPa, $d = 2$, $\psi = \varphi - 5^\circ$, $a_2 = a_1 / 2$, $c = 0.004$, $c_{cyc} = c / 2$, $r^{hys} = 0.04$, $r^{mob} = 0.8$ et r_4^{ela} .

La figure 3.12 montre les résultats de la simulation numérique des essais triaxiaux sur le sol de fondation, admis dans le chapitre 6 traitant de l'interaction entre les piles et les fondations superficielles, pour différents niveaux de confinement initial σ_{rad} . Les résultats sont de même forme à ceux de la figure 3.10. Toutefois, l'ordre de grandeur est très différent en ce qui concerne les pressions de confinement σ_{rad} et par conséquent en ce qui concerne la résistance. En effet, la pression critique initiale $p_{c0} = -320$ kPa est très importante et équivaut à un compactage mécanique $\sigma_{v,mec} = -1000$ kPa. Ce compactage mécanique très important représente la préconsolidation d'un dépôt

glaciaire qui a été soumis à la pression verticale d'une centaine de mètres d'épaisseur de glace.

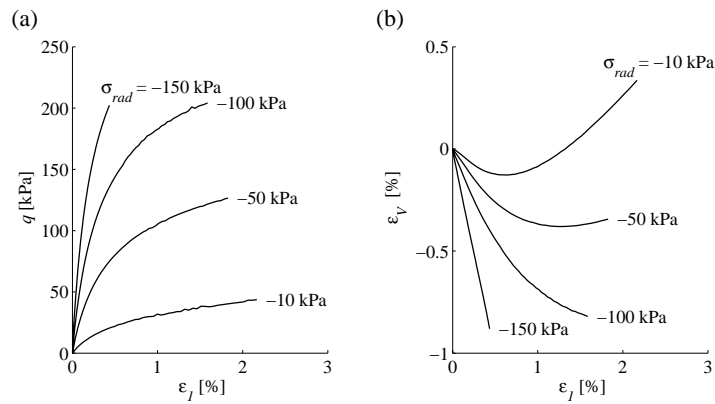


Figure 3.12: Essai triaxial sur le sol granulaire considéré comme sol de fondation pour une pression critique initiale $p_{c0} = -320$ kPa équivalente à un compactage mécanique $\sigma_{v,mec} = -1000$ kPa ; (a) diagramme $\epsilon_1 - q$; (b) diagramme $\epsilon_1 - \epsilon_v$

Tableau 3.3: Valeurs des paramètres utilisés dans le modèle de Hujeux pour les modélisations numériques concernant les fondations superficielles

Sol considéré pour la fondation	
γ_s [kN/m ³]	19.0
K_{ref} [MPa]	92.6
G_{ref} [MPa]	37.9
n	0.6
φ [°]	36
β [°]	37
$\sigma_{v,mec}$ [kPa]	-1000
b	0.12
a_1	0.008
m	1.5
r^{ela}	0.001

4. Conséquences des déplacements imposés u_{imp} sur l'extrémité du pont

Les déplacements imposés u_{imp} aux culées intégrales conduisent à différents problèmes spécifiquement liés aux déformations du sol à proximité de la dalle de transition et du mur de culée, voir figure 4.1. L'évaluation de la pression des terres contre le mur de culée ainsi que de la capacité de déformation requise pour permettre une souplesse suffisante du mur de culée sont nécessaires pour dimensionner correctement le mur souple. La compréhension des phénomènes conduisant à la création du vide derrière le mur de culée ainsi qu'au tassement de la surface de roulement permettra de dimensionner la dalle de transition. Finalement, l'étude des problèmes liés à la fissuration de l'enrobé au niveau de la connexion entre le mur de culée et la dalle de transition permettra de mieux comprendre ce problème, plus important pour les ponts intégraux et semi-intégraux mais également présent pour les ponts avec joints, et de proposer une solution constructive efficace dans le chapitre 5.

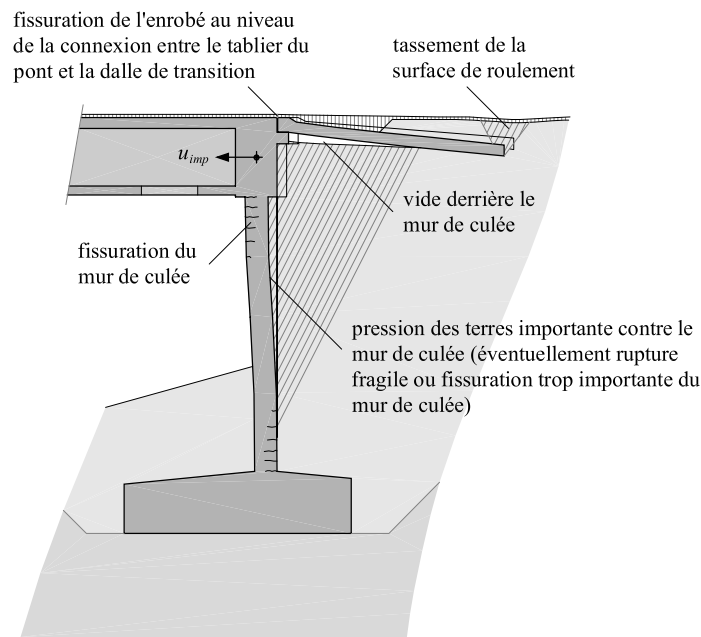


Figure 4.1: Problèmes spécifiques à étudier pour les culées intégrales

4.1 Pression contre le mur de culée

De manière générale, la pression contre les murs est déterminée par l'équation 4.1.

$$\sigma_h = K \sigma_v \quad (4.1)$$

où σ_v est la contrainte verticale, généralement due au poids propre de la colonne de terre située au dessus de la position considérée et K est le coefficient de poussée des terres. La contrainte verticale σ_v étant généralement aisément estimable. Par conséquent seul le coefficient de poussée des terres K doit être évalué pour obtenir la pression σ_h contre le mur. Le coefficient de poussée des terres K varie entre K_a , le *coefficient actif de poussée de terre*, qui se présente lorsque le mur s'écarte translationnellement d'environ

$u_{imp} = 0.001 h_{mur}$ du terrain et K_p , le *coefficient passif de poussée de terre*, qui se présente lorsque le mur s'enfonce translationnellement d'environ $u_{imp} = 0.01 h_{mur}$ du terrain. Lorsque le mur est à sa place initiale, le coefficient de poussée des terres est dit *au repos* et symbolisé par K_0 , figure 4.2.

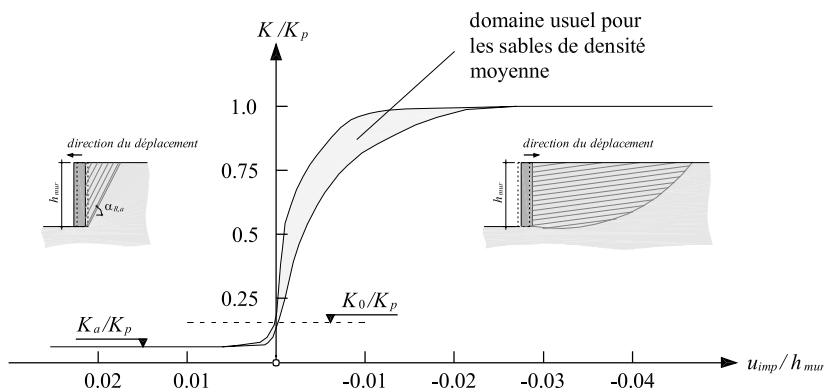


Figure 4.2: Coefficient de poussée des terres K en fonction du déplacement imposé u_{imp} au mur [adapté de Clough et Duncan 1991]

Pour les sols granulaires, l'intensité de K_0 est traditionnellement évaluée en ne considérant que l'angle de frottement φ selon l'équation 4.2 dite de Jaky [Jaky 1944]. Cette formule, très simple et empirique, donne généralement de bonnes estimations.

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi) \tag{4.2}$$

Les coefficient K_a et K_p sont déterminés par la théorie de la plasticité. Le mécanisme plastique pour la détermination de coefficient actif de poussée des terres K_a développé par Rankine [Rankine 1857] admet une surface de rupture de pente $\alpha_{R,a} = 45 + \varphi / 2$. De ce fait, l'intensité de K_a est donnée par l'équation 4.3 pour le cas d'un mur vertical sans frottement. Bien que ce coefficient dépende uniquement de l'angle de frottement du remblai φ , il permet d'évaluer de manière satisfaisante l'intensité du coefficient de poussée active.

$$K_a = \frac{1 - \sin(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} \tag{4.3}$$

Pour déterminer, l'intensité du coefficient passif de poussée des terres K_p , un mécanisme plastique plus compliqué doit être considéré pour minimiser la résistance du remblai. Caquot et Kerisel proposent d'admettre une surface de rupture logarithmique. La rugosité du mur δ_{mur} ne peut plus être négligée. Les valeurs de K_p , en fonction de φ et δ_{mur} sont disponibles dans [Caquot et Kerisel 1973]. Il faut néanmoins considérer que la poussée passive n'est presque jamais déterminante à l'état limite de service.

Lors de la détermination de la force maximale s'appliquant contre le mur de culée, comme le mentionnent Duncan et Mokva [Duncan et Mokva 2001], la résistance et la rigidité du remblai sont importantes. En effet, plus la résistance du remblai est importante, plus le coefficient passif de poussée des terres K_p peut augmenter. De plus, plus le remblai est rigide, plus la pression des terres σ_h contre le mur de culée est importante pour un déplacement donné. Bien évidemment, la forme de la culée a

également une influence sur la pression des terres σ_h à attendre, puisque la pression est liée aux déplacements de l'élément situé contre le sol.

La détermination de la pression du remblai contre le mur de culée est encore plus ardue pour les ponts intégraux. En effet, le déplacement imposé u_{imp} par le tablier au mur de culée découle du retrait et du fluage dans la direction active ainsi que de la variation thermique provoquant des déplacements dans la direction active comme passive, figure 2.4. Le déplacement imposé à long terme, pour les ponts en béton, est toujours dans la direction active, le raccourcissement du retrait et du fluage étant plus important que l'allongement thermique. Cette constatation a conduit par le passé à admettre que la pression contre le mur de culée peut être considérée avec le coefficient actif de poussée des terres K_a .

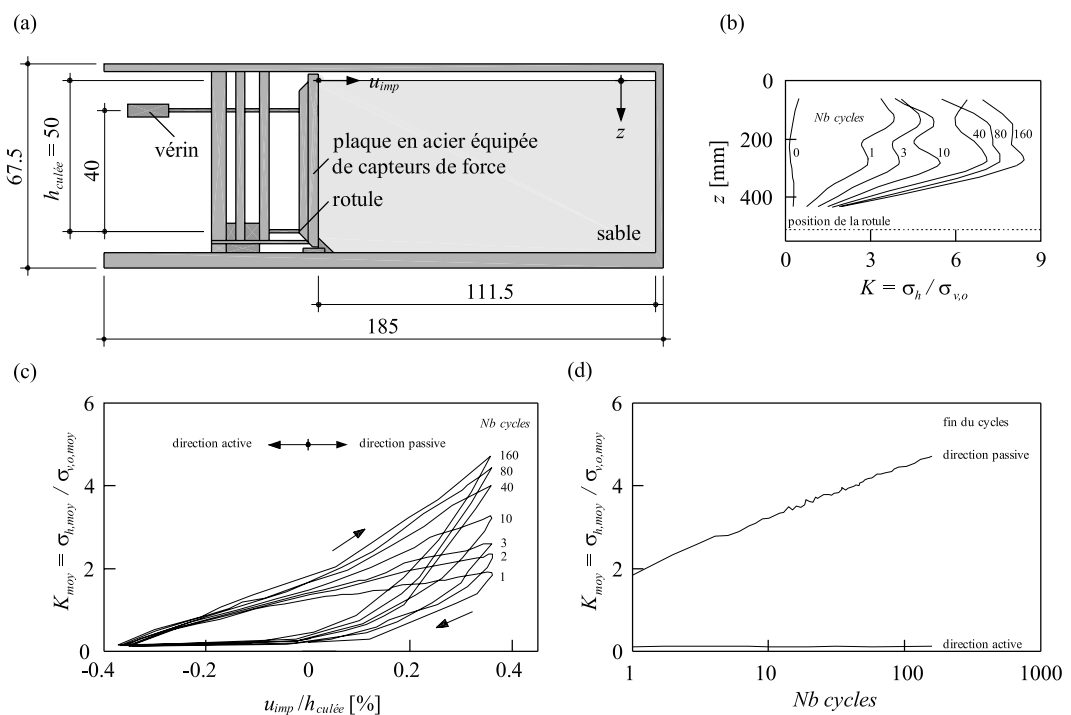


Figure 4.3: Essais d'England et al. [England et al. 2000] sur modèle réduit pour déterminer l'influence d'un déplacement cyclique, $u_{imp} / h_{culée} = \pm 0.35$ %, sur la pression contre les culées intégrales comportant une rotule à leur base; (a) bâti d'essai, échelle 1:25, [cm]; (b) évolution de la pression contre la culée, à la fin des cycles dans la direction passive, en fonction du nombre de cycles; (c) évolution de la pression moyenne contre la culée en fonction du nombre de cycles; (d) évolution de la pression moyenne contre la culée, à la fin des cycles dans la direction active et passive, en fonction du nombre de cycles

Toutefois, deux interrogations majeures subsistent. La première porte sur l'intensité de la pression des terres σ_h si, juste après la construction, le déplacement imposé agit dans la direction passive (premier demi-cycle de température visible sur la figure 2.4). La deuxième interrogation concerne l'influence des variations des déplacements imposés sur le comportement à long terme des remblais. Pour tenter de répondre à ces questions, plusieurs équipes anglaises ont procédé à des essais en laboratoire.

A la suite d'essais de très petite échelle effectués en centrifugeuse par l'équipe de Springmann [Ng et al. 1998 et Ng et al. 1998a], l'équipe d'England [England et al. 2000] a procédé à une série expérimentale en laboratoire sur un modèle de culée de 500 mm de haut articulée à sa base. Lors de l'application d'un déplacement cyclique représentant les variations de température du tablier du pont, des mesures de pression contre la culée ont été effectuées. Les résultats principaux de l'essai, conduits avec la plus grande amplitude cyclique $u_{imp} / h_{culée} = \pm 0.35 \%$, sont rapportés à la figure 4.3.

Comme le montre la figure 4.3 (b), la pression contre le mur de culée σ_n lors du déplacement dans la direction passive tend à s'accroître avec les cycles bien que le déplacement imposé u_{imp} soit constant dans son amplitude. Ce phénomène est particulièrement important dans les premiers cycles et tend à s'amoinrir de manière logarithmique avec l'augmentation du nombre de cycles, figure 4.3 (d). On peut encore remarquer que lors du déplacement dans la direction passive, le plateau plastique du sol n'est pas atteint, figure 4.3 (c). Au contraire, lors du déplacement dans la direction active, le sol tend à se plastifier très rapidement, figure 4.3 (c). Par conséquent, la valeur totale de la poussée des terres dans la direction active semble rester stable avec l'augmentation du nombre de cycles, figure 4.3 (d).

L'augmentation de la poussée des terres lorsque la culée se déplace dans la direction passive s'explique par l'augmentation de la rigidité du remblai du au compactage et non par l'augmentation de l'angle de frottement φ qui est une valeur intrinsèque du sol et qui dépend principalement de la taille des grains, de leur angularité et du coefficient d'uniformité U_c et peu de l'historique de chargement, comme le rapporte López-Caballero [López-Caballero 2003]. Dans la direction active, l'augmentation de la rigidité consécutive au compactage est difficilement visible. En effet, le remblai se plastifie pour des déformations très faibles et dans cet état ne présente pas de changement significatif relatif au compactage. Toutefois, comme mentionné par Xu et al. [Xu et al. 2007], l'augmentation de la rigidité des sols granulaires soumis à d'importantes déformations cycliques n'est pas seulement associée à la diminution de l'indice de vide e mais également, et ceci de manière très importante, au réarrangement granulaire. Le réarrangement des grains peut se produire que lorsque le sol subit des déformations actives importantes.

Une série expérimentale à une échelle plus importante a été effectuée par Cosrove et Lehane [Cosgrove et Lehane 2003]. Le mur de culée est une nouvelle fois articulé à sa base et mesure cette fois de 1 m de haut, figure 4.4 (a). Des mesures de pression ont été effectuées à deux hauteurs différentes et pour deux amplitudes cycliques différentes : $u_{imp} / h_{culée} = \pm 0.23 \%$ et $\pm 0.63 \%$. Comme dans les essais précédents, les résultats montrent une augmentation de la rigidité du sol avec l'accroissement du nombre de cycles. Ceci produit une augmentation de la pression contre la culée pour un déplacement imposé donné, figure 4.4 (b). Toutefois, contrairement aux essais d'England et al., [England et al. 2000], l'évolution de la rigidité est faible lors des 10 premiers cycles pour ensuite suivre la même tendance logarithmique de rigidification présentée précédemment. Ce décalage s'explique par le remblai lâche utilisé qui nécessite quelques cycles pour commencer à se compacter.

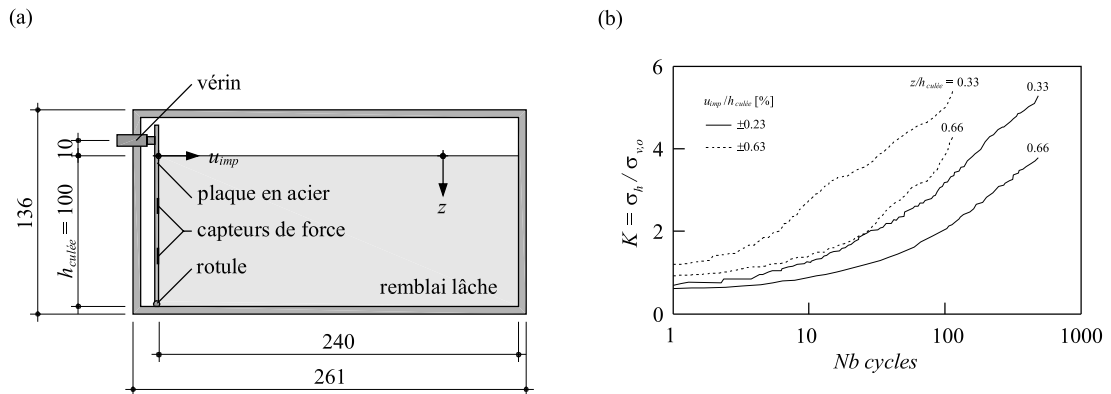


Figure 4.4: Essais de Cosrove et Lehane [Cosgrove et Lehane 2003] sur modèle réduit pour déterminer l'influence des déplacements cycliques des culées intégrales comportant une rotule à leur base, sur la pression contre la culée ; (a) bâti d'essai, échelle 1:50, [cm] ; (b) évolution de la pression contre la culée, à la fin des cycles dans la direction passive, en fonction du nombre de cycles

Cette série d'essai met également en évidence l'importance de l'amplitude du déplacement imposé. Comme on peut le constater, une amplitude plus importante conduit à une augmentation plus rapide de la rigidité du remblai. Cela s'explique par le réarrangement granulaire plus important. En effet, les déformations actives sont d'autant plus importantes que l'amplitude du déplacement imposé est importante.

Finalement, des essais à petite échelle, ont été effectués par Goh [Goh 2001]. Les résultats montrent approximativement les mêmes résultats que ceux présentés précédemment.

Les premières mesures in situ connues ont été effectuées par Broms et Ingelson dans les années 1960 [Broms et Ingelson 1971 et Broms et Ingelson 1973]. Des mesures in situ ont également été effectuées ces dernières années aux USA. Par exemple l'équipe de Breña et Civijan [Bonzcar et al. 2005 ; Bonzcar et al. 2005a ; Brena et al. 2007 ; Civijan et al. 2007 et Kalayci et al. 2009] a mesuré la pression des terres contre le mur de culée d'un pont sur pieux pendant plus de trois ans. Toutefois, il est difficile d'en tirer des conclusions, la durée de mesure n'étant pas encore suffisamment longue. De plus, dans les problèmes géotechniques, les mesures de pression sont peu aisées et demandent donc une certaine retenue lors de l'interprétation des résultats.

4.2 Tassement de la surface derrière le mur de culée

Comme préalablement indiqué sur la figure 4.1, lorsque le mur de culée subit un déplacement dans la direction active, une rupture active du remblai s'amorce très rapidement. Cette rupture provoque une déformation verticale importante de la surface du sol à proximité du mur de culée.

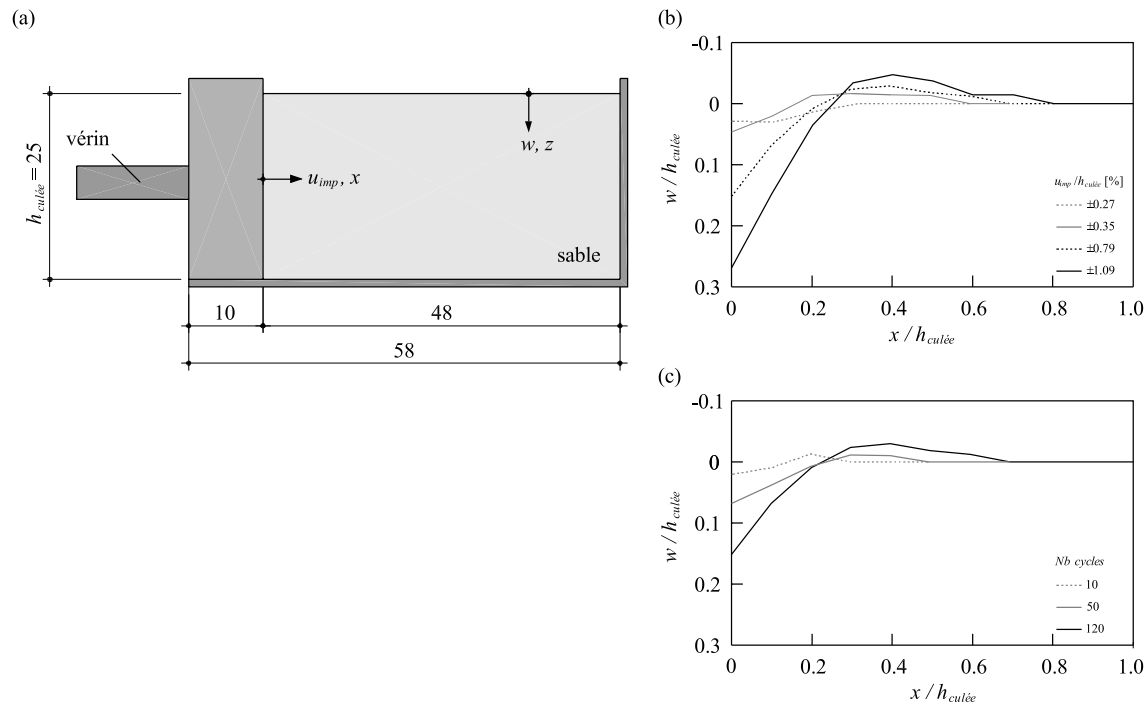


Figure 4.5: Essais de Goh [Goh 2001] sur modèle réduit pour déterminer l'influence des déplacements translationnels cycliques des culées intégrales sur le tassement derrière la culée ; (a) bâti d'essai, échelle 1:10, [cm] ; (b) déformation de la surface du remblai en fonction du déplacement imposé normalisé $u_{imp} / h_{culée}$ après 120 cycles ; (c) déformation de la surface du remblai en fonction du nombre de cycles pour $u_{imp} / h_{culée} = \pm 0.79 \%$

Lors des séries expérimentales présentées au paragraphe précédent [Ng et al. 1998 ; Ng et al. 1998a ; England et al. 2000 ; Cosgrove et Lehane 2003 et Goh 2001], les déformations verticales de la surface du sol w ont également été mesurées. Le bâti d'essai de la série de Goh [Goh 2001], sur le tassement de la surface du remblai pour des déplacements translationnels cycliques de la culée, est présenté à la figure 4.5 (a). Une nouvelle fois, ces essais ont été effectués à petite échelle, la hauteur de la culée ne mesurant que 250 mm. La figure 4.5 (b) présente la comparaison de la déformée de la surface après 120 cycles pour différentes amplitudes de déplacement imposé. Toutes les courbes présentent dans la première partie un tassement de la surface qui provient de la rupture active du remblai lors du déplacement dans la direction active de la culée. Par la suite, un soulèvement de la surface se présente également si le déplacement dans la direction passive est suffisant pour produire une rupture passive du remblai. On peut noter que l'amplitude du tassement de la surface augmente avec l'augmentation de l'amplitude du déplacement imposé mais que la position de l'extrémité du tassement, c'est-à-dire la transition entre w positif et négatif, est approximativement constante. Dans ce cas, environ $0.25 x / h_{culée}$. La forme de la surface peut être expliquée qualitativement à l'aide de la théorie de la plasticité. Si le mur de culée est soumis à un déplacement imposé u_{imp} dans la direction active, une rupture active du remblai se produit qui entraîne un tassement sur une distance $L_{R,a}$. En admettant une rupture active de Rankine [Rankine 1857], $\alpha_{R,a} = 45 + \varphi / 2$ et alors $L_{R,a} = h_{culée} \cotan(\alpha_{R,a})$, figure 4.6 (a). Si par la suite, le mur de culée est soumis à un déplacement imposé u_{imp} important dans la direction passive, une rupture passive du remblai se produit et entraîne un soulèvement de la surface sur une distance $L_{R,p}$, figure 4.6 (b). Pour déterminer la distance $L_{R,p}$, une surface en spirale logarithmique suivant la théorie de

Caquot-Kerisel [Caquot et Kerisel 1973] peut être utilisée. La figure 4.5 (c) montre l'évolution de la déformée de la surface en fonction du nombre de cycles pour une amplitude du déplacement imposé $u_{imp} / h_{culée} = 0.79 \%$. Une nouvelle fois, on peut remarquer que le tassement de la surface augmente avec le nombre de cycles mais que la position de l'extrémité du tassement reste environ constante.

La figure 4.7 (a) montre le bâti utilisé par Cosgrove et Lehane [Cosgrove et Lehane 2003]. Ce bâti a déjà été présenté à la figure 4.4 (a). Comme dans les essais effectués par Goh [Goh 2001], la figure 4.7 (b) montre l'évolution du tassement de la surface avec l'augmentation du nombre de cycles. On remarquera que l'évolution de l'amplitude maximale du tassement w_{max} est, comme pour la pression contre la culée, de forme logarithmique. Par conséquent, un accroissement important est constaté lors des premiers cycles. La valeur relative de l'amplitude du tassement $w_{max} / h_{culée}$ est plus importante que dans les essais de Goh. Cela s'explique par le remblai lâche utilisé par Cosgrove et Lehane à la différence du sable dense utilisé par Goh. La figure 4.7 (c) présente l'évolution de la surface du remblai en fonction du nombre de cycles pour $u_{imp} / h_{culée} = \pm 0.25 \%$. Comme dans les essais de Goh, la position x de l'extrémité du tassement reste stable. Dans ce cas, elle se situe à environ $x / h_{culée} = 0.55$. Cette valeur est en accord avec l'évaluation $L_{R,a} / h_{culée} = \tan(\varphi / 2 + 45^\circ) = 0.50$ obtenue en considérant la dimension longitudinale d'une rupture active $L_{R,a}$ selon Rankine [Rankine 1857] pour un angle de frottement du remblai $\varphi = 37^\circ$. Par contre, contrairement aux essais de Goh, aucun soulèvement de la surface n'a été constaté. Ceci signifie que la rupture passive n'a probablement pas été atteinte.

Comme constaté dans les essais présentés précédemment, lorsque la culée intégrale se déplace dans la direction active, même de manière extrêmement faible, un vide se forme à proximité du mur de culée. Dans la pratique, des dalles de transition doivent être utilisées à l'extrémité des ponts intégraux pour franchir ce défaut local. Par conséquent, lors de leur dimensionnement, une attention particulière doit être portée au fait qu'elles ne reposent pas sur le remblai sur toute leur longueur. Comme mentionné précédemment, ce problème peut également se produire pour les ponts avec joints où le remblai subit un léger tassement, figure 2.10, et sera traité au § 5.4.

Des modélisations par éléments finis ont été effectuées par Cai et al. [Cai et al. 2005] pour déterminer l'influence de la taille du vide sous la dalle de transition sur le déplacement vertical et les moments dans la dalle de transition lors du passage d'un chariot. Le sol ainsi que la structure ont été modélisés par des éléments hexaèdres élastiques-plastiques (critère de Drucker-Prager) en 3D. Evidemment, il a été constaté que le tassement w et les moments M augmentent significativement avec l'augmentation du vide. Toutefois, lorsque le vide sous la dalle de transition devient très important, le remblai ne peut plus supporter les charges sans se déformer verticalement de manière significative en se plastifiant. Roy et Thiagarajan [Roy et Thiagarajan 2007] ont étudié, également par élément finis, l'influence d'un vide sous la dalle de transition sur son taux de fissuration. Dans cette étude, le sol a été modélisé par des ressorts élastiques. Une nouvelle fois, les résultats obtenus ont montré que la dimension du vide a une influence importante sur les efforts M et V et donc sur le comportement global de la dalle de transition.

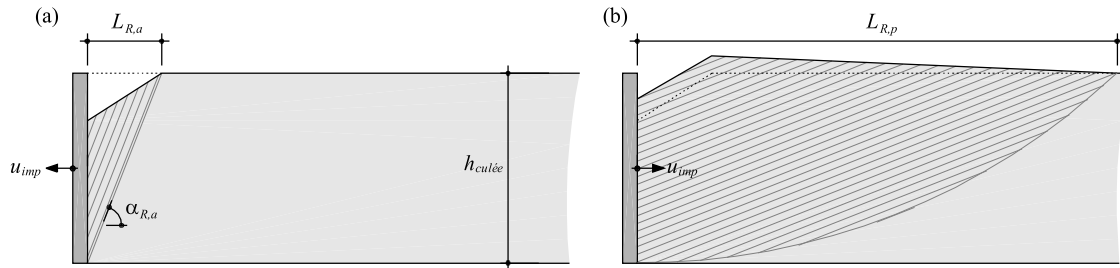


Figure 4.6: Evaluation qualitative de la forme de la surface en considérant la théorie de la plasticité

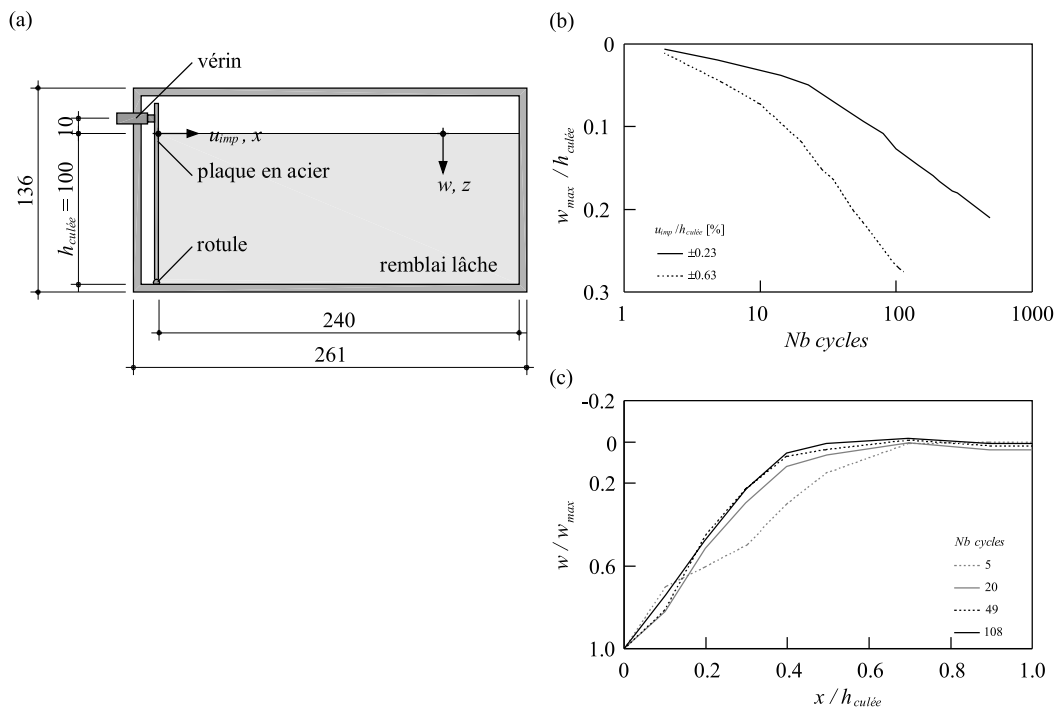


Figure 4.7: Essais de Cosgrove et Lehane [Cosgrove et Lehane 2003] sur modèle réduit pour déterminer l'influence des déplacements cycliques des culées intégrales, comportant une rotule à leur base, sur le tassement derrière la culée ; (a) bâti d'essai, échelle 1:50, [cm] ; (b) évolution du tassement maximal en fonction du nombre cycles ; (c) déformation de la surface du remblai en fonction du nombre de cycles pour $u_{imp} / h_{culée} = \pm 0.23 \%$

4.3 Déformation de la surface de roulement au droit de l'extrémité de la dalle de transition

Lorsque le tablier se déplace dans la direction active et tire avec lui la dalle de transition connectée longitudinalement à la culée, figure 4.1, le déplacement longitudinal de la dalle de transition produit un tassement de la surface de roulement au droit de son extrémité. Au contraire, lorsque le tablier se déplace dans la direction passive, la dalle de transition s'enfonce dans le remblai et conduit à un soulèvement de la surface de roulement. Ces phénomènes sont discutés dans les paragraphes suivants, aucune étude n'ayant jamais été effectuée sur ces problèmes.

4.3.1 Modèle numérique

L'étude du tassement de la surface de roulement au droit de la dalle de transition a été effectuée par la méthode des éléments finis. Le logiciel GefDyn [Aubry et Modaressi 2008], développé à l'Ecole Centrale de Paris (ECP) a été utilisé pour cette étude. Le choix de ce logiciel a été motivé par la disponibilité d'un modèle mécanique avancé pour le sol. En effet, le modèle mécanique, dit de Hujoux [Aubry et al. 1982 et Hujoux 1985] utilisé pour modéliser le remblai permet une approche élasto-plastique avec des mécanismes plastiques. Ce modèle ainsi que les caractéristiques mécaniques du remblai utilisé lors de cette étude, dénommé *grave compactée* sont présentés en détail dans le § 3.2. Les éléments de structure sont modélisés par des éléments élastiques, avec une rigidité effective choisie pour représenter le comportement des éléments en béton armé fissurés. Une interface entre le sol et les éléments en béton est utilisée afin de modéliser l'adhérence et de permettre un déplacement relatif entre les éléments de rigidité très différente. Les interfaces choisies présentent un critère de rupture de Mohr-Coulomb. Dans tous les cas, des interfaces rugueuses ont été admises avec un angle de frottement $\delta_{interface} = 2 / 3 \varphi$. Le système étudié est l'extrémité d'un pont semi-intégral sans joint de dilatation, munie d'une dalle de transition de géométrie traditionnellement utilisée en Suisse, c'est-à-dire : $L_{DT} = 6$ m, $h_{DT} = 0.3$ m, $\alpha_{DT} = 10$ % par rapport à la surface de roulement, $e_{0,DT} = 0.1$ m et munie d'une connexion articulée, figure 2.14 (a). Un enrobé bitumineux de $h_{enrobé} = 70$ mm a également été modélisé par des éléments élastiques. Le module élastique est très faible, le déplacement imposé u_{imp} étant très lent [Dumont et al. 2003]. Les murs d'aile de la culée, non liés au tablier et à la dalle de transition, sont considérés comme suffisamment rigides pour admettre un état plan de déformation du remblai et permettre par conséquent une analyse 2D en déformation plane. De plus, comme la largeur de la dalle de transition B_{DT} est relativement importante (> 9 m pour les ponts autoroutiers unidirectionnel suisses), les effets de bord seraient de toute manière faibles si une modélisation 3D avait été effectuée. Lors du déplacement imposé du tablier du pont, aucune surcharge n'a été appliquée sur le tablier du pont, par conséquent, aucune rotation de la culée n'a été considérée. Toutefois, cette influence aurait été très faible, le déplacement imposé au niveau de la dalle de transition étant $u_{imp,DT} = u_{imp} + z_{culée} \theta_{culée}$ avec $z_{culée} \theta_{culée}$ négligeable par rapport à u_{imp} , figure 2.1 (b).

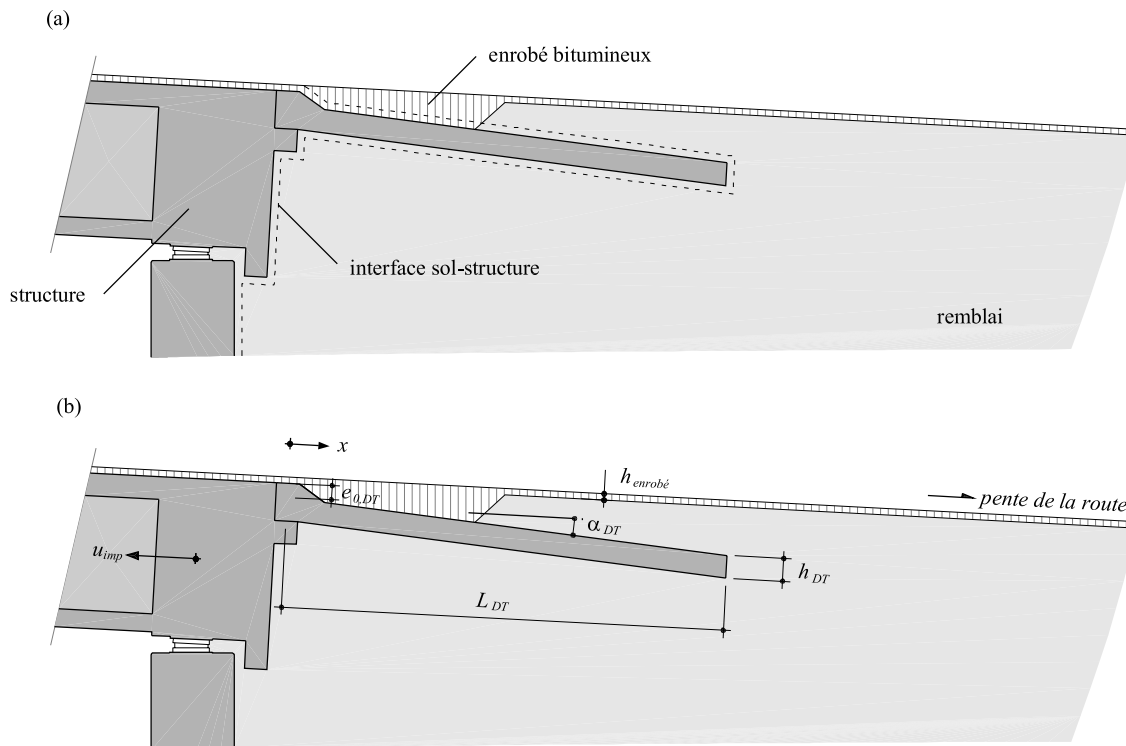


Figure 4.8: *Modèle par éléments finis utilisé pour étudier le tassement de la surface de roulement au droit de l'extrémité de la dalle de transition ; (a) matériaux considérés ; (b) paramètres géométriques considérés*

4.3.2 Critère pour l'état limite de service

Lors de l'étude du tassement de la surface de roulement au droit de la dalle de transition, les normes concernant le contrôle et les exigences de la planéité pour l'état limite de service [SN 1977 et SN 2003] ont été utilisées. En effet, pour évaluer l'effet d'un défaut local, le tassement $w_{surface}$ n'est pas suffisant, un rapport entre la dimension longitudinale du défaut et son amplitude verticale étant plus significatif. C'est pourquoi, la norme SN 640 520a [SN 1977] propose d'évaluer la planéité de la surface de roulement par un critère déterminant le changement de pente entre deux droites de 1 m de longueur dans la zone de tassement, voir équation 4.4 et figure 4.9. La limite admissible de ce changement de pente χ_{adm} est fixée par la norme SN 640 521c [SN 2003]. Pendant la durée de vie de l'infrastructure routière, χ_{adm} ne doit pas dépasser 28‰ sur le réseau des routes nationales et 20‰ sur le réseau autoroutier. Dans la suite de ce document, χ_{adm} a toujours été admis à 20‰.

$$\begin{aligned} \chi(x) &= \frac{w_{surface}(x) - w_{surface}(x-1\text{m})}{1\text{m}} - \frac{w_{surface}(x+1\text{m}) - w_{surface}(x)}{1\text{m}} \\ &= \frac{2w_{surface}(x) - w_{surface}(x+1\text{m}) - w_{surface}(x-1\text{m})}{1\text{m}} \leq \chi_{adm} \end{aligned} \quad (4.4)$$

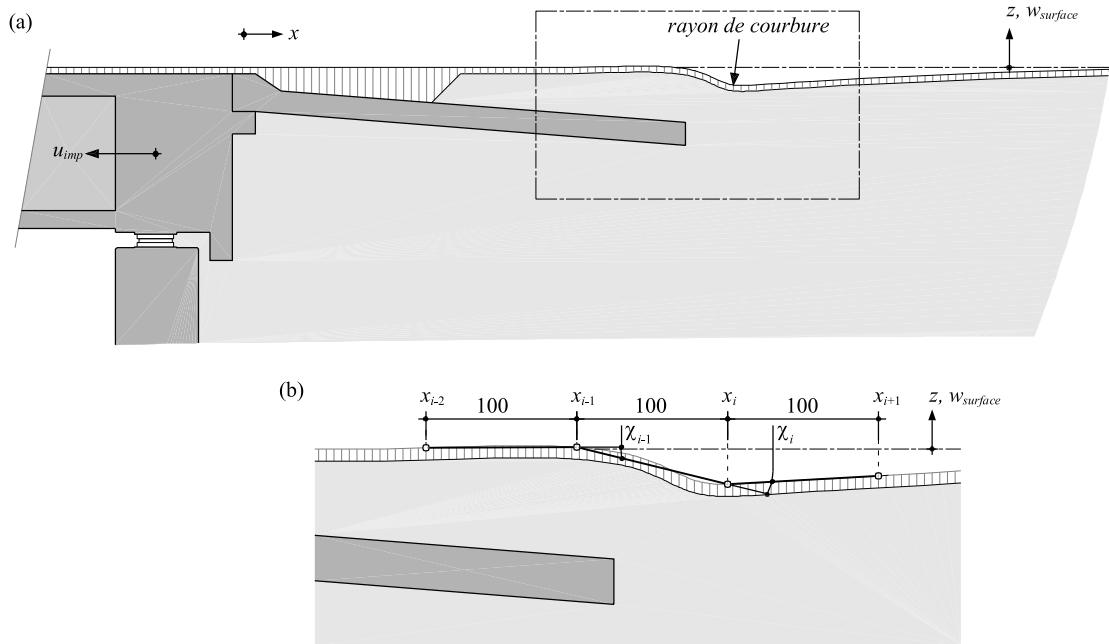


Figure 4.9: *Défaut de planéité de la surface de roulement au droit de l'extrémité de la dalle de transition ; (a) Région où le critère de changement de pente doit être vérifié; (b) Détermination du changement de pente χ selon l'équation 4.4 [adapté de SN 1977],*

4.3.3 Résultats de la modélisation numérique

Déplacement imposé u_{imp} dans la direction active

Dans ce paragraphe, les résultats principaux obtenus par éléments finis pour un déplacement imposé u_{imp} dans la direction active sont présentés. La figure 4.10 (a) montre la déformation du maillage, avec un facteur d'amplification 5, pour un déplacement imposé $u_{imp} = 50$ mm qui simule le déplacement imposé à une dalle de transition connectée longitudinalement à un tablier de pont semi-intégral dont la déformation imposée totale est de $\varepsilon_{imp} = -0.8$ mm/m et la distance au point fixe $L_{pf} \approx 60$ m. On peut constater, au droit de l'extrémité de la dalle de transition, un tassement vertical de la surface de roulement. La figure 4.10 (b) présente un agrandissement dans cette région et met en évidence la cassure/glisserment qui se forme dans le remblai. En effet, lors d'un déplacement imposé dans la direction active, des déformations du remblai se créent à l'extrémité de la dalle de transition. Ces déformations très importantes proviennent du décompactage du remblai dans cette zone qui n'est plus confiné par l'extrémité de la dalle de transition.

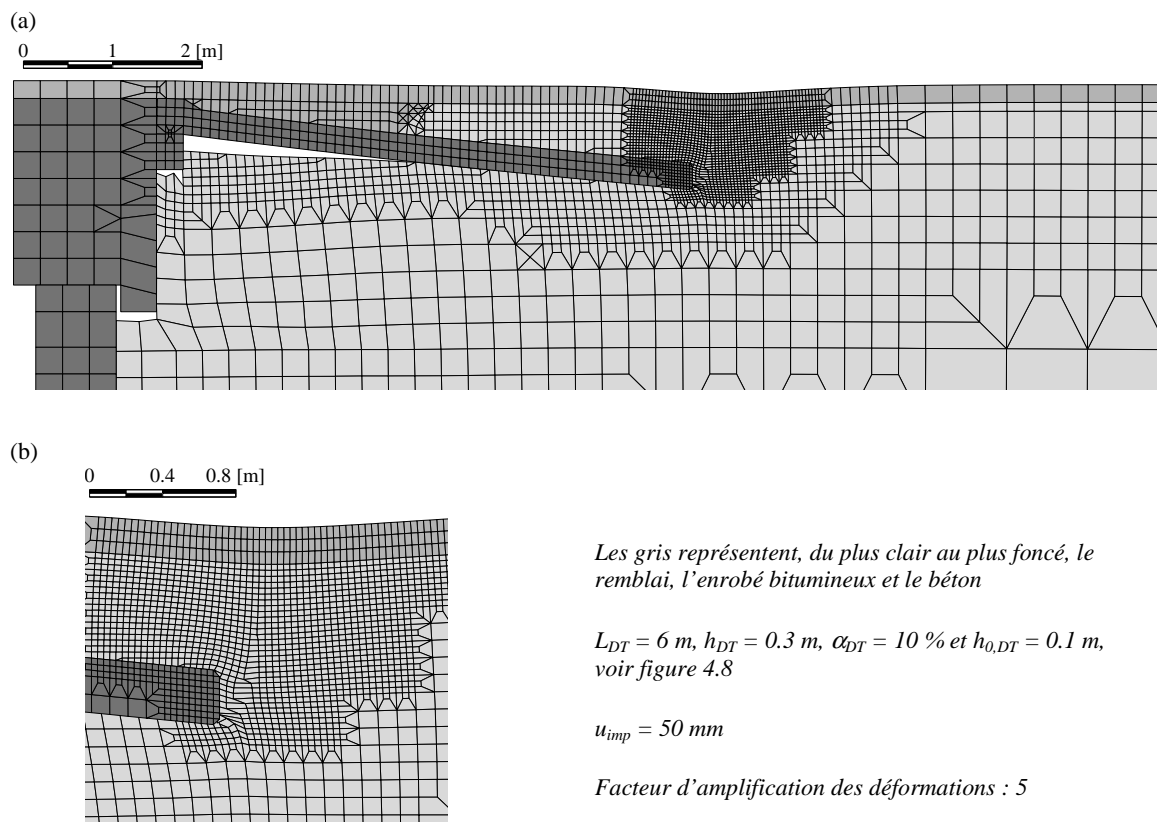


Figure 4.10: Déformation du maillage ; (a) plan large ; (b) agrandissement au niveau de l'extrémité de la dalle de transition

La figure 4.11 (a) montre la composante horizontale u du déplacement alors que la figure 4.11 (b) montre la composante verticale w . Il est intéressant de noter que le remblai situé en dessus de la dalle de transition est entraîné avec celle-ci alors que le remblai situé derrière a tendance à rester dans sa position initiale. Ce phénomène tend à concentrer toutes les déformations longitudinales dans une zone restreinte située au droit de l'extrémité de la dalle de transition et ainsi à produire le tassement localisé discuté précédemment et bien visible sur la figure 4.11 (b).

Ces constatations sont confirmées par les déformations horizontales ε_x et verticales ε_z visibles sur la figure 4.12 (a et b). Sur la figure 4.12 (a), on note la cassure, avec des déformations horizontales de traction très importantes au droit de l'extrémité de la dalle de transition. Sur la figure 4.12 (b), on note les deux zones comprimées verticalement, situées au dessus de l'extrémité de la dalle de transition qui indiquent le comblement du vide créé par le déplacement imposé. L'angle de glissement du coin actif qui comble le vide est, dans cet exemple, d'environ 55° . Cet angle s'approche de l'angle actif de Rankine qui est de $\alpha_a = 45^\circ + \varphi/2 = 63.5^\circ$.

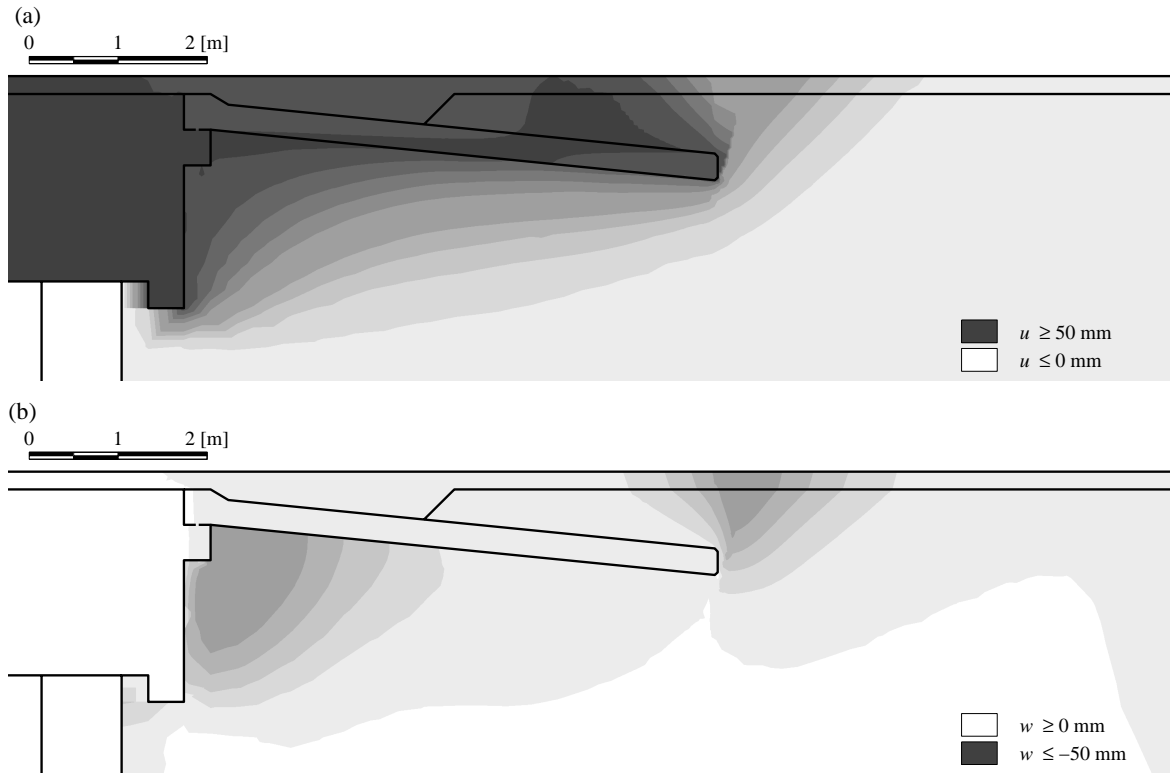


Figure 4.11: Composantes du déplacement pour $u_{imp} = 50 \text{ mm}$;
 (a) déplacement horizontal u ; (b) déplacement vertical w

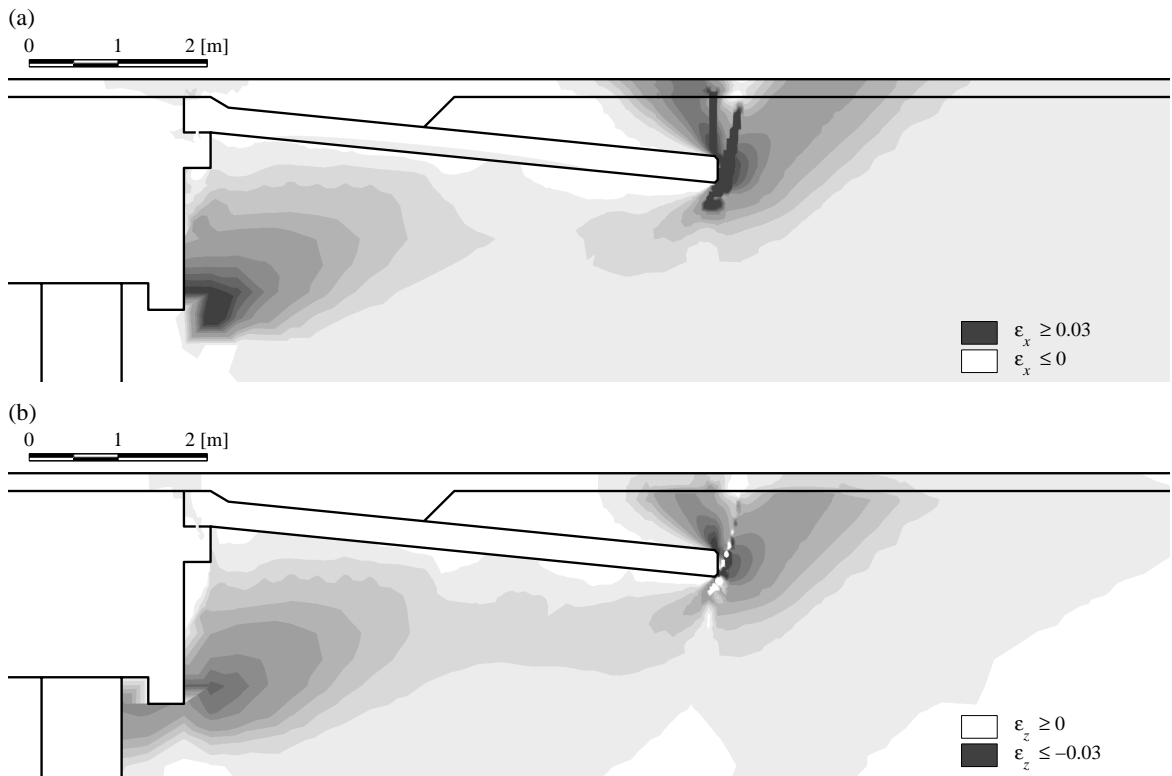


Figure 4.12: Composantes de la déformation pour $u_{imp} = 50 \text{ mm}$;
 (a) déformation horizontale ϵ_x ; (b) déformation verticale ϵ_z

Comme pour le tassement de la surface à proximité de la culée traité dans le § 4.2, la forme du tassement local de la surface de roulement à l'extrémité de la dalle de transition peut être expliquée qualitativement par la théorie de la plasticité. En effet, comme le montre la figure 4.13, le déplacement de la dalle de transition dans la direction active conduit à une rupture active du remblai des deux côtés de l'extrémité de la dalle de transition. Par conséquent, une évaluation de la longueur du tassement local $L_{\text{tassement,extr.,DT}}$ est donnée par $(2 h_{\text{extr.,DT}} + h_{DT}) / \tan(\alpha_{R,a})$ avec $\alpha_{R,a} = 45^\circ + \varphi / 2$ en considérant deux ruptures actives selon la théorie de Rankine [Rankine 1857]. Toutefois, cette évaluation reste grossière, la rigidité du remblai situé au bord de la zone plastique n'étant pas parfaitement rigide et le frottement entre la surface supérieure de la dalle de transition et le remblai ne pouvant être négligé.

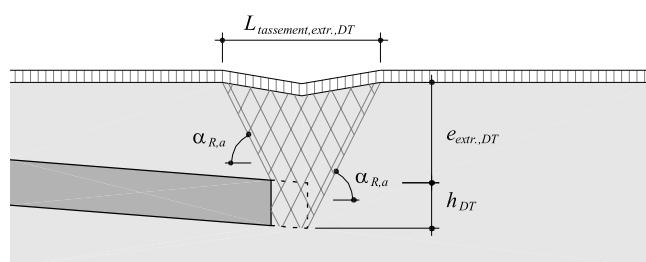


Figure 4.13: *Évaluation qualitative du tassement à l'extrémité de la dalle de transition à l'aide de la théorie de la plasticité*

La figure 4.14 (a) montre l'évolution du tassement de la surface de roulement en fonction de u_{imp} . On peut constater qu'en plus d'un tassement généralisé, consécutif à une légère rotation de la dalle de transition, un tassement local se concentre au droit de l'extrémité de la dalle de transition, c'est-à-dire à $x / L_{DT} = 1$. Les limites de ce tassement local restent approximativement constantes lors de l'augmentation du déplacement imposé u_{imp} . Dans cet exemple, le tassement local s'étend approximativement entre $x / L_{DT} = 0.8$ et $x / L_{DT} = 1.3$. Ce constat est encore plus marqué pour le changement de pente χ , voir figure 4.14 (b).

La figure 4.15 présente la détermination du déplacement imposé maximal $u_{imp,adm}$ qui satisfait la valeur admissible du changement de pente χ_{adm} . Pour construire ce graphique, il suffit de représenter les courbes représentative du changement de pente positif maximal $\chi_{positif}$ et négatif minimal $\chi_{negatif}$ en fonction du déplacement imposé par le tablier du pont u_{imp} . Pour la valeur admissible donnée du changement de pente χ_{adm} , il ne reste plus qu'à évaluer pour quel déplacement imposé la valeur positive ou négative du changement de pente atteint la valeur limite. De cette manière, une valeur « admissible » du déplacement imposé $u_{imp,adm}$ peut être déterminée. Dans cet exemple : 42 mm ce qui représente pour une déformation imposée $\varepsilon_{imp} = -0.8$ mm/m une distance culée – point fixe L_{pf} de 53 m. Une étude paramétrique sur les effets de la variation la géométriques traditionnellement utilisée en Suisse est présentée au § 5.2.2.

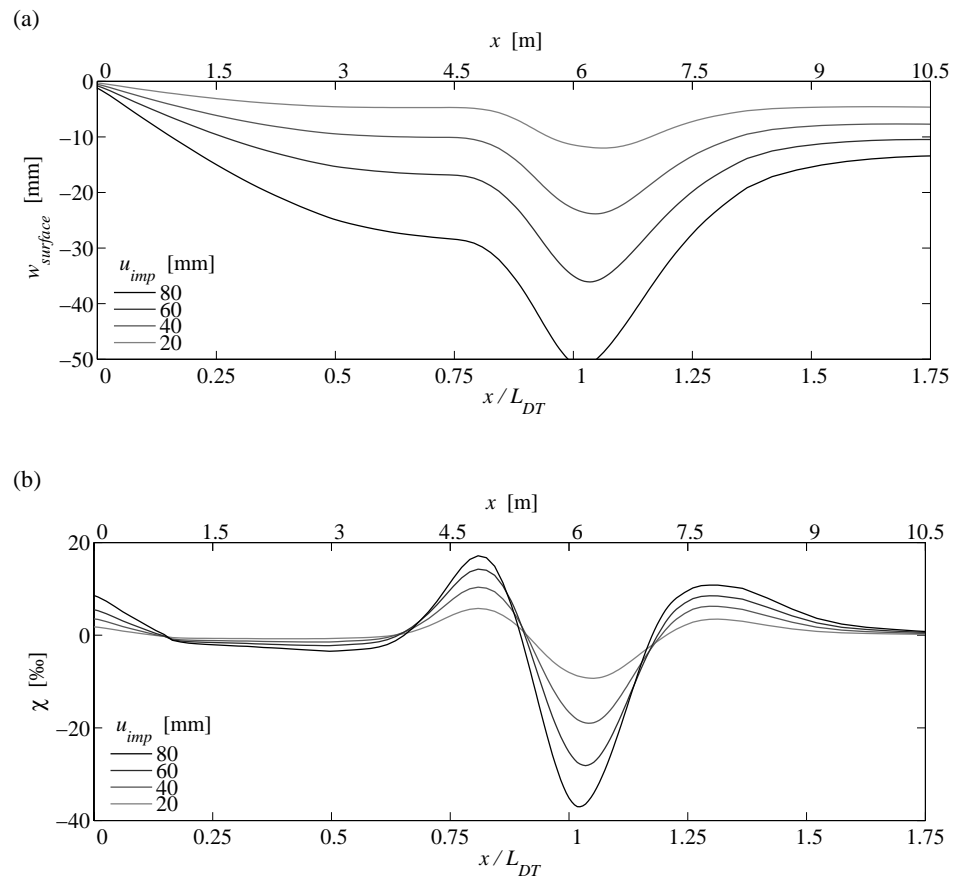


Figure 4.14: Tassement de la surface de roulement ; (a) évolution de la déformation verticale $w_{surface}$ de la surface de roulement en fonction du déplacement imposé u_{imp} ; (b) évolution du changement de pente χ définie par l'équation 4.4 en fonction du déplacement imposé u_{imp}

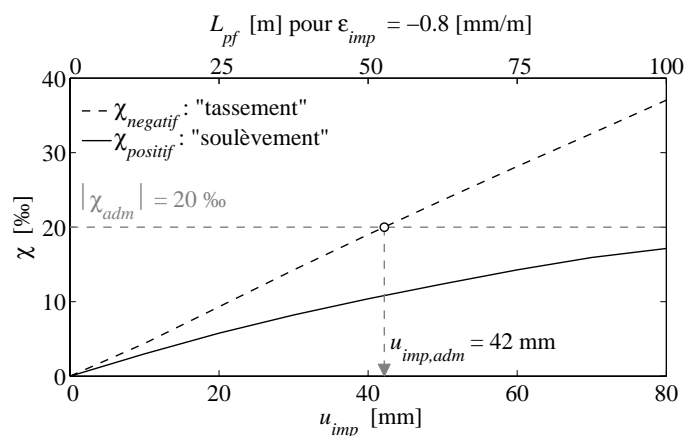


Figure 4.15: Détermination de la valeur du déplacement imposé maximal $u_{imp,adm}$ respectant la valeur admissible du changement de pente χ_{adm} fixée par la norme SN 640 521c [SN 2003]

En plus du problème de tassement local de la surface de roulement au droit de l'extrémité de la dalle de transition, l'enrobé bitumineux peut être fortement déformé. La déformation de la fibre supérieure de l'enrobé $\epsilon_{enrobé}$ est l'addition de la déformation

longitudinale de traction, provenant de la déformation longitudinale de l'enrobé, figure 4.12 (a) et de la déformation provenant du défaut de planéité l'enrobé, figure 4.14(a). L'évolution de la déformation longitudinale de la fibre supérieure de l'enrobé $\epsilon_{enrobé}$ en fonction du déplacement imposé u_{imp} est présentée aux figures 4.16 et 4.17.

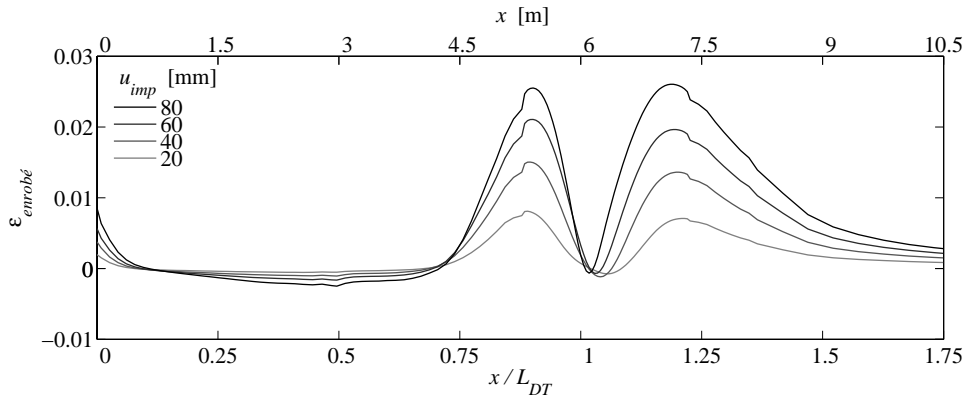


Figure 4.16: Evolution de la déformation horizontale de l'enrobé bitumineux $\epsilon_{enrobé}$ en fonction du déplacement imposé u_{imp}

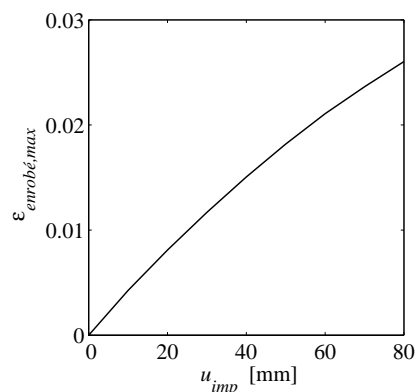


Figure 4.17: Evolution de la déformation maximale horizontale de l'enrobé bitumineux $\epsilon_{enrobé,max}$ en fonction du déplacement imposé u_{imp}

Lors de l'évaluation du risque de fissuration de l'enrobé au droit de l'extrémité de la dalle de transition, il est nécessaire de déterminer la contrainte maximale de traction dans l'enrobé bitumineux $\sigma_{enrobé,max}$. Cette détermination n'est toutefois pas aisée. En effet, l'enrobé bitumineux est un matériau visco-plastique dont les caractéristiques évoluent avec la vitesse du chargement ainsi qu'avec la température ambiante [Dumont et al. 2003]. Dans le cas de déformations imposées à l'enrobé par le déplacement imposé u_{imp} , la vitesse de chargement est extrêmement faible et par conséquent, l'enrobé peut être considéré comme parfaitement plastique jusqu'à une température faible voire négative. Toutefois, à basse température, les propriétés de l'enrobé changent et il devient nécessaire de le considérer comme élastique. Ses propriétés élastiques peuvent être déterminées expérimentalement par un essai de retrait thermique empêché [Pucci 2001]. De cette manière, la température représentant le début du comportement

élastique $T_{enrobé,ela.}$ ainsi que le module d'élasticité $E_{enrobé}$ peuvent être déterminés. Par la suite, il ne reste qu'à vérifier que la contrainte maximale dans l'enrobé $\sigma_{enrobé,max}$ soit inférieure à sa valeur de rupture $\sigma_{R,enrobé}$. En analysant l'équation 4.5, on constate que la fissuration de l'enrobé est surtout sensible aux températures négatives extrêmes et par conséquent aux déplacements imposés à court terme, soit aux variations de température saisonnières hivernales extrêmes ainsi qu'à la composante journalière. Par contre, le fluage et le retrait ont relativement peu d'influence, seule la valeur de déformation se produisant pendant la durée temporelle entre $T_{enrobé,ela.}$ et la température minimale considérée T_{min} devant être considérées. Cette vérification, qui ne dépend pas du retrait et du fluage, doit également être effectuée suite à la réparation de surfaces de roulement après plusieurs dizaines d'années d'exploitation du pont. En effet, le déplacement imposé par la variation de température $\Delta T_{uniforme}$ entre la pose de l'enrobés bitumineux et la température maximale hivernal est identique à celui d'un nouvel ouvrage.

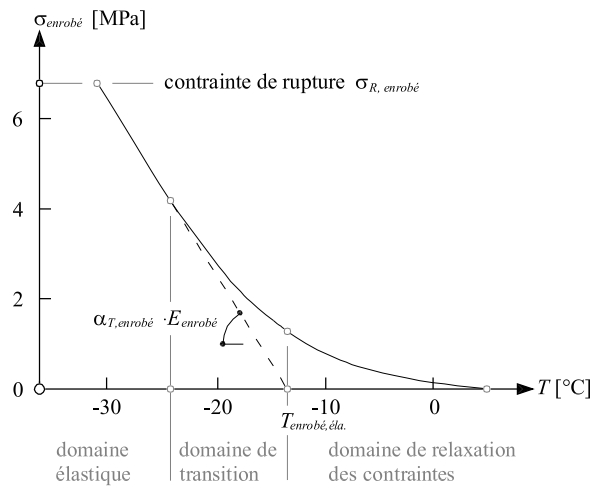


Figure 4.18: Résultat type d'un essai de retrait thermique empêché d'un enrobé bitumineux [adapté de Pucci 2001] ; typiquement $\alpha_{T,enrobé} \approx 25 \cdot 10^{-6}$

$$\sigma_{enrobé} = \left(\Delta \varepsilon_{enrobé} \Big|_{T_{enrobé,ela.}}^{T_{min}} + \alpha_{T,enrobé} \Delta T \Big|_{T_{enrobé,ela.}}^{T_{min}} \right) E_{enrobé} \leq \sigma_{R,enrobé} \quad (4.5)$$

Comme mentionné précédemment, aucune étude expérimentale n'a jamais été effectuée sur ce problème. Par conséquent, les résultats tirés de la présente étude doivent être considéré avec prudence et esprit critique. En effet, les modèles numériques, même effectués le plus consciencieusement possible, ne représentent que ce pourquoi ils ont été conçus. De ce fait, une validation expérimentale ou in situ est encore nécessaire.

Déplacement imposé u_{imp} dans la direction passive

Dans ce paragraphe, les résultats principaux obtenus par éléments finis pour un déplacement imposé u_{imp} dans la direction passive sont présentés. La figure 4.19 présente la déformation du maillage au niveau de l'extrémité de la dalle de transition, avec un facteur d'amplification 5, pour un déplacement imposé dans la direction passive de $u_{imp} = -20$ mm. Cette intensité correspond au déplacement imposé à une dalle de transition connectée longitudinalement à un tablier de pont semi-intégral dont la

déformation imposée totale, qui se compose uniquement de la variation thermique, est de $\varepsilon_{imp} = \varepsilon_{\Delta T} = -0.2$ mm/m et la distance au point fixe $L_{pf} \approx 100$ m. On peut constater, au droit de l'extrémité de la dalle de transition, un léger soulèvement de la surface de roulement. En effet, la dalle de transition, lors d'un déplacement imposé dans la direction passive, s'enfonce dans le remblai jusqu'à la formation d'un mécanisme plastique qui pousse le remblai au dessus de la surface de roulement.

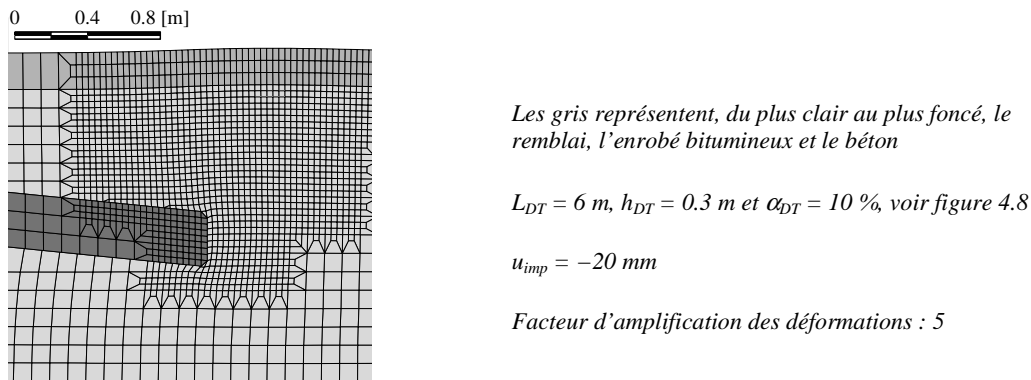


Figure 4.19: Déformation du maillage, agrandissement au niveau de l'extrémité de la dalle de transition

La figure 4.20 montre l'évolution du soulèvement de la surface de roulement et du changement de pente χ en fonction de u_{imp} . Comme pour le tassement qui provient du déplacement dans la direction active, on peut constater qu'en plus d'un soulèvement généralisé, consécutif à une légère rotation de la dalle de transition, un soulèvement local se concentre au droit de l'extrémité de la dalle de transition. Une nouvelle fois, les limites de ce tassement local restent approximativement constantes lors de l'augmentation du déplacement imposé u_{imp} . Comme pour le tassement local, le soulèvement local s'étend approximativement de $x / L_{DT} = 0.8$ à $x / L_{DT} = 1.3$.

La figure 4.21 présente la détermination du déplacement imposé maximal $u_{imp,adm}$ qui satisfait la valeur admissible du changement de pente χ_{adm} . La valeur « admissible » du déplacement imposé $u_{imp,adm}$ correspond, pour cet exemple, à -52 mm ce qui représente pour une déformation imposée $\varepsilon_{imp} = -0.2$ mm/m une distance culée-point fixe L_{pf} de 260 m.

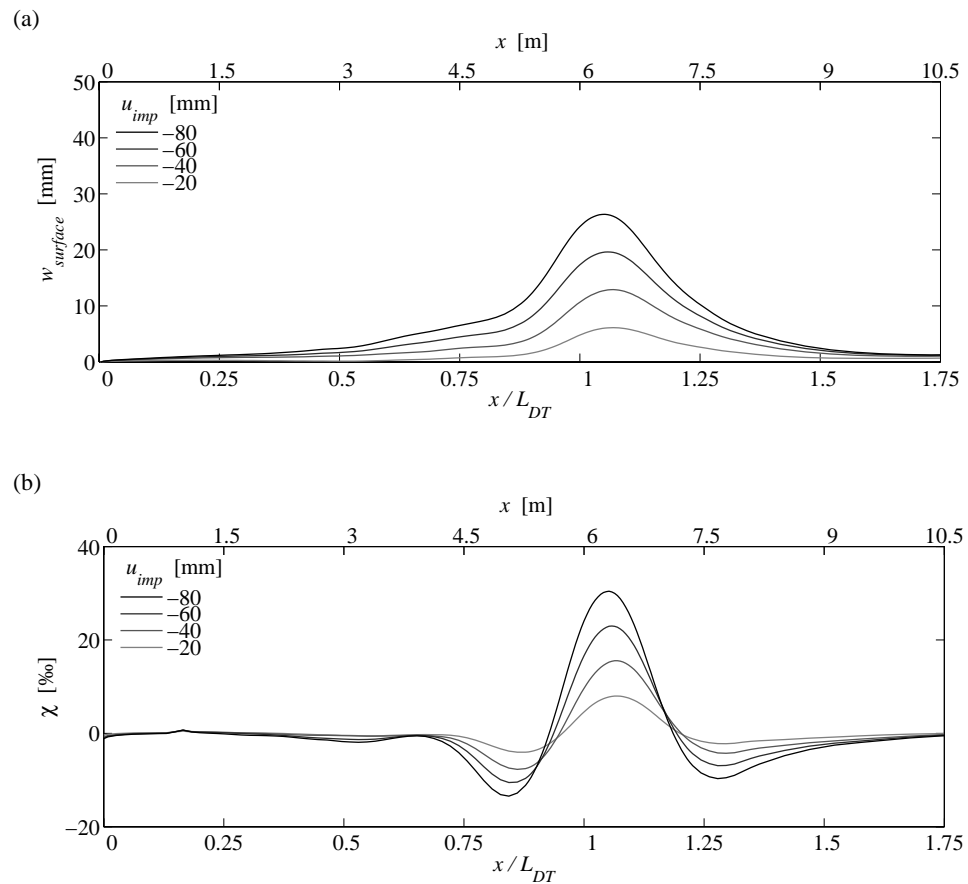


Figure 4.20: Tassement de la surface de roulement ; (a) évolution de la déformation verticale $w_{surface}$ de la surface de roulement en fonction du déplacement imposé u_{imp} ; (b) évolution du changement de pente χ définie par l'équation 4.4 en fonction du déplacement imposé u_{imp}

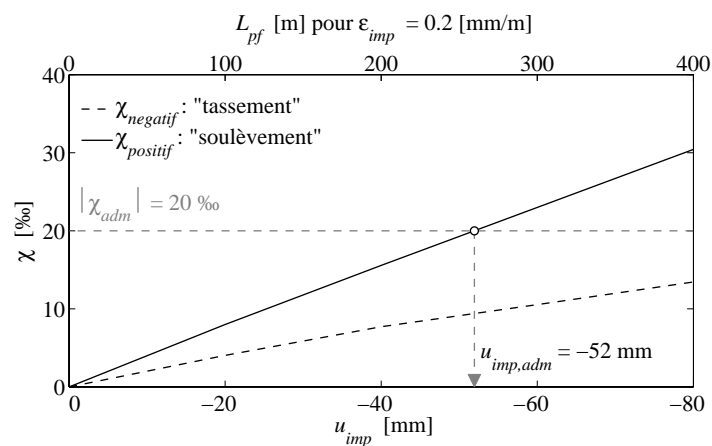


Figure 4.21: Détermination de la valeur du déplacement imposé maximal $u_{imp,adm}$ respectant la valeur admissible du changement de pente χ_{adm} fixée par la norme SN 640 521c [SN 2003]

Comme on peut le constater, les déplacements imposés u_{imp} dans la direction passive sont significativement moins problématiques que ceux dans la direction active. Deux

effets s'additionnent : le premier est le mécanisme induit qui s'initie dans la direction passive pour une valeur absolue de u_{imp} plus grande. Ce phénomène est largement connu dans les problèmes relatifs au sol, le meilleur exemple étant l'initiation des mécanismes plastiques lors de la détermination de la poussée et butée des terres. De ce fait, la valeur de $|u_{imp,adm}|$ passe de 42 mm à 52 mm entre le déplacement dans la direction active et passive. De plus, la valeur absolue de l'intensité de la déformation imposée $|\varepsilon_{imp}|$ à considérer est significativement plus faible dans la direction passive que pour la direction active. En effet, comme préalablement mentionné dans le § 2.4, seuls les effets des variations de température doivent être considérés pour l'évaluation de l'intensité du déplacement imposé dans la direction passive alors que le retrait et le fluage, pour les ponts en béton, doivent également être considérés dans la direction active. Par conséquent, dans la suite de ce rapport, seules les mesures concernant les déplacements imposés u_{imp} dans la direction active sont discutées.

4.3.4 Comparaison avec un modèle mécanique de Mohr – Coulomb

Dans un premier temps, un modèle mécanique élastique – plastique avec un critère de plasticité de Mohr – Coulomb pour le remblai a été considéré. Ce modèle est connu pour représenter de manière satisfaisante le comportement à l'état limite ultime des sols granulaires lorsque les déformations sont très importantes. Toutefois, le défaut principal de ce modèle est la rigidité constante du sol à l'état élastique. En effet, comme présenté au chapitre 3, la rigidité des sols granulaires dépend principalement de deux facteurs, la contrainte sphérique moyenne p' et la déformation déviatorique ε_d . Pour le remblai, l'angle de frottement φ ainsi que l'angle de dilatance ψ sont équivalents à ceux de la grave compactée. Le module d'élasticité E , constant pour tout le remblai, a été déterminé à l'aide des équations 3.15 et 3.16 en admettant une contrainte sphérique effective p' pour un élément de grave compactée situé à un mètre de la surface de roulement.

La figure 4.22 montre la déformation du maillage, en considérant un modèle mécanique élastique – plastique avec un critère de plasticité de Mohr – Coulomb pour le remblai, pour un déplacement imposé $u_{imp} = 50$ mm. On peut constater une rotation généralisée de la dalle de transition vers le haut qui soulève de la surface de roulement située au dessus de la dalle de transition.

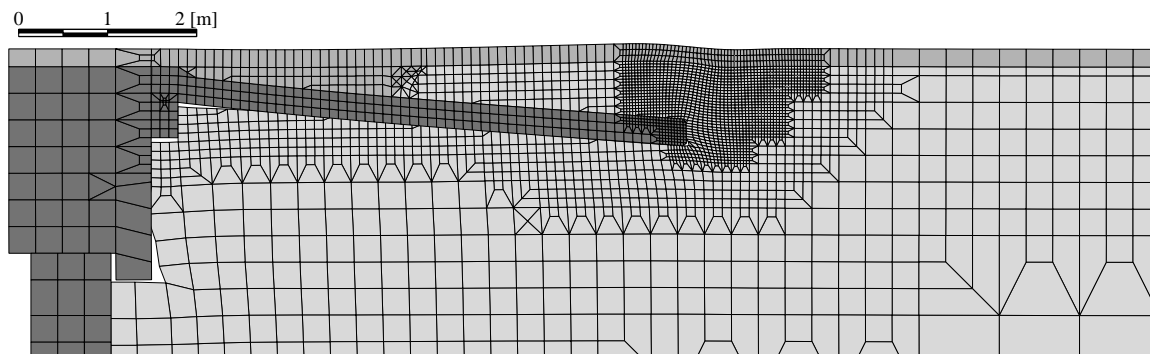


Figure 4.22: *Déformation du maillage pour $u_{imp} = 50$ mm, $L_{DT} = 6$ m, $h_{DT} = 0.3$ m, $\alpha_{DT} = 10$ % et $h_{0,DT} = 0.1$ m; modèle mécanique élastique – plastique avec un critère de plasticité de Mohr – Coulomb pour le remblai, facteur d'amplification des déformations : 5*

Cette rotation généralisée de la dalle de transition est conséquente à la surestimation de la dilatance du remblai situé sous la dalle de transition. Cet effet est important, une part significative du remblai situé à proximité de l'extrémité du tablier étant plastifiée, le tablier s'écartant du remblai.

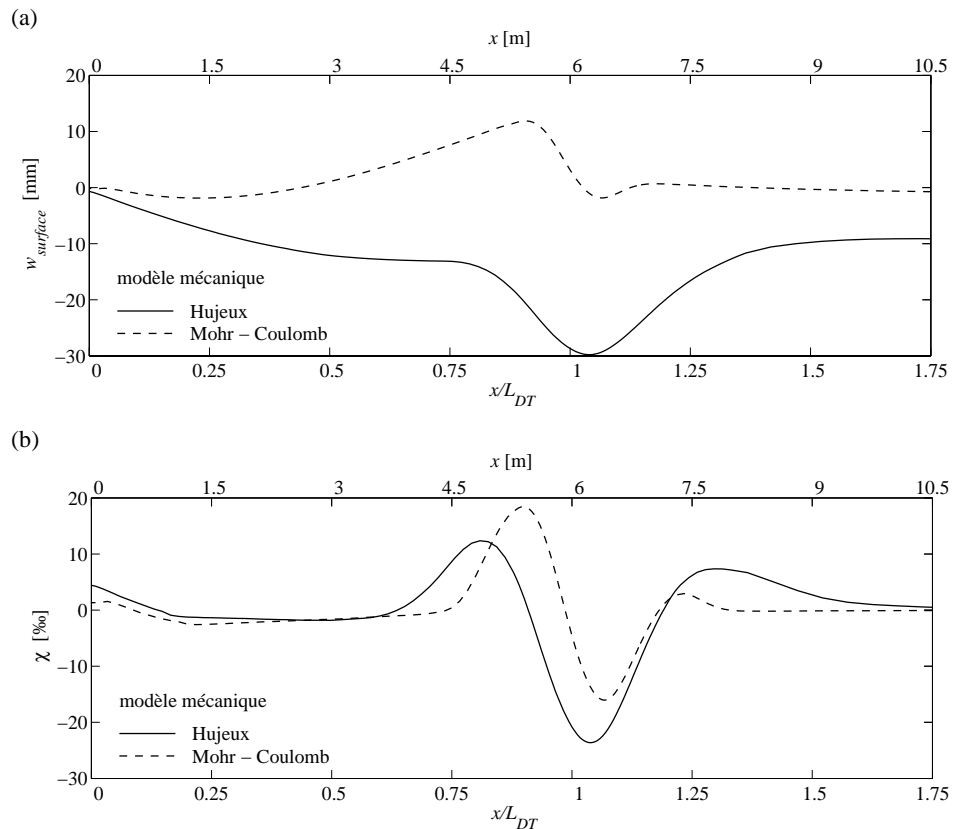


Figure 4.23: Résultats de la simulation pour différent modèle mécanique du remblai pour $u_{imp} = 50$ mm ; (a) déformation verticale $w_{surface}$ de la surface de roulement ; (b) changement de pente χ définie par l'équation 4.4

La figure 4.23 (a) montre la comparaison entre la déformation verticale $w_{surface}$ de la surface de roulement, pour un déplacement imposé $u_{ipm} = 50$ mm, obtenue pour avec le modèle mécanique simple considérant le remblai comme élastique – plastique (critère de plasticité de Mohr – Coulomb) et le modèle mécanique raffiné de Hujeux. La déformation verticale $w_{surface}$ de la surface de roulement est évaluée de manière bien plus vraisemblable par le modèle mécanique raffiné, le soulèvement général prédit par le modèle simple n'étant pas réaliste. La figure 4.23 (b) présente les changements de pente χ respectifs. Le modèle simplifié présente une valeur de χ bien plus faible que le modèle mécanique raffiné. Pour ces raisons, le modèle mécanique simple a été écarté de cette recherche.

4.4 Détermination des efforts dans la dalle de transition

Lorsque le tablier se déplace dans la direction active et tire avec lui la tête du mur de culée, une rupture active se produit et provoque une déformation verticale importante du sol à proximité de la culée, figure 4.1 et § 4.2. Cette rupture conduit à ce que la dalle de transition ne repose plus sur toute sa surface mais uniquement sur son extrémité $L_{DT,extr.}$,

figure 4.24. Une étude particulière tenant compte de cette géométrie initiale doit par conséquent être effectuée lors de la détermination des efforts dans la dalle de transition.

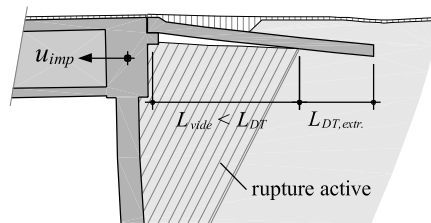


Figure 4.24: Géométrie initiale à considérer pour la détermination des efforts dans la dalle de transition

4.4.1 Modèle numérique

La méthode des modules de réaction peut être utilisée pour évaluer les efforts dans la dalle de transition soumise à des charges routières. Cette méthode, dont le concept a été initialement développé en 1867 par Winkler [Winkler 1867], consiste à modéliser le sol par des ressorts, linéaires ou non. Comme le mentionne Plumey [Plumey 2007], cette méthode a pour principal avantage sa proximité du calcul traditionnel des structures. Cet avantage est toutefois obtenu au prix d'une simplification considérable du comportement du sol. En effet, chaque ressort constitue un appui unidirectionnel indépendant et par conséquent ne tient pas compte du caractère continu du sol.

Cette méthode a été choisie pour les avantages qu'elle apporte. En effet, elle permet de prendre en compte la cinématique, c'est-à-dire le déplacement vertical w de la dalle de transition, lors de la détermination de la contrainte verticale de réaction du remblai σ_v et de modéliser la dalle de transition en utilisant des éléments plaques 2D. L'utilisation d'éléments plaques permet d'évaluer les moments de flexion m_x , m_y et m_{xy} et les efforts tranchants v_x et v_y dans la dalle de transition et ainsi de l'armer correctement. Par contre, l'effort normal n conséquent au déplacement imposé u_{imp} ne peut pas être évalué par ce modèle.

Les charges, les résistances des matériaux et leurs facteurs et coefficients, qui dépendent de l'état limite considéré, sont déterminés selon les normes SIA 260, 261 et 267 [SIA 2003, SIA 2003a et SIA 2003d]. Dans la figure 4.25, g [kN/m] est le poids propre de la dalle et du remblai situé au dessus du vide, q_{utile} [kN/m] est la valeur des charges utiles réparties selon le modèle de charge 1 pour le trafic routier, Q_I [kN] les charges ponctuelles d'essieu du chariot du modèle 1 pour le trafic routier.

Lors de l'application des charges sur la dalle de transition modélisée en 2D, on peut considérer la diffusion des charges ponctuelles du chariot du modèle 1 pour le trafic routier à travers l'enrobé bitumineux et le remblai, figure 4.25 (a et b). La pente de diffusion p à partir de la surface de référence 0.4×0.4 m peut être admise égale à 2 : 1 pour l'enrobé et pour le remblai [SIA 1968]. Cette diffusion n'est généralement pas significative lors de l'évaluation de m_x , m_y et m_{xy} pour le dimensionnement de l'armature flexionnelle mais peut être significative pour déterminer correctement v_x et v_y lors de la vérification de la résistance à l'effort tranchant selon la SIA262 [SIA 2003c].

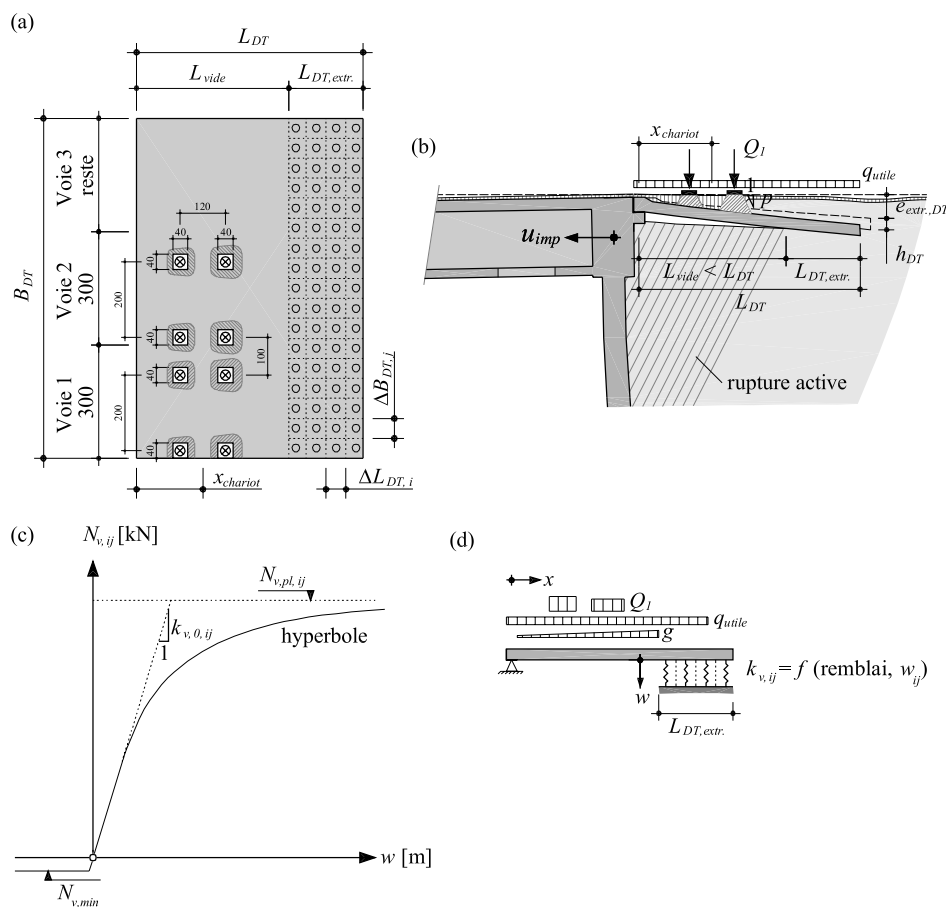


Figure 4.25: *Evaluation du comportement statique de la dalle de transition par la méthode des modules de réaction; (a) principe statique, vue en plan; (cm); (b) définition des paramètres géométriques, élévation; (c) modèle mécanique des ressorts modélisant le comportement du remblai [adapté de Duncan et Mokwa 2001]; (d) principe statique*

Le comportement mécanique du remblai, modélisé par des ressorts, peut être approché par la courbe présentée à la figure 4.25 (c). Lorsque la dalle de transition tend à se soulever ($w < 0$), une rigidité linéaire peut être admise jusqu'au soulèvement, équation 4.6. Lorsque la dalle de transition tend à s'appuyer sur le remblai ($w > 0$), Duncan et Mokva [Duncan et Mokwa 2001] proposent d'utiliser une courbe hyperbolique qui tend asymptotiquement vers un état parfaitement plastique, équation 4.7. Cette théorie est basée sur le modèle mécanique pour les sols granulaires développé dans les années 1970 par Duncan et Chang [Duncan et Chang 1970].

$$N_{v,ij} = k_{v,0,ij} w_{ij} \geq g_{ij} \Delta L_{DT,i} \Delta B_{DT,j} = N_{v,min} \quad (4.6)$$

$$N_{v,ij} = \frac{w_{ij}}{\frac{1}{k_{v,0,i}} + \frac{w_{ij}}{N_{v,pl,ij}}} \quad (4.7)$$

Toutefois, les paramètres constitutifs des ressorts verticaux $k_{v,0,ij}$ et $N_{v,pl,ij}$ de l'équation 4.7 ne sont pas des paramètres intrinsèques du remblai et de ce fait leur estimation n'est pas évidente.

Le module de réaction du remblai $k_{v,0,ij}$ est généralement évalué par des essais de charge sur plaque normalisée de Ø30 cm [SN 1998]. La recommandation espagnole pour les ponts intégraux [Dirección General de Carreteras 2000] propose dans le cas d'un mélange de grave et de sable grossier $k_{v,0,ij} \approx 150 \div 200$ MPa/m et dans le cas d'une grave grossière compactée correctement par strates $k_{v,0,ij} \approx 200 \div 400$ MPa/m. De son côté l'OFROU [OFROU 2010] requiert un module de compressibilité du remblai M_E supérieur à 80 MPa, ce qui représente un module de réaction du remblai $k_{v,0,ij} \approx 270$ MPa/m.

L'évaluation de la résistance verticale plastique $N_{v,pl,ij}$ peut être effectuée directement par l'équation 4.8 en déterminant $\sigma_{v,pl}$ à partir de l'équation 4.11.

$$N_{v,pl,ij} = \sigma_{v,pl} \Delta L_{DT,i} \Delta B_{DT,j} \quad [\text{kN}] \quad (4.8)$$

Si l'on considère que la rupture du remblai chargé verticalement se produit par poinçonnement du sol, des approches plastiques similaires à celles utilisées pour la détermination de la capacité portante des fondations superficielles peuvent être utilisées pour estimer $\sigma_{v,pl}$. A partir de l'équation 4.9 proposée par Buisman, Caquot et Terzaghi vers 1943, Brinch Hansen [Brinch Hansen 1970] propose les facteurs reportés à l'équation 4.10, pour déterminer la capacité portante $N_{F,pl}$ d'une fondation superficielle infiniment longue reposant sur un sol pulvérulent ($c = 0$) :

$$\frac{N_{F,pl}}{B_F} = \frac{1}{2} \gamma_{remblai} B_F \zeta_\gamma + q_{remblai} \zeta_q \quad [\text{kN/m}^2] \quad (4.9)$$

$$\zeta_q = e^{\pi \tan(\varphi)} \tan^2(45^\circ + \varphi / 2) \quad (4.10)$$

$$\zeta_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan(\varphi)$$

où $\gamma_{remblai}$ [kN/m^3] est le poids spécifique du remblai, φ [$^\circ$] est l'angle de frottement du remblai, B_F [m] est la largeur de la fondation et $q_{remblai} = \gamma_{remblai} h_{remblai}$ [kN/m^2] est la surcharge du remblai située au dessus du pied de fondation. Pour évaluer $N_{F,pl}$, il est proposé d'admettre $B_F = L_{DT,extr.}$ et $h_{remblai} = (e_{extr.,DT} + h_{DT}) / 2$ [m]. Finalement la contrainte verticale conduisant à la plastification $\sigma_{v,pl}$ peut être simplement évaluée par l'équation suivante :

$$\sigma_{v,pl} = \frac{N_{F,pl}}{B_F} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (4.11)$$

Le choix de rigidité flexionnelle et torsionnelle des éléments plaques modélisant le béton armé de la dalle de transition doit être effectué en considérant la dalle comme entièrement fissurée. En effet, les charges routières peuvent être appliquées sur l'entier de la dalle avec des positions extrêmement variables dans le temps. De ce fait, il serait très difficile d'estimer et de justifier l'ampleur des zones non fissurées de la dalle. La rigidité flexionnelle des dalles peut être estimée dans les deux directions principales d'armature par l'équation 4.12 et la rigidité torsionnelle par l'équation 4.13 proposée par Vaz Rodrigues [Vaz Rodrigues 2007].

$$E_{fissuré} = \frac{\rho d^3 E_s \left(1 - \frac{x_0}{d}\right) \left(1 - \frac{x_0}{3d}\right)}{h^3 / 12} \quad [\text{MPa}], \quad (4.12)$$

$$x_0 = d \rho n_0 \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\rho n_0}} - 1 \right) \text{ [m]} \text{ et } n_0 = \frac{E_s}{E_{c,0}}$$

$$G_{\text{fissuré}} = \frac{1}{8} \frac{\sqrt{E_{\text{fissuré},x}} \sqrt{E_{\text{fissuré},y}}}{2(1+\nu)} \text{ [MPa]} \quad (4.13)$$

Le logiciel Ansys [Ansys 2007] a été utilisé pour cette étude. Ce logiciel permet de modéliser la dalle de transition par des éléments de coque dont les caractéristiques mécaniques peuvent être entièrement définies et le remblai au moyen de ressorts non linéaires.

4.4.2 Résultats de la modélisation numérique

Une étude paramétrique a permis d'obtenir les moments positifs de flexion longitudinale de dimensionnement $m^+_{\text{long},d}$ pour l'état limite ultime. Les figures 4.26 et 4.27 présentent les résultats obtenus pour une dalle de transition de géométrie traditionnellement utilisée en Suisse, c'est à dire $L_{DT} = 6$ m, $B_{DT} = 9$ m, $h_{DT} = 0.3$ m, $\alpha_{DT} = 10$ %, $e_{0,DT} = 0.1$ m et munie d'une connexion articulée, figure 2.14 (a). La dalle de transition modélisée présente les paramètres mécaniques suivants : module d'élasticité $E_{\text{fissuré},d} = 6690$ MPa et par conséquent son module de cisaillement $G_{\text{fissuré},d} = 350$ MPa. $E_{\text{fissuré},d}$ et $G_{\text{fissuré},d}$ ont été choisis de manière à correspondre à la rigidité d'une dalle fissurée dont le taux d'armature longitudinal et transversal vaut $\rho = 0.7$ %. Le remblai modélisé présente les caractéristiques principales du remblai dénommé préalablement grave compactée : $\gamma_{\text{remblai}} = 19.4$ kN/m³, l'angle de frottement $\varphi_{,d} = 32^\circ$ qui tient compte du coefficient de réduction $\gamma_M = 1.2$ sur la $\tan(\varphi)$ définie par la norme SIA267 [SIA 2003d], module initial $k_{v,0,d} = 180$ MPa/m qui correspond au module de compressibilité du remblai M_E minimal défini par l'OFROU [OFROU 2010] divisé par le coefficient pour la rigidité du sol $\gamma_E = 1.5$ donné dans la norme SIA 267. La contrainte verticale conduisant à la plastification $\sigma_{v,pl,d} = 1010$ kN/m² a été déterminée avec les paramètres mentionnés précédemment, introduits dans les équations 4.9 à 4.11. Les charges du modèle 1 pour le trafic routier ont été appliquées suivant l'exemple de la figure 4.25 (a). Cette disposition a été déterminée comme celle conduisant aux moments flexionnels longitudinaux $m_{\text{long}} = m_x \pm |m_{xy}|$ les plus importants.

Plus particulièrement, la figure 4.26 présente les moments de flexions longitudinaux, respectivement transversaux, dans la dalle de transition pour le chariot positionné à $x_{\text{chariot}} = 1.4$ m et un vide sous la dalle de transition de dimension $L_{\text{vide}} = 2$ m. La position du chariot a été choisie arbitrairement. En effet, la position x_{chariot} conduisant aux moments longitudinaux maximaux n'est pas directement prévisible. Cette incertitude concernant la position déterminante du chariot implique sa variation lors de la modélisation. La figure 4.27 présente le moment longitudinal maximal $m^+_{\text{long},\text{max}}$ pour chaque position x_{chariot} calculé, c'est-à-dire x_{chariot} de -1.5 à 7.5 m. Dans ce cas, la position déterminante du chariot, représentée par une étoile sur la valeur maximale de $m^+_{\text{long},\text{max}}$, est bien de 1.4 m et de ce fait, le champ de moments représenté à la figure 4.26 (a) est bien le champ déterminant pour le dimensionnement.

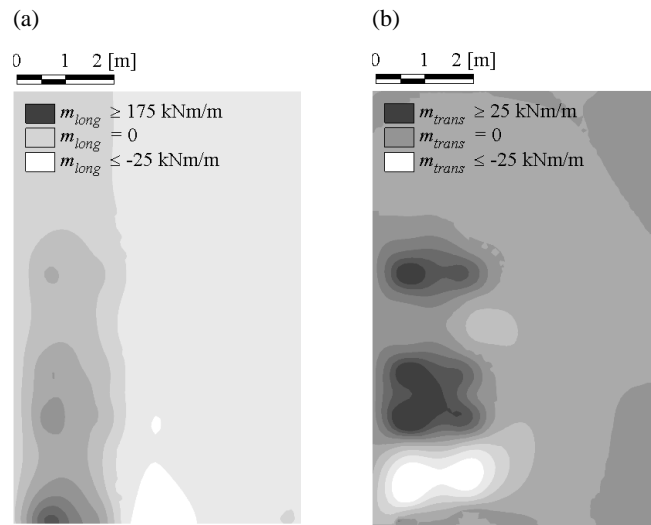


Figure 4.26: Moments de flexion dans la dalle de transition pour le chariot positionné à $x_{chariot} = 1.4$ m et un vide sous la dalle de transition de dimension $L_{vide} = 2$ m ; (a) moments longitudinaux $m_{long} = m_x \pm |m_{xy}|$; (b) moments transversaux $m_{trans} = m_y \pm |m_{xy}|$

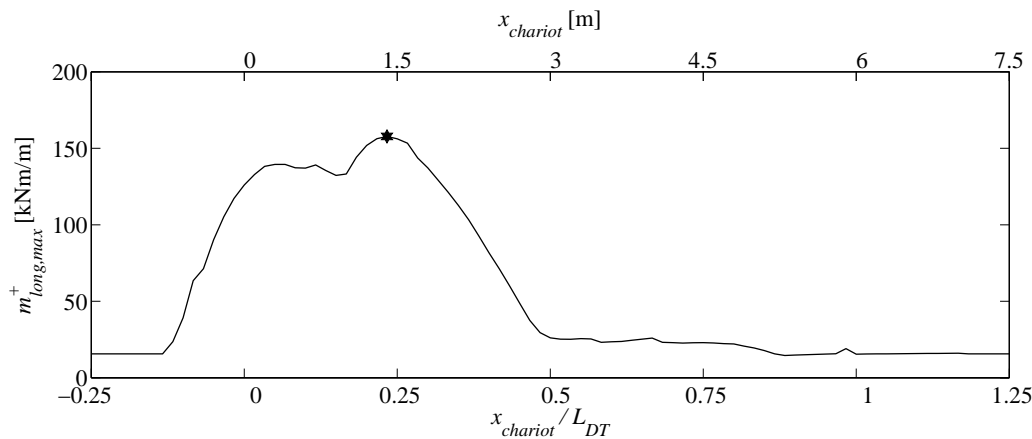


Figure 4.27: Moment de flexion longitudinal maximal $m_{long,max}^+$ dans la dalle de transition en fonction de la position du chariot $x_{chariot}$ pour un vide sous la dalle de transition de dimension $L_{vide} = 2$ m

4.5 Rotation autour de la connexion entre la culée et la dalle de transition

Lorsque le tablier se déplace et entraîne avec lui la dalle de transition liée longitudinalement à la culée, une légère rotation entre la culée et la dalle de transition se produit. Cette rotation s’ajoute à une éventuelle rotation globale de la dalle de transition provenant d’un léger déplacement de la culée, voir figure 2.8.

4.5.1 Critère pour l’état limite de service

La rotation totale entre la culée et la dalle de transition $\Delta\alpha_{DT}$ est limitée par l’OFROU [OFROU 2010] pour éviter des changements/cassures trop brusques de la

planéité de la surface de roulement à l'extrémité des ponts, figure 4.28. C'est pourquoi, au cours de la durée de vie de l'infrastructure routière, la cassure entre l'infrastructure routière et la superstructure du pont $\Delta\alpha_{DT}$ ne doit pas dépasser 8 ‰ sur les routes secondaires et 4 ‰ sur le réseau autoroutier et sur les routes nationales [OFROU 2010].

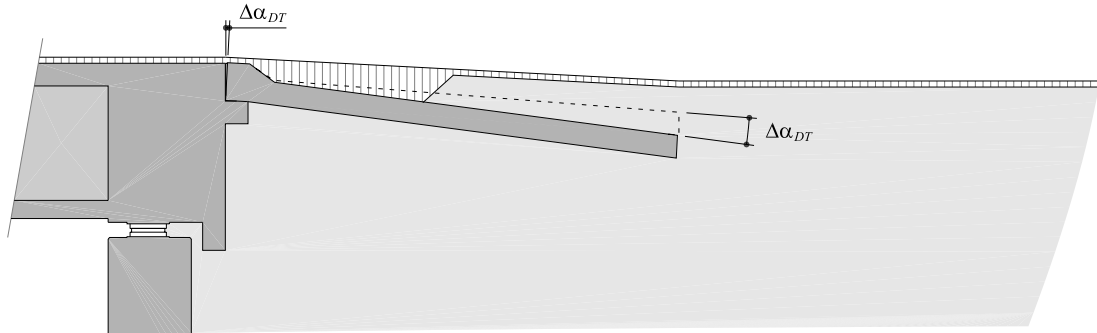


Figure 4.28: Définition de la cassure entre l'infrastructure routière et la superstructure du pont [adapté de OFROU 2010]

4.5.2 Résultats de la modélisation numérique

Déplacement imposé u_{imp} à la dalle de transition

Les résultats de l'analyse par éléments finis du § 4.3 montrent une augmentation de la rotation entre la culée et la dalle de transition $\Delta\alpha_{DT}$ en fonction du déplacement imposé u_{imp} , figure 4.29. La rotation due au déplacement imposé u_{imp} de la dalle de transition est toutefois limitée, dans ce cas ≈ 1 ‰ pour $u_{imp} = 50$ mm. Cette rotation ne représente qu'un quart de la valeur limite de 4 ‰ fixée pour le réseau autoroutier.

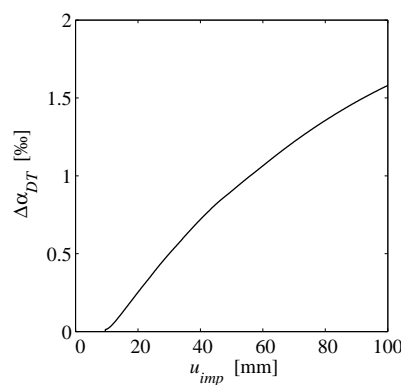


Figure 4.29: Evolution de la cassure entre l'infrastructure routière et la superstructure du pont $\Delta\alpha_{DT}$ en fonction du déplacement imposé u_{imp}

Passage du chariot normalisé sur la dalle de transition

La méthode des modules de réactions présentée au § 4.4 permet également d'estimer l'ouverture de la cassure entre l'infrastructure routière et la superstructure du pont au

niveau de la connexion entre la dalle de transition et la culée $\Delta\alpha_{DT}$ lors du passage du chariot normalisé. Dans ce cas, les paramètres des matériaux définis dans le § 4.4.2 sont considérés avec leurs valeurs caractéristiques et les charges sont pondérées par leurs coefficients de réduction ψ respectifs en accord avec la norme SIA260 [SIA 2003].

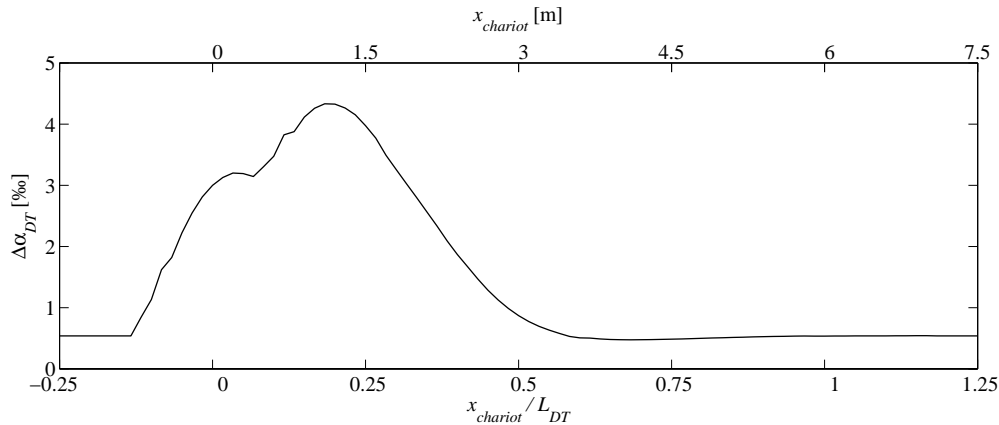


Figure 4.30: Cassure entre l'infrastructure routière et la superstructure du pont $\Delta\alpha_{DT}$ en fonction de la position du chariot $x_{chariot}$ pour un vide sous la dalle de transition de dimension $L_{vide} = 2$ m

Les résultats de l'analyse montrent que la rotation entre la culée et la dalle de transition $\Delta\alpha_{DT}$ peut être importante lors du passage du chariot normalisé, figure 4.30. Dans cet exemple, pour un vide sous la dalle de transition de dimension $L_{vide} = 2$ m, lorsque le chariot est positionné à $x_{chariot} = 1.1$ m, $\Delta\alpha_{DT} = 4.3$ ‰. La rotation $\Delta\alpha_{DT}$ évaluée lors de cette analyse ne sera effective que lors du passage du chariot normalisé représentant un camion surchargé. Une fois le chariot normalisé passé, la cassure entre l'infrastructure routière et la superstructure du pont $\Delta\alpha_{DT}$ se refermera en grande partie à cause de la décharge élastique du remblai. De ce fait, l'évaluation de $\Delta\alpha_{DT}$ à travers cette analyse ne peut être utilisée que pour l'estimation du risque de fissuration de l'enrobé bitumineux situé au dessus de cette cassure et non pour l'évaluation de la rotation de la dalle de transition lors de la vérification de l'état limite de service, figure 4.28.

5. Adaptation des éléments de la culée pour les ponts intégraux

5.1 Mur de culée

Le dimensionnement du mur de culée des ponts intégraux doit tenir compte des actions provenant de la structure du pont et du remblai. Comme le montre la figure 5.1, le mur de culée est soumis à des déplacements imposés u_{imp} et à des charges du poids propre du tablier $G_{tablier}$ et des charges utiles Q_{utile} ainsi qu'à la pression des terres σ_h du remblai situé à proximité du mur de culée. La difficulté principale de ce dimensionnement réside dans l'évaluation de ces différentes actions. La pression des terres σ_h dépend des déplacements u du mur de culée mais également de l'histoire de chargement du remblai qui est très difficilement estimable. Les efforts dans le mur de culée consécutifs à u_{imp} dépendent principalement de la rigidité transversale du mur de culée et donc de son taux de fissuration. Par conséquent, une forte interaction sol-structure existe, la rigidité du mur de culée dépendant des actions et donc de la pression des terres σ_h alors que la pression des terres σ_h résulte principalement de la déformation u du mur qui est elle-même fonction des déplacements u_{imp} .

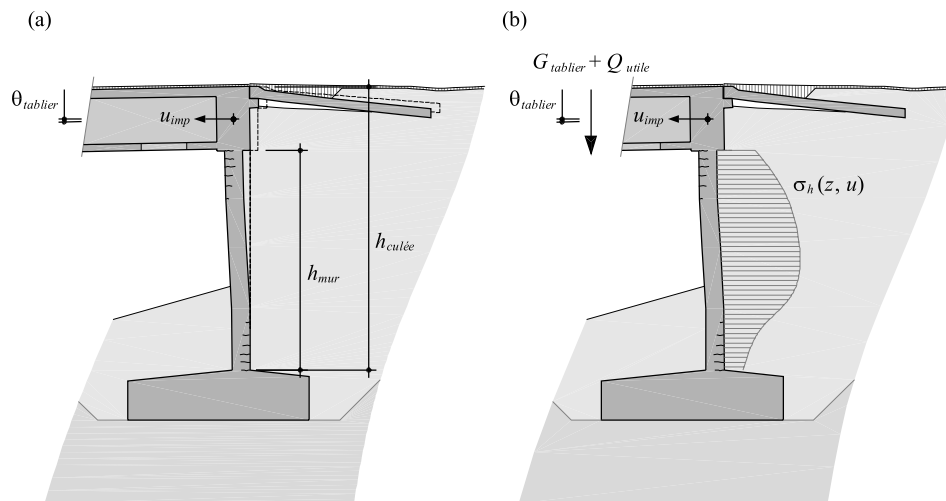


Figure 5.1: Détermination des actions sur le mur de culée intégrale en vue de son dimensionnement ; (a) état déformé ; (b) actions et déplacements imposés à considérer

5.1.1 Détermination de la pression des terres σ_h du remblai contre le mur de culée

Dans ce paragraphe, différentes méthodes qui permettent d'estimer la pression des terres σ_h contre le mur de culée intégrales et semi-intégrales sont présentées. La première méthode consiste à suivre l'approche normative anglaise basée sur des essais en laboratoire à petite échelle. Par la suite, la pertinence des méthodes numériques est discutée. Finalement, une méthode constructive utilisant des géosynthétiques pour améliorer le comportement du remblai est présentée. Cette méthode engendre toutefois des coûts de constructions importants et ne doit donc être utilisée que dans les cas extrêmes.

Norme anglaise BA 42/96

La norme anglaise BA 42/96 [BA 2003] propose une répartition de la pression des terres contre les culées intégrales et semi-intégrales basée sur les essais en laboratoire de Springmann et al. [Ng et al. 1998], d'England et al. [England et al. 2000] et de Goh [Goh 2001]. Ces essais ont été présentés dans le § 4.1.

La figure 5.2 (a) indique comment déterminer la pression du sol contre l'extrémité du tablier dans le cas d'une culée semi-intégrale. Le coefficient de poussée des terres $K_{BA,semi-integrale}$ est estimé par l'équation 5.1. On peut constater que la valeur de $K_{BA,semi-integrale}$ peut être relativement proche de la valeur du coefficient de poussée passive K_p . En effet, le remblai situé à proximité immédiate de l'extrémité du tablier est recompacté par les variations thermiques saisonnières et journalières $u_{imp,\Delta T}$ suite à la rupture active initiée par le déplacement dans la direction active consécutif au retrait $u_{imp,c,sh}$ et au fluage $u_{imp,cr}$ du tablier du pont. Suite à ce recompactage, le remblai peut être soumis à un déplacement imposé $u_{imp} = \alpha_T (T_{max} - T_{min}) L_{pf}$ dans la direction passive qui va conduire à une augmentation de la pression et ceci jusqu'à une éventuelle plastification du remblai.

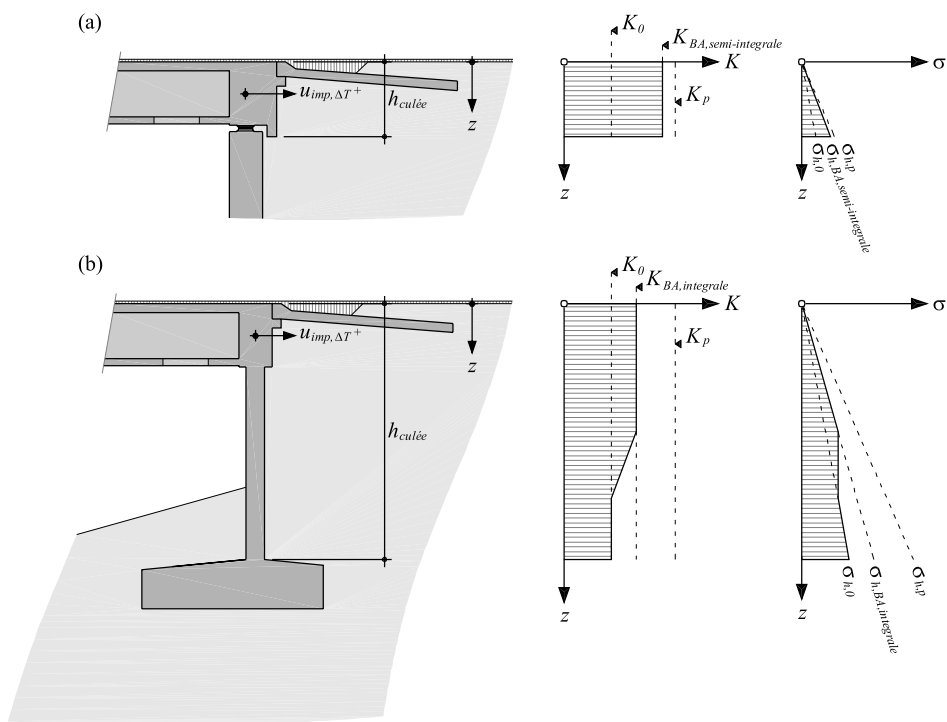


Figure 5.2: Détermination de la pression des terres contre le mur de culée selon la norme anglaise BA 42/96 [adapté de BA 2003] ; (a) culée semi-intégrale sans joint de dilatation ; (b) culée intégrale

La figure 5.2 (b) présente la détermination de la pression des terres σ_h contre le mur de culée dans le cas d'une culée intégrale reposant sur une fondation superficielle ou profonde. Il est admis que ces fondations ne permettent pas de rotation θ au niveau du pied du mur de la culée. Le coefficient de poussée des terres $K_{BA,integrale}$, à considérer jusqu'à une profondeur z égale à $h_{culée} / 2$, est estimé par l'équation 5.2. En dessous de la

profondeur $z = h_{culée} / 2$, le coefficient de poussée des terres est progressivement réduit jusque à ce que la pression exercée contre le mur de culée atteigne la pression des terres au repos. Comme dans le cas des culées semi-intégrales, la valeur de $K_{BA,intégrale}$ peut atteindre la valeur de K_p pour un déplacement thermique imposé $u_{imp,\Delta T}^+$ relativement important. Ceci s'explique de la même manière que dans le cas de $K_{BA,semi-intégrale}$. La pression est toutefois diminuée à partir de la mi-hauteur de la culée pour tenir compte d'un compactage partiel dans cette zone. De plus, cette réduction tient compte de la forme de la déformée du mur. En effet, en considérant le système statique, le déplacement longitudinal u du mur sous ce niveau est bien inférieur à celui en tête et ne conduit généralement pas à des pressions des terres σ_h importantes.

$$K_{BA,semi-intégrale} = K_0 + \left(40 \frac{u_{imp,ref}}{h_{culée}} \right)^{0.4} \quad K_p \leq K_p \quad (5.1)$$

$$K_{BA,intégrale} = K_0 + \left(20 \frac{u_{imp,ref}}{h_{culée}} \right)^{0.4} \quad K_p \leq K_p \quad (5.2)$$

avec k_0 le coefficient de poussée des terres au repos, K_p le coefficient de poussée passive des terres, $h_{culée}$ la hauteur du mur des culées intégrales respectivement la hauteur du tablier pour les culées semi-intégrales et $u_{imp,ref}$ le déplacement imposé à considérer. La norme BA 42/96 [BA 2003] propose d'évaluer $u_{imp,ref}$ en considérant la variation maximale de température $\Delta T_{uniforme}$, voir tableau 2.1, c'est-à-dire $u_{imp,ref} = u_{imp,\Delta T}$. Pour sa part, l'OFROU [OFROU 2010] propose pour évaluer $u_{imp,ref}$ d'admettre la valeur maximale entre $u_{imp,\Delta T}$ et une combinaison du déplacement imposé par les charges routières et le déplacement imposé par la variation maximale de température $\Delta T_{uniforme}$ multiplié par le coefficient de réduction $\psi_{fréquent}$, c'est-à-dire $u_{imp,ref} = \max(u_{imp,\Delta T}; u_{imp,Q} + \psi_{fréquent} u_{imp,\Delta T})$ avec $\psi_{fréquent} = 0.6$ [SIA 2003].

Pour le cas du déplacement thermique imposé dans la direction active $u_{imp,\Delta T}^-$, rien de spécifique n'est mentionné. Au regard du très faible déplacement conduisant à une rupture active, il est proposé de considérer pour $K_{semi-intégrale}$, de même que pour $K_{intégrale}$, la valeur de K_a sur toute la hauteur de la culée $h_{culée}$.

Approche par analyses numériques

La méthode des modules de réaction est la méthode numérique la plus utilisée lors de l'évaluation de la pression des terres contre le mur des culées intégrales, voir par exemple [Kerokoski 2006 et Civjan et al. 2007]. Bien que cette méthode soit largement utilisée, elle présente un défaut majeur. En effet, pour déterminer de manière réaliste la pression des terres contre les murs de culées intégrales, la connaissance de l'histoire de chargement du remblai est primordiale. Pour bien comprendre la difficulté de la détermination de la pression contre le mur de culée, les étapes à considérer sont indiquées. Initialement, lors de la mise en place du remblai, un premier état, caractérisé par un coefficient de poussée des terres au repos K_0 peut généralement être admis, figure 5.3 (a). Par la suite, au début de la durée de service de l'ouvrage, comme préalablement présenté à la figure 2.4, le retrait et le fluage du béton tendent à raccourcir le tablier du pont. De ce fait, un déplacement est imposé à la tête du mur de la culée dans la direction active. Ce déplacement conduit à une rupture active dans le remblai, ce qui diminue le coefficient de poussée des terres jusqu'à sa valeur active K_a , figure 5.3 (b). Après une vingtaine d'années, l'effet du retrait et fluage se stabilise. A

partir de ce moment, l'importance des déplacements thermiques cycliques entre réellement en jeu. En effet, comme présenté au § 4.1, les déplacements thermiques cycliques du mur de culée ont pour conséquence de recompresser le remblai et ainsi d'accroître à nouveau le coefficient de poussée des terres jusqu'à une valeur K très difficilement estimable et variable sur la hauteur du mur, figure 5.3 (c). Ce « nouvel » état initial présente une déformation en tête du mur de culée $u_{imp} = u_{imp,cr} + u_{imp,c,sh}$. Par la suite, lors de l'évaluation de la pression des terres σ_h , seul le déplacement relatif du mur de culée dû aux déformations thermiques $u_{imp,\Delta T}^-$, respectivement $u_{imp,\Delta T}^+$ doit être considéré à partir de ce « nouvel » état initial. En considérant la difficulté que l'on a à obtenir le coefficient de poussée des terres K relatif au "nouvel" état initial, il paraît encore plus hypothétique d'évaluer les rigidités des ressorts, qui ne sont pas des paramètres intrinsèques du sol, nécessaire à cette approche. Par conséquent, l'emploi de cette approche numérique est déconseillé.

La méthode des éléments finis, très en vogue actuellement au regard de la variété des cas qu'elle peut résoudre, est également extrêmement difficilement utilisable lors de la détermination de la pression contre le mur des culées intégrales. En effet, bien que certains logiciels proposent des modèles mécaniques qui permettent de modéliser le comportement cyclique du sol, le choix de l'histoire de chargement ainsi que de son intensité reste extrêmement difficile et donc très hypothétique. De plus, ces logiciels sont actuellement principalement académiques et fastidieux à l'utilisation et demandent un temps de calcul important. Par conséquent, comme dans le cas de la méthode des modules de réaction, l'emploi de cette approche numérique est également déconseillé.

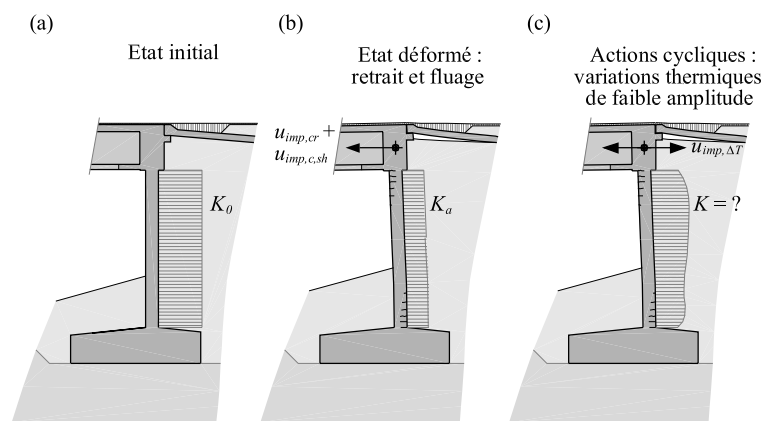


Figure 5.3: Coefficient de poussée des terres pour la détermination de la pression σ_h contre le mur de culée ; (a) état initial après la mise en place du remblai ; (b) état déformé présentant une rupture active suite au retrait et fluage du tablier du pont ; (c) état effectif après le recomptage du remblai par les actions thermiques de faible amplitude

Utilisation d'éléments géosynthétiques pour l'amélioration du remblai

Pour diminuer la pression contre le mur de culée, Horvath [Horvath 2004] propose deux solutions constructives. La première solution consiste à armer le remblai à l'aide d'éléments géosynthétiques (géotextiles ou géogrilles) et d'inclure une géomousse compressible de polystyrène expansé entre le remblai et le mur de culée, figure 5.4 (a). Le renforcement permet de rendre le coin de remblai stable par rapport à une rupture

active. Les plaques de géomousse permettent quant à elles de réduire la pression contre le mur lors des déplacements imposés u_{imp} du mur dans la direction passive. La deuxième solution consiste à remplacer le remblai par des blocs de géomousse et de disposer également les plaques compressibles entre le remblai et le mur de culée, figure 5.4 (b). Ces deux solutions ont été étudiées numériquement par Horvath [Horvath 2000 et Horvath 2004].

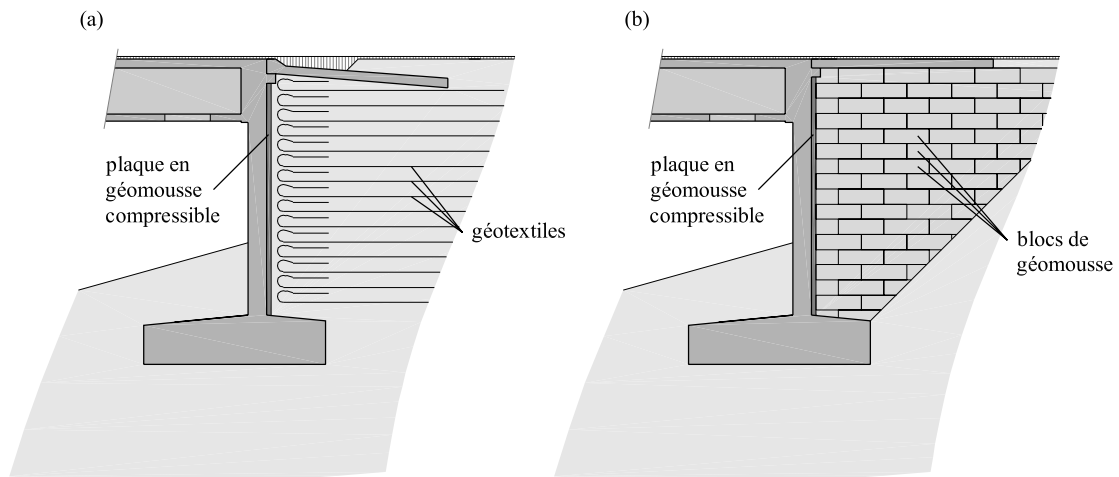


Figure 5.4: Amélioration du remblai à proximité du mur de culée à l'aide de géosynthétiques [adapté de Horvath 2004]

Pötzl et Naumann [Pötzl et Naumann 2005] ont également étudié la variante illustrée à la figure 5.4 (a). Une étude numérique ainsi que des essais en grandeur réelle ($h_{culée} = 5$ m) ont été effectués. Les résultats obtenus montrent effectivement une réduction importante des contraintes σ_h contre le mur de culée lors de déplacement imposé u_{imp} dans la direction passive ainsi qu'une diminution du tassement du sol à proximité du mur de culée. La solution décrite à la figure 5.4 (a) présente de grands avantages concernant la pression contre le mur de culée à considérer lors de déplacements imposés u_{imp} dans la direction passive ainsi qu'une nette diminution du tassement $w_{surface}$ à proximité du mur de culée. Toutefois, cette solution demande une attention particulière lors de la mise en place du remblai, voire le recours à une entreprise spécialisée. De plus, l'emploi d'éléments géosynthétiques conduit à des coûts de constructions plus importants qu'une solution classique. En outre, le comportement sur une durée de vie longue (120 ans classiquement pour les ponts) n'a pas encore été suffisamment évalué pour ce genre de matériaux. La rupture des géotextiles pouvant conduire à des pressions σ_h contre le mur de culée bien supérieures à celles attendues, le choix de la pression à considérer lors du dimensionnement est discutable. La solution de la figure 5.4 (b) présente les mêmes problèmes que la solution de la figure 5.4 (a). De plus, une grande incertitude se pose sur le comportement à long terme des blocs de géomousse soumis au passage des charges routières, un tassement non négligeable de la dalle de transition est de ce fait à attendre.

5.1.2 Dimensionnement statique des murs de culées intégrales

Comme présenté au § 5.1.1, la pression des terres contre les murs de culées intégrales est difficilement estimable. De ce fait, lors de leur dimensionnement statique un certain esprit critique et le cas échéant une marge de sécurité devra être conservée.

Lors de l'évaluation de l'état limite ultime, deux combinaisons d'actions doivent être principalement vérifiées. Les deux sont à long terme mais pour des variations thermiques inversées. La première, dénommée cas *actif à long terme*, figure 5.5, présente le déplacement imposé u_{imp} maximal, le retrait, le fluage et le raccourcissement thermique imposent des déformations dans la même direction. Toutefois, le mur de culée s'est déplacé dans la direction active lors de sa dernière variation saisonnière. Par conséquent, les contraintes horizontales du remblai σ_h contre le mur seront relativement faibles. Au contraire, le cas *passif à long terme* ne présente pas le déplacement imposé u_{imp} maximal. En effet, l'allongement thermique est opposé au retrait et fluage du tablier du pont. Dans ce cas, le mur de culée, lors de sa dernière variation saisonnière, s'est déplacé dans la direction passive sur un remblai préalablement recompacté par ces mêmes variations. Par conséquent, les contraintes horizontales du remblai σ_h contre le mur seront importantes, pouvant à l'extrême atteindre la valeur passive de la poussée des terres. Pour cette combinaison, l'effort tranchant V en tête du mur peut être très important et devra être vérifié.

Lors de l'évaluation de l'état limite de service du mur, la fissuration du mur devra être vérifiée. Les deux combinaisons d'actions proposées pour la vérification de l'état limite ultime peuvent à nouveau être considérées

Pour les deux états limites, les actions, facteurs de charges et résistances seront considérées en accord avec les normes SIA260, 261, 262 et 267 [SIA 2003 ; SIA 2003a ; SIA 2003c et SIA 2003d].

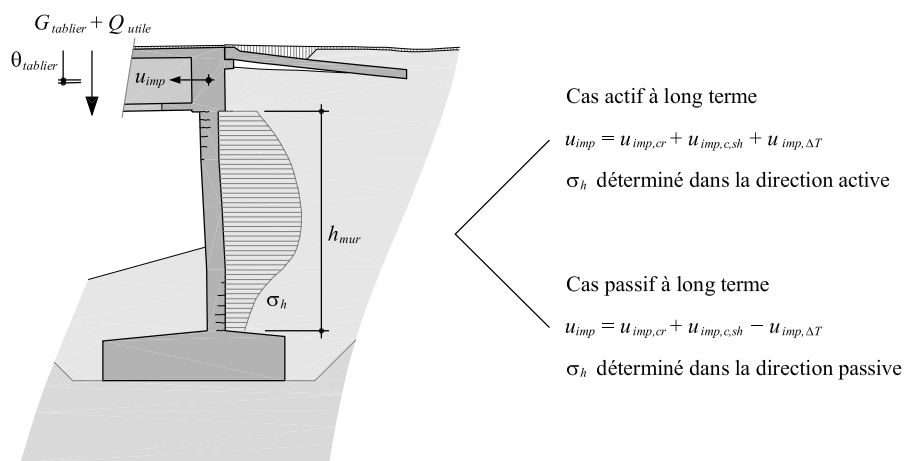


Figure 5.5: Cas à considérer lors du dimensionnement des murs de culées intégrales

Le choix de l'épaisseur du mur de culée n'est pas évident car son influence est contraire en ce qui concerne l'état limite de service et ultime. En effet, un mur épais augmente considérablement la rigidité transversale du mur ainsi que sa résistance mais se fissure plus pour un déplacement imposé u_{imp} de sa tête donné. Ce choix présente une analogie

importante avec le choix de l'épaisseur des piles des ponts en cas de déplacement imposé.

5.2 Dimensionnement géométrique de la dalle de transition

5.2.1 Longueur de la dalle de transition pour passer le tassement de la surface derrière la culée

Comme mentionné au § 4.2, un vide se forme derrière les murs de culées intégrales et semi-intégrales lorsqu'elles sont soumises à des déplacements imposés u_{imp} . Pour garantir un état de service satisfaisant de l'infrastructure routière, l'ajout d'une dalle de transition est nécessaire. En effet, une rupture active du remblai se produit pour un déplacement horizontal extrêmement faible du tablier ou du mur de culée dans la direction active. Si aucune dalle de transition n'est présente, voir figures 2.10 et 5.6 (a), cette rupture conduit à un tassement et par la suite à une cassure de la surface de roulement. Dans le cas d'un déplacement dans la direction passive, figure 5.6 (b), le risque de défaut est moindre. En effet, le déplacement qui conduit à une rupture passive du remblai est bien supérieur, de l'ordre d'un facteur dix, à celui qui conduit à une rupture active. De plus, le déplacement dans la direction passive ne comporte que la composante de l'extension thermique du tablier du pont $u_{imp,\Delta T}$ alors que le déplacement dans la direction active inclut, pour les ponts en béton, le retrait et le fluage du tablier $u_{imp,c,sh} + u_{imp,cr}$. Finalement, au vu des volumes de remblai affectés par les mécanismes de rupture, pour un $|u_{imp}|$ donné, le soulèvement de la surface créée par une rupture passive est de moindre amplitude que le tassement de la surface produit par une rupture active, comme présenté au § 4.3.3.

Dans ce travail, il est proposé de déterminer la longueur minimale de la dalle de transition $L_{DT,min}$ en considérant l'amplitude longitudinale prévisible du tassement de la surface L_{vide} . De manière conservative, l'amplitude longitudinale du tassement L_{vide} peut être déterminée en considérant un mécanisme plastique de Rankine [Rankine 1857] pour la direction active. Par conséquent, si le mécanisme est actif sur une hauteur $h_{méca,a}$ alors L_{vide} peut être évaluée en ne considérant que l'angle de frottement φ comme caractéristique mécanique du remblai par l'équation 5.3.

$$L_{vide} = h_{méc,a} / \tan(\alpha_{R,a}) \text{ avec } \alpha_{R,a} = 45^\circ + \varphi/2 \quad (5.3)$$

Comme préalablement mentionné, le mécanisme passif n'est normalement pas déterminant. Par conséquent, il n'est pas nécessaire d'évaluer les dimensions du défaut consécutif à ce mécanisme. Dans le cas où un intérêt est quand même porté à ces dimensions, une approche à l'aide d'un mécanisme plus raffiné que celui proposé par Rankine est souhaitable. Le mécanisme développé par Caquot et Kerisel [Caquot et Kerisel 1973] peut par exemple être considéré.

Pour les culées semi-intégrales, figures 5.6 (c et d), la hauteur du mécanisme actif $h_{méca,a}$ est égale à la hauteur de la partie mobile de la culée qui est généralement la hauteur de l'extrémité du tablier $h_{ext.,tablier}$. Par conséquent, $h_{méca,a} = h_{tablier}$. Le cas des culées intégrales est légèrement plus délicat, figures 5.6 (e et f). En effet, selon la forme de la déformée du mur de culée, la hauteur du mécanisme $h_{méca,a}$ peut varier. En effet, seule la hauteur du mur de culée se déplaçant suffisamment dans la direction active doit être considérée. Toutefois, comme le déplacement activant le mécanisme est très faible et

puisque une grande prudence sur un éventuel déplacement de la fondation de la culée doit toujours être considéré, il est conseillé d'admettre une hauteur de mécanisme actif $h_{méc,a} = h_{culée}$, la différence entre ces deux valeurs étant de toute manière faible. Pour la fourchette typique de l'angle de frottement φ des remblais, c'est-à-dire 30 à 40°, l'amplitude du défaut L_{vide} varie entre approximativement 0.60 et 0.45 $h_{culée}$. Cette fourchette de $L_{vide} / h_{culée}$ est supérieure à la valeur mesurée par Goh [Goh 2001] mais parfaitement en accord avec les mesures à plus grande échelle de Cosgrove et Lehane [Cosgrove et Lehane 2003].

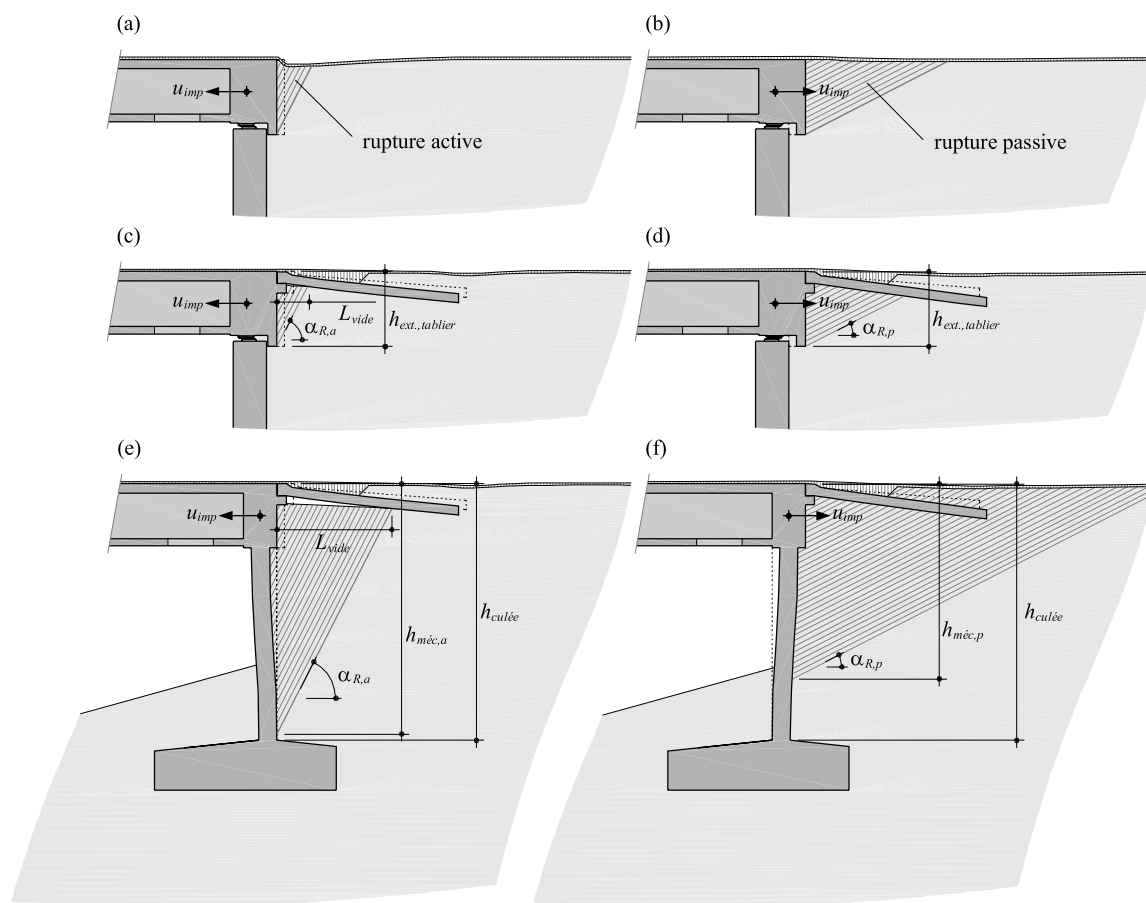


Figure 5.6: Mécanisme plastique de rupture du remblai lors d'un déplacement imposé u_{imp} dans la direction active (a, c et e) ou passive (b, d et f) ; (a et b) pont semi-intégral sans dalle de transition ; (c et d) pont semi-intégral avec dalle de transition ; (e et f) pont intégral avec dalle de transition

Une étude par éléments finis peut également être effectuée pour déterminer l'amplitude L_{vide} . Un modèle mécanique simple pour le remblai, de type élastique-plastique avec un critère de Mohr-Coulomb, peut être choisi, les mécanismes purement actifs étant bien représentés par ce type de modèle.

Il faut noter que l'évaluation de L_{vide} permet uniquement de déterminer la longueur minimale de la dalle de transition $L_{DT,min}$. En effet, le choix de la longueur de la dalle de transition ne repose pas uniquement sur ce critère mais également sur la portance et la rotation de la dalle de transition $\Delta\alpha_{DT}$ lors du passage du convoi normalisé, voir § 5.4,

ainsi que sur la planéité de la surface de roulement à l'extrémité de la dalle de transition, voir § 5.2.2, qui dépend également de L_{DT} . De plus, lorsque la dimension longitudinale de l'excavation reste raisonnable, moins de 7 à 8 m, la longueur de la dalle de transition L_{DT} est choisie de manière à ce que son extrémité repose sur le sol non excavé.

5.2.2 Géométrie de la dalle de transition pour satisfaire la planéité de la surface de roulement

Comme présenté au § 4.3, le déplacement longitudinal de la dalle de transition conduit à une détérioration de la planéité de la surface de roulement qui est évaluée par le changement de pente χ définie à l'équation 4.4. Dans le § 4.3, la géométrie typiquement utilisée en Suisse ainsi que le remblai en grave compactée, présentés en détail dans le § 3.2 ont été utilisés pour la modélisation par éléments finis. Dans ce paragraphe, deux études paramétriques sont présentées. Ces études ont été effectuées avec le modèle numérique discuté au § 4.3.1 qui a pour principal avantage de permettre la modélisation du remblai à l'aide d'une approche élasto-plastique avec des mécanismes plastiques et l'approche discutée au § 4.3.3 pour un déplacement dans la direction active. La première étude paramétrique porte sur la variation des paramètres géométriques de la dalle de transition. La seconde porte sur l'effet de la variation des caractéristiques mécaniques et de compactage du remblai.

Etude paramétrique sur la géométrie

L'étude paramétrique présentée porte sur la variation des paramètres géométriques principaux de la dalle de transition. C'est-à-dire, sa pente α_{DT} et sa longueur L_{DT} , figure 2.12. L'épaisseur de la dalle h_{DT} a été conservée constante à 0.3 m pour des raisons constructives de même que l'enfouissement initial de la dalle de transition $e_{0,DT} = 0.1$ m. Pour ces mêmes raisons, un changement plus radical de la géométrie n'a pas été considéré. Dans cette étude, le remblai composé de grave compactée est conservé.

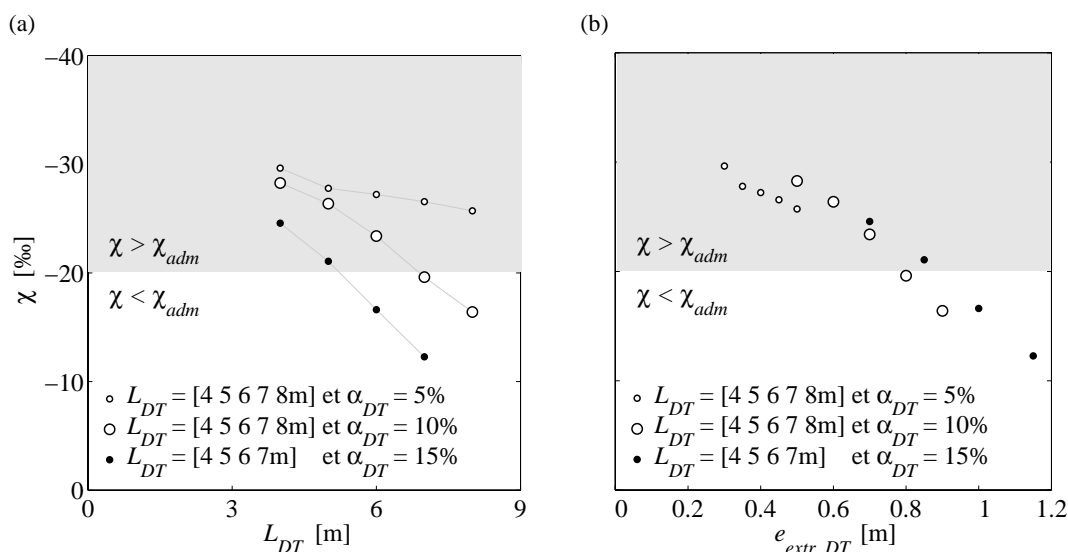


Figure 5.7: Influence de la géométrie de la dalle de transition sur la planéité de la surface de roulement pour un déplacement imposé $u_{imp} = 50$ mm ; (a) changement de pente de la surface de roulement χ en fonction de la longueur de la dalle de roulement L_{DT} ; (b) changement de pente de la surface de roulement χ en fonction de l'enfouissement de l'extrémité de la dalle de transition $e_{extr.,DT}$

La figure 5.7 présente les résultats de l'étude paramétrique pour un déplacement imposé $u_{imp} = 50$ mm. Ce déplacement représente u_{imp} d'une culée située à une soixantaine de mètres du point fixe, c'est-à-dire $L_{pf} \approx 60$ m si la déformation imposée du tablier $\varepsilon_{imp} = -0.8$ mm/m. Plus précisément, la figure 5.7 (a) montre l'influence bénéfique de l'augmentation de L_{DT} et de α_{DT} sur l'intensité du changement de pente χ . On constate que seules les dalles de transition dont le couple géométrique $[L_{DT} ; \alpha_{DT}]$ est le plus important satisfait la valeur admissible du changement de pente χ_{adm} fixée à 20 %.

Si en lieu et place de L_{DT} et α_{DT} , les résultats sont présentés en fonction de l'enfouissement de l'extrémité de la dalle de transition $e_{extr.,DT} = e_{0,DT} + \alpha_{DT} L_{DT}$, figure 5.8, la diminution de l'intensité du changement de pente χ en fonction de $e_{extr.,DT}$ montre une tendance avec relativement peu de dispersion, figure 5.7 (b). Par conséquent, le paramètre géométrique $e_{extr.,DT}$ peut être utilisé comme paramètre unique permettant d'évaluer, pour le déplacement $u_{imp} = 50$ mm donné, si l'état limite de service est encore satisfait. Dans cette analyse, l'état limite de service est satisfait lorsque $e_{extr.,DT} \approx 0.9$ m.

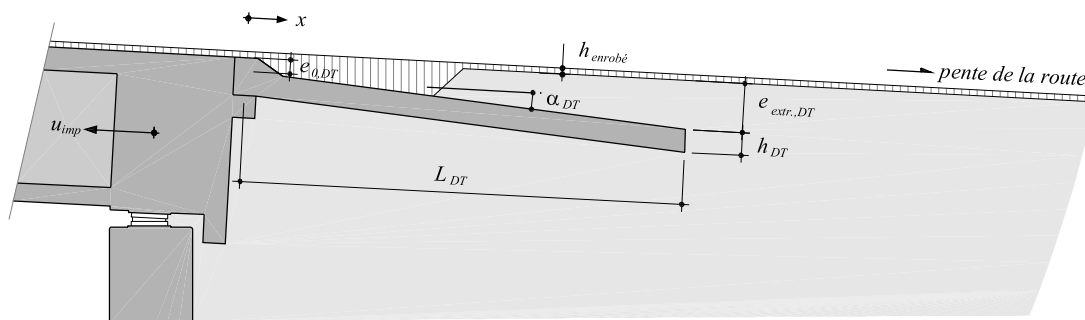


Figure 5.8: Paramètres géométriques considérés dans le modèle par éléments finis utilisé pour étudier le tassement de la surface de roulement au droit de l'extrémité de la dalle de transition

La figure 5.9 regroupe les résultats obtenus selon la démarche présentée à la figure 4.15 pour la détermination de $u_{imp,adm}$ et selon le paramètre géométrique $e_{extr.,DT}$ présenté à la figure 5.8 pour la valeur admissible du changement de pente sur le réseau des routes nationales et des autoroutes. Par conséquent, pour un déplacement imposé u_{imp} donné et selon la catégorie de la route, ces figures permettent de déterminer l'enfouissement nécessaire de l'extrémité de la dalle de transition $e_{extr.,DT}$. Par la suite, le concepteur peut choisir le couple géométrique $[L_{DT}; \alpha_{DT}]$ satisfaisant $e_{extr.,DT}$ souhaité en respectant toutefois la borne suivante $5\% \leq \alpha_{DT} \leq 20\%$. Par exemple, pour un déplacement imposé $u_{imp} = 60$ mm sur le réseau autoroutier, $e_{extr.,DT}$ nécessaire est d'environ 1.0 m et alors, par exemple, $L_{DT} = 6$ m, $\alpha_{DT} = 15\%$ et $e_{0,DT} = 0.1$ m. Dans le cas où ε_{imp} est fixé, ici à -0.8 mm/m, la longueur maximale entre le pont fixe et la culée $L_{pf,adm}$, pour une géométrie de dalle de transition donnée peut être directement déterminée selon l'équation 2.1.

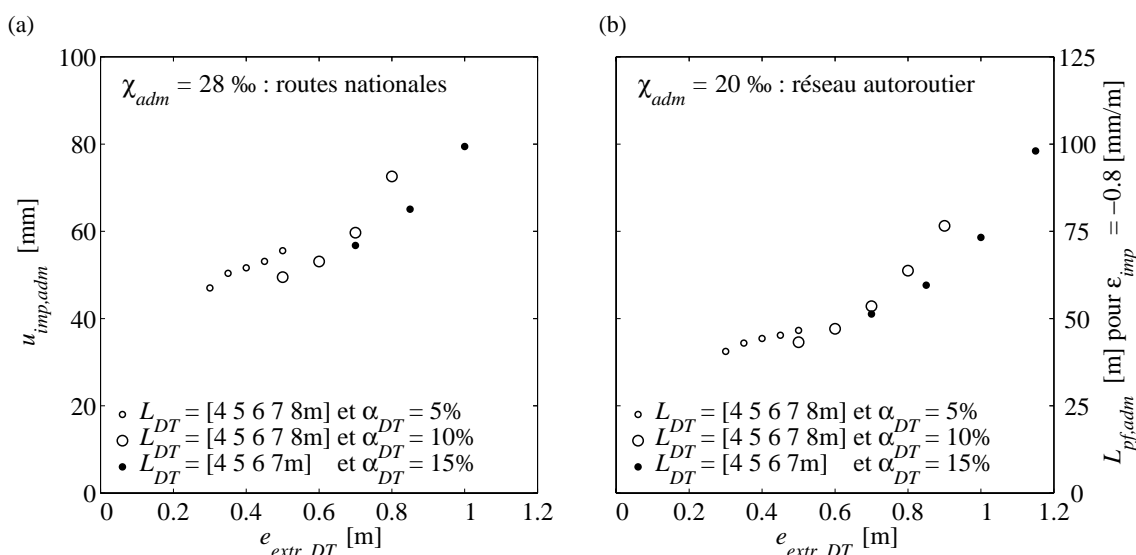


Figure 5.9: Déplacement imposé admissible $u_{imp,adm}$ en fonction de l'enfouissement de l'extrémité de la dalle de transition $e_{extr.,DT}$; (a) pour les routes nationales, valeur admissible du changement de pente $\chi_{adm} = 28\%$; (b) pour le réseau autoroutier valeur admissible du changement de pente $\chi_{adm} = 20\%$

Par exemple, pour la géométrie traditionnellement en Suisse, c'est-à-dire $L_{DT} = 6$ m, $\alpha_{DT} = 10\%$ et $e_{0,DT} = 0.1$ m, alors $L_{pf,adm} = 50$ m sur le réseau autoroutier et $L_{pf,adm} = 70$ m sur le réseau des routes nationales.

L'influence de l'épaisseur de la dalle de transition, jusqu'à présent admise à $h_{DT} = 0.3$ m pour des raisons constructives, a été étudiée à partir d'une géométrie modifiée de l'extrémité de la dalle de transition standard. La géométrie affinée de l'extrémité de la dalle de transition visible sur la figure 5.10 (a) a été considérée. Dans tous les cas, $h_{DT,ref} = 0.3$ m qui est l'épaisseur traditionnellement utilisée et $h_{extr.,DT} = 0.7$ m qui est la profondeur d'enfouissement pour une dalle de transition de $L_{DT} = 6$ m, $\alpha_{DT} = 10\%$ et $h_{0,DT} = 0.1$ m ont été admis. La figure 5.10 (b à d) montre un agrandissement de la déformation du maillage, amplifiée 5 fois, au niveau de l'extrémité de la dalle de transition. On peut constater que la cassure qui se forme dans le remblai est d'une part conséquente au mécanisme plastique présenté à la figure 4.13 mais également, pour une part significative, du frottement de la face inférieure de la dalle de transition qui entraîne avec elle le remblai situé à proximité.

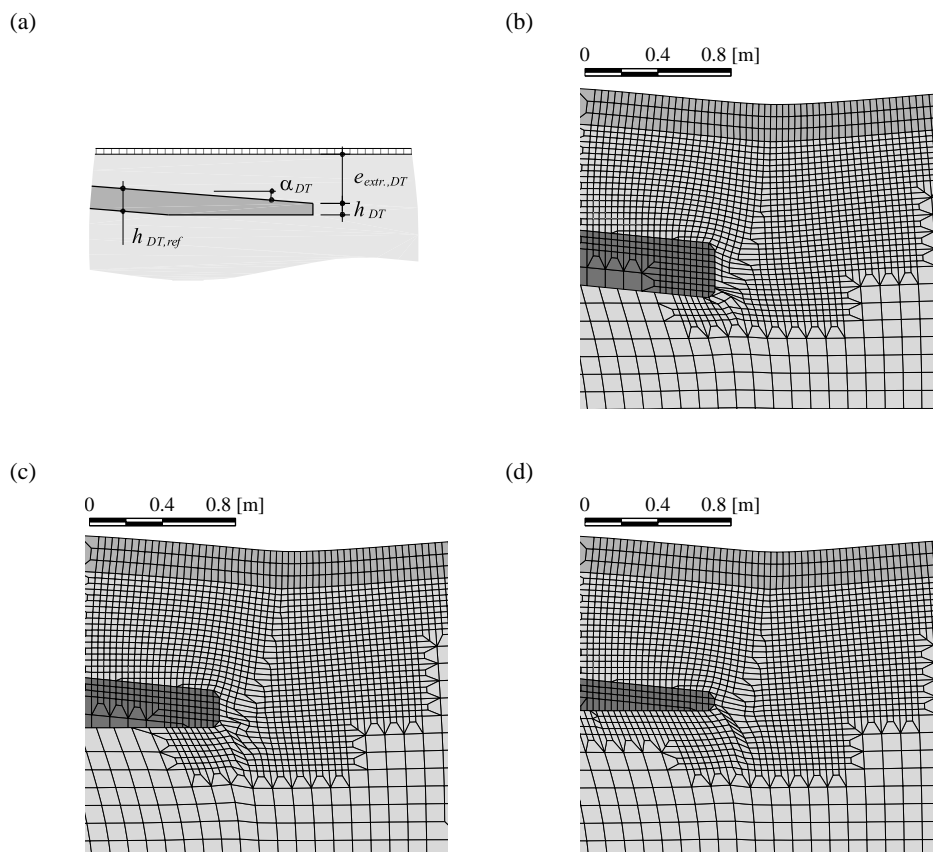


Figure 5.10: Géométrie affinée de l'extrémité de la dalle de transition et déformation correspondante du maillage pour $u_{imp} = 50$ mm, agrandissement au niveau de l'extrémité de la dalle de transition ; (a) géométrie considérée ; (b) dalle de transition standard de $h_{DT} = 0.3$ m ; (c) dalle de transition avec une extrémité affinée à $h_{DT} = 0.2$ m ; (d) dalle de transition avec une extrémité affinée à $h_{DT} = 0.1$ m

La figure 5.11 (a) présente la différence entre les déformations de la surface de roulement pour un déplacement imposé $u_{imp} = 50$ mm. Les résultats montrent une

déformation de la surface de roulement $w_{surface}$ plus importante pour la géométrie traditionnellement utilisée, c'est-à-dire pour $h_{DT} = 0.3$ m en comparaison des dalles de transition affinées à leur extrémité. Toutefois, si l'on compare les changements de pente χ associés, figure 5.11 (b), on constate seulement une très faible différence. Ceci met en évidence la faible importance de ce changement de géométrie qui implique par contre une construction moins aisée.

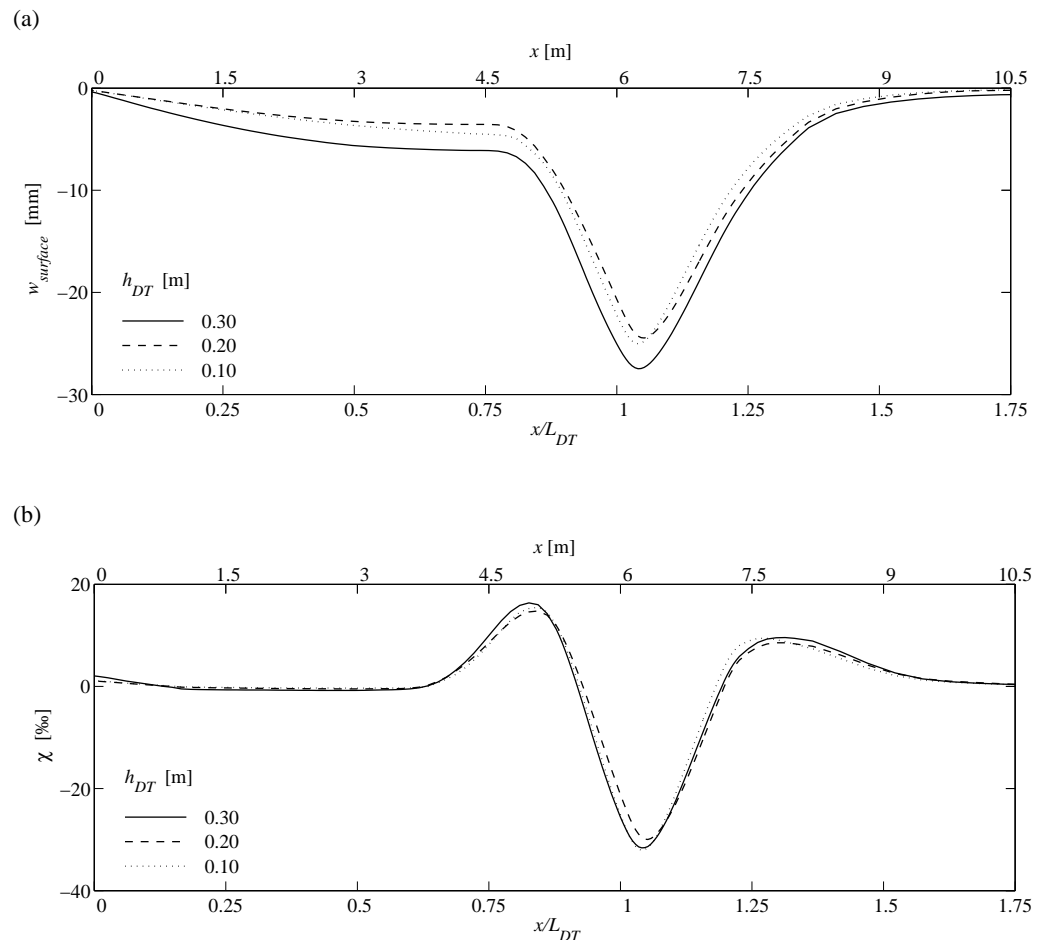


Figure 5.11: Résultats de la simulation pour différentes épaisseurs h_{DT} de l'extrémité de la dalle de transition pour $u_{imp} = 50$ mm ; (a) déformation verticale $w_{surface}$ de la surface de roulement ; (b) changement de pente χ défini par l'équation 4.4

Étude paramétrique sur les caractéristiques du remblai et son compactage

Cette deuxième étude paramétrique porte sur le type de remblai utilisé ainsi que sur son taux de compactage. Les informations disponibles pour les paramètres mécaniques des remblais étant très faibles, une étude paramétrique comparant trois types de remblai, dont les caractéristiques mécaniques ont pu être tirées de la littérature, ont été sélectionnées. Le premier est du ballast ferroviaire ($\varphi = 42^\circ$) qui est un cas extrême, au vu de sa régularité granulométrique et de la grosseur de ces grains, le second est du gravier lâche qui représente un remblai de moyenne qualité ($e = 0.43$ et $\varphi = 34^\circ$) et le troisième est la grave compactée ($e = 0.32$ et $\varphi = 37^\circ$) utilisée dans les modélisations déjà présentées. Dans les trois cas, un compactage mécanique similaire, $\sigma_{h,mec} = 20$ kPa

a été considéré. Dans une seconde étape, l'influence du taux de compactage sera effectuée en comparant l'effet d'une augmentation de $\sigma_{h,mec}$ de 20 kPa à 50 kPa sur la grave compactée. Tous les paramètres mécaniques utilisés dans ces comparaisons sont donnés dans le § 3.2.

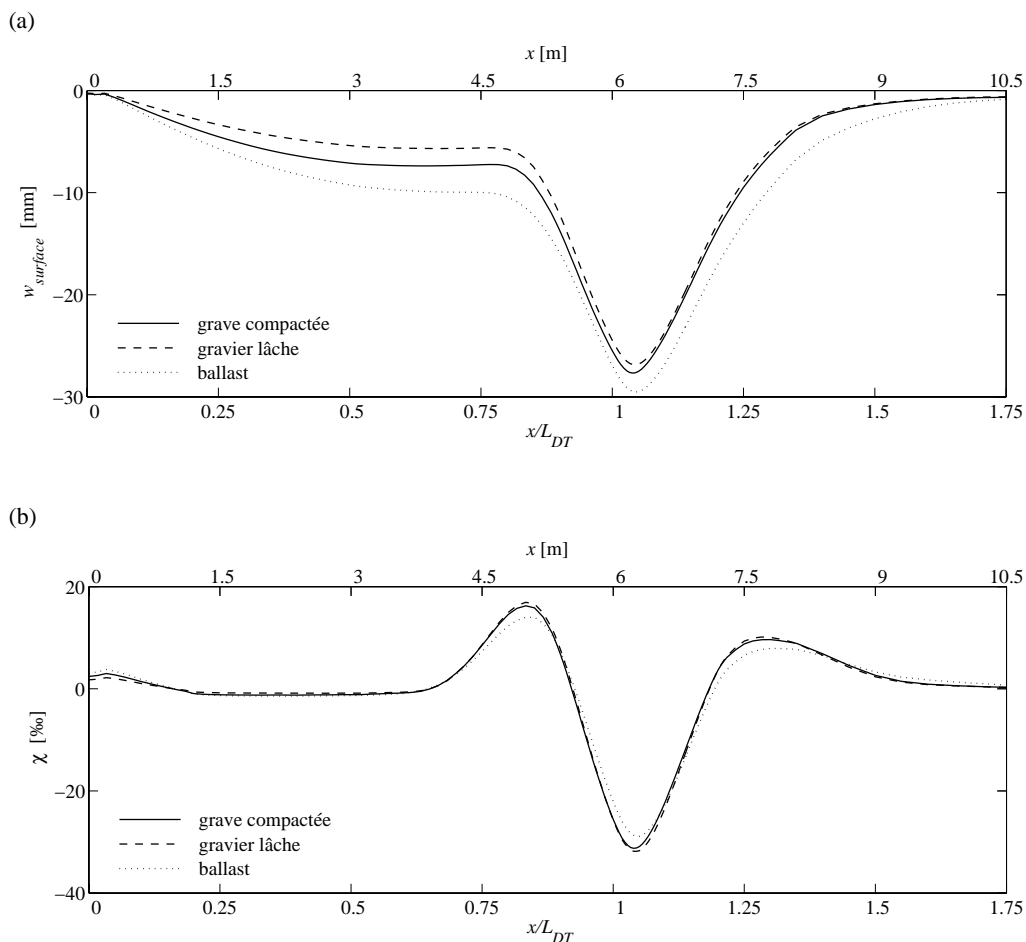


Figure 5.12: Résultats de la simulation pour différents types de remblai pour pour $u_{imp} = 50$ mm ; (a) déformation verticale $w_{surface}$ de la surface de roulement ; (b) changement de pente χ défini par l'équation 4.4

La figure 5.12 (a) présente la différence entre les déformations de la surface de roulement pour un déplacement imposé $u_{imp} = 50$ mm. Les résultats montrent une déformation de la surface de roulement $w_{surface}$ la plus importante pour le ballast et la plus faible pour le gravier lâche. Au contraire, si l'on compare les changements de pente χ associés, figure 5.12 (b), on constate que le ballast est le matériau qui conduit au meilleur état de service et le gravier lâche au moins bon. La différence est toutefois minimale. Par conséquent, cette comparaison met en évidence la faible importance du remblai choisi au regard de cette problématique. C'est pourquoi, en cas de problème concernant la planéité de la surface de roulement à l'extrémité de la dalle de transition, l'utilisation d'un remblai d'une meilleure qualité ne permettra pas d'atteindre le résultat souhaité, au contraire de l'augmentation dimensions de la dalle de transition L_{DT} et α_{DT} présentés dans le paragraphe précédent.

La figure 5.13 présente la déformation de la surface de roulement $w_{surface}$ et le changement de pente χ associés à un déplacement imposé $u_{imp} = 50$ mm pour deux taux de compactage différents. Le premier taux de compactage de $\sigma_{h,mec} = 20$ kPa est celui qui a été considéré jusqu'ici. L'augmentation de la contrainte de compactage à $\sigma_{h,mec} = 50$ kPa conduit à une diminution de l'indice de vide e de 0.32 à 0.25 et par conséquent à une augmentation de la rigidité intrinsèque du remblai. De plus, ce compactage supplémentaire augmente la pression critique initiale p_{co} qui intègre l'histoire de chargement du remblai, voir § 3.2 pour plus d'informations concernant ce paramètre. La figure 5.13 (a) montre l'effet bénéfique d'une augmentation du compactage sur $w_{surface}$. Dans cet exemple le tassement maximal est diminué d'environ 25 %. Toutefois, comme le montre la figure 5.13 (b), l'effet de l'augmentation du compactage sur le changement de pente χ est bien moindre. La diminution de χ_{max} n'étant que d'une dizaine de pourcents.

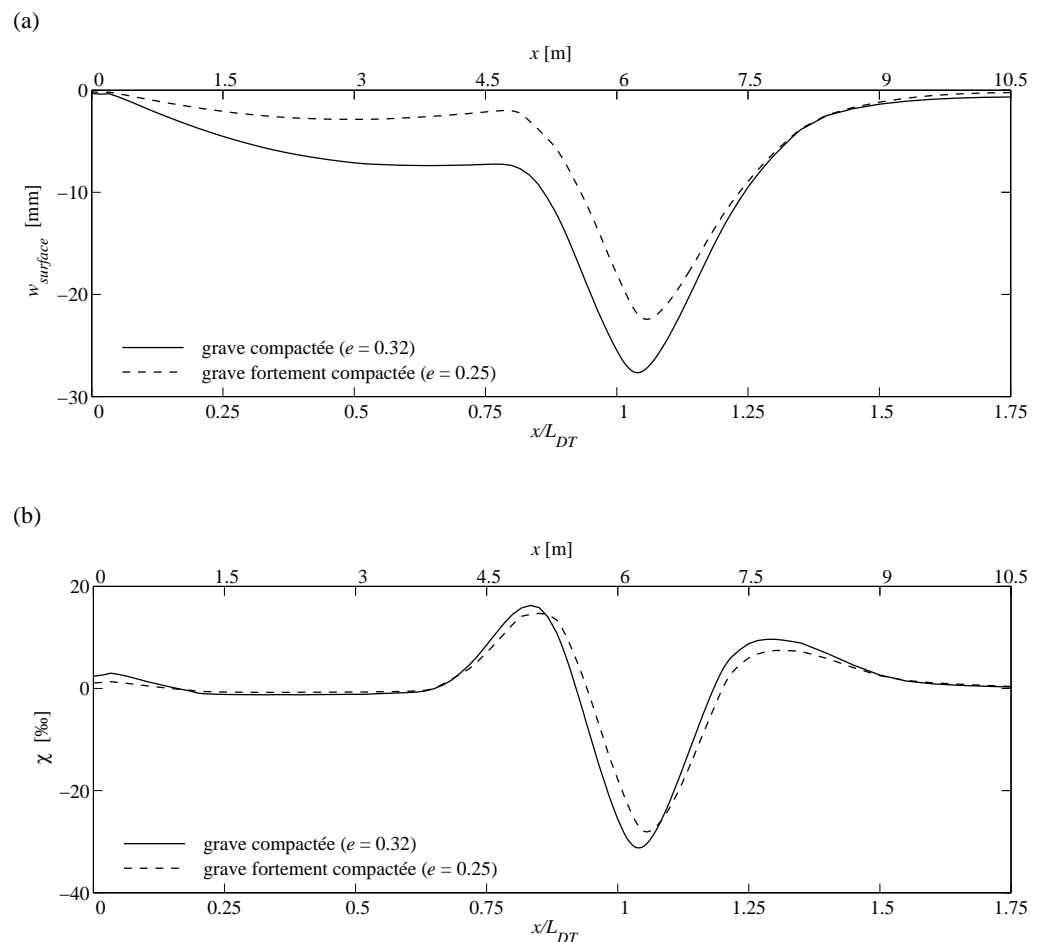


Figure 5.13: Effet de différents niveaux de compactation du remblai pour $u_{imp} = 50$ mm ; (a) déformation verticale $w_{surface}$ de la surface de roulement ; (b) changement de pente χ définie par l'équation 4.4

De même que pour l'amélioration des caractéristiques mécaniques du remblai, l'augmentation du compactage ne permettra pas de résoudre un problème concernant la planéité de la surface de roulement à l'extrémité de la dalle de transition. Par

conséquent, il est une nouvelle fois conseillé d'augmenter les dimensions de la dalle de transition L_{DT} et α_{DT} pour parer à ce défaut local.

Une étude pour déterminer l'influence de la rugosité de l'interface $\delta_{interface}$ entre la dalle de transition et le remblai a également été effectuée. Les différences entre les simulations modélisant une interface rugueuse ($\delta_{interface} = 2 / 3 \varphi$), et une interface lisse ($\delta_{interface} = 0$) sont négligeables pour les dalles de transition de géométrie standard. Du point de vue pratique, une interface lisse sera évitée, un risque de glissement en bloc du remblai situé sur la dalle de transition étant possible pour un $\delta_{interface}$ petit.

Il faut rappeler une fois encore que les modèles numériques, même effectués le plus consciencieusement possible, ne représentent que ce pourquoi ils ont été conçus. De ce fait, une validation expérimentale ou in situ est encore nécessaire.

5.2.3 Conclusions sur le dimensionnement géométrique de la dalle de transition

La comparaison des résultats obtenus, figures 5.6 et 5.9, avec les limitations spécifiées par l'OFROU [OFROU 2010], figure 5.14, conduit à la formulation de plusieurs conclusions. La première montre que les dalles de transition doivent être utilisées pour tous les ponts dont u_{imp} est supérieure à 5 mm, sauf conditions particulières. Cette limite ne doit pas être transgressée. La seconde montre qu'à l'heure actuelle, pour les culées semi-intégrales comme intégrales $u_{imp,adm} = 20$ mm, figure 5.14. L'étude de la planéité de la surface de roulement en considérant la géométrie standard ($L_{DT} = 6$ m et $\alpha_{DT} = 10$ %) a conduit à un comportement satisfaisant pour des déplacements imposés u_{imp} jusqu'à 40 mm pour le réseau autoroutier et jusqu'à 55 mm pour le réseau des routes nationales. Toutefois, ni l'augmentation de χ due aux variations de température, effet cyclique sur le remblai, ni l'augmentation de χ consécutif au compactage du remblai par passage répété des poids lourds, percussion des essieux des poids lourds sur le fond/bord du tassement de la surface de roulement, n'ont été considérés dans l'étude. Par conséquent, une diminution de u_{imp} déterminée par la modélisation doit être prise en compte en introduisant une marge de sécurité sur les résultats numériques obtenus. Le risque de fissuration de la surface de roulement située au droit de l'extrémité de la dalle de transition n'étant pas considéré dans cette étude, une vérification de la contrainte dans l'enrobé $\sigma_{enrobé}$ selon l'équation 4.5 doit également être effectuée pour valider l'augmentation de $u_{imp,adm}$.

Sur la base de cette modélisation, il est recommandé de limiter le déplacement imposé u_{imp} à 30 mm pour le réseau autoroutier et 40 mm pour les routes nationales. Ces limites sont légèrement supérieures à celles actuellement en vigueur de 20 mm, figure 5.14. Comme préalablement mentionné à la fin du § 4.3, ces conclusions découlent de résultats de simulations par éléments finis dont la cohérence avec la réalité doit encore être validée expérimentalement. Pour dépasser ces limites, une augmentation des paramètres géométriques L_{DT} et α_{DT} est fortement conseillée. En effet, ces modifications n'engendrent que des coûts faibles mais améliorent significativement l'état de service de la planéité de la surface de roulement à l'extrémité des dalles de transition. Finalement, la longueur des dalles de transition L_{DT} , principalement dans le cas des culées intégrales, doit être choisie pour permettre le franchissement du vide derrière le mur de culée. Les étapes permettant le dimensionnement statique de la dalle de transition sont présentées au § 5.4.

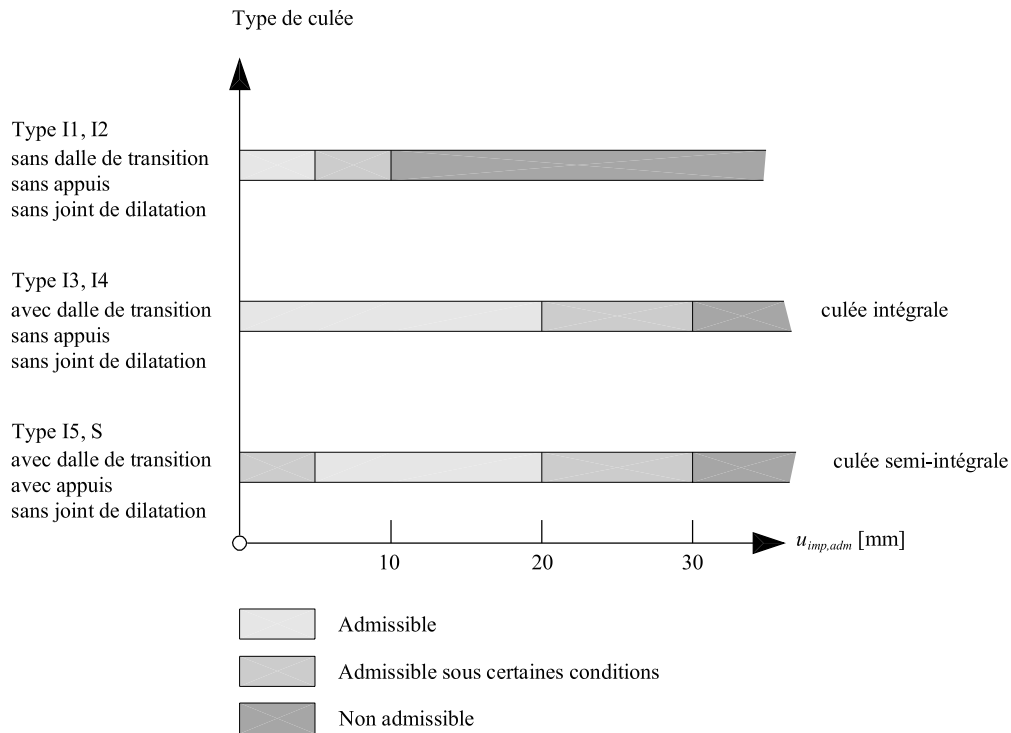


Figure 5.14: Limites spécifiées par l'OFROU [OFROU 2010] concernant le déplacement imposé u_{imp} selon le type de culée

5.3 Adaptation du détail de connexion entre la culée et la dalle de transition

Comme l'a montré le § 2.2.3, deux des trois détails de connexion entre les culées et les dalles de transition recommandés par l'OFROU [OFROU 2010], figure 2.14 (a et c), ne sont pas autorisés pour les culées semi-intégrales et intégrales. Seul le détail présenté à la figure 2.14 (b) est recommandé mais difficile à mettre en œuvre. A partir du constat qu'une fissuration transversale de l'enrobé bitumineux se produit pour les détails articulés au droit de connexion par ouverture de la fente située entre la culée et la dalle de transition, le détail proposé a pour but de répartir cette ouverture sur une longueur plus importante en simplifiant les étapes de mise en œuvre et en le rendant extrêmement résistant aux altérations environnementales. Cette solution est une alternative au détail recommandé par le service des ponts et chaussées des Grisons [Tiefbauamt Graubünden 2005], figure 2.14 (d).

5.3.1 Détail de connexion entre la dalle de transition et le mur de culée

Une solution de connexion monolithique permettant une rotation importante, c'est-à-dire une rotule en béton, a été développée, figure 5.15 (b). En effet, comme le montre la figure 5.15 (a), si une rotule en béton se développe correctement, la rotation entre la culée et la dalle de transition $\Delta\alpha_{DT}$ peut être répartie sur une longueur $L_{rotule,DT}$. De ce fait, $\Delta\alpha_{DT}$ n'induit plus directement une ouverture de la fente mais une courbure $\kappa_{rotule,DT}(x)$ sur une longueur $L_{rotule,DT}$, équation 5.4.

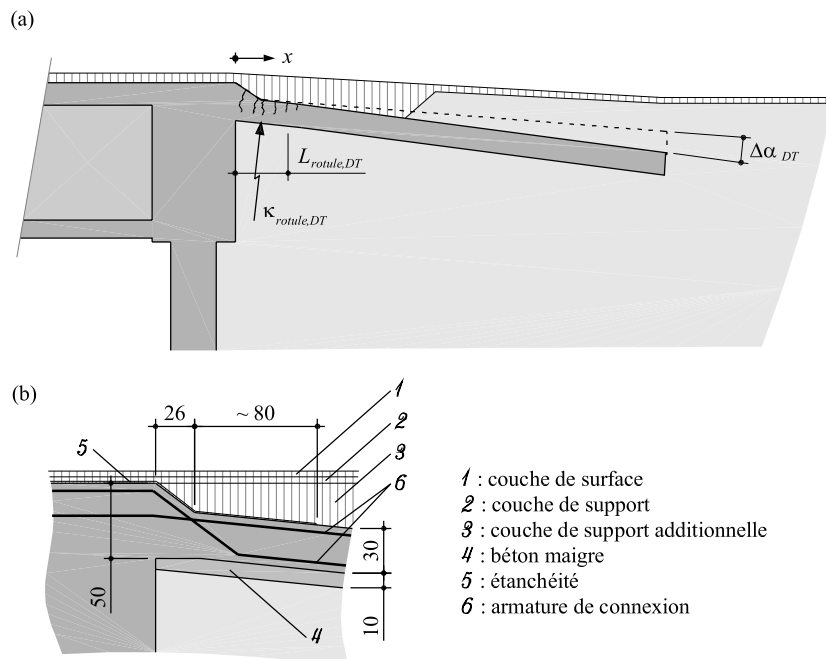


Figure 5.15: Rotule en béton armé pour la connexion entre la culée et la dalle de transition ; (a) élévation générale ; (b) détail, [cm]

$$\Delta\alpha_{DT} = \int_{L_{rotule,DT}} \kappa_{rotule,DT} dx \quad (5.4)$$

Pour garantir un bon fonctionnement de cette rotule en béton, une rotation $\Delta\alpha_{DT}$ importante doit être possible avant rupture et ceci pour n'importe quel couple d'effort $[M ; V]$. Une vérification expérimentale de la capacité de déformation du détail proposé a été effectuée pour vérifier que son comportement est satisfaisant tant pour des actions exceptionnelles (état limite ultime) que pour des actions fréquentes (état limite de service). Une simulation numérique, basée sur les équations données dans le § 3.1, qui permet de reproduire le comportement du détail proposée est présentée. Pour comparaison, une modélisation par éléments finis à l'aide d'un logiciel spécifiquement adapté au béton armé a également été effectuée.

5.3.2 Série expérimentale

Une série expérimentale sur des rotules en béton a été effectuée dans le cadre de cette recherche dans le laboratoire de structures de l'EPFL. Les essais effectués avaient pour objectif principal d'évaluer la capacité de rotation $\Delta\alpha_{DT}$ de la rotule en béton proposée pour la connexion entre la dalle de transition et le mur de culée, figure 5.15 (b). Tous les paramètres géométriques, les capteurs utilisés, les caractéristiques mécaniques des matériaux et les résultats détaillés sont décrits dans l'annexe A de cette thèse. Seuls les données et résultats principaux sont résumés dans les paragraphes suivants.

La série d'essai comporte quatre spécimens de bande de dalle de transition de 4.52 x 0.30 x 0.30 m avec lesquels huit essais ont été effectués. La disposition des appuis lors des essais est visible aux figures 5.16 et 5.17 (a). Une fois la première rupture obtenue, la poutre a été déchargée et retournée sur le bâti pour permettre le chargement de la seconde moitié du spécimen.

Les six premiers essais, ont visé à cerner l'influence du taux d'armature flexionnel ρ , du type de détail d'armature (avec ou sans étriers, position 3 de la figure 5.17 (c)) et de l'excentricité du chargement e pour tester différents couples d'effort $M - V$. Les deux derniers essais, ont visé à cerner l'influence d'un chargement cyclique (comportement en service) par rapport au chargement monotone appliqué lors des six premiers essais.

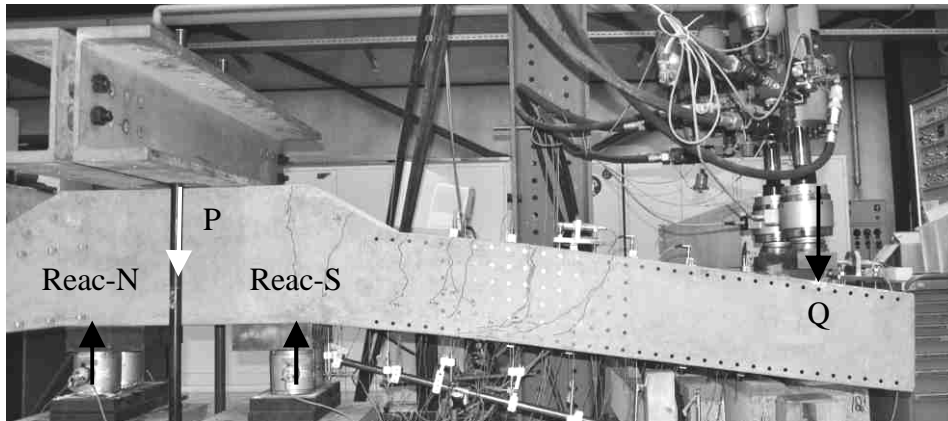


Figure 5.16: Photo d'un spécimen et indication des forces et réactions appliquées lors de l'essai

Toutes les bandes de dalles disposent d'une armature de flexion supérieure composée de barres $\text{Ø}12 \text{ mm } s150 \text{ mm}$ pour DT1, respectivement $\text{Ø}18 \text{ mm } s150 \text{ mm}$ pour DT2, DT3 et DT4 (position 4 de la figure 5.17 (c)). De plus, les bandes de dalles possèdent toutes une armature supplémentaire inclinée (barres relevées) qui permet une plus grande résistance à la flexion et à l'effort tranchant à proximité de l'encastrement. A nouveau, cette armature est composée de barres $\text{Ø}12 \text{ mm } s150 \text{ mm}$ pour DT1, respectivement $\text{Ø}18 \text{ mm } s150 \text{ mm}$ pour DT2, DT3 et DT4 (position 1). Un des deux côtés pour les spécimens DT2, DT3 et DT4 est renforcé par deux étriers supplémentaires de diamètre $\text{Ø}12 \text{ mm}$ (position 3). Toutes les bandes de dalle possèdent également une armature constructive, composée de barres $\text{Ø}12 \text{ mm } s150 \text{ mm}$ dans la zone comprimée (position 2).

Des capteurs de force positionnés au niveau des appuis (*Reac-N* et *Reac-S*) et sous les vérins (*Q*), figure 5.16 et figure 3.17 (c), ont été disposés pour mesurer la force de précontrainte P nécessaire à l'encastrement des spécimens et suivre l'évolution du chargement lors des essais. Des jauges omégas (*OmeT-1* à *OmeT-15* et *OmeC-1* à *Ome15*) disposées respectivement au niveau des armatures tendues et à 20 mm du bord de la zone comprimée ont permis d'estimer la courbure le long de la poutre à l'aide de la relation $\kappa(x) = (\epsilon_{OmeT-x} + \epsilon_{OmeC-x}) / h_{Ome}$, figure 5.17 (b). Cette évaluation reste toutefois qualitative, les fissures ponctuelles induisant des sauts importants dans la courbure de la poutre. Deux inclinomètres (*Inc-1* et *Inc-2*), figure 3.17 (b), disposés sur la face supérieure de la poutre ont permis d'évaluer directement la rotation $\Delta\alpha_{DT}$ et d'évaluer partiellement sa répartition le long de la poutre. Finalement, des capteurs inductifs (*IndD-1* à *IndD-8*) disposés longitudinalement tous les 200 mm ont permis de mesurer la flèche tous le long de la poutre et ainsi d'évaluer sa déformation. Des capteurs inductifs pour évaluer la déformation verticale de la section de la poutre ainsi que des jauges omégas sur la position des armatures inclinées ont également été utilisés. Ces capteurs et jauges n'ont toutefois pas donné de mesures directement utilisables.

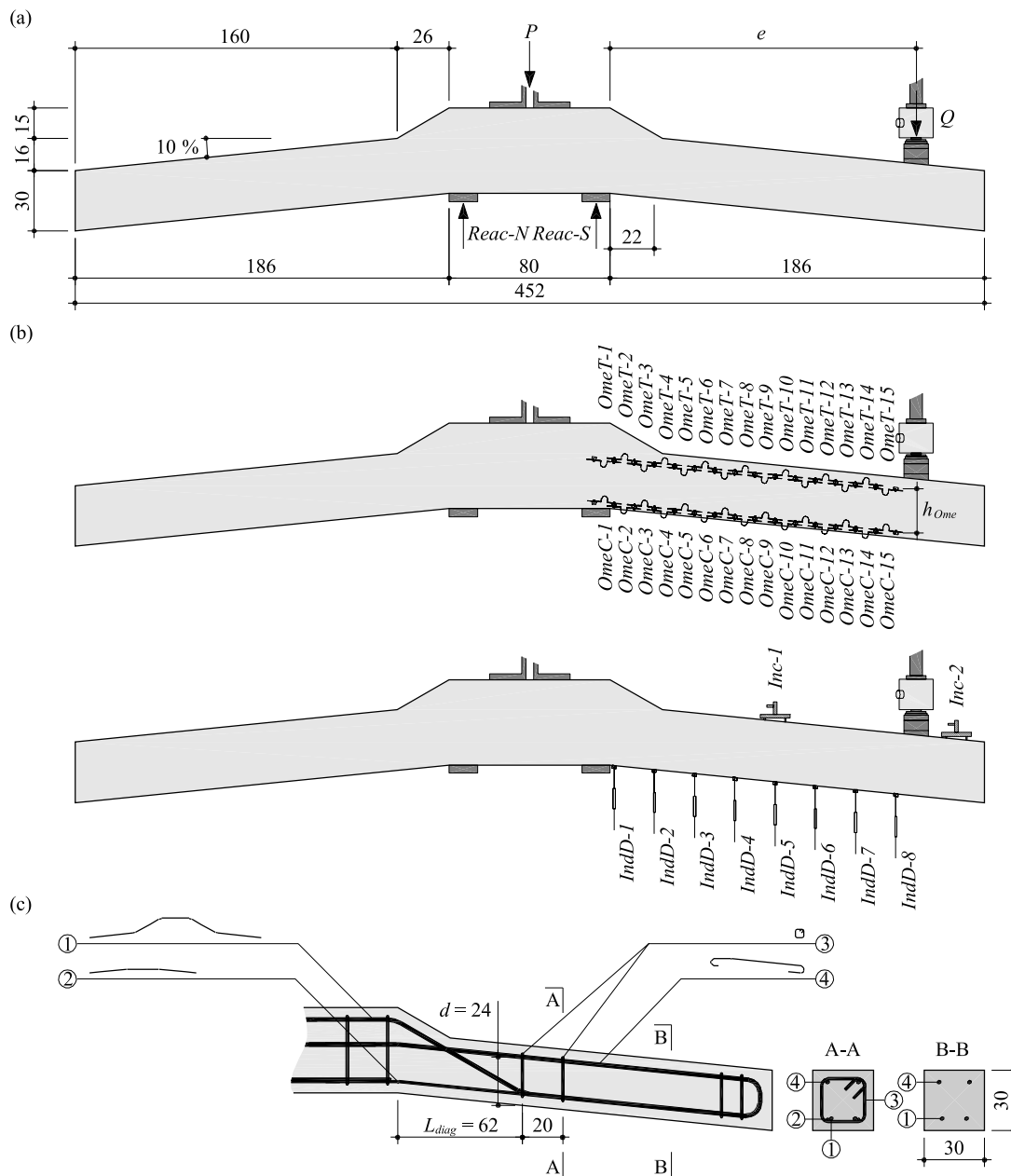


Figure 5.17: Représentation graphique d'un spécimen; (a) élévation avec dimensions principales [cm] et indication des forces et réactions appliquées lors de l'essai ; (b) position des capteurs ; (c) plan d'armature des spécimens

Résultats expérimentaux principaux

La figure 5.18 montre le relevé des fissures à la fin de chaque essai ainsi que la résistance Q_R atteinte et la rotation correspondante mesurée $\theta_{R,Inc-2}$. Les poutres avec un taux d'armature flexionnel $\rho = 0.3\%$ correspondent aux bandes armées à la flexion par 2 barres $\varnothing 12$ mm et celles avec $\rho = 0.7\%$ par 2 barres $\varnothing 18$ mm. Le relevé des fissures montre trois types de ruptures distincts. La première est une rupture par flexion suite à l'écoulement des armatures flexionnelles et finalement à l'écrasement du béton dans la zone comprimée. Ce type de rupture a été observé sur les spécimens DT1a, DT2a et

DT2b et DT3b. Le second type est une rupture par effort tranchant suite à l'écoulement des armatures de flexion. Ce type de rupture a été observé sur les spécimens DT1b, DT4a et DT4b. Finalement, une rupture par effort tranchant avant écoulement des armatures de flexion a été enregistrée pour le spécimen DT3a. Le relevé montre également la bonne répartition des fissures de flexion dans la zone de la rotule en béton.

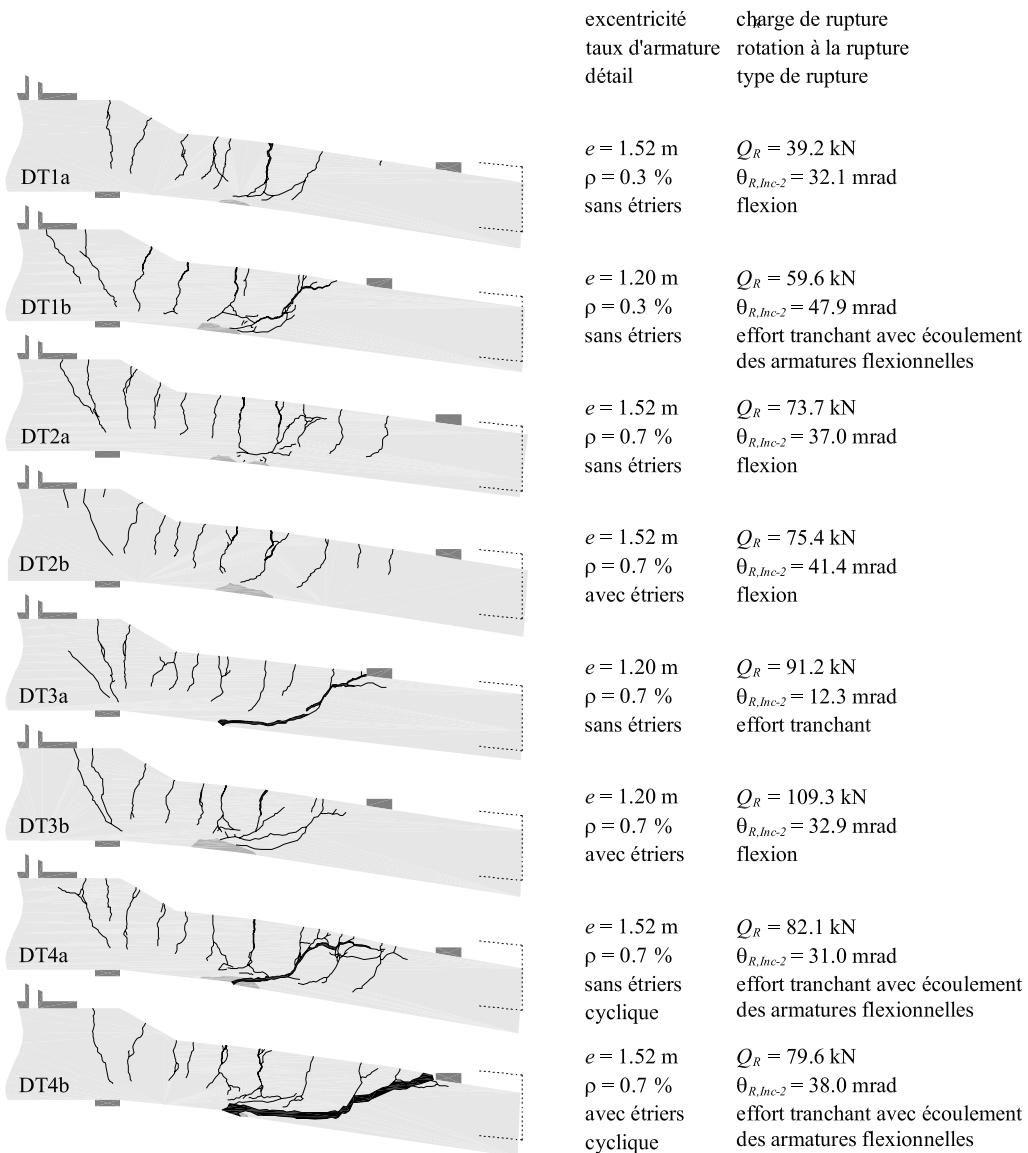


Figure 5.18: Relevé des fissures à la fin de l'essai des spécimens testés en laboratoire

Capacité de déformation

Pour évaluer la capacité de déformation, la courbe charge Q -rotation θ_{Inc-2} à été normalisée sur l'ordonnée par M / M_{pl} selon les équations 5.5 et 5.6.

$$M(0.62 \text{ m}) = Q(e - 0.62 \text{ m}) \quad (5.5)$$

$$M_{pl} = f_{s,moy} \rho b d^2 \left(1 - \frac{f_{s,moy} \rho}{2 \eta_{fc} f_{c,moy}} \right) \text{ avec } \eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{c,moy}} \right)^{1/3} \leq 1.0 \quad (5.6)$$

avec $M(0.62 \text{ m})$ le moment dans la section située à une distance $x = 0.62 \text{ m}$ de l'encastrement, b la largeur de la bande de dalle, d la hauteur statique de la bande de dalle, $f_{s,moy}$ respectivement $f_{c,moy}$ la résistance moyenne de l'acier d'armature respectivement du béton, $\rho = A_s / (bd)$ le taux d'armature flexionnel, η_{fc} le facteur de correction pour la prise en compte du comportement plus fragile des bétons à résistance élevée [SIA 2003c]. La figure 5.19 présente les diagrammes moment normalisé M / M_{pl} – rotation θ_{Inc-2} de tous les spécimens. De plus, la valeur admissible de la rotation pour les routes secondaires $\Delta\alpha_{DT} = 0.8\%$ est indiquée sur l'abscisse en comparaison de la rotation θ_{Inc-2} obtenue. Il est intéressant de noter que les spécimens avec un taux d'armature $\rho = 0.3 \%$ mais sans étriers ont toujours conduit à une résistance plus importante ($> 15\%$) que le moment plastique M_{pl} défini selon l'équation 5.6, figure 5.19 (a). Cela s'explique par la détermination du moment plastique M_{pl} selon l'équation 6 qui ne tient pas compte de l'écroutissage de l'acier d'armature. Dans le cas des barres $\emptyset 12 \text{ mm}$ écrouies à froid, une augmentation relativement importante de la contrainte dans les barres d'armature σ_s suite à l'écroutissage peut être atteinte avant l'écrasement du béton d'enrobage. Dans le cas des spécimens avec un taux d'armature $\rho = 0.7 \%$, figure 5.19 (b), les deux spécimens avec la plus grande excentricité, $e = 1.52 \text{ m}$, ont atteint le moment plastique M_{pl} et ceci indépendamment de la présence ou non d'étriers dans la zone de la rotule en béton. Par contre, contrairement aux barres $\emptyset 12 \text{ mm}$, les barres $\emptyset 18 \text{ mm}$ sont de dureté naturelle et n'ont pas permis une augmentation significative de la résistance par écroutissage avant l'écrasement du béton. Pour l'excentricité testée la plus faible, $e = 1.20 \text{ m}$, le spécimen sans étriers a montré un comportement extrêmement fragile et une rupture prématurée par effort tranchant. Bien que la rotation $\theta_{R,Inc-2}$ soit supérieure à $\Delta\alpha_{DT} = 8 \%$, ce comportement n'est pas tolérable. En effet, une grande incertitude est à attendre sur le niveau des actions et par conséquent une capacité de déformation permettant une rotation bien supérieure à la valeur admissible est souhaitable. Le spécimen avec des étriers dans la zone de la rotule n'a juste pas atteint la résistance plastique. Ceci est dû au détachement prématuré du béton d'enrobage comprimé. Toutefois, une grande capacité de déformation a été constatée.

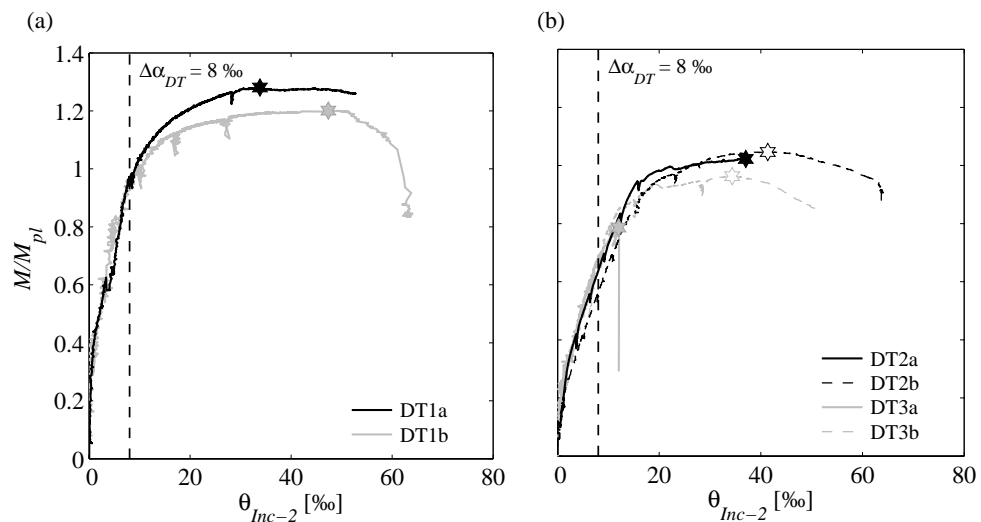


Figure 5.19: *Diagramme Moment normalisé M/M_{pl} – Rotation θ_{Inc-2} ; (a) comparaison de l'effet de l'excentricité de la charge e entre les spécimens chargés de manière monotone DT1a et DT1b, taux d'armature $\rho = 0.3\%$; (b) comparaison de l'effet de l'excentricité de la charge e et de la présence d'étriers entre les spécimens chargés de manière monotone DT2a, DT2b, DT3a et DT3b, taux d'armature $\rho = 0.7\%$*

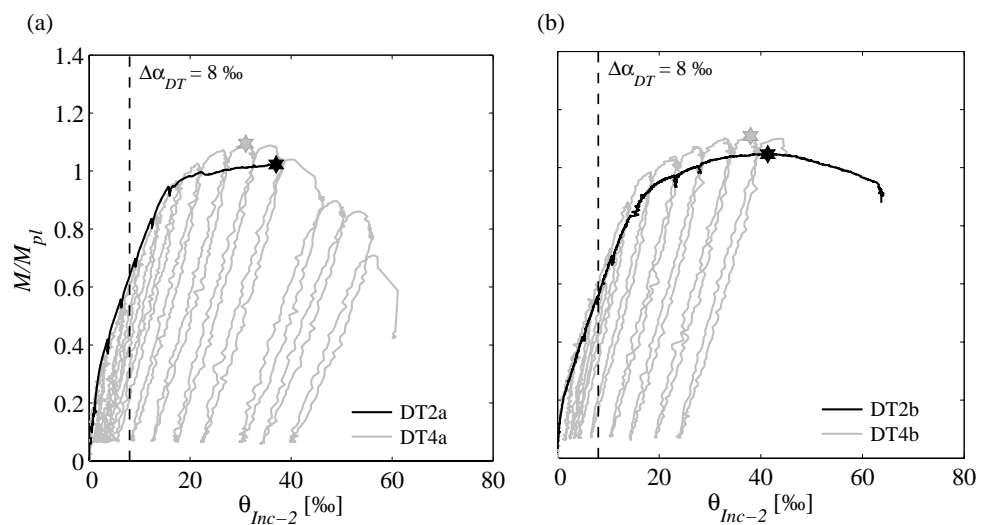


Figure 5.20: *Diagramme Moment normalisé M/M_{pl} – Rotation θ_{Inc-2} ; (a) comparaison de l'effet d'un chargement cyclique par rapport à un chargement monotone DT2a et DT4a, détail sans étriers; (b) comparaison de l'effet d'un chargement cyclique par rapport à un chargement monotone DT2b et DT4b, détail avec étriers*

La figure 5.20 permet d'évaluer le comportement en service des détails proposés, soumis à des chargements cycliques. Une légère réduction de la rigidité ainsi que une rotation permanente sont constatées lors de la décharge des spécimens pour des amplitudes de charge ne plastifiant pas les armatures. Des ruptures par effort tranchant, pour des rotations θ_{Inc-2} inférieures à celles des chargements monotones ont été

constatées. Cette diminution de la capacité de déformation est à mettre sur le compte de l'ouverture de la fissure critique d'effort tranchant qui augmente à chaque cycle et qui conduit finalement à la rupture par effort tranchant.

Fissuration

Les figures 5.21 et 5.22 montrent l'évolution de l'ouverture de la fissure de flexion la plus ouverte w_{max} en fonction du moment normalisé M / M_{pl} . Cette ouverture a été déterminée directement à l'aide des capteurs qui mesurent la déformation de la surface du béton au niveau de l'armature de flexion (OmeT-4 à OmeT-8, figure 5.17 (b)). Par conséquent, il est admis qu'une seule fissure est active sur la base de mesure de 100 mm des capteurs. Cette hypothèse a été vérifiée expérimentalement, voir figure 5.18. Comme pour la rotation θ_{mc-2} , la valeur admissible de l'ouverture de la fissure la plus ouverte w_{fiss} est indiquée sur l'abscisse. L'ouverture de fissure moyenne pour la classe A est de $w_{fiss} = 0.7$ mm selon la SIA262 [SIA 2003c et Burdet et Kenel 2003]. Si l'on admet que la rotation maximale atteinte en service est égale à $\Delta\alpha_{DT}$ alors $M / M_{pl} \approx 0.95$ pour les spécimens avec $\rho = 0.3 \%$ et $M / M_{pl} \approx 0.65$ pour $\rho = 0.7 \%$.

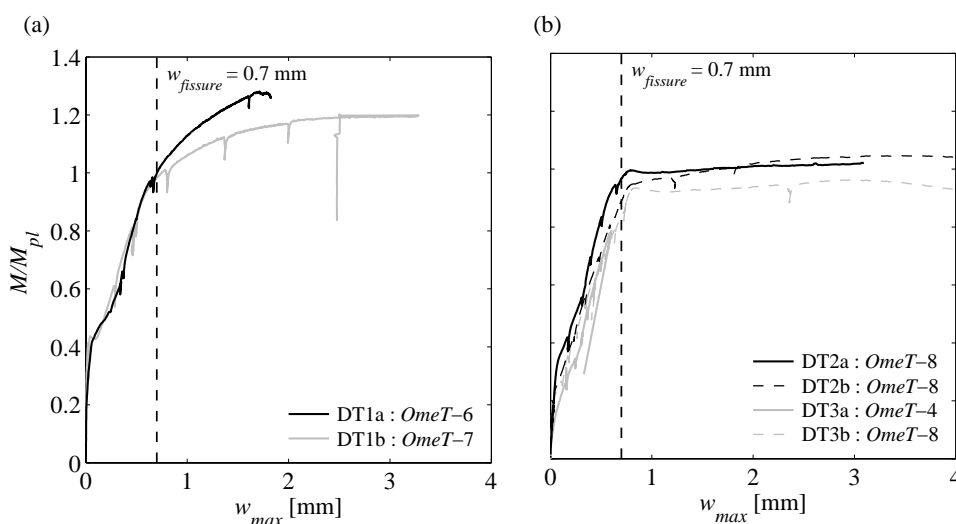


Figure 5.21: Diagramme moment normalisé M / M_{pl} – ouverture maximale des fissures w_{fiss} ; (a) comparaison de l'effet de l'excentricité de la charge e entre les spécimens chargés de manière monotone DT1a et DT1b, taux d'armature $\rho = 0.3 \%$; (b) comparaison de l'effet de l'excentricité de la charge e et de la présence d'étriers entre les spécimens chargés de manière monotone DT2a, DT2b, DT3a et DT3b, taux d'armature $\rho = 0.7 \%$

Dans les deux cas, ces taux M / M_{pl} de service rapportés sur le diagramme des ouvertures de fissure montrent que l'ouverture des fissures dans la région de rotule en béton de la dalle de transition w est inférieure à $w_{fissure}$. Toutefois, des rotations cycliques consécutives aux actions de service peuvent conduire à long terme à $w > w_{fissure}$. Ce phénomène n'est pas trop grave, les zones de rotule étant protégées par une étanchéité, figure 5.15, et enfouies dans la couche de support donc non visibles.

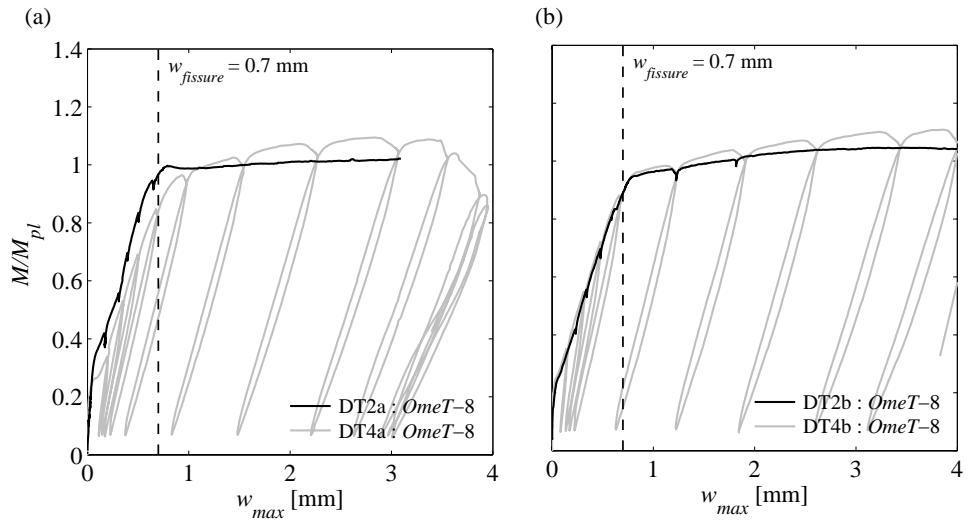


Figure 5.22: *Diagramme moment normalisé M/M_{pl} – ouverture maximale des fissures w_{fiss} ; (a) comparaison de l'effet d'un chargement cyclique par rapport à un chargement monotone DT2a et DT4a, détail sans étriers ; (b) comparaison de l'effet d'un chargement cyclique par rapport à un chargement monotone DT2b et DT4b, détail avec étriers*

5.3.3 Modélisation

La modélisation numérique, basée sur les équations du § 3.1, a été programmée sur le logiciel de calcul Matlab [MathWorks 2009]. Pour une charge Q donnée, les moments le long de la poutre $M(x)$ sont connus. Par conséquent, la courbure $\kappa(x)$ peut être directement déterminée selon les relations moment M – courbure κ . Une variation de la relation $M - \kappa$ le long de la poutre doit être considérée pour prendre en compte le changement de la position des armatures et l'épaississement du spécimen à proximité de l'encastrement. Par la suite, la $\kappa(x)$ a été intégrée numériquement pour évaluer la rotation $\theta(x)$ et finalement la rotation $\theta(x)$ a été intégrée numériquement pour évaluer la flèche $w(x)$. Cette procédure est exprimée par les équations 5.7 à 5.10

$$M(x) = Q(e - x) \quad (5.7)$$

$$\kappa(x) = f(M(x)) \quad (5.8)$$

$$\theta(x) = \int_0^x \kappa(\zeta) d\zeta \quad (5.9)$$

$$w(x) = \int_0^x \theta(\zeta) d\zeta = \int \int_0^x \kappa(\zeta) d^2\zeta \quad (5.10)$$

Si cette procédure est répétée pour différentes valeurs de charge Q , la relation théorique $w - Q$ pour une position x donnée peut être évaluée et comparée aux résultats expérimentaux. Lors de la simulation des cycles de charge effectués lors des essais DT4a et DT4b, la rigidité flexionnelle lors de la décharge a été admise selon la relation empirique développé par Rotilio [Rotilio 1998], voir § 3.1.2.

Cette simulation ne permettant que l'évaluation du comportement flexionnel des poutres, la résistance à l'effort tranchant V_R , dans les zones sans armatures inclinées ni étriers, a été déterminée par la *théorie de la fissure critique* ou *critical shear crack*

theory CSCT développée par Muttoni et al. [Muttoni et Schwartz 1991 et Muttoni et Fernández Ruiz 2008] et sur laquelle la formulation simplifiée de la SIA 262 [SIA 2003c] est basée. Pour chaque test, la résistance à l'effort tranchant V_R a été évaluée en considérant la hauteur participative de la section d_v égal à la hauteur statique d_{flex} et égal à la distance verticale entre l'armature tendue et le renforcement à l'effort tranchant $d_{étrier}$, respectivement le pied de l'armature inclinée et la base des étriers. Cette diminution de d_{flex} à $d_{étrier}$ est effectuée en accord avec la proposition pour le poinçonnement donnée par Fernández Ruiz et Muttoni [Fernández Ruiz et Muttoni 2010]. Lorsque la résistance à l'effort tranchant est similaire à la résistance flexionnelle, la valeur n'est pas indiquée sur les graphiques.

Il a également été considéré que lorsque le moment de sollicitation M atteint pour la première fois la valeur de résistance M_R dans une section, une rotule plastique, de dimension $L_{rotule,pl} = 4 x_{pl}$ et centrée sur la section déterminante, se crée [Muttoni 1989]. Suite à la considération de cette rotule, la déformation théorique de la poutre peut encore être augmentée, avec toutefois une diminution de la charge Q . Cette augmentation est possible en considérant le comportement post-pic de la relation $M - \kappa$ pour la rotule plastique et le déchargement des autres sections.

Comme mentionné initialement, une simulation par éléments finis a été effectuée à l'aide d'un logiciel spécialement adapté au béton armé. Ce logiciel, développé à l'EPFL est dénommé *JCONC*. Sa particularité est de permettre la modélisation et la représentation des *champs de contrainte continus EPSF*. L'hypothèse principale de ce modèle, qui admet des sollicitations en contraintes planes, est la considération d'un comportement mécanique élastique – plastique du béton en compression en tenant compte du facteur de réduction η_ϵ de la résistance du béton qui évolue avec la déformation transversale du béton selon le modèle proposé par Vecchio et Collins [Vecchio et Collins 1986]. Les autres hypothèses sont la négligence de la résistance en traction du béton et la considération d'un comportement élastique – plastique de l'acier d'armature. Ce modèle admettant le béton en compression comme élastique – plastique, la résistance des bétons dont $f_c > 30$ MPa doit être corrigée par $\eta_{f_c} = (30 / f_c)^{1/3}$ [SIA 2003c] pour tenir compte de la diminution de la ductilité. Plus d'explications sur les aspects théoriques de ce modèle peuvent être trouvées dans [Fernández Ruiz et Muttoni 2007, Muttoni et Fernández Ruiz 2007 et Kostic 2009]

5.3.4 Résultats de la modélisation

La figure 5.23 présente la comparaison entre les résultats expérimentaux et la simulation numérique basée sur l'intégration des relations $M - \kappa$ pour l'essai DT1b. La figure 5.23 (a) compare les résultats relatifs à la courbure κ . Les mesures expérimentales donnent une valeur ponctuelle et donc fortement influencée par la présence ou non d'une fissure coupant la longueur de mesure de la jauge. La position médiane des courbures simulées par rapport aux mesures expérimentales montre une cohérence entre les résultats. La figure 5.23 (b) compare les résultats relatifs à la rotation θ . Les mesures expérimentales ont été corrigées à l'aide des inductifs indD–1 et indD–2 pour tenir compte de la légère rotation de l'encastrement qui n'était pas infiniment rigide. Suite à cette correction, les rotations sont correctement évaluées par le modèle. En particulier, on remarquera l'accroissement important de la rotation θ jusqu'à $x = 700$ mm. Cette distance relativement grande où l'accroissement de la rotation s'effectue montre l'efficacité de répartition de la résistance flexionnelle sur le contrôle

de l'ouverture des fissures sur toute la longueur du détail $L_{rotule,DT}$ proposé. La figure 5.23 (c) compare les résultats relatifs à la flèche w . Les simulations montrent une nouvelles fois une corrélation satisfaisante avec les mesures.

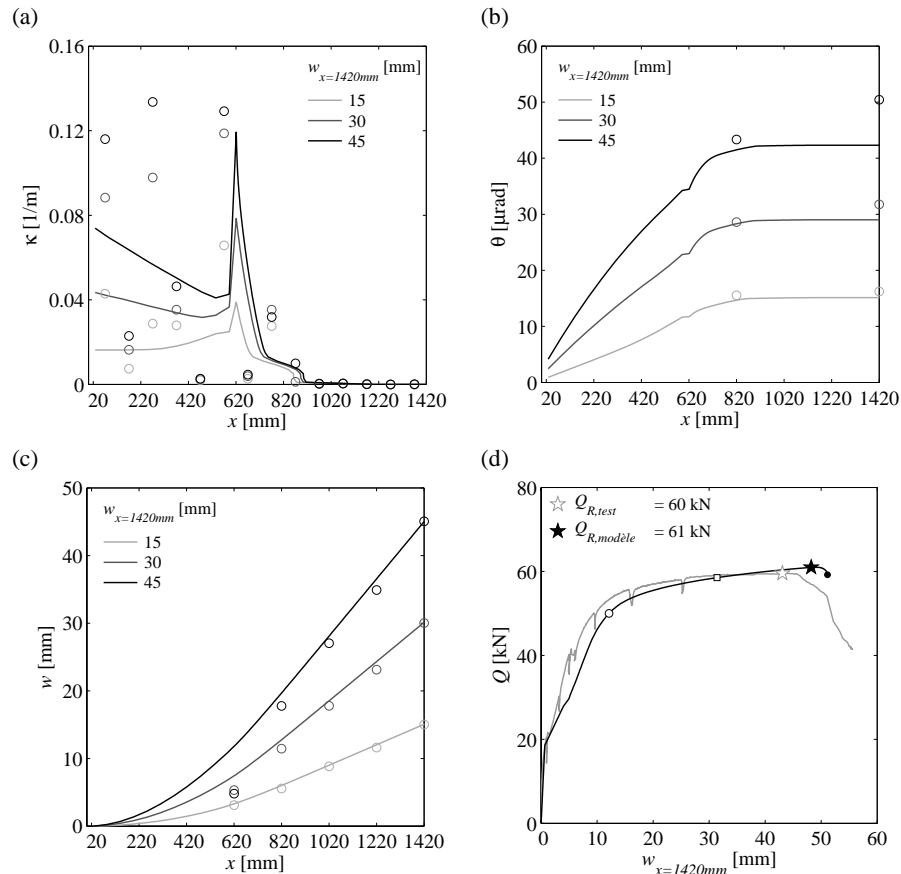


Figure 5.23: Résultats de l'essai DT1b à partir du modèle basé sur les relations du § 3.1.2, pour (a à c), points : mesures expérimentales, lignes continues : simulations ; (a) diagramme position x – courbure κ pour différentes valeurs de flèche $w_{x=1420mm}$; (b) diagramme position x – rotation θ pour différentes valeurs $w_{x=1420mm}$; (c) diagramme position x – flèche w pour différentes valeurs $w_{x=1420mm}$; (d) comparaison entre la relation flèche $w_{x=1420mm}$ – charge Q obtenue expérimentalement et par simulation, les étoiles correspondes à la résistance maximale Q_R , le points blanc à la plastification des armatures tendues, le carré au début du comportement post-pic de la fibre extrême du béton comprimé et le point noir à la rupture de l'armature tendue.

Finalement, la figure 5.23 (d) compare les résultats de la relation flèche w – charge Q au niveau de la position de l'inductif indD–8, c'est-à-dire à la position $x = 1420$ mm. Les phases : élastique non fissurée, élastique fissurée et avec développement de la rotule plastique sont en accord avec les mesures expérimentales avec toutefois une légère sous évaluation du tension stiffening dans la phase élastique fissurée. La résistance maximale Q_R ainsi que la déformation correspondante sont évaluées pour cette essai avec respectivement moins de 5 % et moins de 10 % de différence. Ces résultats sont donc très satisfaisants.

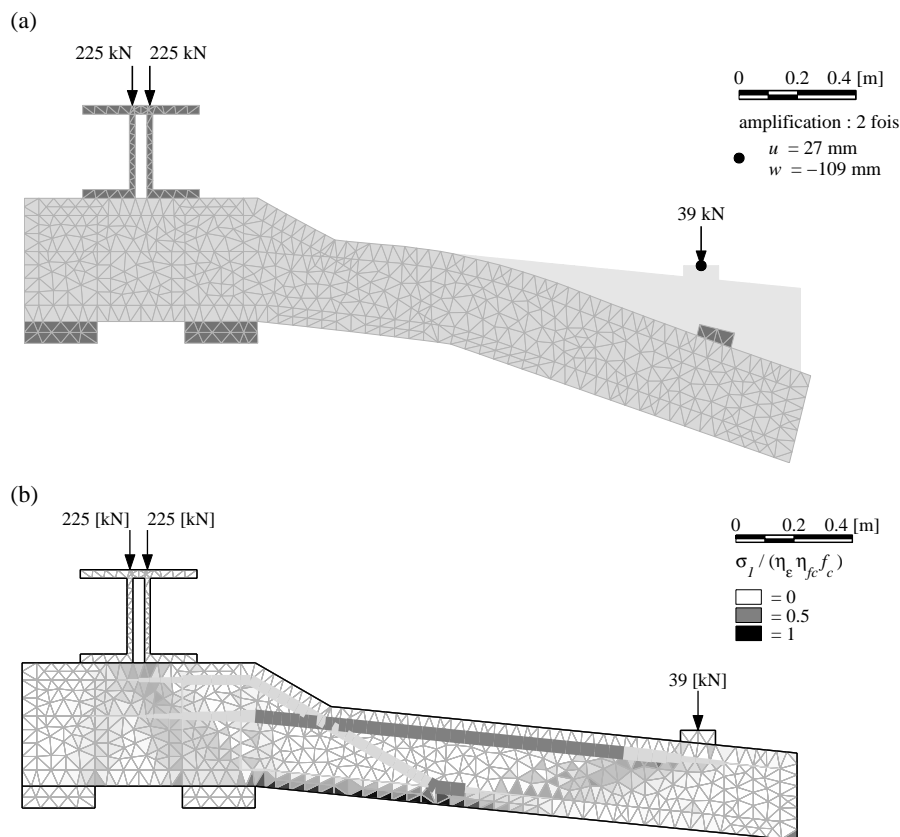


Figure 5.24: Résultats de l'essai DT1a à partir du modèle EPSF, (a) déformation du maillage ; (b) contrainte dans les armatures (gris clair : $\sigma_s < f_y$, gris foncé : $\sigma_s = f_y$) et le béton (voir légende)

La figure 5.24, respectivement 5.25 montre les résultats obtenus par la méthode des champs de contraintes élastiques-plastiques EPSF pour l'essai DT1a, respectivement DT2a. Ces deux résultats ont été choisis comme exemple des deux ruptures différentes prédites par cette méthode. La méthode EPSF prédit une rupture flexionnelle de la poutre DT1a. Cette rupture est atteinte par plastification des armatures flexionnelles supérieures et plastification de l'enrobage pour une charge $Q = 39$ kN. Cette prédiction est parfaitement en accord avec le résultat expérimental. La rupture prédite pour l'essai DT2a est différente. La rupture est atteinte par plastification de la bielle inclinée entre la charge Q et le pied de l'armature inclinée avec également une légère plastification de l'enrobage dû à la flexion. La rupture effective constatée expérimentalement à l'aide du relevé des fissures, figure 5.18, se situe effectivement entre une rupture flexionnelle et une rupture par éclatement de la bielle inclinée. En effet, en plus des fissures flexionnelles perpendiculaires aux armatures flexionnelles, des fissures parallèles à la bielle inclinée sont également visibles. La charge ultime Q_R est une nouvelle fois bien estimée par le modèle.

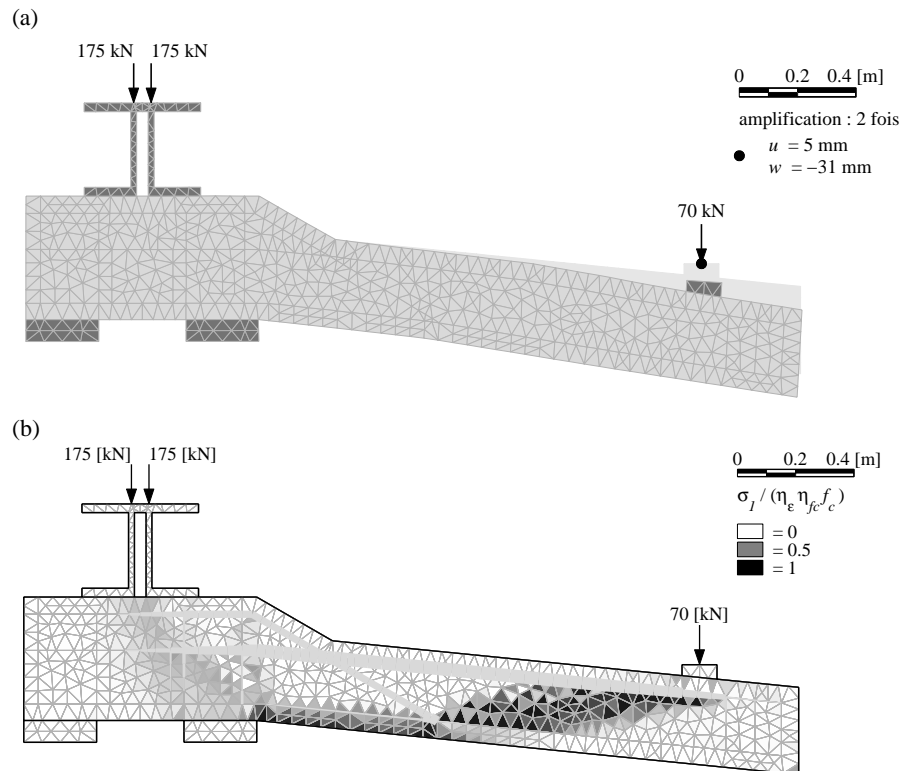


Figure 5.25: Résultats de l'essai DT2a à partir du modèle EPSF, (a) déformation du maillage ; (b) contrainte dans les armatures (gris clair : $\sigma_s < f_y$, gris foncé : $\sigma_s = f_y$) et le béton (voir légende)

La figure 5.26 présente la comparaison entre la flèche $w_{x=1420mm}$ mesurée expérimentalement par le capteur inductif *IndD-8* et les flèches et résistances estimées par le modèle basé sur les équations 5.7 à 5.10, par la CSCT et par le modèle EPSF. De manière générale, le modèle EPSF surestime les déformations mais sous estime légèrement la résistance ultime. La surestimation des déformations est principalement dû à la négligence de la résistance en traction du béton. La légère sous-estimation de la résistance vient de la négligence de l'écroutissage de l'armature flexionnelle ainsi que de la considération de la déformation transversale du béton d'enrobage, qui n'est pas retenue par des armatures, lors de la détermination de la résistance. De ce fait, la résistance de l'enrobage est généralement sous estimée. Pour sa part, le modèle basé sur les équations 5.7 à 5.10 prédit remarquablement les déformations mais surestime légèrement la résistance ultime flexionnelle. En effet, dans les essais DT2a, DT2b, DT3b, DT4a et DT4b la rupture de l'enrobage, effective pour des déformations importantes du béton, n'est pas considérée. En particulier la rupture précoce de l'enrobage de l'essai DT3b à fortement diminuée la charge ultime. En considérant la CSCT en parallèle au modèle basé sur les équations 5.7 à 5.10, la résistance ultime a toujours été prédite du côté de la sécurité en considérant un $d_v = d_{étrier}$. Cette considération est toutefois prudente, les estimation avec $d_v = d_{flex}$ sont généralement plus proche de la valeur expérimentale mais pas forcément du côté de la sécurité. Les cycles de charges – décharges des essais DT4a et DT4b sont bien représentés avec une tendance à la sous-estimation de la rigidité EI^* lorsque la rotule plastique est effective.

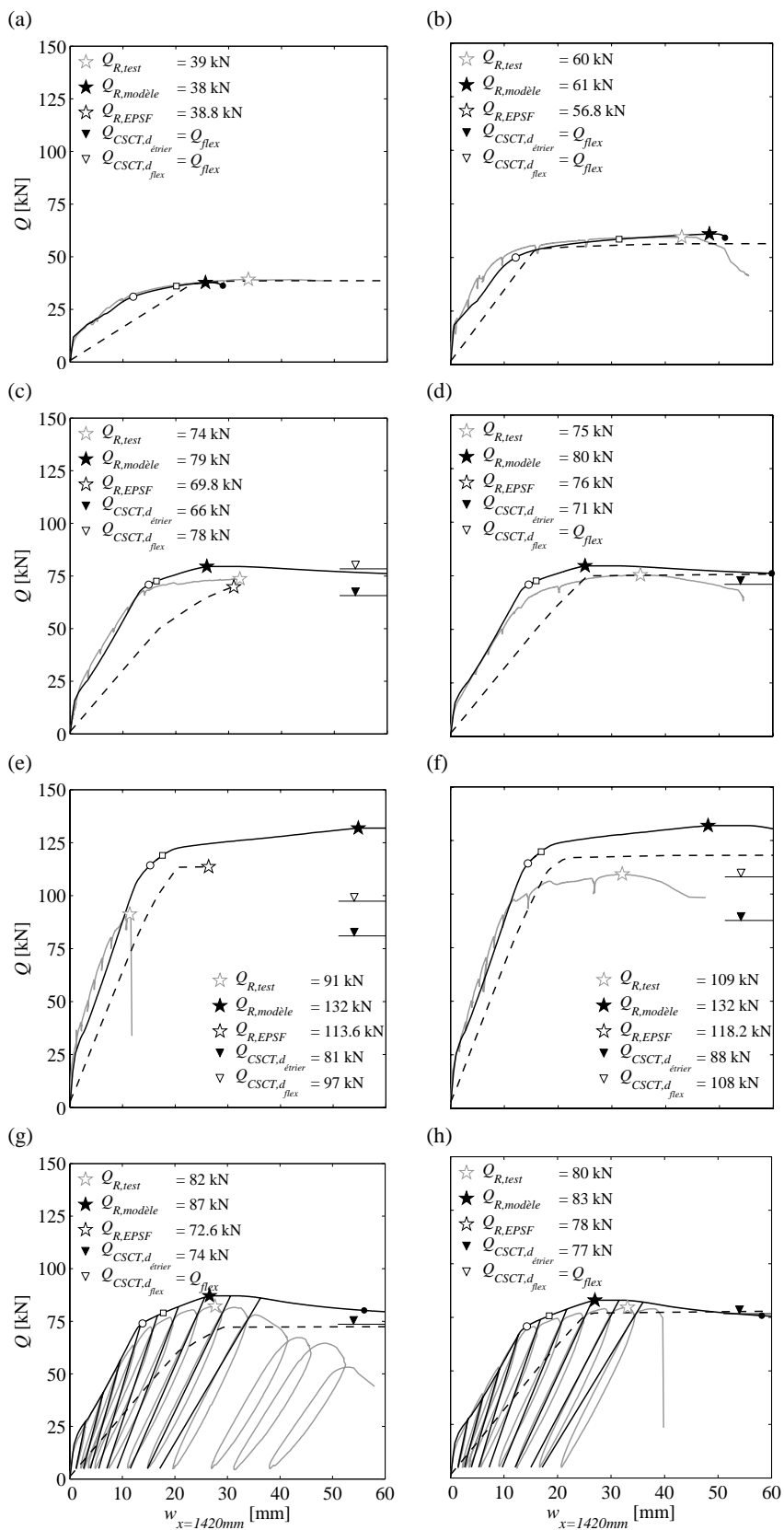


Figure 5.26: Résultats de la modélisation de la série DT, trait gris : test, trait noir : modèle proposé, traitillé : modèle EPSF, pour le modèle proposé le rond blanc indique $\sigma_{s, \text{max}} = f_s$, le rond noir $\sigma_{s, \text{max}} = f_{su}$ et le carré $\sigma_{c, \text{min}} = f_c$; (a) DT1a; (b) DT1b; (c) DT2a; (d) DT2b; (e) DT3a; (f) DT3b; (g) DT4a; (h) DT4b

5.3.5 Conclusions sur l'efficacité du détail de connexion proposé

Comme montré dans les figures 5.18 et 5.19, le détail avec le taux d'armature le plus faible à la flexion, c'est-à-dire avec $\rho = 0.3 \%$, conduit dans tous les cas à une capacité de déformation importante et donc à une rotation de la rotule en béton à la rupture $\theta_{R,Ind-2}$ très grande ($> 40 \%$) et cela sans renforcement de la rotule contre l'effort tranchant par des étriers. Au contraire, les détails plus fortement armés à la flexion, $\rho = 0.7 \%$, peuvent présenter une rupture par effort tranchant dans le cas où la rotule n'est pas renforcée par des étriers (DT3a) ou une rupture prématurée par éclatement du béton d'enrobage comprimé (DT3b) lorsque l'excentricité e du chargement est faible. Le risque de fissuration de l'enrobé, photos de la figure 2.15, est normalement proscrit. En effet, contrairement au détail standard concentrant la rotation dans la cassure entre la culée et la dalle de transition, le détail proposé répartit cette rotation sur la longueur de la rotule en béton $L_{rotule,DT}$. En conclusion, comme ce n'est pas la résistance mais bien la capacité de déformation du détail qui est souhaitée et comme la fissuration n'est pas problématique, il est plus favorable d'armer le détail avec un taux d'armature flexionnel faible de $\rho = 0.3 \%$ et ainsi de se passer d'étriers de renforcement. Lors du dimensionnement de l'extrémité du tablier du pont, le moment M induit par la rotule en béton doit être considéré. De manière prudente, un moment M égal au moment plastique M_{pl} , déterminé par l'équation 5.6, peut être admis. Pour les culées intégrales, ce moment M agit dans la direction opposée au moment provenant du tablier et est d'une intensité bien plus faible. Par conséquent, sa reprise ne pose généralement pas de difficulté.

5.4 Dimensionnement à la flexion de la dalle de transition

A l'heure actuelle, le dimensionnement statique à la flexion des dalles de transition et en particulier de celles des culées intégrales et semi-intégrales repose sur des critères arbitraires qui se basent essentiellement sur l'expérience des praticiens. La suite de ce paragraphe présente deux méthodes numériques et une approche simplifiée basée sur les acquis des méthodes numériques qui permettent de dimensionner statiquement les dalles de transition des culées intégrales et semi-intégrales.

Pour les deux approches numériques présentées, la dimension longitudinale du vide derrière le mur de culée L_{vide} est déterminée selon l'équation 5.3. De cette manière, la longueur de la dalle de transition qui repose sur le remblai peut être déterminée directement par $L_{DT,extr.} = L_{DT} - L_{vide}$.

5.4.1 Méthode des modules de réaction

La méthode des modules de réaction [Winkler 1867] peut être utilisée pour dimensionner la dalle de transition. Dans le cas où la connexion monolithique entre la culée et la dalle de transition décrite au § 5.3.1 est choisie, un léger changement doit être apporté au modèle numérique présenté au § 4.4.1. En effet, le système statique qui doit être modélisé dépend de la présence ou non d'une articulation entre la culée et la dalle de transition, figure 5.27 (a et b). Si une connexion monolithique avec une rotule plastique est choisie, un ressort rotationnel avec un comportement rigide plastique peut être utilisé. Comme présenté dans le § 4.4, les moments de flexion longitudinaux m_{long} et transversaux m_{trans} ainsi que les efforts tranchants v_x et v_y dans la dalle de transition sont évalués à l'aide du modèle numérique non linéaire. Pour rappel, le modèle non

linéaire admet un comportement de la dalle de transition parfaitement élastique avec toutefois une rigidité fissurée, équations 4.12 et 4.13, et admet le comportement du remblai selon la figure 4.25 (c). Suite à l'évaluation des efforts dans la dalle de transition, un dimensionnement de l'armature de la dalle de transition à la flexion peut être effectué. Pour la détermination de la résistance de la dalle de transition à l'effort tranchant, des informations plus détaillées sont disponibles dans [Fernández Ruiz et al. 2009]. Comme mentionné préalablement, les charges et résistances des matériaux doivent être pondérées par les facteurs de charge γ et de résistance γ_M en accord avec les normes SIA260 [SIA 2003] et 262 [SIA 2003c] lors du dimensionnement.

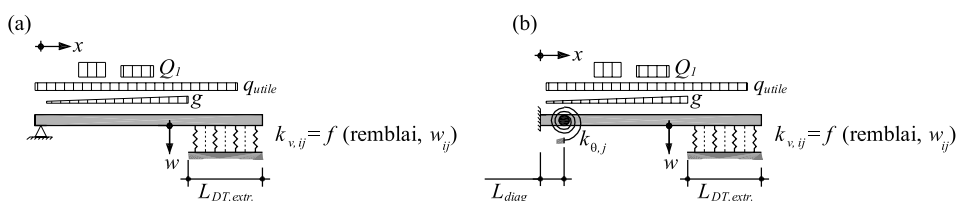


Figure 5.27: Principe statique préablement présenté à la figure 4.25 ; (a) connexion articulée entre la culée et la dalle de transition ; (d) connexion monolithique entre la culée et la dalle de transition

Etude paramétrique géométrique

Lors des études paramétriques présentées aux figures 5.28 à 5.30, si aucune autre indication n'est donnée, les valeurs des paramètres mentionnés dans le § 4.4.2 ont été considérées. La figure 5.28 présente les résultats obtenus pour une dalle de transition de longueur $L_{DT} = 6$ m, d'une épaisseur $h_{DT} = 0.3$ m et de pente $\alpha_{DT} = 10\%$ pour une dimension croissante d'un vide sous la dalle de transition L_{vide} . La dalle de transition est articulée au niveau de la connexion avec la culée. La contrainte verticale conduisant à la plastification $\sigma_{v,pl}$, qui varie selon la longueur du vide sous la dalle de transition L_{vide} , a été déterminée avec les paramètres mentionnés précédemment, introduits dans les équations 4.9 à 4.11.

La figure 5.28 indique la valeur maximale du moment longitudinal $m^+_{long,max}$ dans la dalle de transition en fonction de la position du chariot $x_{chariot}$. La position critique du chariot, qui correspond à l'étoile sur les courbes de la figure 5.28, vaut approximativement $L_{vide} / 2$ pour des rapports $L_{vide} / L_{DT} > 0.5$. La figure 5.29 (a) montre l'influence de la longueur de la dalle de transition L_{DT} . Pour des dimensions de L_{vide} faibles, c'est-à-dire pour $L_{vide} / L_{DT} < 0.5$, $m^+_{long,d}$ ne varie pas en fonction de L_{DT} . Toutefois, lorsque L_{vide} / L_{DT} approche l'unité, le remblai se plastifie et alors $m^+_{long,d}$ n'est plus indépendant de L_{DT} . La figure 5.29 (b) présente une normalisation de $m^+_{long,d}$ sur l'ordonnée par $m^+_{ref} = Q_{1,d} L_{vide} / 2 B_{voie}$, où $Q_{1,d} = 1.5 \times 0.9 \times 300 = 405$ kN est la valeur de calcul de la charge d'essieu du chariot du modèle 1 et $B_{voie} = 3$ m est la largeur de la voie fictive.

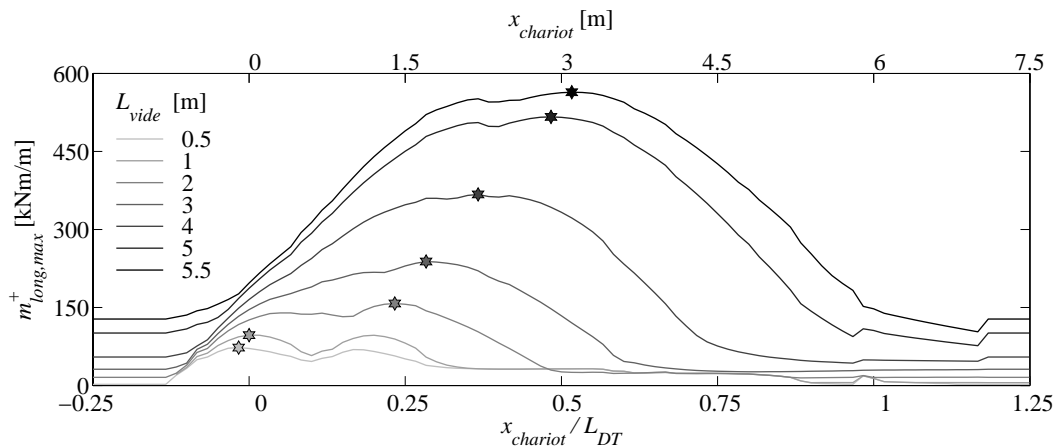


Figure 5.28: Moment de flexion longitudinal maximal $m_{long,max}^+$ dans la dalle de transition en fonction de la position du chariot $x_{chariot}$ et de la dimension du vide sous la dalle de transition L_{vide} , l'étoile indique la valeur maximale de $m_{long,max}^+$, c'est-à-dire le moment longitudinal de dimensionnement $m_{long,d}^+$ à considérer lors du dimensionnement de la dalle de transition

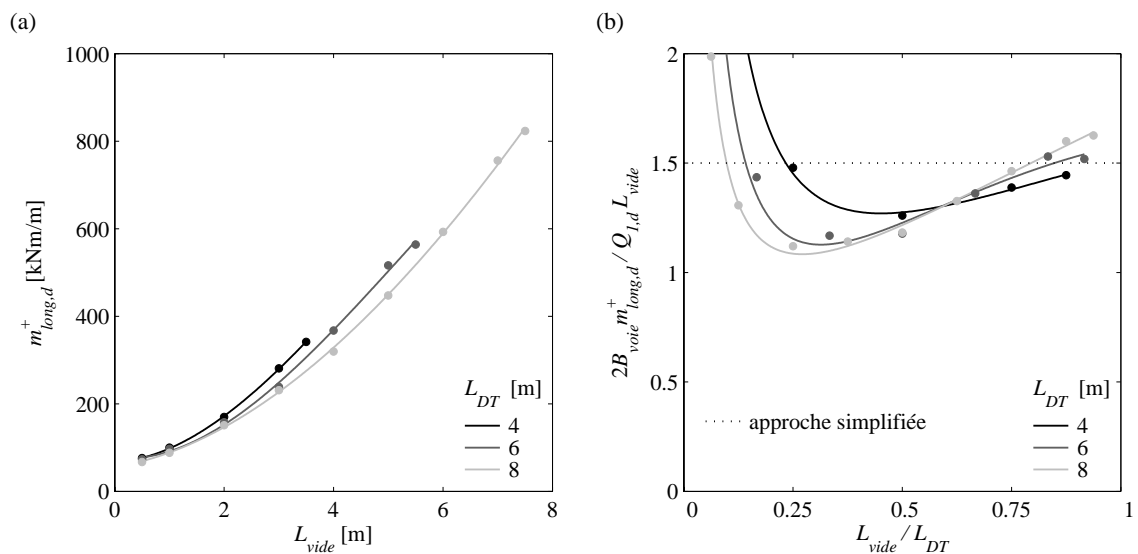


Figure 5.29: Moment longitudinal de dimensionnement $m_{long,d}^+$ en fonction de la dimension du vide sous la dalle de transition L_{vide} , points : valeurs obtenues par le modèle numérique, ligne continue : approximation polynomiale de 3ème degré ; (a) variation de la longueur de la dalle de transition L_{DT} ; (b) normalisation de la figure 5.29 (a)

La figure 5.30 (a) présente les résultats, sous une forme analogue à ceux de la figure 5.29 (a), pour une connexion monolithique, voir détail figure 5.15, entre la dalle de transition et la culée. Comme mentionné précédemment, la capacité de déformation du détail est la caractéristique principale recherchée. De ce fait, le taux d'armature choisi pour la rotule plastique est $\rho = 0.3\%$. Par conséquent, le moment plastique de dimensionnement, déterminé selon l'équation 5.6 en considérant les facteurs de résistances des matériaux γ_M selon la SIA262 [SIA 2003c], vaut $m_{pl,d}^- = -55$ kNm/m.

La figure 5.30 (b) présente une normalisation de $m^+_{long,d}$ sur l'ordonnée par $m^+_{ref} = [Q_{1,d}(L_{vide}-L_{diag}) + m^-_{pl,d} B_{voie}] / 2 B_{voie}$, où L_{diag} est la position de la rotule en béton. Pour le détail proposé $L_{diag} = 0.62$ m.

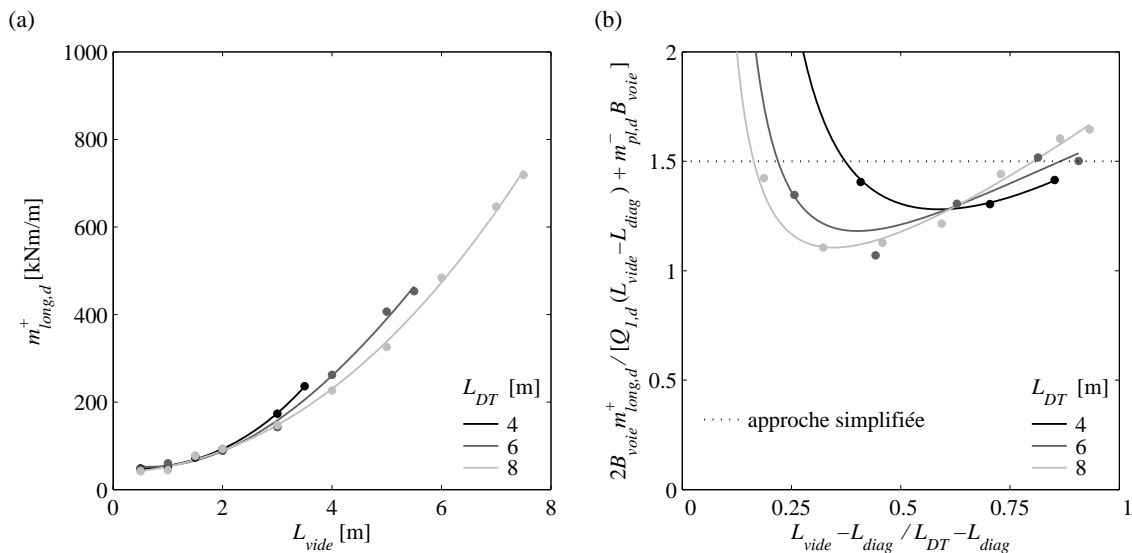


Figure 5.30: *Moment longitudinal de dimensionnement $m^+_{long,d}$ pour une dalle connectée de manière monolithique à la culée, voir détail de la figure 5.15, avec $m^-_{pl,d} = -55$ kNm/m et $L_{diag} = 0.62$ m, en fonction de la dimension du vide sous la dalle de transition L_{vide} , points : valeurs obtenues par le modèle numérique, ligne continue : approximation polynomiale de 3ème degré ; (a) variation de la longueur de la dalle de transition L_{DT} ; (b) normalisation de la figure 5.30 (a)*

Lorsque le moment longitudinal de dimensionnement $m^+_{long,d}$ sur les figures 5.29 (a) et 5.30 (a) est plus grand que 400 kNm/m, la ductilité des dalles de transition d'épaisseur $h_{DT} = 0.3$ m n'est plus assurée, la hauteur plastique x_p de la section étant plus importante que la valeur limite fixée par la SIA262 [SIA 2003c]. Pour $m^+_{long,d} > 400$ kNm/m, qui peut se produire pour une dimension de vide $L_{vide} > 4$ m sous la dalle de transition, une augmentation de la hauteur h_{DT} de la dalle de transition est donc nécessaire.

Etude paramétrique sur la rigidité du remblai et de la dalle

Lors des études paramétriques présentées à la figure 5.31, si aucune autre indication n'est donnée, les valeurs des paramètres mentionnés dans le § 4.4.2 ont été considérées. La figure 5.31 (a) et (b) montre que les résultats sont très peu sensibles à une variation du module de réaction du sol $k_{v,0}$ ainsi qu'à la variation du module d'élasticité de la dalle de transition $E_{fissuré}$. Cette constatation était attendue, les rigidités du sol et de la dalle étant d'ordres de grandeur différents. De ce fait, une estimation grossière de ces paramètres est généralement suffisante lors de la modélisation en vue du dimensionnement de la dalle de transition.

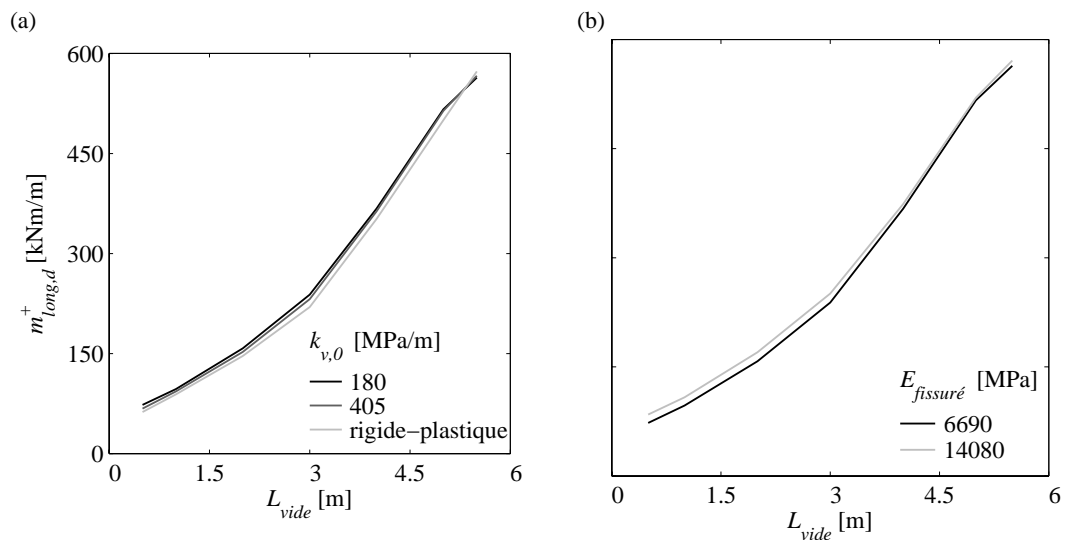


Figure 5.31: Moment longitudinal de dimensionnement $m_{long,d}^+$ en fonction de la dimension du vide sous la dalle de transition L_{vide} ; (a) variation du module de réaction du remblai $k_{v,0}$; (b) variation du module d'élasticité de la dalle de transition $E_{fissuré}$

Etude de la rotation entre l'infrastructure routière et la superstructure du pont $\Delta\alpha_{DT}$

Lorsque la connexion entre la culée et la dalle de transition est articulée, une rotation entre l'infrastructure routière et la superstructure du pont $\Delta\alpha_{DT}$ est prévisible lors du passage du chariot normalisé. Comme mentionné dans le § 4.5.2, cette rotation peut être déterminante vis-à-vis de la fissuration de l'enrobé bitumineux mais pas pour l'état limite de service de la dalle de transition. Comme dans l'étude paramétrique sur l'influence de la rigidité du remblai et de la dalle par rapport au moment longitudinal de dimensionnement $m_{long,d}^+$, il a été constaté que la rigidité du remblai $k_{v,0}$ a assez peu d'influence sur la détermination de $\Delta\alpha_{DT}$. Cette constatation est à nouveau liée à la différence entre l'ordre de grandeur de la rigidité du remblai et celle de la dalle de transition. La figure 5.32 (a) montre l'influence de la dimension du vide sous la dalle de transition L_{vide} ainsi que l'influence de la longueur de la dalle de transition L_{DT} . De manière similaire à l'étude sur l'état limite ultime, pour des dimensions de L_{vide} faibles, c'est-à-dire pour $L_{vide}/L_{DT} < 0.5$, $\Delta\alpha_{DT}$ ne varie pas en fonction de L_{DT} . Lorsque L_{vide}/L_{DT} approche l'unité, $\Delta\alpha_{DT}$ n'est plus parfaitement indépendant de L_{DT} . La figure 5.32 (b) présente une normalisation de $\Delta\alpha_{DT}$ sur l'ordonnée par $\Delta\alpha_{DT,ref} = 3Q_{1,d} L_{vide}^2 / B_{voie} h_{DT}^3 E_{fissuré}$, où $Q_{1,d} = 0.75 \times 0.9 \times 300 = 203$ kN est la valeur de calcul de la charge d'essieu du chariot du modèle 1, $B_{voie} = 3$ m est la largeur de la voie fictive, h_{DT} est l'épaisseur de la dalle de transition et $E_{fissuré}$ est le module de la dalle de transition qui tient compte du taux d'armature de la dalle de transition déterminé selon l'équation 4.12.

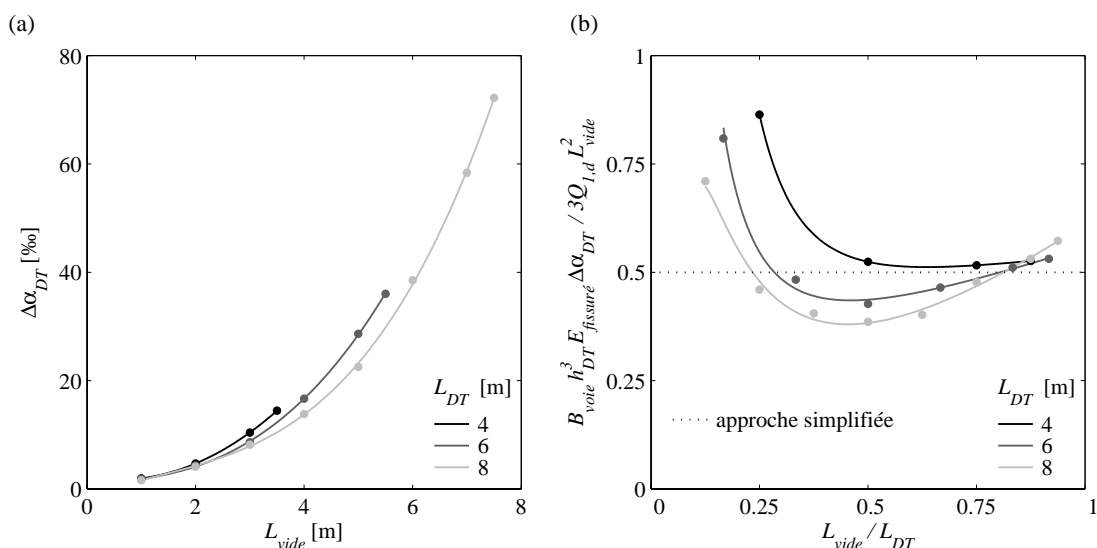


Figure 5.32: Rotation entre l’infrastructure routière et la superstructure du pont $\Delta\alpha_{DT}$, voir figure 4.28, en fonction de la dimension du vide sous la dalle de transition L_{vide} , points : valeurs obtenues par le modèle numérique, ligne continue : approximation polynomiale de 3ème degré ; (a) variation de la longueur de la dalle de transition L_{DT} ; (b) normalisation de la figure 5.32 (a)

5.4.2 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis peut également être utilisée. Toutefois, des modèles mécaniques adéquats doivent être utilisés pour représenter correctement les différents matériaux utilisés lors de la modélisation. Pour ce problème, trois matériaux doivent être définis : le remblai, le béton de la dalle de transition et l’enrobé bitumineux. De plus, une interface entre le remblai ou l’enrobé et le béton doit être définie pour permettre un glissement relatif, figure 5.33. Un modèle mécanique parfaitement élastique pour modéliser la structure en béton est suffisant. La rigidité effective des éléments est déterminée pour représenter le comportement du béton fissuré pour les raisons énoncées lors de la présentation de la méthode des modules de réaction. De ce fait, les équations 4.12 et 4.13 sont toujours valables.

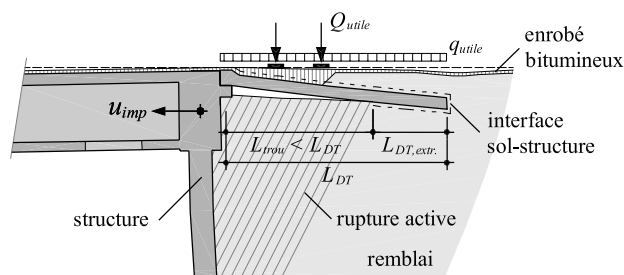


Figure 5.33: Modèle pour le dimensionnement statique de la dalle de transition par la méthode des éléments finis

Comme dans le cas de la pression des terres contre le mur de culée, le choix du modèle mécanique pour le remblai doit être effectué en gardant à l'esprit que le modèle a pour objectif de représenter le comportement du remblai le plus proche de la réalité. Le modèle mécanique de Hujoux [Aubry et al. 1982 et Hujoux 1985] précédemment utilisé et présenté dans le § 3.2, remplit une nouvelle fois ces conditions. Les paramètres mécaniques du remblai doivent tenir compte d'un compactage suite au passage fréquent des véhicules sur la dalle de transition. Dans cette étude, la rigidité de l'enrobé bitumineux n'est plus négligeable. En effet, la durée de l'application des charges routière est courte et de ce fait, le module d'élasticité de l'enrobé bitumineux $E_{enrobé}$ se trouve dans une fourchette de valeurs située entre 10^5 et $2 \cdot 10^7$ MPa. Le choix de $E_{enrobé}$ dépendant principalement de la vitesse des véhicules, de la température ambiante et de la composition de l'enrobé [Dumont et al. 2003].

En plus des efforts flexionnels et tranchants déterminés par la méthode des modules de réaction, l'approche par éléments finis permet également de déterminer les efforts normaux dans la direction longitudinale n_x consécutifs au frottement entre la dalle de transition et le remblai lors de l'application du déplacement imposé u_{imp} . Lors de cette évaluation, les paramètres mécaniques concernant le cisaillement de l'interface sol-structure doivent être évalués. De manière standard, en accord avec la norme SIA 261 [SIA 2003a], l'angle de frottement de l'interface $\delta_{interface}$ utilisé comme paramètre principal dans le critère de rupture de Mohr-Coulomb est donné par $\delta_{interface} = 2\varphi/3$ pour des surfaces rugueuses. C'est cette valeur qui est utilisée dans cette approche.

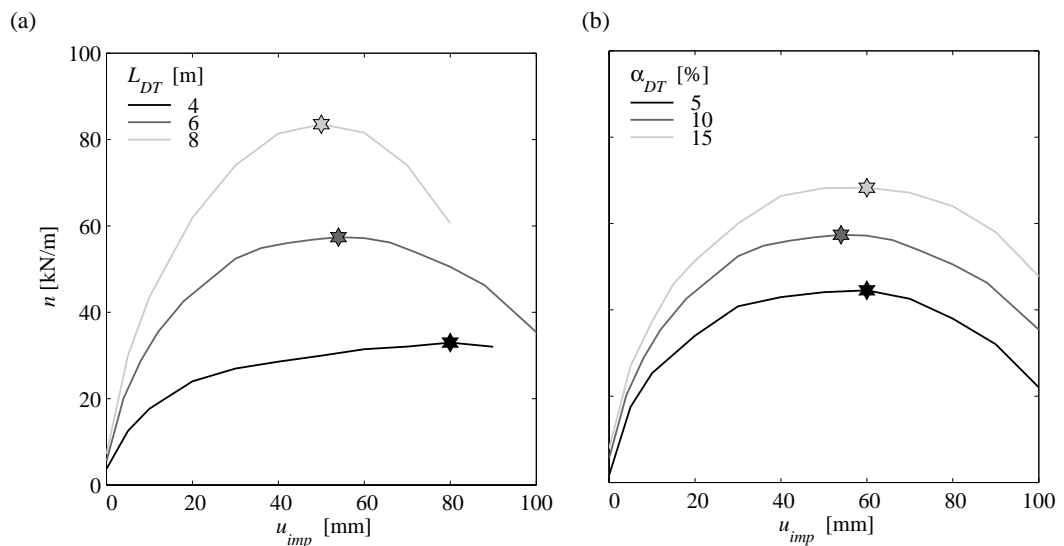


Figure 5.34: Evolution de l'effort normal par mètre linéaire n dans la dalle de transition au niveau de la connexion avec la culée en fonction du déplacement imposé u_{imp} ; (a) comparaison de l'effet de L_{DT} pour $\alpha_{DT} = 10\%$; (b) comparaison de l'effet de α_{DT} pour $L_{DT} = 6$ m

La figure 5.34 montre l'évolution de l'effort normal par mètre linéaire n dans la dalle de transition en fonction du déplacement imposé u_{imp} . Le remblai considéré est, comme pour les autres études effectuées avec la méthode des éléments finis, la grave compactée présentée dans le § 3.2 Comme attendu, lorsque la longueur de la dalle de transition L_{DT}

augmente, figure 5.34 (a), ou lorsque l'angle d'inclinaison α_{DT} est accru, figure 5.34 (b), l'effort normal maximal n_{max} augmente.

Si en lieu et place des courbes $n - u_{imp}$, seuls les efforts normaux maximaux par mètre linéaire n_{max} atteints avant l'adoucissement du remblai sont représentés, figure 5.35, on peut condenser les résultats en vue d'évaluer l'intensité de n_{max} pour prédimensionner la dalle de transition à l'effort normal. On peut constater que dans le cas extrême, c'est-à-dire pour une dalle de $L_{DT} = 8$ m et $\alpha_{DT} = 15$ %, un effort normal par mètre linéaire n_{max} d'environ 100 kN/m peut se présenter.

L'effort normal maximal par mètre linéaire n_{max} dépend essentiellement du frottement effectif de l'interface $\delta_{interface, effectif}$ entre la dalle de transition et le remblai en dessous ainsi que du poids de la dalle et du remblai en dessus, figure 5.36 (a). L'angle de frottement effectif de l'interface $\delta_{interface, effectif}$ est évalué sur la base de l'analyse par éléments finis et l'équilibre décrit par le diagramme des forces de la figure 5.36 (b) et par l'équation 5.12.

$$G_{effectif} = \gamma_{remblai} \left(\frac{L_{DT}}{2} (e_{0,DT} + e_{extr.,DT}) + \frac{e_{extr.,DT}^2}{2 \tan(\alpha_{R,a})} \right) + \gamma_c (L_{DT} h_{DT}) \quad (5.11)$$

$$\delta_{interface, effectif} = \arctan \left(\frac{n_{max}}{G_{effectif} \cos(\alpha_{DT})} - \tan(\alpha_{DT}) \right) \quad (5.12)$$

où $\gamma_{remblai}$ est le poids propre du remblai et γ_c est le poids propre du béton composant la dalle de transition. Une nouvelle fois, $\alpha_{R,a}$ peut être évalué par la théorie de Rankine [Rankine 1857], c'est-à-dire $\alpha_{R,a} = 45^\circ + \varphi / 2$.

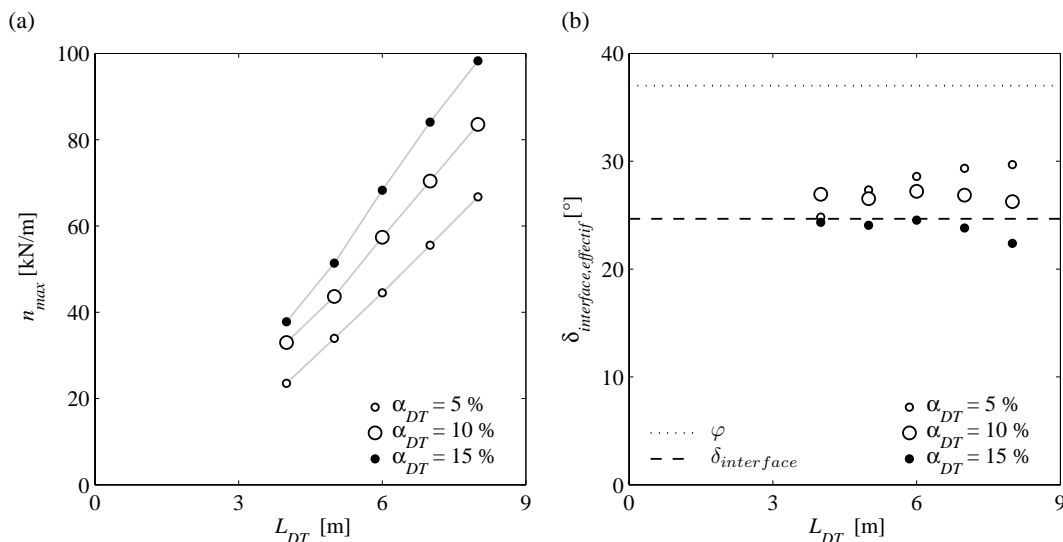


Figure 5.35: Détermination de l'effort normale maximal par mètre linéaire n_{max} dans la dalle de transition au niveau de la connexion avec la culée ; (a) n_{max} en fonction de L_{DT} et α_{DT} ; (b) angle de frottement effectif de l'interface $\delta_{interface, effectif}$ en fonction de L_{DT} et α_{DT}

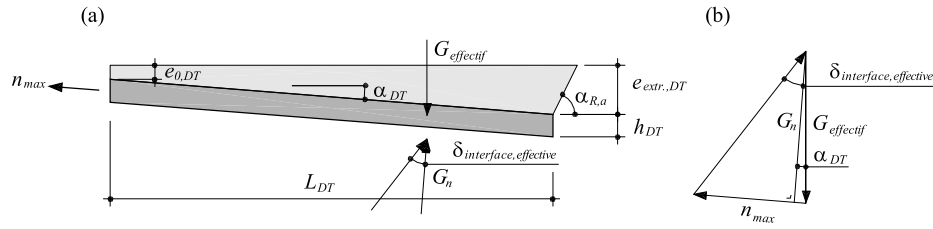


Figure 5.36: Détermination de $\delta_{interface,efficace}$; (a) volume considéré pour la détermination du poids propre effectif $G_{efficace}$; (a) détermination de l'angle de frottement effectif $\delta_{interface,efficace}$ de l'interface

La figure 5.35 (b) montre que l'angle de frottement effectif de l'interface $\delta_{interface,efficace}$ est approximativement constant pour n'importe quel couple géométrique $[L_{DT} ; \alpha_{DT}]$. La valeur de $\delta_{interface,efficace}$ s'approche de l'angle de frottement de l'interface $\delta_{interface}$. Une nouvelle fois, ces résultats découlent uniquement d'une étude numérique et devraient encore être validés expérimentalement.

5.4.3 Approche simplifiée

L'approche simplifiée proposée repose sur les acquis de la première méthode numérique présentée. Cette approche donne une estimation des moments longitudinaux de dimensionnement $m^+_{long,d}$ dans la dalle de transition pour l'état limite ultime et permet ainsi son dimensionnement statique. Au vu des résultats normalisés présentés aux figures 5.29 (b) et 30 (b), l'équation 5.13 est proposée pour estimer le moment longitudinal de dimensionnement $m^+_{long,d}$ pour les dalles de transition connectées par une articulation. Si le détail est connecté de manière monolithique, en accord avec le détail de la figure 5.15, l'équation 5.14 est proposée. Dans les deux cas, le moment positif plastique de dimensionnement $m^+_{pl,d}$ ne doit pas être inférieur à 100 kNm/m dans les directions longitudinale et transversale. De plus, un effort normal $n_d = 100$ kN/m doit être considéré pour tenir compte des effets consécutifs au déplacement imposé u_{imp} de la dalle de transition.

$$m^+_{long,d} = 1.5 \frac{Q_{1,d} L_{vide}}{2B_{voie}} \leq m^+_{pl,d} \quad (5.13)$$

$$m^+_{long,d} = 1.5 \frac{Q_{1,d} (L_{vide} - L_{diag}) + m^-_{pl,d} B_{voie}}{2B_{voie}} \leq m^+_{pl,d} \quad (5.14)$$

où $Q_{1,d} = 1.5 \times 0.9 \times 300 = 405$ kN est la valeur de calcul de la charge de l'essieu du chariot du modèle 1, $B_{voie} = 3$ m est la largeur de la voie fictive, L_{vide} est la dimension du vide sous la dalle de transition déterminée selon l'équation 5.3, L_{diag} est la position de la rotule en béton (usuellement $L_{diag} = 0.62$ m, voir figure 5.15) et $m^-_{pl,d}$ est le moment plastique de dimensionnement de la rotule plastique (recommandé à -55 kNm/m, voir équation 5.6).

Lorsque la connexion entre la culée et la dalle de transition est articulée, l'ouverture de la cassure entre l'infrastructure routière et la superstructure du pont $\Delta\alpha_{DT}$, pour l'évaluation du risque de fissuration de l'enrobé bitumineux, relatif au passage du chariot normalisé peut être estimée par l'équation 5.15 reposant sur la figure 5.32 (b). Dans tous les cas, $\Delta\alpha_{DT} \leq 5$ ‰ doit être considéré.

$$\Delta\alpha_{DT} = 0.5 \frac{3Q_{1,d}L_{vide}}{B_{voie}h_{DT}^3 E_{fissuré}} \quad (5.15)$$

6. Conséquences des déplacements imposés u_{imp} sur le système pile – fondation superficielle

Les déplacements imposés u_{imp} par le tablier aux têtes des piles de pont peuvent conduire à des déformations et à des efforts flexionnels importants. Comme mentionné dans le § 2.3, les efforts conséquents à u_{imp} dépendent de la rigidité flexionnelle de la pile mais également du comportement du tablier et de la fondation superficielle, figure 2.19. En particulier, la rotation de la tête de pile dépend de la rigidité flexionnelle du tablier du pont lorsque la connexion est monolithique. De même, le déplacement et la rotation du pied de pile sont donnés par la fondation superficielle lorsque la connexion est monolithique, ce qui est le cas standard à l'heure actuelle. Par conséquent le déplacement et la rotation du pied de pile dépendent de la rigidité structurale de la fondation mais également du comportement mécanique du sol de fondation situé à proximité de la fondation. Pour évaluer le comportement d'une pile de pont soumise à un déplacement imposé u_{imp} en tête, le système global composé du tablier, de la pile et de la fondation superficielle doit être analysé, figure 6.1. Une interaction entre le sol et la structure est donc prévisible.

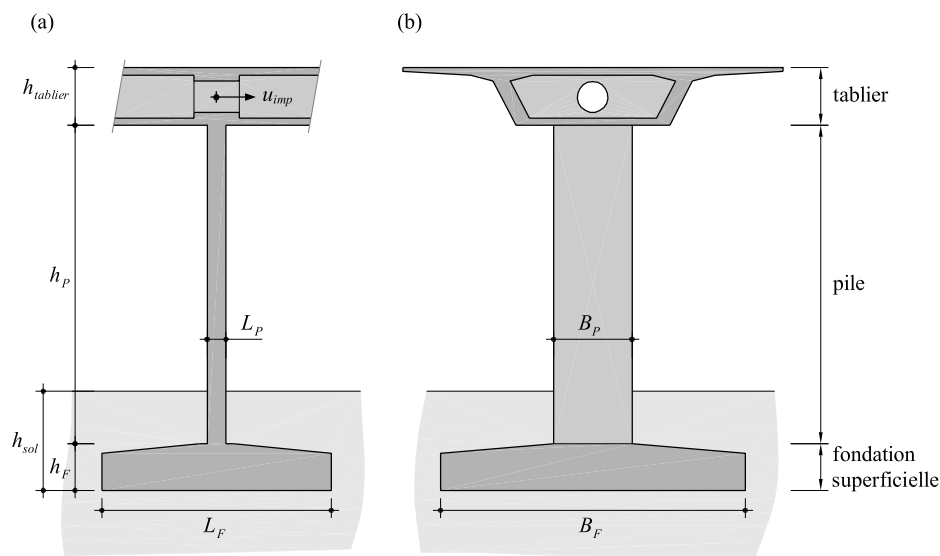


Figure 6.1: *Système tablier – pile – fondation superficielle, géométrie et éléments composant le système global ; (a) élévation ; (b) coupe*

Pour faciliter l'analyse de ce système complexe, l'évaluation du comportement de la fondation superficielle est effectuée au § 6.1 et celui de la pile au § 6.2. Au § 6.3, le comportement du tablier est discuté et une approche pour analyser le système global est présentée. Des résultats, obtenus par cette approche, sont également discutés pour permettre une meilleure compréhension des implications des choix à effectuer lors de la conception de tels systèmes.

6.1 Fondations superficielles

Dans cette étude, seules les fondations superficielles ont été considérées. Leur emploi n'est toutefois envisageable qu'en présence d'un sol de fondation de bonne qualité. Dans le cas contraire, les dimensions géométriques deviennent trop importantes pour garantir un comportement satisfaisant de la fondation. Une solution sur fondation profonde devient alors plus avantageuse économiquement. Généralement, les dimensions géométriques des fondations superficielles sont choisies pour assurer une contrainte normale moyenne $\sigma_{sol,n}$, sous poids propre du pont, dans une fourchette de 100 à 300 kPa. Cette fourchette est choisie pour garantir que le tassement w_F de la fondation, sous charge de service, reste raisonnable (de l'ordre du centimètre) [Allotey et El Naggar 2003].

6.1.1 Cinématique des fondations superficielles

Pour évaluer le comportement des fondations superficielles, en plus des dimensions géométriques et des matériaux visibles à la figure 6.2 (a), la combinaison de charge entre l'effort normal N_F , le moment M_F et l'effort horizontal V_F doit être considérée. La cinématique peut être décomposée en un tassement w_F , une rotation θ_F et une translation horizontale u_F , figure 6.2 (b).

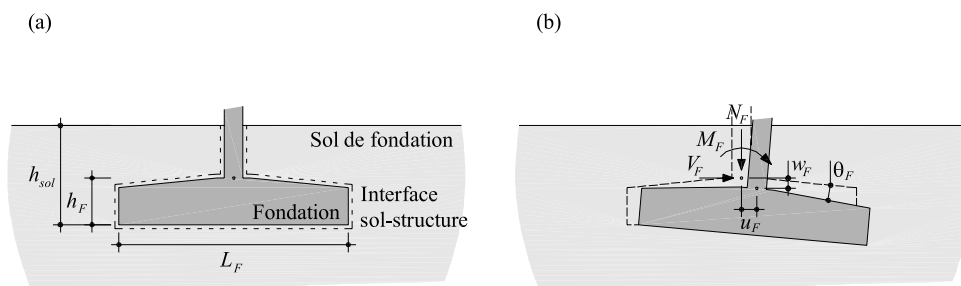


Figure 6.2: Modèle pour étudier la fondation superficielle ; (a) géométrie et matériaux considérés ; (b) efforts et cinématique

Pour le problème étudié, lors de l'évaluation des relations $N_F - w_F$, $M_F - \theta_F$ et $V_F - u_F$, l'effort normal à considérer est le poids propre du pont $N_{F,Gd}$ qui repose sur la fondation analysée, figure 6.3 (a). L'évaluation du moment M_F et de l'effort tranchant V_F conséquent au déplacement imposé u_{imp} de la tête de pile n'est pas aisée. En effet, comme mentionné précédemment, M_F et V_F dépendent de la rigidité flexionnelle de la pile qui elle-même dépend de la rigidité de la fondation. De plus, l'effet des variations cycliques de u_{imp} , dues aux changements de température saisonnière du tablier du pont, sur le comportement de la fondation doit être considéré. Dans un premier temps, pour simplifier le problème, il est admis que le moment $M_{F,\varphi}$ et l'effort horizontal $V_{F,\varphi}$, conséquents au déplacement imposé par le retrait et le fluage du tablier du pont, sont connus ainsi que les variations du moment $\Delta M_{F,\Delta T}$ et de l'effort horizontal $\Delta V_{F,\Delta T}$ dues aux variations cycliques de u_{imp} . De cette manière, l'évaluation de la rotation $\theta_{F,\varphi}$ et de la translation $u_{F,\varphi}$ à long terme de la fondation est envisageable, figures 6.3 (b et c). Deux situations distinctes peuvent se produire. La première, dénommée *cyclique stable*, est une stabilisation de la rotation θ_F et de la translation u_F après un certain nombre de cycles. Si ce cas est effectif, le point A qui représente le comportement à long terme de

la fondation, peut être défini figures 6.3 (b et c). La seconde, dénommée *cyclique instable*, est un accroissement constant de la rotation θ_F et de la translation u_F pour chaque nouveau cycle. Dans ce cas, le point A ne peut pas être évalué. Cet état conduit finalement à une instabilité d'ensemble de la fondation si les cycles sont maintenus. En plus des paramètres mécaniques du sol, les intensités de $M_{F,\varphi}$ et de $\Delta M_{F,\Delta T}$ respectivement $V_{F,\varphi}$ et $\Delta V_{F,\Delta T}$ ont une grande influence sur la stabilité ou non de la fondation soumise à des chargements cycliques [England et al. 1997].

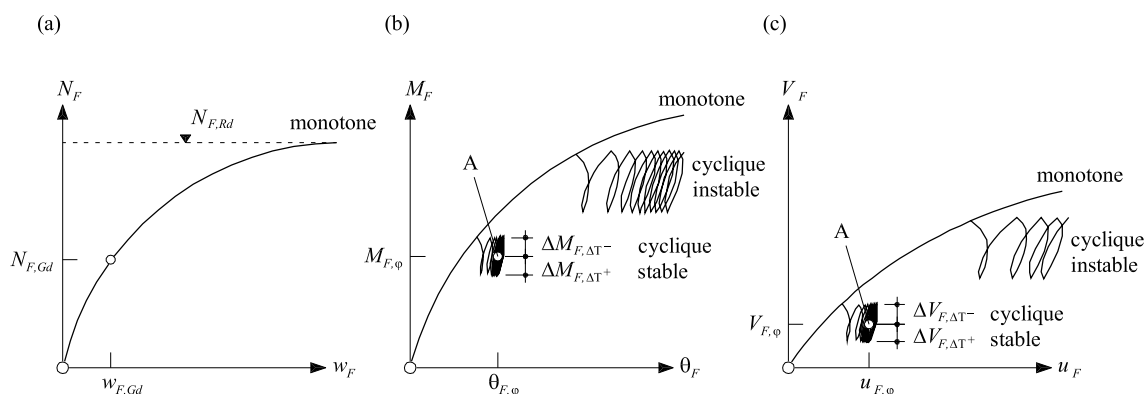


Figure 6.3: Cinématique d'une fondation superficielle ; (a) effort normal N_F – tassement w_F ; (b) moment M_F – rotation θ_F ; (c) effort horizontal V_F – translation u_F

Pour toutes les combinaisons de charge envisageables, l'état limite ultime vis-à-vis de la stabilité d'ensemble doit être vérifié [SIA 2003]. Puisque les mécanismes plastiques résistants pour N_F , M_F et V_F sont interdépendants, une vérification combinant ces efforts doit être effectuée. Pour effectuer cette vérification, Butterfield et Gottardi proposent le critère de plasticité exprimé par l'équation 6.1 qui a été validé par une campagne expérimentale importante [Butterfield et Gottardi 1994]. Toutes les combinaisons de N_F , M_F et V_F confinées dans ce volume respectent la stabilité d'ensemble pour un chargement monotone.

$$\Phi = \left(\frac{\tan \alpha}{\xi_V} \right)^2 + \left(\frac{\bar{e}}{\xi_M} \right)^2 - \frac{2\xi_V \bar{e} \tan \alpha}{\xi_V \xi_M} - (1 - \eta)^2 = 0 \quad (6.1)$$

avec $\tan \alpha = V_F / N_F$, $\bar{e} = M_F / (N_F L_F)$ et $\eta = N_F / N_{F,Rd}$

$$\xi_V = 0.52, \xi_M = 0.35 \text{ et } \zeta = 0.22$$

avec L_F la dimension longitudinale de la fondation.

L'entrée principale de ce critère est la résistance au poinçonnement de la fondation $N_{F,Rd}$ sous charge normale seule. La détermination de $N_{F,Rd}$ prend en compte les caractéristiques mécaniques du sol de fondation ainsi que les dimensions de la fondation. La détermination de $N_{F,Rd}$ peut être effectuée sur la base du mécanisme plastique défini par les équations 4.9 et 4.10. Ces équations doivent toutefois être corrigées pour tenir compte de la largeur B_F de la fondation qui n'est pas infiniment longue. De manière alternative, une modélisation par éléments finis peut être effectuée.

6.1.2 Modèle numérique

L'étude de la cinématique des fondations superficielles soumises à des chargements cycliques a été effectuée par la méthode des éléments finis. Le logiciel GefDyn [Aubry et Modaressi 2008] est à nouveau utilisé. Comme pour l'étude sur le tassement de la surface de roulement au droit de la dalle de transition, le choix de ce logiciel a été motivé par la disponibilité du modèle mécanique de Hujeux [Aubry et al. 1982 et Hujeux 1985] pour modéliser le sol de fondation. Le modèle de Hujeux ainsi que les caractéristiques mécaniques du sol de fondation admises dans cette étude sont présentés en détail au § 3.2. La fondation superficielle a été modélisée par des éléments élastiques extrêmement rigides. Par conséquent, la fondation se comporte comme un bloc indéformable et seul le comportement mécanique du sol, pour une géométrie de fondation donnée, influence la cinématique. Ce choix est motivé par l'épaisseur des fondations superficielles h_F qui est généralement importante et permet donc de négliger les déformations structurelles de la fondation. Une interface avec un critère de Mohr-Coulomb est placée entre le sol et le bloc de fondation pour permettre un déplacement relatif entre ces éléments de rigidités très différentes. La couverture de sol h_{sol} , située au dessus du niveau de la semelle de fondation, est modélisée par une charge surfacique q_{sol} en lieu et place d'éléments de sol. Cette prise en compte de h_{sol} est choisie de manière similaire à celle effectuée dans la détermination des mécanismes plastiques de Terzaghi [Terzaghi et al. 1996]. Ceci est justifié par la qualité du sol remblayé suite à la construction de la fondation. En effet, sa qualité est généralement moindre (tout venant) et son taux de compactage est généralement plus faible que le sol en place. De ce fait, cette couverture de sol ne doit pas être considérée comme le reste du massif de fondation. Les dimensions des fondations étudiées ont été choisies pour assurer une contrainte normale $\sigma_{sol,n} = -140$ kPa sous $N_{F,Gd}$ seul qui se trouve dans la fourchette énoncée dans l'introduction de § 6.1. L'effort $N_{F,Gd}$ admis est de -3360 kN. Cette valeur équivaut approximativement au poids propre d'un pont d'une largeur $B_{tablier} = 9$ m et de travées d'une trentaine de mètres. Par conséquent, pour respecter $\sigma_{sol,n}$ choisi, la surface des fondations étudiées est de $A_F = 24$ m². La largeur B_F a été variée de 6 à 12 m. Une couverture de sol $h_{sol} = 1$ m et un état plan de déformations ont également été admis.

6.1.3 Résultats de la modélisation numérique

La figure 6.4 montre les résultats de l'évaluation par éléments finis de la rotation de la fondation θ_F pour une augmentation monotone du moment M_F ainsi que la réponse à différentes variations cycliques $\Delta M_{F,\Delta T}$ suite à un chargement monotone $M_{F,\varphi}$. Dans tous les cas, le rapport $\Delta M_{F,\Delta T} / M_{F,\varphi} = 1/6$ a été conservé. Ce choix est motivé par le coefficient de réduction pour la température ψ_2 défini par la norme SIA 260 [SIA 2003] qui vaut 0.5 pour les actions thermiques quasi-permanentes dans les ponts et qui conduit à $\psi_2 u_{imp,\Delta T} / (u_{imp,cr} + u_{imp,c,sh}) = 1/6$. Dans cette analyse, V_F a été négligé. Il sera montré par la suite que ce choix est prudent lors de l'évaluation de l'état limite de service vis-à-vis de la fissuration des piles de pont. Pour évaluer la stabilité cyclique des fondations, 10 cycles ont été appliqués. Ces 10 cycles représentent les sollicitations de la fondation entre approximativement la 20^{ème} et la 30^{ème} année de service du pont. En effet, après une vingtaine d'années le déplacement imposé par le fluage et le retrait du tablier du pont est quasiment atteint et seules les sollicitations conséquentes aux variations thermiques saisonnières restent effectives. Différents couples $[M_{F,\varphi}; \Delta M_{F,\Delta T}]$ ont été appliqués jusqu'à l'obtention de l'instabilité cyclique caractérisée par un incrément de

rotation $\Delta\theta_F$ non nul à la fin des cycles. Cette instabilité cyclique est effective pour un couple $[M_{F,\varphi}; \Delta M_{F,\Delta T}] = [1.2; 0.2 \text{ MNm}]$ pour la fondation de dimensions $L_F = 2 \text{ m}$ et $B_F = 12 \text{ m}$ et respectivement $[3.0; 0.5 \text{ MNm}]$ pour la fondation de dimensions $L_F = 4 \text{ m}$ et $B_F = 6 \text{ m}$. Suite à l'application de ces différents couples, la relation $M_{F,\varphi} - \theta_{F,\varphi}$ à long terme de la fondation peut être déterminée en reliant les points A précédemment définis, figure 6.4. Pour chaque fondation, une courbe de recharge est également mise en évidence, courbe noire continue à partir du point A pour $M_{F,\varphi} = 0.5 \text{ MNm}$ et respectivement $M_{F,\varphi} = 1.8 \text{ MNm}$. Ces courbes montrent le comportement que suit la fondation pour une recharge de $\Delta M_{F,\Delta T}$ bien plus important que précédemment. On peut constater que la courbe de recharge suit initialement la courbe cyclique correspondante puis rejoint la courbe monotone. En simplification de ce comportement, il est admis dans la suite de cette étude, une courbe de recharge simplifiée de rigidité rotationnelle équivalente à la rigidité des cycles jusqu'à l'intersection de la courbe monotone. Par la suite, le comportement monotone est admis, voir courbe noire en traitillés sur la figure 6.4.

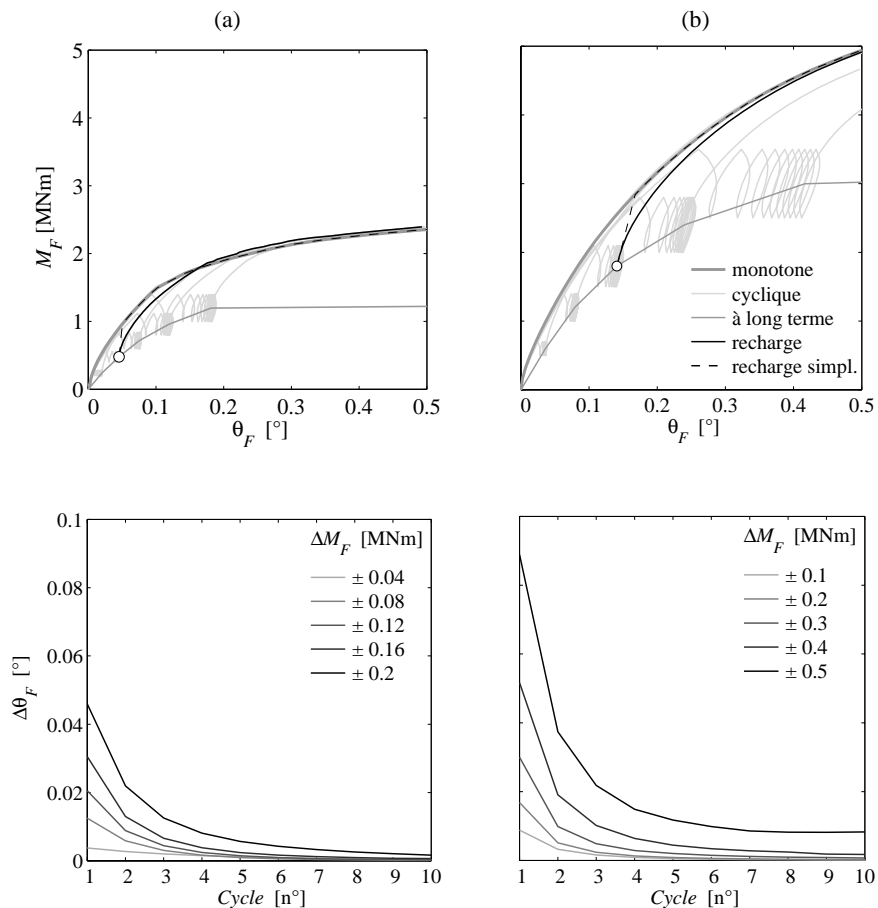


Figure 6.4: Détermination du diagramme moment M_F – rotation θ_F de la fondation superficielle et indication de l'incrément de rotation $\Delta\theta_F$ pour chaque cycle ; (a) $L_F = 2 \text{ m}$ et $B_F = 12 \text{ m}$; (b) $L_F = 4 \text{ m}$ et $B_F = 6 \text{ m}$

6.1.4 Résistance interne des fondations

Jusqu'à présent, seules les analyses concernant le sol de fondation ont été discutées. En effet, l'équation 6.1 et l'évaluation de la cinématique présentée au § 6.1.1 admettent la fondation comme un élément extrêmement rigide de résistance infinie. En réalité, lorsque la dimension L_F est importante, la rigidité structurale flexionnelle de la fondation ne peut plus être négligée. Dans ce cas, une estimation de la rigidité flexionnelle fissurée et à long terme, basée sur la détermination de la relation moment M – courbure κ présentée au § 3.1.2, doit être effectuée. La rigidité structurale flexionnelle à long terme doit être considérée lors de l'application monotone de $M_{F,\varphi}$ sur la fondation. De plus, lors de l'application des cycles $\Delta M_{F,\varphi}$, la rigidité structurale flexionnelle lors d'une recharge doit être considérée.

Comme pour la stabilité d'ensemble, la résistance structurale de la fondation doit être vérifiée pour toutes les combinaisons de charge envisageables. En particulier, la résistance flexionnelle doit être vérifiée lorsque le sol de fondation est de qualité moindre (sol non rocheux), que sa rigidité est faible et lorsque la dimension L_F est importante. En cas de résistance insuffisante, un accroissement de l'épaisseur h_F ou une augmentation du taux d'armature flexionnel ρ permettent d'augmenter cette résistance, figure 6.5 (a). Lorsque le sol est d'excellente qualité (sol rocheux) et que sa rigidité est importante, la résistance à l'effort tranchant de la fondation peut être déterminante. En cas de résistance insuffisante à l'effort tranchant, une augmentation de l'épaisseur h_F ou l'ajout d'armatures verticales d'effort tranchant permettront de satisfaire la vérification, figure 6.5 (b). Pour des cas très particuliers où les dimensions de la pile L_P et B_P et l'épaisseur h_F de la fondation sont faibles, la résistance au poinçonnement de la fondation doit également être vérifiée. Un renforcement à l'aide d'armatures verticales ou une augmentation de h_F est une nouvelle fois envisageable. Des informations supplémentaires concernant le poinçonnement des fondations superficielles sont disponibles dans [Hegger et al. 2009].

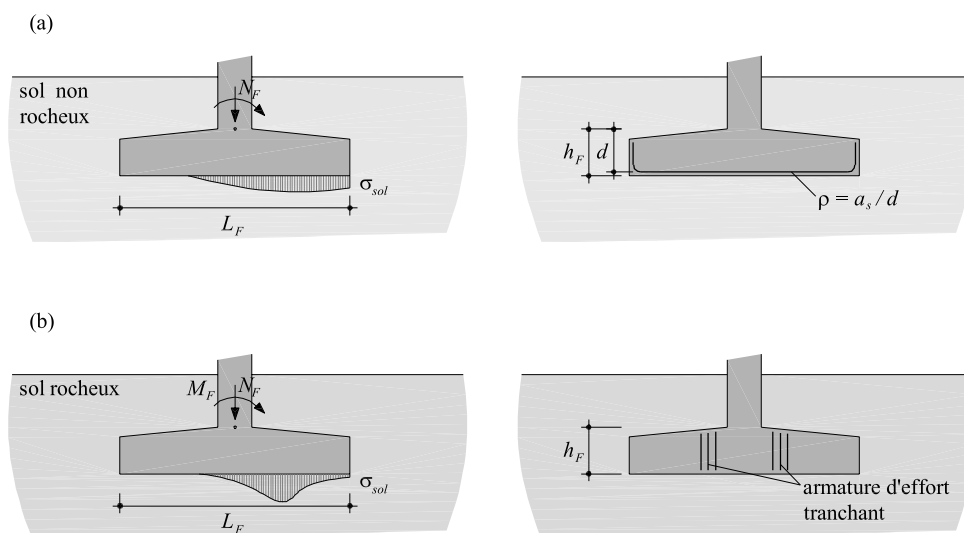


Figure 6.5: Répartition des contraintes sous la fondation et paramètres à modifier pour augmenter la résistance structurale de la fondation ; (a) sol de moindre qualité ; (b) sol d'excellente qualité

6.2 Piles

Depuis les années 1930, de nombreuses séries d'essais sur des colonnes ont été effectuées pour tenter de déterminer l'influence des caractéristiques géométriques, de la forme et du taux d'armature sur le comportement des colonnes, voir par exemple [Richart et Heitman 1938]. Initialement, ces études ont été menées exclusivement pour déterminer la résistance des colonnes à l'état limite ultime en particulier vis-à-vis des ruptures par instabilité. Dans les années 1980, pour palier au manque de connaissances sur le comportement à l'état limite de service des colonnes en béton armé, une recherche a été menée à l'EPFL. Cette recherche a été conclue par trois thèses dans le domaine [Thürlimann 1984, Najdanovic 1987 et Dal Busco 1988]. En complément de cette recherche, la pertinence du modèle mécanique proposé au § 3.1. est vérifiée dans les paragraphes suivants.

6.2.1 Modèle numérique

Comme pour les rotules en béton étudiées au § 5.3, la modélisation numérique des piles est basée sur l'intégration numérique de la courbure $\kappa_p(z)$ pour obtenir la rotation $\theta_p(z)$ puis par une seconde intégration le déplacement $u_p(z)$. La répartition des moments $M_p(z)$ doit toutefois être connue. Contrairement à l'étude sur les rotules en béton, un effort normal N constant sur la hauteur de la pile a été considéré. Les moments $M_p(z)$ dans la pile se composent du moment du premier ordre $M_{p,1}(z)$ et du moment du second ordre $M_{p,2}(z)$. Le moment du premier ordre $M_{p,1}(z)$ résulte entre autre de l'excentricité initiale e , de l'effort normal N et du déplacement imposé u_{imp} . Le moment du second ordre $M_{p,2}(z)$ est la conséquence directe de l'augmentation de l'excentricité initiale e de l'effort normal N par la déformation $u_p(z)$. Cette procédure est exprimée par les équations 6.2 à 6.5.

$$M_p(z) = M_{p,1}(z) + M_{p,2}(z) \text{ avec } M_{p,2}(z) = N u_p(z) \quad (6.2)$$

$$\kappa_p(z) = f(M_p(z)) \quad (6.3)$$

$$\theta_p(z) = \int_0^z \kappa_p(\zeta) d\zeta + \theta_p(0) \quad (6.4)$$

$$u_p(z) = \int_0^z \theta_p(\zeta) d\zeta + u_p(0) = \int \int_0^z \kappa_p(\zeta) d^2\zeta + \theta_p(0) z + u_p(0) \quad (6.5)$$

La détermination de la courbure κ_p en fonction du moment M_p ainsi que la résolution numérique des intégrations ont été programmées dans le logiciel de calcul Matlab [MathWorks 2009]. Comme la répartition des moments M_p doit être connue pour déterminer θ_p et u_p , la procédure est itérative jusque à l'obtention des conditions de bord ($\theta_p(0)$, $\theta_p(h_p)$, $u_p(0)$ et $u_p(h_p)$) souhaitées et la convergence de l'accroissement de $M_{p,2}(z)$ obtenu.

La vérification de la résistance à l'effort tranchant des piles n'a pas été effectuée. Généralement, cette vérification n'est pas déterminante, l'effort normal N augmentant sensiblement cette résistance [Muttoni et Fernández Ruiz 2008].

6.2.2 Critère pour l'état limite de service

Pour évaluer l'état limite de service vis-à-vis de la fissuration des piles de ponts, deux approches peuvent être utilisées. La première consiste à déterminer l'ouverture

maximale des fissures w_{fiss} et à la comparer à une valeur admissible $w_{fiss,adm}$. Pour déterminer w_{fiss} , l'approche intitulée *Tension Chord Model*, proposée par Marti et al. [Marti et al. 1998], a été utilisée en considérant un tirant fictif de dimension h_{tirant} dans la zone tendue des sections fléchies. Muttoni [Muttoni 2009] propose d'évaluer $h_{tirant} = L_P / 5$ où L_P est la hauteur de la section considérée alors que l'EN 1992 [Eurocode 2005] propose $h_{tirant} = 2.5 h_{eff}$ où h_{eff} est la hauteur barycentrique des armatures flexionnelles. Toutefois, la position des armatures transversales peut également avoir une influence sur l'espacement des fissures et donc sur leur ouverture [Fernández Ruiz 2005]. Dans la suite de cette recherche, lors de l'évaluation de l'espacement des fissures s_{fiss} , la valeur minimale entre la valeur prédite par le Tension Chord Model et l'espacement des armatures transversales a été admise. La seconde approche, proposée dans la norme SIA 262 [SIA 2003c], évalue directement la fissuration à travers la contrainte σ_s dans les armatures flexionnelles tendues et leur espacement s . Pour s donné, la contrainte σ_s est limitée à $\sigma_{s,adm}$ qui varie selon l'exigence souhaitée. Pour les ponts, une exigence accrue voir élevée est généralement admise et alors pour $s = 200$ mm, $\sigma_{s,adm} \approx 300$ MPa.

6.2.3 Résultats et comparaison avec des essais expérimentaux

Pour valider le modèle numérique proposé, une série d'essais de colonnes chargées sur une longue période a été modélisée. La série analysée a été effectuée à l'EPFL dans les années 1980 pour mieux saisir le comportement des colonnes à l'état limite de service. Originellement, les essais ont été effectués pour observer le développement dans le temps des déformations et de la fissuration des colonnes sollicitées par un effort normale N excentré.

Les dimensions des colonnes (230 x 30 x 30 cm), l'épaisseur d'enrobage (18 mm) ainsi que les armatures transversales ($\phi 6$ mm, s 200 mm) sont constants. Le taux d'armature flexionnel $\rho = A_s / A_{tot}$ est constant dans la série A mais varié dans la série B. La géométrie et les valeurs caractéristiques des spécimens sont résumés à la figure 6.6 et dans les tableaux 6.1 et 6.2. Les caractéristiques mécaniques du béton et de l'acier d'armature sont données dans le tableau 6.3. Parallèlement au suivi des colonnes lors de leur chargement, des mesures de retrait et fluage sur des spécimens de même dimensions que ceux testés ont été effectuées. Le dispositif d'essai a été placé dans un laboratoire climatisé avec les constantes suivantes : température ambiante $T = 20 \pm 1$ °C et humidité relative $HR = 65 \pm 5$ %. Toutes les informations concernant ces essais sont disponibles dans le rapport d'essai [Dal Busco et al. 1986].

Tableau 6.1: Valeurs caractéristiques des colonnes de la série A

Colonnes	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7
N [kN]	-267	-267	-267	-515	-515	-515	-787
e [mm]	92	145	198	72	93	113	65
armature [nb ϕ mm]	8 ϕ 12	8 ϕ 12	8 ϕ 12	8 ϕ 12	8 ϕ 12	8 ϕ 12	8 ϕ 12
ρ [%]	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

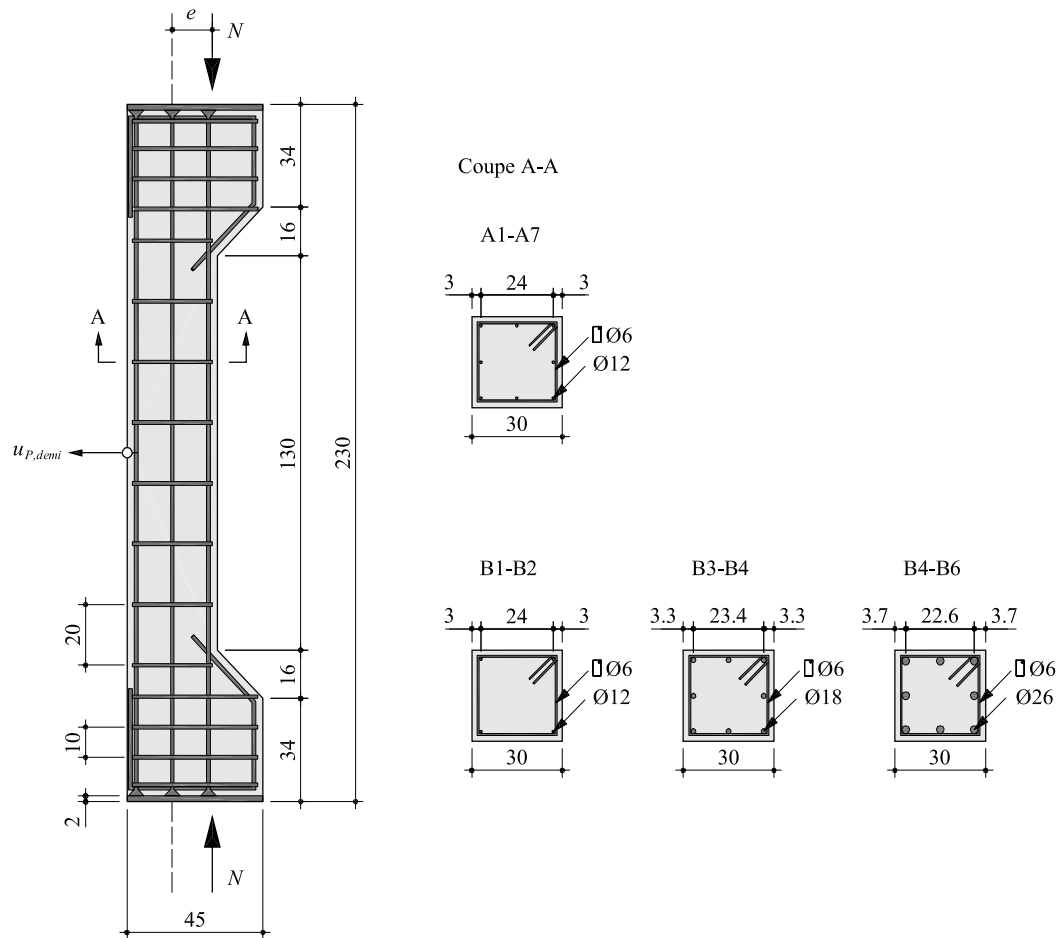


Figure 6.6: Géométrie des spécimens testés [cm, Ø mm]

Tableau 6.2: Valeurs caractéristiques des colonnes de la série B

Colonnes	B1	B2	B3	B4	B5	B6
N [kN]	-523	-523	-523	-523	-523	-523
e [mm]	109	123	129	156	161	221
armature [nbØ mm]	4Ø12	4Ø12	8Ø18	8Ø18	8Ø26	8Ø26
ρ [%]	0.5	0.5	2.3	2.3	4.7	4.7

La validation du modèle numérique est obtenue en comparant la déformation u_p et la courbure κ_p estimées aux mesures effectuées lors des essais. La comparaison de la déformation globale du spécimen est effectuée en comparant directement le déplacement de la colonne à mi-hauteur $u_{p,demi}$ calculé et mesuré. Par contre, la comparaison des courbures est plus délicate. En effet, seules les déformations des faces comprimées du béton peuvent être comparées. La mesure de la déformation des faces tendues, qui sont normalement fissurées ne peut pas être directement considérée comme la déformation effective des armatures.

Tableau 6.3: Valeurs mécaniques du béton et de l'acier d'armature à dureté naturelle des colonnes des séries A et B

Série	A	B
$f_{cm,28 \text{ jours}}$ [MPa]	38.9	38.1
$E_{c,moy,28 \text{ jours}}$ [MPa]	31'300	30'200
f_{sm} [MPa]	575	
f_{su} [MPa]	680	
ϵ_{su} [%]	6.1	
E_s [MPa]	209'800	

C'est pourquoi, pour valider la courbure obtenue, seules les mesures des déformations maximales ϵ_s de l'armature située sur les faces comprimées sont utilisées. L'effort normal N imposé étant maintenu tout au long de l'essai, le coefficient de vieillissement χ_ϕ est choisi égal à 0.8, voir § 3.1.2. L'intensité du coefficient de fluage ϕ et de la déformation du retrait $\epsilon_{c,sh}$ sont directement tirées des mesures effectuées sur les spécimens de référence. L'évolution du déplacement à mi-hauteur $u_{P,demi}$ ainsi que la déformation de l'armature dans la zone comprimée ϵ_s en fonction du temps t sont présentés aux figures 6.7 (a et b) pour les spécimens A1 à A3. De plus, pour évaluer la pertinence du modèle vis-à-vis de l'état limite de service des colonnes, l'ouverture maximale des fissures w_{fiss} estimée et mesurée lors des essais est reportée pour les mêmes spécimens à la figure 6.7 (c). L'évaluation de w_{fiss} est donnée en considérant la dimension du tirant fictif proposée par Muttoni [Muttoni 2009] et celle proposée par l'EN 1992 [Eurocode 2005].

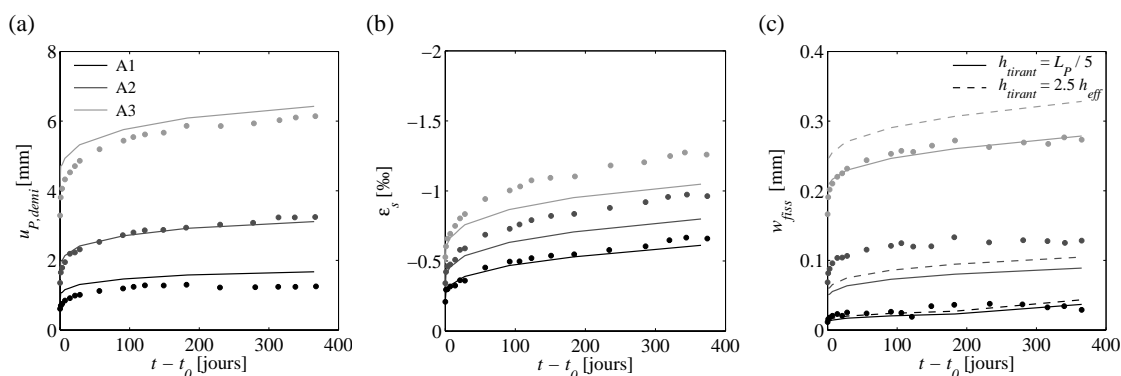


Figure 6.7: Résultats de la modélisation en fonction du temps pour les spécimens A1, A2 et A3, $N = -267 \text{ kN}$ et $\rho = 1 \%$, points : valeurs mesurées, ligne : valeurs estimées; (a) déplacement de la colonne à mi-hauteur $u_{P,demi}$; (b) déformation des armatures comprimées ϵ_s ; (c) ouverture maximale des fissures w_{fiss}

La comparaison entre les valeurs expérimentales et estimées présente une corrélation satisfaisante en ce qui concerne le déplacement $u_{P,demi}$. De manière systématique, la déformation de l'armature comprimée ϵ_s est légèrement sous-estimée. Cette sous-estimation peut être expliquée partiellement par la position de la mesure qui n'est pas

directement au niveau des armatures comprimées mais sur la face la plus comprimée du béton. Une légère différence entre la position réelle et considérée est donc effective. De plus, le fluage du béton de surface non entravé par les armatures est certainement plus important que la valeur estimée par le modèle présenté au § 3.1.2. L'estimation de l'ouverture maximale des fissurations w_{fiss} est reproduite de manière satisfaisante par le Tension Chord Model que ce soit associé à la proposition de Muttoni ou celle de l'EN 1992 pour h_{tirant} . Dans tous les cas, on constatera que l'accroissement principal de la déformée $u_{P,demi}$, de la déformation ε_s et de l'ouverture des fissures w_{fiss} se produit lors de 50 premiers jours. Toutefois, l'accroissement se poursuit et n'est pas encore stabilisé après une année de mesures.

Les figures 6.8 et 6.9 présentent la valeur initiale c'est-à-dire lors du chargement et après un an du déplacement $u_{P,demi}$, de la déformation ε_s et de l'ouverture maximale des fissures w_{fiss} pour la série A, respectivement pour la série B. La position des essais sur les diagrammes théoriques $M_{P,demi} - \kappa_{P,demi}$ respectifs est également donnée. Cette représentation permet de constater l'effet négligeable de l'augmentation de u_P avec le temps sur les moments M_P pour les essais analysés, la valeur initiale et après un an de $M_{P,demi}$ étant quasiment similaires. Le classement des essais par familles met en évidence la grande sensibilité des résultats par rapport à l'excentricité initiale e de l'effort normal N . Par exemple, la comparaison directe des valeurs mesurées et évaluées des essais B1 et B2, figure 6.9 (a) conduit à une disparité importante. Toutefois, la considération de quelques centimètres supplémentaires d'excentricité initiale e tend à des résultats bien plus cohérents. Ce phénomène est d'autant plus marqué que la courbure des spécimens est grande donc que le produit Ne est important ou que le taux d'armature ρ est faible. Pour les spécimens A7 et B3 à B6, les deux estimations de l'ouverture des fissures w_{fiss} se confondent. En effet, l'espacement entre les fissures s_{fiss} n'est pas donné par l'estimation de h_{tirant} selon Muttoni ni selon l'EN 1992 mais par la position des armatures transversales.

Bien qu'une certaine variance est constatée entre les résultats expérimentaux et ceux du modèle, l'évaluation reste pertinente. En effet, l'attrait principal du modèle proposé est la considération directe, c'est-à-dire sans aucun calage, des paramètres donnés (la géométrie, e , ϕ_{lin} , $\varepsilon_{c,sh}$, f_c , f_{ct} et E_c) dans les séries expérimentales. Par conséquent, la validité du modèle proposé est admise.

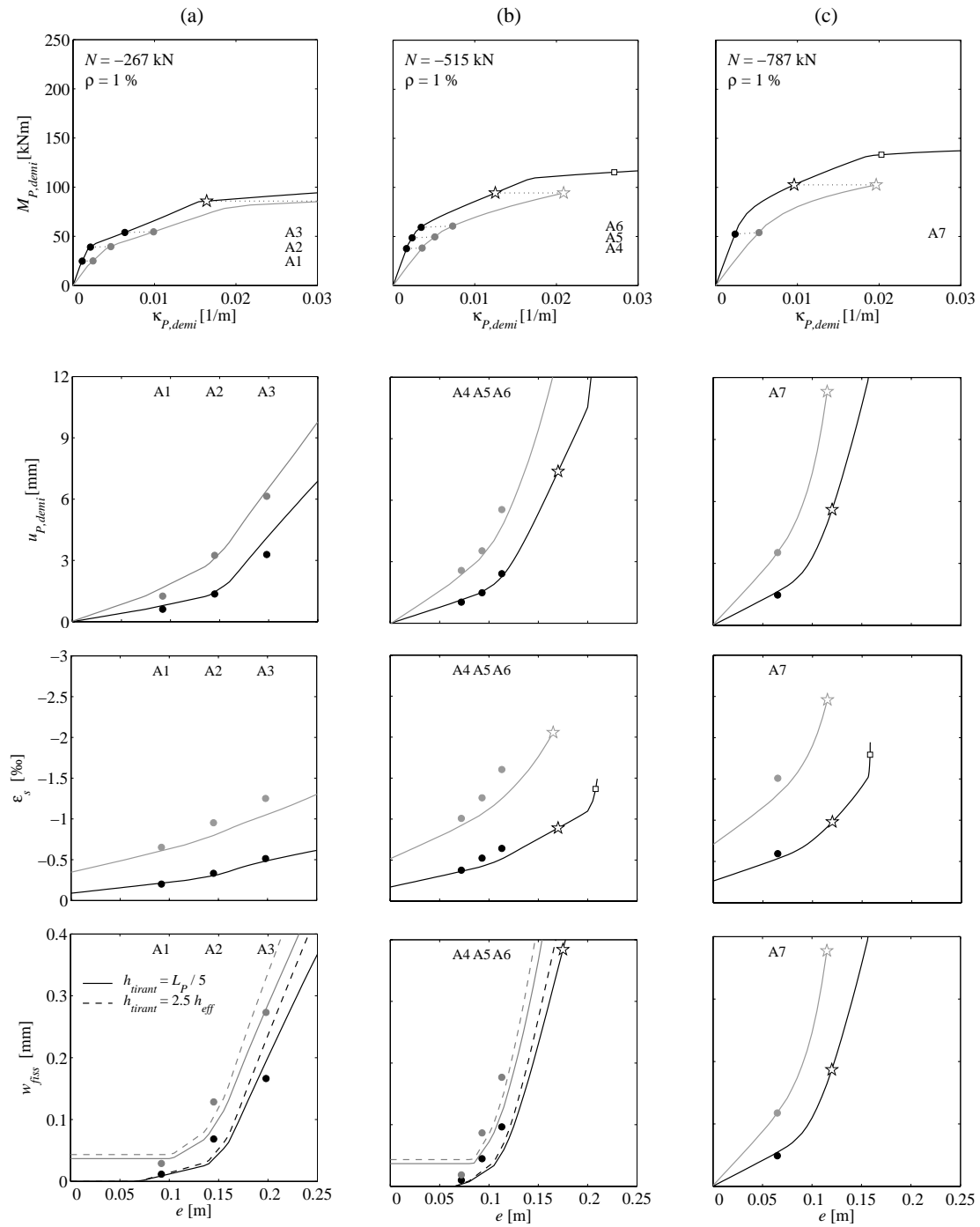


Figure 6.8: Résultats de la modélisation de la série A, $\rho = 1\%$, trait noir : $t - t_0 = 0$, trait gris : $t - t_0 = 365$ jours, étoile : rupture sous charge constante par instabilité de la colonne, carré : $\epsilon_c = \epsilon_{c,pic}$; (a) $N = -267$ kN ; (b) $N = -515$ kN ; (c) $N = -787$ kN

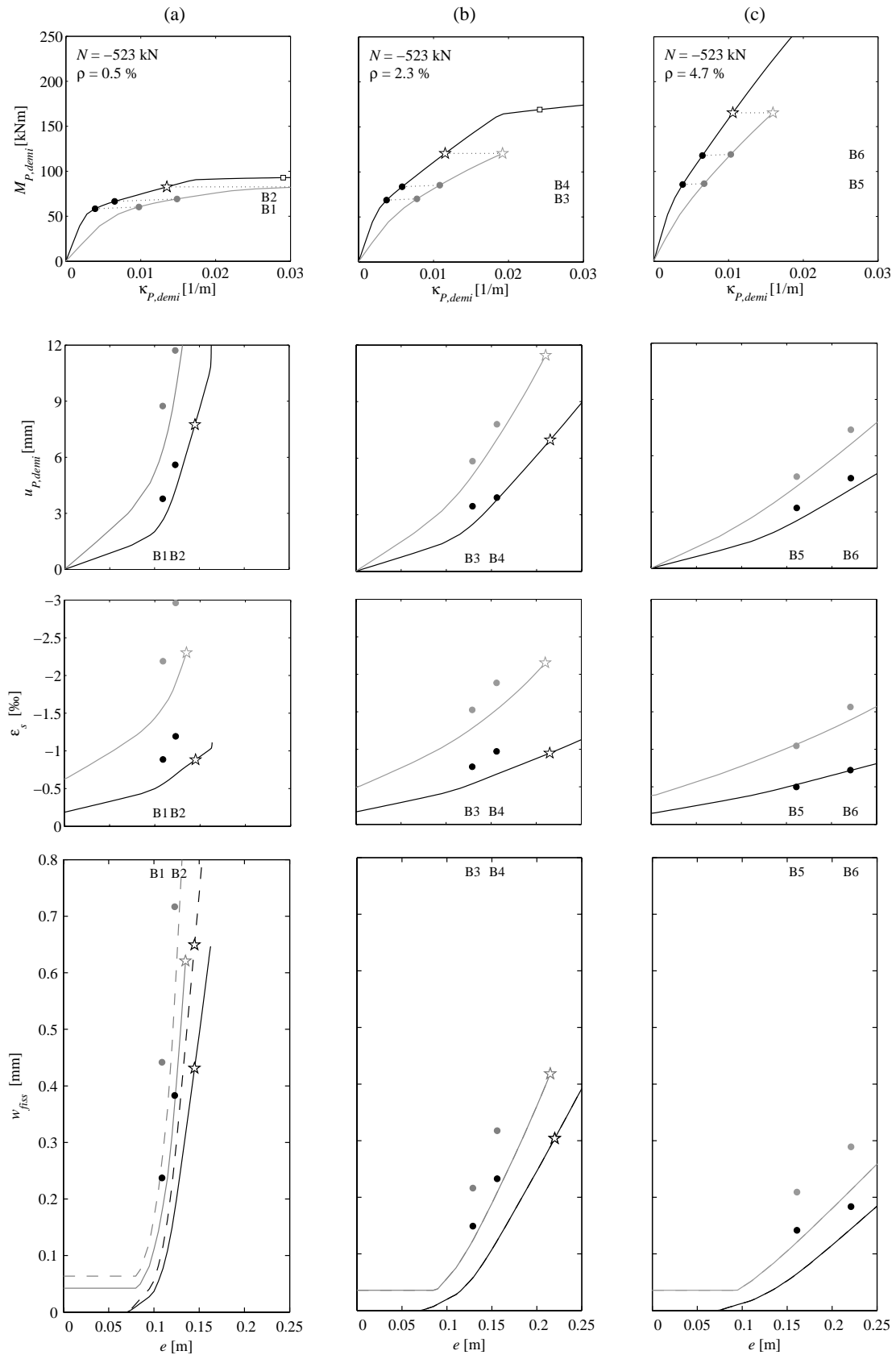


Figure 6.9: Résultats de la modélisation de la série B, $N = -523$ kN, trait noir : $t - t_0 = 0$, trait gris : $t - t_0 = 365$ jours, étoile : rupture sous charge constante par instabilité de la colonne, carré : $\epsilon_c = \epsilon_{c,pic}$; (a) $\rho = 0.5\%$; (b) $\rho = 2.3\%$; (c) $\rho = 4.7\%$

6.3 Système pile – fondation superficielle

Dans cette étude, seuls les systèmes pile – fondation superficielle comportant des piles trapues sont considérées. En effet, lorsque le rapport entre la hauteur de la pile h_P et son épaisseur L_P est important, la rigidité flexionnelle des piles est très faible. De ce fait, celles-ci ne sont que très peu soumises à des problèmes de service vis-à-vis de la fissuration. Par contre, leur état limite ultime vis-à-vis de la stabilité est déterminant, les effets du second ordre pouvant être importants.

6.3.1 Modèle numérique

L'étude du système pile – fondation superficielle se base sur les acquis des § 6.1 et 6.2. L'évaluation du comportement du système est effectué en admettant l'évolution du déplacement imposé en tête de pile u_{imp} selon la figure 6.10. Dans un premier temps, u_{imp} considéré équivaut au point A de la figure 6.10. Ce déplacement imposé correspond au déplacement de retrait et de fluage du tablier du pont. Le déplacement dû aux variations de température $u_{imp,\Delta T}$ est par contre nul, la température ambiante étant mise égale à la température de construction. Dans une deuxième phase, u_{imp} considéré équivaut au point B de la figure 6.10. Ce déplacement correspond au déplacement imposé au point A plus une diminution importante de la température équivalente à la valeur caractéristique de $u_{imp,\Delta T}$. Contrairement au 10 cycles de variation de température quasi-permanente ou le rapport $u_{imp,\Delta T} / (u_{imp,cr} + u_{imp,c,sh}) = 1/6$, le rapport considéré lors de la recharge pour l'évaluation de l'état limite de service des piles vis-à-vis de la fissuration est défini par $\alpha_{recharge} = u_{imp,\Delta T} / (u_{imp,cr} + u_{imp,c,sh}) = 1/3$.

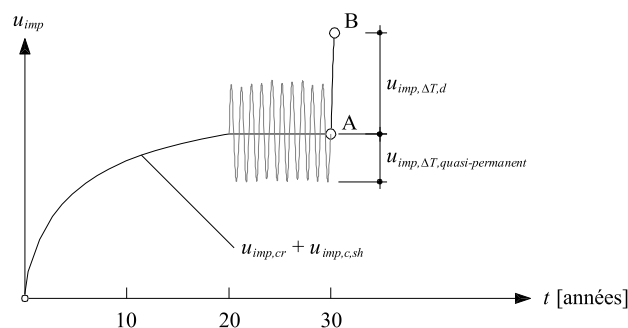


Figure 6.10: Evolution du déplacement imposé en tête de pile u_{imp} consécutif au retrait, au fluage et à des variations de température quasi-permanentes et rare en fonction du temps

Pour évaluer le comportement du système global au point A, les relations dites à long terme $M_P - \kappa_P$ pour la pile et respectivement $M_F - \theta_F$ pour la fondation et $M_{tablier} - \theta_{tablier}$ pour le tablier du pont sont considérées, figure 6.11. On remarquera que pour tous les éléments différentiels de dimension Δh_P qui composent la pile, la relation $M_P - \kappa_P$ à long terme est identique si la géométrie et le taux d'armature sont constants sur toute la hauteur et si le poids propre de la pile est négligé. Les moment $M_P(z)$, la courbure $\kappa_P(z)$, la rotation $\theta_P(z)$ et le déplacement $u_P(z)$ de la pile sont déterminés à partir des équations 6.2 à 6.5. Les conditions de bord à $z = 0$ et à $z = h_P$ sont données par la fondation et respectivement le tablier. Lors de l'évaluation du comportement du système global au point B, les relations à considérer sont celles relatives à une recharge, figure 6.11. A présent, chaque élément différentiel de pile a une relation $M_P - \kappa_P$

différente puisque la relation est dépendante de la sollicitation atteinte au point A. Une nouvelle fois, les équations 6.2 à 6.5 sont utilisées et les conditions de bord sont données par la fondation et le tablier.

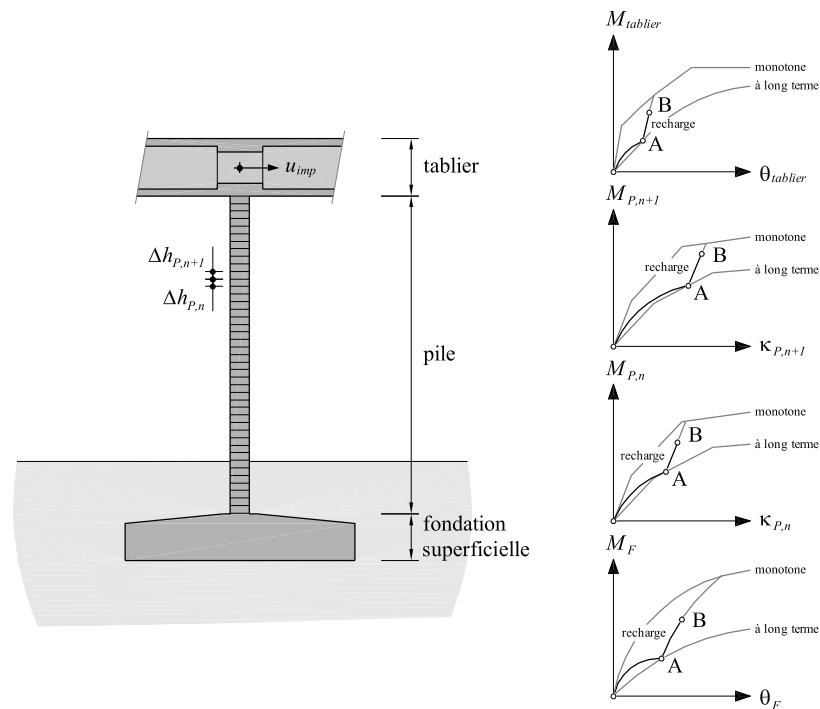


Figure 6.11: Système pile – fondation superficielle considéré et diagrammes moment $M_{tablier}$ – rotation $\theta_{tablier}$, respectivement $M_F - \theta_F$ et moment M_P – courbure κ_P associés aux éléments composant le système

Dans la suite de cette étude, le comportement flexionnel du tablier est admis infiniment rigide, par conséquent $\theta_P(h_p) = 0$. Cette simplification tend vers la réalité lorsque la rigidité flexionnelle du tablier du pont est significativement plus importante que la rigidité flexionnelle de la pile. Ce cas est généralement effectif lorsque le tablier du pont est un caisson et la pile une lame en béton. Par contre, lorsque le pont considéré est un pont dalle et les piles en béton des lames d'épaisseur quasi-équivalente à $h_{tablier}$, la conservation de cette simplification conduit à surestimer les contraintes maximales dans les armatures $\sigma_{s,max}$ et donc à surestimer les problèmes liés à la fissuration, le système global considéré étant plus rigide que ce qui a été considéré.

6.3.2 Résultats de la modélisation numérique

Dans ce paragraphe, les résultats principaux pour un cas particulier sont donnés. La fondation superficielle considérée a pour dimensions géométriques $L_F = 4$ m et $B_F = 6$ m et repose sur le sol de fondation présenté au § 3.2.3. La pile modélisée a pour dimensions $L_P = 0.5$ m, $B_P = 2$ m et $h_P = 5$ m. Les armatures sont à dureté naturelle de résistance $f_{sd} = 435$ MPa et de module d'élasticité $E_s = 205'000$ MPa. Le taux d'armature $\rho = A_{s,tot} / (L_P B_P) = 4$ %. La résistance du béton $f_{cd} = 30$ MPa et son module d'élasticité initial pour un chargement monotone $E_{c,0} = 30'000$ MPa. Le coefficient de fluage linéaire $\phi_{in} = 2$ et la déformation du retrait $\varepsilon_{c,sh} = -0.2$ mm/m sont légèrement

plus faibles que ceux admis pour le béton du tablier. Cette différence vient de la qualité supérieure du béton C45/55 des piles qui sont légèrement moins sensibles au retrait et au fluage. La charge verticale sous poids propre est admise à $N_{Gd} = -3360$ kN. Cette charge conduit à une contrainte normale moyenne sur le sol de fondation $\sigma_{sol,n} = -140$ kPa et à une contrainte moyenne dans la pile $\sigma_{c,n} = -3.4$ MPa. Un coefficient de vieillissement du béton $\chi_\varphi = 0.6$ est admis. En effet, contrairement à la modélisation des essais du § 6.2.3 où la charge est maintenue, le déplacement imposé en tête u_{imp} s'accroît avec le temps et donc χ_φ est plus faible que précédemment [Fernández Ruiz 2003]. Une contrainte admissible dans les armatures $\sigma_{s,adm} = 300$ MPa est considérée, § 6.2.2. Ces différentes valeurs sont considérées dans la suite de cette étude si aucune indication supplémentaire n'est donnée.

Les courbes grises sur la figure 6.12 montrent le moment $M_P(z)$, la courbure $\kappa_P(z)$, la contrainte maximale dans les armature $\sigma_{s,max}(z)$, la rotation $\theta_P(z)$ et le déplacement $u_P(z)$ de la pile pour un déplacement imposé u_{imp} à long terme choisi égal à 26 mm, point A de la figure 6.10. Les courbes noires sur la figure 6.12 montrent les mêmes résultats pour une recharge avec un rapport $\alpha_{recharge} = u_{imp,\Delta T} / (u_{imp,cr} + u_{imp,c,sh}) = 1/3$. Par conséquent, le déplacement imposé suite à la recharge vaut $26(1+1/3) = 34$ mm.

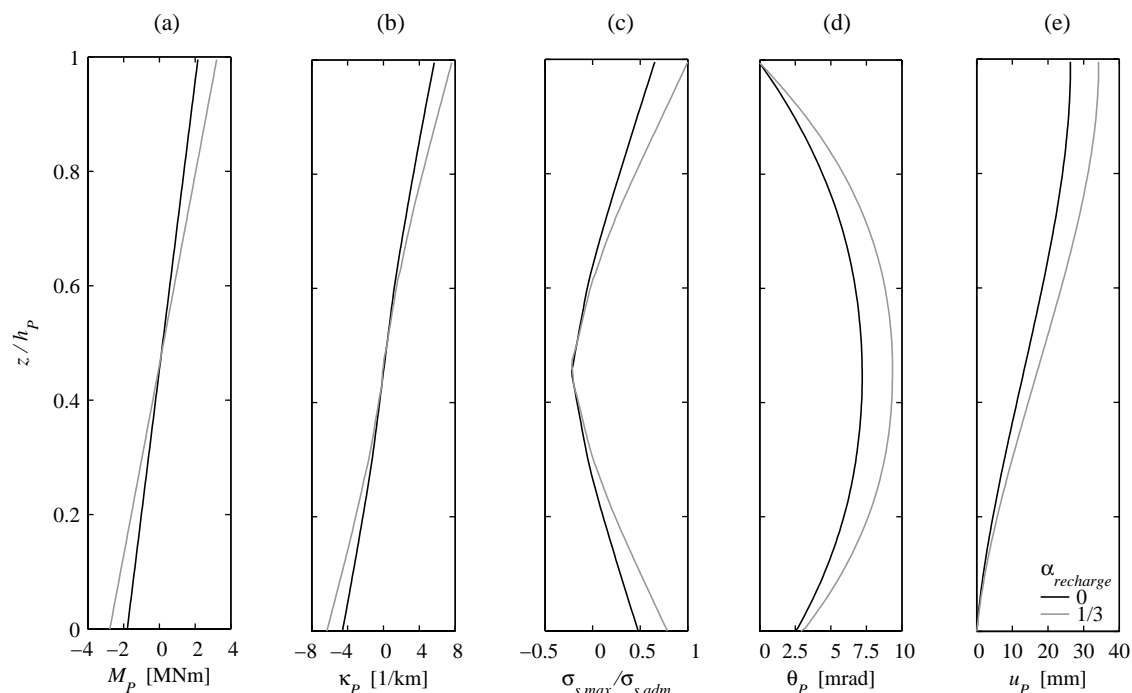


Figure 6.12: Comportement de la pile pour un déplacement imposé de la tête de pile $u_{imp} = 26$ mm à long terme et $u_{imp} = 34$ mm suite à la recharge pour $\alpha_{recharge} = 1/3$; (a) moments M_P ; (b) courbure κ_P ; (c) contrainte normalisée dans les armatures $\sigma_{s,max} / \sigma_{s,adm}$; (d) rotation θ_P ; (e) déplacement horizontal u_P

En étudiant la figure 6.12 (c), on constate que les armatures les plus tendues se trouvent en tête de pile. Ce constat est logique pour le système statique admis et vient de la rigidité rotationnelle infinie du tablier du pont au contraire de la fondation qui subit une rotation $\theta_F = \theta_P(0) = 0$. Par conséquent, la vérification de la fissuration de la pile doit

être effectuée en tête de pile. Dans la situation analysée, c'est-à-dire pour $\alpha_{recharge} = 1/3$, le rapport entre $\Delta\sigma_{s,max,recharge} / \sigma_{s,max,long\ terme} > 1/2$ alors que $\Delta\theta_{F,recharge} / \theta_{F,long\ terme} < 1/5$. Ces rapports différents de celui de $\alpha_{recharge}$ sont la conséquence directe de la rigidité flexionnelle de des relations $M_P - \kappa_P$ et respectivement de la rigidité rotationnelle de la relation $M_F - \theta_F$ significativement plus importantes lors de la recharge en comparaison de celles considérées à long terme. Par conséquent, cette approche montre la nécessité de distinguer le déplacement imposé à long terme et celui après recharge.

La figure 6.13 présente la manière générale de déterminer le déplacement imposé maximal $u_{imp,adm}$ qui satisfait la contrainte admissible dans les armatures $\sigma_{s,adm}$ vis-à-vis de la fissuration. Pour construire ce graphique, il suffit de représenter la contrainte de traction dans les armatures $\sigma_{s,max}$ de l'élément différentiel en tête de pile pour le déplacement imposé à long terme, c'est-à-dire pour $\alpha_{recharge} = 0$, et sur les mêmes axes $\sigma_{s,max}$ pour le déplacement suite à la recharge de rapport $\alpha_{recharge} = 1/3$. Pour la contrainte admissible $\sigma_{s,adm}$ choisie, il ne reste plus qu'à évaluer pour quel u_{imp} la contrainte dans les armatures $\sigma_{s,max}$ atteint la valeur choisie. De cette manière, une valeur « admissible » du déplacement imposé peut être déterminée. Dans cet exemple 26 mm à long terme et donc de manière réciproque 34 mm après recharge. Ce qui représente, pour une déformation imposée à long terme du tablier $\varepsilon_{cr} + \varepsilon_{c,sh} = -0.6$ mm/m, ou après recharge de -0.8 mm/m, une distance pile – point fixe L_{pf} de 43 m.

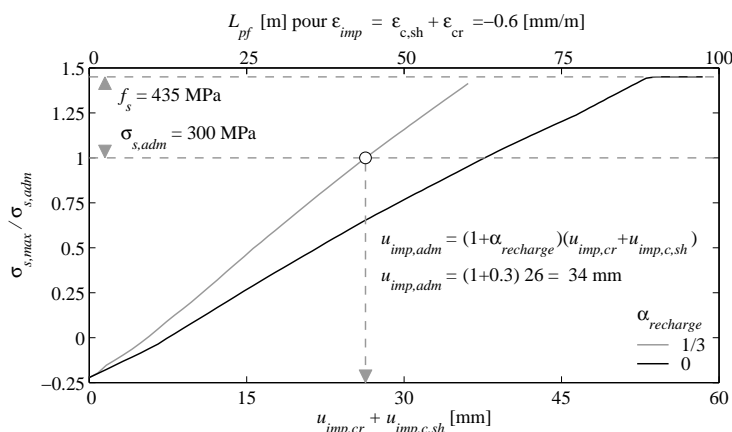


Figure 6.13: Détermination de la valeur du déplacement imposé maximal $u_{imp,adm}$ respectant la contrainte admissible dans les armatures fixée par la norme SIA 262 [SIA 2003c]

Dans cette approche, la condition de bord concernant la translation horizontale donnée par la fondation $u_F = u_P(0)$ a toujours été admise nulle. Ce choix a été effectué pour deux raisons. La première est que cette hypothèse est prudente puisque u_F peut être directement ajouté à $u_{imp,adm}$. La deuxième raison est l'évaluation ardue de u_F . En effet, l'effort horizontal $V_{F,\varphi}$ et sa variation $\Delta V_{F,\Delta T}$, figure 6.3, dépend de u_{imp} en tête de pile mais également de la rigidité flexionnelle de la pile et de la rigidité rotationnelle de la fondation. Une estimation de u_F peut être effectuée à partir de $u_{imp,adm}$ déterminé précédemment. Pour effectuer cette évaluation, $V_{F,\varphi}$ peut être admis égal à l'effort

tranchant en pied de pile $V_P(0)$ pour le cas de charge à long terme et le rapport entre $\Delta V_{F,\Delta T} / V_{F,\varphi} = 1/3$. La modélisation par éléments finis du comportement de la fondation doit être réeffectué en imposant sur la fondation l'évolution du moment M_F ainsi que l'effort horizontal V_F . De cette manière la relation $V_F - u_F$ à long terme et pour une recharge peut être déterminée et la valeur de u_F à long terme et après recharge évaluée. Cette nouvelle modélisation permet également d'évaluer l'effet de V_F sur la relation $M_F - \theta_F$ et de vérifier la stabilité d'ensemble vis-à-vis du glissement de la fondation.

6.3.3 Influence des paramètres du système pile – fondation superficielle

Lors de la vérification de l'état limite de service des piles de ponts, les paramètres qui peuvent être adaptés sont les dimensions géométriques de la pile L_P et B_P et son taux d'armature ρ ou les dimensions géométriques de la fondation L_F et B_F . Le couple géométrique $[L_F ; B_F]$ de la fondation doit être modifié en accord avec la contrainte normale moyenne du sol de fondation $\sigma_{sol,n}$ choisie et l'état limite ultime de la pile doit toujours être vérifié. L'amélioration des propriétés mécaniques des sols adéquats pour les fondations superficielles n'est généralement pas envisageable au contraire des sols de mauvaise qualité qui peuvent être renforcés, par exemple par la technique du jet grouting. De ce fait, l'étude paramétrique présentée à la figure 6.14 ne porte que sur les paramètres qui peuvent être modifiés. La figure 6.14 (a) présente l'influence du taux d'armature ρ de la pile sur le déplacement imposé admissible $u_{imp,adm}$ en tête de pile. Bien qu'un léger accroissement de $u_{imp,adm}$ est constaté lorsque ρ est augmenté, cette mesure n'est généralement pas satisfaisante au niveau économique, une grande quantité d'armatures n'étant utilisée que pour contrôler la fissuration. La figure 6.14 (b) montre que l'accroissement de la largeur de la pile B_P , qui permet de diminuer la contrainte normale moyenne $\sigma_{c,n}$ mais augmente légèrement la rigidité flexionnelle de la pile, n'est pas significatif sur $u_{imp,adm}$. Au contraire, le changement d'épaisseur de la pile L_P a une influence très importante sur la valeur de $u_{imp,adm}$, figure 6.14 (c). Cette influence était attendue, la rigidité flexionnelle de la pile étant fortement influencée par cette épaisseur. Cette mesure peut s'avérer très efficace pour augmenter $u_{imp,adm}$. Toutefois, la vérification de la stabilité de la pile, qui est également fortement influencée par ce paramètre, doit encore être garantie. La figure 6.14 (d) montre l'influence d'un changement de dimensions de la fondation superficielle ainsi que les bornes définies par une rotule en pied ou un encastrement parfait. La pile considérée étant globalement souple en comparaison de la rigidité rotationnelle de la pile, les valeurs de $u_{imp,adm}$ sont proches de la valeur minimale donnée par l'encastrement parfait. On remarquera tout de même un accroissement du déplacement imposé admissible $u_{imp,adm}$ lorsque la dimension longitudinale de la fondation L_F est diminuée. Comme pour L_P , la rigidité rotationnelle de la fondation a également une importance significative sur la vérification de la stabilité de la pile à l'état limite ultime. En particulier lors de la construction du pont lorsque la pile n'est pas encore tenue en tête par le tablier.

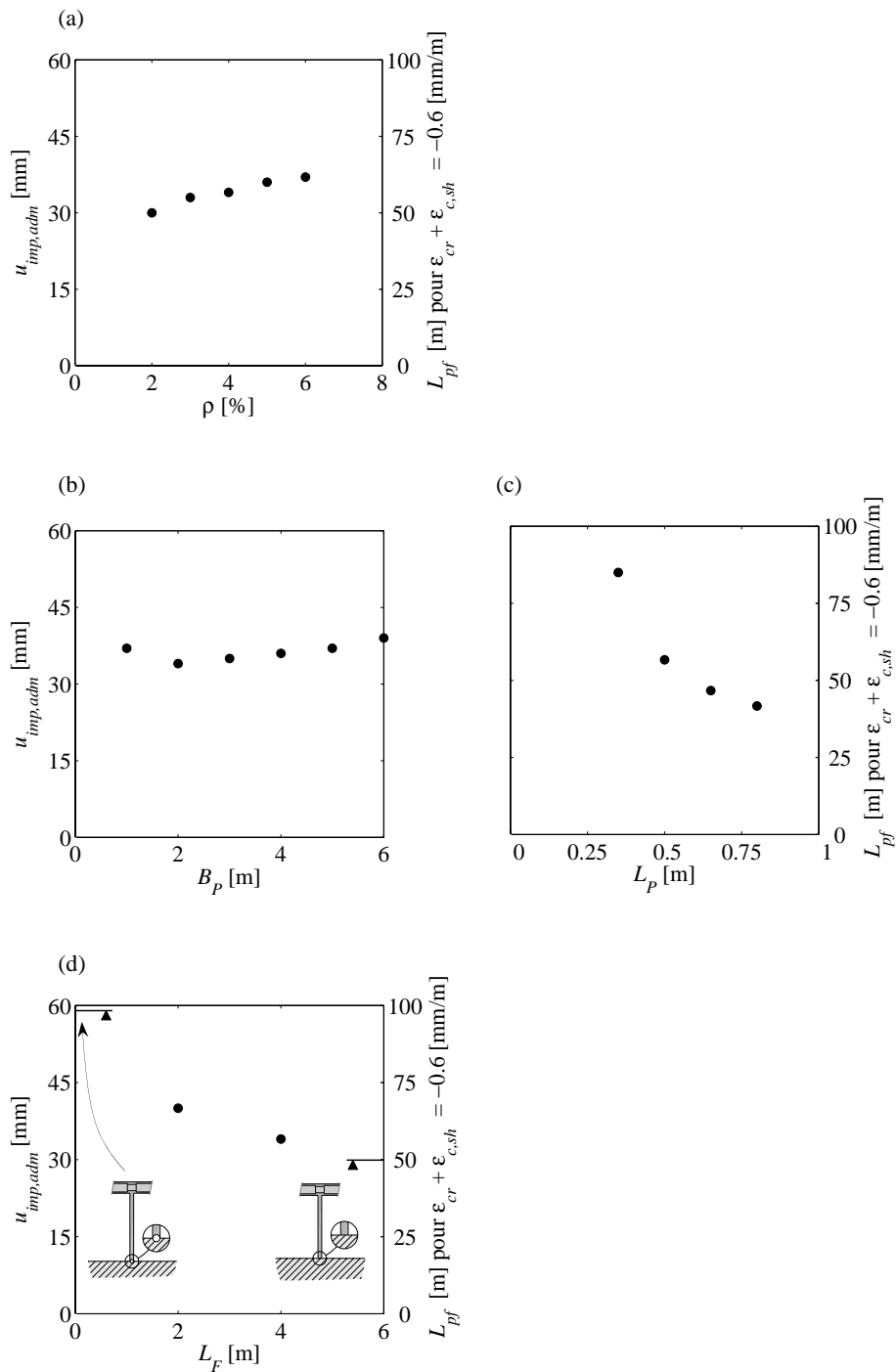


Figure 6.14: Déplacement imposé admissible $u_{imp,adm}$; (a) variation du taux d'armature ρ ; (b) variation de la largeur de la pile B_P ; (c) variation de l'épaisseur de la pile L_P ; (d) variation des dimensions de la fondation

La figure 6.15 montre l'influence du choix de la dimension longitudinale de la fondation L_F sur $u_{imp,adm}$ pour des largeurs de pile B_P différentes. Comme préalablement mentionné, lorsque $B_P = 2$ m, la pile est souple en comparaison à la rigidité rotationnelle de la fondation et donc les valeurs de $u_{imp,adm}$ sont proches de la limite inférieure fixée par un encastrement parfait du pied de fondation. Lorsque B_P est augmenté jusqu' à 6 m, la rigidité flexionnelle globale de la pile est accrue par 3. Cette augmentation de la

rigidité impose une rotation θ_F plus importante à la fondation et approche les valeurs de $u_{imp,adm}$ de la limite supérieure fixée par une rotule en pied de fondation. Le positionnement sur la relation $M_F - \theta_F$ des figure 6.16 (a et b) des points indiqués sur les figures 6.15 (a et b) montrent la relation étroite entre la rigidité flexionnelle de la pile et rotationnelle de la fondation. En particulier, lorsque $L_F = 2$ m, le moment appliqué sur la fondation $M_{F,\varphi}$ à long terme équivaut au moment le plus petit qui conduit à une instabilité cyclique de la fondation, figures 6.3 et 6.4. Cette intensité de $M_{F,\varphi}$ est tout de même acceptable. En effet, la sollicitation de la fondation dérive d'un déplacement imposé et non d'une force. Ce positionnement sur cette branche « instable » permet donc de profiter d'une rotule plastique en pied de pile. Des études sur le comportement en service et à l'état ultime de cette rotule plastique créée dans le massif de fondation doivent encore être effectuées avant son application dans la pratique, de nombreuses questions restant encore en suspend sur son comportement réel.

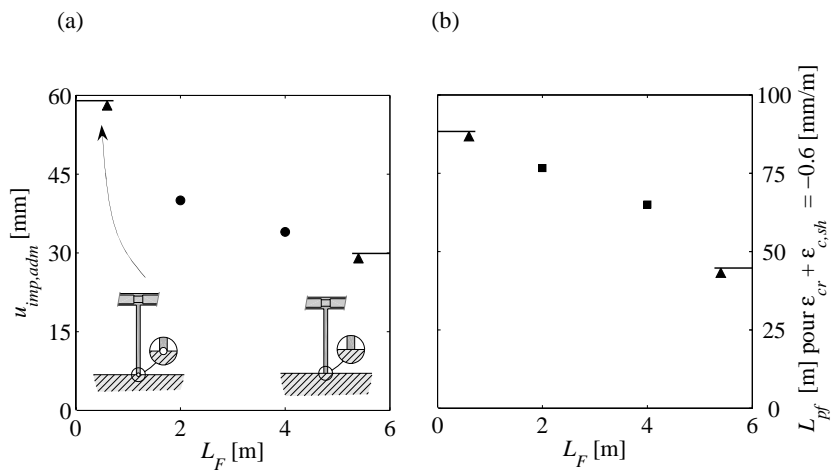


Figure 6.15: Déplacement imposé admissible $u_{imp,adm}$ pour différentes dimensions de la fondation et largeur de pile; (a) $B_p = 2$ m ; (b) $B_p = 6$ m

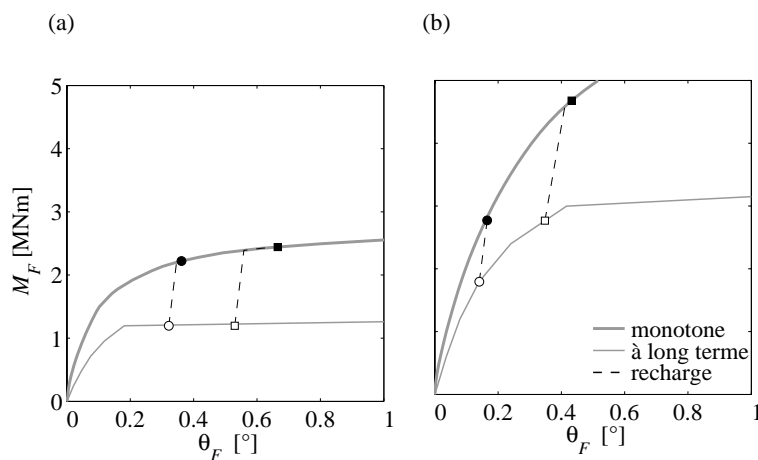


Figure 6.16: Comparaison de la rotations θ_F , pour différentes dimensions de la fondation et largeur de pile, à long terme et suite à la recharge conduisant à $u_{imp} = u_{imp,adm}$, point : $B_p = 2$ m, carré : $B_p = 6$ m ; (a) $L_F = 2$ m et $B_F = 12$ m ; (b) $L_F = 4$ m et $B_F = 6$ m

6.3.4 Approche simplifiée

Une approche simplifiée en quatre étapes est présentée dans ce paragraphe, figure 6.17. Cette approche propose une évaluation incrémentale du comportement moment M – rotation θ de la fondation et de la relation moment M – courbure κ de la pile.

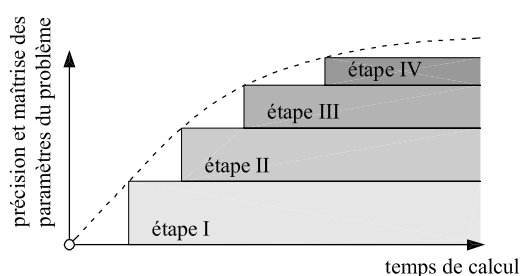


Figure 6.17: Précision et maîtrise des paramètres du problème atteintes en fonction du temps de calcul dévoué à l'étude [adapté de Muttoni et Fernández Ruiz 2010]

L'étape I admet un encastrement rigide de la pile dans le sol de fondation et une relation simplifiée pour le moment M – courbure κ de la pile. Pour la pile, cette relation est déterminée de manière monotone en négligeant les redistributions des contraintes dans la section à long terme consécutives à l'hyperstaticité de la section, l'augmentation de la courbure κ par le retrait et le comportement du béton soumis à une recharge. Par contre, lors de l'évaluation de la relation M – κ monotone, un module d'élasticité réduit E_φ est admis avec un coefficient de vieillissement $\chi_\varphi = 0.6$, équation 3.14. Ces hypothèses simplifient considérablement la résolution des équations 6.2 à 6.5. En effet, les conditions de bord en pied de pile sont bloquées et la relation M – κ est identique pour tous les éléments différentiels de la pile, le comportement du béton rechargé n'étant pas considéré. Par conséquent, le déplacement imposé $u_{imp} = u_{imp,cr} + u_{imp,c,sh} + u_{imp,\Delta T}$ en tête de pile peut être appliqué en une seule phase.

L'étape II admet les mêmes simplifications concernant la relation moment M – courbure κ de la pile. Par contre, la relation moment M – rotation θ de la fondation est évaluée par élément finis. Cette détermination est effectuée en admettant un modèle mécanique élastique-plastique pour le sol de fondation avec un critère de plasticité de Mohr – Coulomb. L'angle de frottement φ et de dilatance ψ sont généralement facilement estimables. Par contre, les paramètres élastiques du sol E et ν ne le sont pas. Cette difficulté est associée à la détermination du module d'élasticité E qui n'est pas un paramètre intrinsèque du sol. En effet, dans les modèles élastique-plastique, il est généralement admis que E est constant pour n'importe quelle contrainte sphérique effective p' . Pour cette étape, il est proposé d'évaluer E à l'aide des équations 3.15 et 3.16 en admettant une contrainte sphérique p' d'intensité équivalente à la contrainte sous la fondation superficielle sollicitée par le poids propre du pont. Par conséquent, $p' = (1+2k_0) N_{Gd} / (L_F B_F)$ peut être déterminée directement puis E également en admettant un coefficient de Poisson $\nu = 0.3$ et un module de cisaillement de référence G_{ref} selon l'équation 3.27 ou 3.28. La détermination de la relation M – θ permet de définir la condition de bord rotationnelle en pied de pile de manière plus

réaliste. Cet ajout permet d'évaluer l'interaction sol-structure entre la pile et la fondation superficielle. Dès cette étape, l'influence des dimensions géométriques de la fondation et des paramètres constitutifs du sol peuvent être évaluées. Par contre, le comportement de la fondation et de la pile sont toujours déterminés de manière monotone et par conséquent u_{imp} peut une nouvelle fois être appliqué en une seule phase.

L'étape III admet les hypothèses pour la détermination de la relation $M - \theta$ pour la fondation superficielle de l'étape II. Par contre, la relation $M - \kappa$ de la pile est déterminée par les équations du § 3.1.1. La considération de ces équations permet d'évaluer de manière plus réaliste le comportement complexe du béton soumis à une charge maintenue, c'est-à-dire aux effets du retrait et du fluage du tablier du pont, et à une recharge conséquente à un changement de température extrême du pont. Dès cette étape, chaque éléments différentiels de pile a une relation $M - \kappa$ différente pour la recharge puisque cette relation est à présent dépendante de la sollicitation atteinte au point A, figure 6.11. De ce fait, le u_{imp} ne peut plus être appliqué en une seule phase mais doit être décomposé en un déplacement imposé à long terme $u_{imp,cr} + u_{imp,c,sh}$, point A, et un déplacement imposé de recharge $u_{imp,\Delta T}$, point B. Ce phasage de l'imposition du déplacement complexifie la résolution du problème mais permet d'évaluer l'influence relative sur le système du déplacement à long terme et de la recharge.

Enfin l'étape IV et celle qui a été présentée aux § 6.3.3. Cette étape considère la relation $M_F - \theta_F$ à long terme suit à des cycles de charge de rapport $\alpha_{recharge} = u_{imp,\Delta T} / (u_{imp,cr} + u_{imp,c,sh}) = 1/6$ puis pour une recharge de rapport $\alpha_{recharge} = 1/3$ et la relation $M - \kappa$ de l'étape III. La considération des effets cycliques sur la relation $M_F - \theta_F$ est complexe mais permet d'évaluer plus précisément l'influence relative sur le système du déplacement à long terme et de la recharge ainsi que l'influence de l'interaction sol-structure sur le système pile – fondation superficielle. Les hypothèses relatives à chaque étape de la méthode incrémentale sont synthétisées dans le tableau 6.4.

Tableau 6.4: Synthèse des hypothèses relatives à chaque étape de la méthode incrémentale proposée

étape	$M - \theta$	$M - \kappa$	u_{imp}
I	rigide	monotone, $\chi_\varphi = 0.6$	en une seule application
II	Mohr – Coulomb		
III	monotone	avec recharge	en deux phases
IV	Hujeux cyclique		

La figure 6.18 compare l'évaluation du déplacement imposé admissible $u_{imp,adm}$ en suivant les étapes de l'approche incrémentale proposée pour une fondation de dimension longitudinale $L_F = 2$ ou 4 m et une pile de largeur $B_P = 2$ ou 4 m. Dans l'étape I, seuls deux valeurs distinctes sont obtenues. En effet, l'encastrement du pied de pile étant admis rigide, seule l'effet de la largeur B_P de pile est visible. Les estimations obtenues dans cette première étape pour $u_{imp,adm}$ sont généralement très conservatrices lorsque les piles sont fondées sur des fondations superficielles. Par contre, lorsque les

piles sont fondées sur des fondations profondes, cette étape conduit à une bonne estimation de $u_{imp,adm}$. Cette différence provient du comportement rotationnel, généralement très rigide, des fondations profondes. Dans l'étape II, en accord avec les paramètres constitutifs du sol de fondation défini au § 3.2.3, un module d'élasticité du sol $E = 51.3$ MPa a été admis pour une contrainte sphérique effective sous poids propre du pont $p' = (1+2 k_0) N_{Gd} / (L_F B_F) = -85$ kPa. Cette étape met en évidence l'influence significative de la rigidité rotationnelle. Comme attendu, cette influence est d'autant plus marquée que la dimension longitudinale de la fondation L_F est petite. Cette deuxième étape, qui considère de manière relativement simple l'interaction sol-structure, conduit à une meilleure évaluation de $u_{imp,adm}$. Les étapes III et IV permettent d'affiner l'évaluation de $u_{imp,adm}$. En particulier, l'attrait principal de l'étape III et la possibilité de représenter l'influence du déplacement imposé à long terme et de la recharge dans le format de la figure 6.13. L'étape IV ajoute encore la possibilité de représenter la relation $M_F - \theta_F$ dans le format de la figure 6.16 et d'évaluer si la fondation superficielle joue pleinement ou non le rôle de rotule plastique dans le sol de fondation.

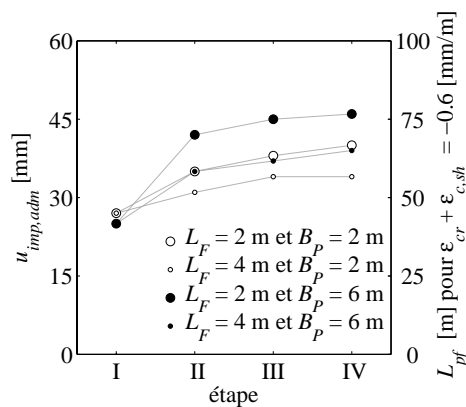


Figure 6.18: Comparasion entre les valeurs de $u_{imp,adm}$ obtenues selon l'étape considérée de l'approche incrémentale proposée

7. Conclusions et travaux futurs

Bien que leur dimensionnement repose principalement sur des règles empiriques et sur l'expérience des ingénieurs praticiens, la construction de ponts intégraux et semi-intégraux est de plus en plus envisagée pour les nouveaux ouvrages de moyenne longueur, $L_{pont} = 50$ à 200 m, ainsi que lors de la rénovation de ponts de longueur plus importantes, L_{pont} jusqu'à 300 m. Cette recherche apporte une contribution théorique à la détermination et la compréhension des problèmes spécifiques aux ponts intégraux. Elle facilite la compréhension des mécanismes d'interaction sol-structure complexes et met en évidence l'influence des paramètres géométriques et mécaniques principaux. Ses résultats ont permis de tirer des enseignements utiles à la conception ainsi qu'au dimensionnement des extrémités et des piles de ponts intégraux visant une amélioration significative de leur comportement à long terme. En particulier, cette recherche a montré l'importance de la considération de l'interaction sol-structure dès la phase de conception.

7.1 Conclusions

Les paragraphes suivants présentent les conclusions les plus importantes de cette recherche, séparées selon les deux études effectuées.

7.1.1 Culées intégrales

Les déplacements imposés u_{imp} aux culées intégrales conduisent à différents problèmes spécifiquement liés aux déformations du sol à proximité de la dalle de transition et du mur de culée. La compréhension des phénomènes conduisant à la création du vide derrière le mur de culée ainsi qu'au tassement de la surface de roulement permet de concevoir et de dimensionner la dalle de transition. En particulier :

1. le problème de planéité à l'extrémité de la dalle de transition, consécutif au tassement de la surface de roulement, peut être significativement réduit lorsque sa considération est effectuée dès la phase de conception. Cette réduction est obtenue en augmentant l'enfouissement de l'extrémité de la dalle de transition. Par contre, ni un changement local de la géométrie de l'extrémité de la dalle de transition, ni une modification des paramètres mécaniques du remblai ne réduisent significativement cette problématique.
2. le vide derrière le mur de culée doit être considéré lors du dimensionnement statique de la dalle de transition. La dimension du vide derrière la dalle de transition et par conséquent les efforts dans la dalle de transition dépendent principalement de la hauteur du mur de culée pour les ponts intégraux, respectivement de la hauteur du tablier du pont pour les ponts semi-intégraux. Une estimation de la dimension du vide à l'aide d'un mécanisme plastique de Rankine et des efforts dans la dalle de transition par analyse numérique peuvent être obtenues aisément.
3. le problème de fissuration de l'enrobé au niveau de la connexion entre le tablier du pont et la dalle de transition peut être résolu pratiquement en modifiant le détail actuellement recommandé. Un détail monolithique, permettant le développement d'une rotule plastique en béton, a été développé dans le cadre de cette recherche. Ce détail a été testé numériquement et expérimentalement. Les résultats obtenus ont

démontré que le détail proposé armé faiblement en flexion ($\rho = 0.3\%$) est la solution la plus adaptée. En effet, la principale caractéristique recherchée est une grande capacité de déformation rotationnelle et non une résistance importante.

4. l'évaluation de la pression des terres contre le mur de culée est complexe et dépend fortement de l'histoire de chargement du remblai. Par conséquent, une capacité de déformation importante de la tête et du pied du mur de culée doit être privilégiée pour éviter des ruptures fragiles dans le cas de charges non attendues.
5. lors de transformations de culées avec joints en culées intégrales ou semi-intégrales, seule la composante du déplacement imposé liée aux changements de température du tablier du pont doit être considérée. Généralement, la suppression des joints de dilatation est réalisable au contraire de la suppression des appuis qui modifie significativement les efforts dans le mur de culée. Dans tous les cas, une attention particulière doit être accordée aux détails de liaison entre les nouveaux éléments et le tablier du pont.

7.1.2 Système pile – fondation

La vérification de l'état limite de service des piles de pont vis-à-vis de la fissuration est fortement influencée par le phasage du déplacement imposé u_{imp} en tête de pile et par l'interaction pile – fondation. En particulier, cette recherche a montré que :

1. l'effet relatif des déplacements imposés par les variations thermiques $u_{imp,\Delta T}$ du tablier du pont est plus important que l'effet relatif des déplacements imposés par le retrait $u_{imp,c,sh}$ et le fluage $u_{imp,cr}$ du tablier du pont. L'effet relatif plus important des variations thermiques du tablier du pont est la conséquence directe de l'évolution relativement rapide de $u_{imp,\Delta T}$ (une demi année) en comparaison de l'accroissement sur une longue période de $u_{imp,cr} + u_{imp,c,sh}$ (une vingtaine d'années pour la valeur quasi totale).
2. la considération de l'interaction sol-structure sur le comportement de la fondation permet une augmentation significative du déplacement imposé admissible en tête de pile. Cette augmentation est particulièrement importante lorsque les dimensions de la fondation sont choisies pour obtenir une rotule plastique dans le sol de fondation.

7.2 Travaux futurs

L'étude de l'interaction sol-structure dans le domaine des ponts intégraux est encore à ses débuts. De ce fait, un nombre important de questions liées à cette problématique restent en suspens. Les thèmes principaux pour des recherches futures sont énumérés ci-dessous pour les deux études effectuées.

7.2.1 Culées intégrales

Le calage des paramètres mécaniques du modèle ainsi que la validation à grande échelle des études numériques doivent encore être réalisés. En particulier, les essais suivants sont souhaitables :

1. essais triaxiaux monotones et cycliques en laboratoire sur des remblais standards pour valider les valeurs des paramètres mécaniques choisis.

2. mesures expérimentales, à grande échelle en laboratoire ou lors de la mise en service d'un nouveau pont intégral, des déformations de la surface de roulement à l'extrémité des dalles de transition.
3. mesures du vide derrière le mur de culée et des efforts dans la dalle de transition pour un nouveau pont intégral.
4. suivi du comportement du détail de connexion proposé réalisé sur un nouveau pont.

Dans les modèles numériques utilisés, des études complémentaires sont encore souhaitables notamment :

5. pour évaluer l'influence de l'interaction entre les déformations du remblai conséquentes au mouvement du mur de culée intégrale et des déformations conséquentes aux déplacements de la dalle de transition. Dans cette recherche, une culée semi-intégrale a été analysée.
6. sur l'influence de l'interface sol-structure en particulier pour des pentes importantes de la dalle de transition.

Des phénomènes spécifiques n'ont pas été traités ou que succinctement dans cette étude. En particulier :

7. l'influence des déplacements cycliques, dus aux variations thermiques du tablier du pont, sur la planéité de la surface de roulement.
8. l'influence du passage des véhicules routiers sur l'accroissement du défaut de planéité à l'extrémité de la dalle de transition.
9. l'effet de l'eau dans des remblais partiellement saturés ou soumis à des écoulements qui provoquent des pertes de fines.
10. les effets de bord conséquents à la géométrie réelle tridimensionnelle.
11. l'influence de la rotation de l'extrémité du tablier sur l'état limite de service de l'extrémité du pont pour le détail de connexion monolithique proposé.

7.2.2 Système pile – fondation

Comme pour les études sur les culées intégrales, le calage des paramètres mécaniques du modèle ainsi que la validation à grande échelle de l'étude numérique doivent encore être effectués. En particulier, les essais suivants sont souhaitables :

1. mesures expérimentales sur le terrain sur un nouveau pont.

Pour le modèle numérique utilisé, des études complémentaires sont encore souhaitables notamment :

2. sur le choix du rapport entre le déplacement imposé par les variations thermiques et celui imposé par le retrait et le fluage du tablier du pont.
3. sur l'influence de l'effort normal dans la pile et sur la fondation.

Des phénomènes spécifiques n'ont pas été traités ou que succinctement dans cette étude. En particulier :

4. l'influence de la rigidité flexionnelle du tablier du pont.
5. l'influence du déplacement longitudinal de la fondation conséquent à l'effort tranchant en pied de pile.

6. les effets de bord conséquents à la géométrie tridimensionnelle de la fondation sur les relations $N_F - w_F$, $M_F - \theta_F$ et $V_F - u_F$.
7. l'effet de l'eau dans des sols granulaires partiellement saturés ou soumis à des écoulements qui provoquent des pertes de fines.
8. le comportement mécanique à long terme des sols cohésifs de faible perméabilité, en particulier l'effet de la pression interstitielle qui peut ne pas être nulle.
9. le comportement des fondations profondes sur pieux.

Références bibliographiques

- ALLOTEY N. et EL NAGGAR M. H.**, *Analytical moment-rotation curves for rigid foundations based on a Winkler model*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 23, pp. 367-381, **2003**, [Allotey et El Naggar 2003].
- ANDREY D.**, *Maintenance des ouvrages d'art - Méthodologie de surveillance*, Rapport OFROU, Recherche 32/82, **1987**, [Andrey 1987].
- ANDREY D.**, *Maintenance des ouvrages d'art: Méthodologie de surveillance*, Thèse EPFL, n° 679, 307 p., Lausanne, Suisse, **1987**, [Andrey 1987a].
- ANSYS INC.**, *Ansys 11.0 user manual*, **2007**, [Ansys 2007].
- ARSOY S.**, *Experimental and Analytical Investigations of Piles and Abutments of Integral Bridges*, Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, 231 p., Virginia, Etats-Unis, **2000**, [Arsoy 2000].
- AUBRY D., HUJEUX J.-C., LASSOUDIÈRE F. et MEIMON Y.**, *A double memory model with multiple mechanisms for cyclic soil behaviour*, International Symposium on Numerical in Geomechanics, pp. 3-13, Zürich, Suisse, **1982**, [Aubry et al. 1982].
- AUBRY D. et MODARESSI A.**, *GEFDYN, Manuel Scientifique*, Ecole Centrale Paris, 288 p., Paris, France, **2008**, [Aubry et Modaressi 2008].
- BA**, *BA 42/96, British Highways Agency: The design of integral bridges*, British advices, 16 p., Grande-Bretagne, **2003**, [BA 2003].
- BAYOGLU FLENER E.**, *Soil-Structure Interaction for Integral Bridges and Culverts*, Trita-BKN Bulletin, 74, 110 p., Stockholm, Suède, **2004**, [Bayoglu Flener 2004].
- BAZANT Z. P.**, *Mathematical Models for Creep and Shrinkage of Concrete*, John Wiley & Sons, Creep and Shrinkage in Concrete Structures, Edited by Z. P. Bazant and F. H. Wittmann, pp. 163-256, Etats-Unis, **1982**, [Bazant 1982].
- BAZANT Z. P.**, *Prediction of Concrete Creep Effects Using Age-Adjusted Effective Modulus Meethod*, ACI Journal, 69, pp. 212-217, Etats-Unis, **1972**, [Bazant 1972].
- BAZANT Z. P. et BAWEJA S.**, *Short form of creep and shrinkage prediction model B3 for structures of medium sensitivity*, Materials and Structures, RILEM Recommendation, pp. 587-593, **1996**, [Bazant et Baweja 1996].
- BETTINGER C. L.**, *Effects of Thermal Expansion on a Skewed Semi-Integral Bridge*, College of Engineering and Technology Ohio University, 162 p., Ohio, Etats-Unis, **2001**, [Bettinger 2001].
- BONZCAR C., BRENA S. F., CIVJAN S. A., DEJONG J., CRELLIN B. et CROVO D.**, *Field Data and FEM Modeling of the Orange-Wendell Bridge*, FHWA Conference : Integral Abutment and Jointless Bridges, pp. 163-173, Baltimore, Etats-Unis, **2005**, [Bonzcar et al. 2005].

-
- BONZCAR C., BRENA S. F., CIVJAN S. A., DEJONG J. et CROVO D.**, *Integral Abutment Pile Behavior and Design - Field Data and FEM studies*, FHWA Conference : Integral Abutment and Jointless Bridges, pp. 174-184, Baltimore, Etats-Unis, **2005**, [Bonzcar et al. 2005a].
- BOWLES J. E.**, *Foundation Analysis and Design, Fifth Edition*, McGraw-Hill, 1241 p., Etats-Unis, **1997**, [Bowles 1997].
- BRENA S. F.**, *Thermal Response of Integral Abutment Bridges*, Présentation privée EPFL, Lausanne, Suisse, **2009**, [Brena 2009].
- BRENA S. F., BONZCAR C., CIVJAN S. A., DEJONG J. et CROVO D.**, *Evaluation of seasonal and Yearly Behavior of an Integral Abutment Bridge*, ASCE Journal of Bridge Engineering, 12, pp. 296-304, Etats-Unis, **2007**, [Brena et al. 2007].
- BRIAUD J.-L., JAMES R. W. et HOFFMAN S. B.**, *Synthesis of Highway Practice 234 : Settlement of Bridge Approaches (The Bump at the End of the Bridge)*, National Academy Press, National Cooperative Highway Research Program, 34 p., Washington D.C., Etats-Unis, **1997**, [Briaud et al. 1997].
- BRINCH HANSEN J.**, *A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity*, Geoteknisk Instituts bulletiner, 28, pp. 5-11, Copenhagen, Danemark, **1970**, [Brinch Hansen 1970].
- BROMS B.**, *Lateral earth pressures due to compaction of cohesionless soils*, Statens Geotekniska Institut , Proceeding 4th Conference on Soil Mechanics, Budapest, pp. 373-384, Budapest, Hongrie, **1971**, [Broms 1971].
- BROMS B. B. et INGELSON I.**, *Earth pressure against the abutments of a rigid frame bridge*, Statens Geotekniska Institut , géotechnique, 21, pp. 15-28, Stockholm, Suède, **1971**, [Broms et Ingelson 1971].
- BROMS B. B. et INGELSON I.**, *Lateral earth pressure on a bridge abutment*, Statens Geotekniska Institut , pp. 117-123, Stockholm, Suède, **1973**, [Broms et Ingelson 1973].
- BURDET O. et KENEL A.**, *Aptitude au service*, Documentation SIA, D 0182, pp. 107-120, Zürich, Suisse, **2003**, [Burdet et Kenel 2003].
- BURKE M. P.**, *Integral and Semi-integral Bridges*, Wiley-Blackwell, 272 p., Etats-Unis, **2009**, [Burke 2009].
- BUTTERFIELD R. et GOTTARDI G.**, *A complete three-dimensional failure envelope for shallow footings on sand*, Géotechnique, 44, pp. 181-184, Grande-Bretagne, **1994**, [Butterfield et Gottardi 1994].
- CAI C. S., SHI X. M., VOYIADJIS G. Z. et ZHANG Z. J.**, *Structural Performance of Bridge Approach Slabs under Given Embankment Settlement*, ASCE Journal of Bridge Engineering, 10, pp. 482-489, Etats-Unis, **2005**, [Cai et al. 2005].
- CAQUOT A. et KERISEL J.**, *Tables de butée et de poussée*, Gauter-Villars, 2ème édition, 176 p., Paris, France, **1973**, [Caquot et Kerisel 1973].

- CEB**, *CEB-FIP Model Code 1990*, Comité Euro-International du Béton (CEB), 460 p., Londres, Grande-Bretagne, **1993**, [CEB 1993].
- CIVJAN S. A., BONCZAR C., BRENA S. F., DEJONG J. et CROVO D.**, *Integral Abutment Bridge Behavior : Parametric Analysis of a Massachusetts Bridge*, ASCE Journal of Bridge Engineering, 12, pp. 64-71, Etats-Unis, **2007**, [Civjan et al. 2007].
- CLOUGH G. W. et DUNCAN J. M.**, *Earth retaining Structures*, Van Nostrand Reinholdt, Foundation engineering handbook, 2nd edition, 223-235 pp., New York, Etats-Unis, **1991**, [Clough et Duncan 1991].
- COLLIN P., VELJKOVIC M. et PETURSSON H.**, *International Workshop on the Bridges with Integral Abutments*, Technical report Lulea University of Technology, Luleå, Suède, **2006**, [Collin et al. 2006].
- COSENZA E., GRECO C. et MANFREDI G.**, *The Concept of Equivalent Steel*, Comité Euro-International du Béton (CEB), Bulletin d'Information No. 218, pp. 163-183, Lausanne, **1993**, [Cosenza et al. 1993].
- COSGROVE E. F. et LEHANE B.M.**, *Cyclic loading of loose backfill placed adjacent to integral bridge abutments*, Journal of Physical modelling in Geotechnics, 3, pp. 9-16, Canada, **2003**, [Cosgrove et Lehane 2003].
- DAL BUSCO S.**, *Déformabilité et capacité portante des colonnes en béton armé*, Thèse de doctorat, 241 p., Lausanne, Suisse, **1988**, [Dal Busco 1988].
- DAL BUSCO S., NAJDANOVIC D. et SUTER R.**, *Dimensionnement des colonnes de bâtiment, essais de longue durée série expérimentale A et B*, Publication IBAP, 116, Lausanne, Suisse, **1986**, [Dal Busco et al. 1986].
- DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS**, *Guía para la concepción de puentes integrales en carreteras*, Ministerio de Fomento, 100 p., Espagne, espagnol, **2000**, [Dirección General de Carreteras 2000].
- DUMONT A.-G., DI BENEDETTO H. et PUCCI TH.**, *Réalisation des infrastructures de transport*, Polycopié EPFL, Réédition, Suisse, **2003**, [Dumont et al. 2003].
- DUNCAN J. M. et CHANG C.-Y.**, *Nonlinear analysis of stress and strain in soils*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 96, pp. 1629-1653, Etats-Unis, **1970**, [Duncan et Chang 1970].
- DUNCAN J. M. et MOKWA R. L.**, *Passive Earth Pressures: Theories and Tests*, Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, pp. 248-257, Etats-Unis, **2001**, [Duncan et Mokwa 2001].
- ENGELSMANN S., SCHLAICH J. et SCHÄFER K.**, *Entwerfen und Bemessen von Betonbrücken ohne Fugen und Lager*, Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau, 496, 126 p., Berlin, Allemagne, allemand, **1999**, [Engelsmann et al. 1999].

-
- ENGLAND G. L., TSANG C. M., DUNSTAN T. et WAN R. G.**, *Drained granular material under cyclic loading with temperature-induced soil/structure interaction*, Architectural Press, 50, pp. 553-579, Etats-Unis, **1997**, [England et al. 1997].
- ENGLAND G. L., TSANG N. C. M. et BUSH D. I.**, *Integral bridges a fundamental approach to the time-temperature loading problem*, Thomas Telford, 148 p., Grande-Bretagne, **2000**, [England et al. 2000].
- ENRIGHT M. P. et FRANGOPOL D. M.**, *Survey and evaluation of damaged concrete bridges*, Journal of Bridge Engineering, 5, pp. 31-38, Etats-Unis, **2000**, [Enright et Frangopol 2000].
- EUROCODE**, *Eurocode 1: General actions - Part 1-5: Thermal actions*, European Committee for Standardization (CEN), Bruxelles, Belgique, **2003**, [Eurocode 2003].
- EUROCODE**, *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 2: Concrete bridges*, European Committee for Standardization (CEN), Bruxelles, Belgique, **2005**, [Eurocode 2005].
- FAVRE R., JACCOUD J.-P., BURDET O. et CHARIF H.**, *Dimensionnement des structures en béton - Aptitude au service et éléments de structures*, Presse Polytechnique et Universitaires Romandes, Traité de Génie Civil, Vol. 8, 3è éd., 612 p., Lausanne, Suisse, **2004**, [Favre et al. 2004].
- FERNÁNDEZ RUIZ M.**, *Evaluación no lineal de los efectos estructurales producidos por las deformaciones diferidas del hormigón y el acero*, Universidad Politécnica de Madrid, 175 p., Madrid, Espagne, espagnol, **2003**, [Fernández Ruiz 2003].
- FERNÁNDEZ RUIZ M.**, *Influencia de la armadura transversal en la separación de fisuras*, Hormigón y Acero, 236, pp. 35-42, Madrid, Espagne, espagnol, **2005**, [Fernández Ruiz 2005].
- FERNÁNDEZ RUIZ M. et MUTTONI A.**, *On Development of Suitable Stress Fields for Structural Concrete*, ACI, Structural Journal, Vol. 104 n°4, pp. 495-502, Farmington Hills, Etats-Unis, **2007**, [Fernández Ruiz et Muttoni 2007].
- FERNÁNDEZ RUIZ M. et MUTTONI A.**, *Performance and Design of Punching-Shear Reinforcing Systems*, 3rd fib International Congress, N° 437, 14 p., Washington D.C., Etats-Unis, **2010**, [Fernández Ruiz et Muttoni 2010].
- FERNÁNDEZ RUIZ M., MUTTONI A. et GAMBAROVA P.**, *Relationship between nonlinear creep and cracking of concrete under uniaxial compression*, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 5, No 3, pp. 383-393, Japon, **2007**, [Fernández Ruiz et al. 2007].
- FERNÁNDEZ RUIZ M., VAZ RODRIGUES R. et MUTTONI A.**, *Dimensionnement et vérification des dalles de roulement des ponts routiers*, Rapport OFROU, N° 636, 53 p., Berne, Suisse, **2009**, [Fernández Ruiz et al. 2009].
- FHWA**, *Integral Abutment and Jointless Bridges*, The 2005 - FHWA Conference, Baltimore, Etats-Unis, **2005**, [FHWA 2005].

- GOH C. T.**, *The behaviour of backfill to shallow abutments of integral bridges*, Thesis of the University of Birmingham, 239 p., Birmingham, Grande-Bretagne, **2001**, [Goh 2001].
- GUIDOTTI R., FERNÁNDEZ RUIZ M. et MUTTONI A.**, *Crushing and Flexural Strength of Slab-Column Joints*, Engineering structures, **2010**, [Guidotti et al. 2010], soumis pour publication.
- HEGGER J., RICKER M. et SHERIF A.**, *Punching Strength of Reinforced Concrete Footings*, ACI Structural Journal, 106, 706-716, Etats-Unis, **2009**, [Hegger et al. 2009].
- HEYMAN J.**, *Coulomb's memoir on statics, an essay in the history of civil engineering*, Cambridge University Press, Cambridge, Angleterre, **1972**, [Heyman 1972].
- HORDIJK D. A.**, *Local approach to fatigue of concrete*, Technische Universiteit Delft, Thesis, Editor W. D. Meinema b. v. Delft, Delft, Pays-Bas, **1991**, [Hordijk 1991].
- HORVATH J. S.**, *Integral-Abutment Bridges: A Complex Soil-Structure Interaction Challenge*, Proceedings of GeoTrans, Geotechnical Engineering for Transportation Projects, GSP 126, pp. 460-469, Etats-Unis, **2004**, [Horvath 2004].
- HORVATH J. S.**, *Integral-Abutment Bridges: Problems and Innovative Solutions Using EPS Geofoam and Other Geosynthetics*, Manhattan College Research Report, CE/GE-00-2, 170 p., New York, Etats-Unis, **2000**, [Horvath 2000].
- HUJEU J.-C.**, *Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols*, Génie parasismique, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp. 287-302, France, **1985**, [Hujeux 1985].
- IMRAN I. et PANTAZOPOULOU S. J.**, *Experimental Study of Plain Concrete under Triaxial Stress*, ACI, Material Journal, 93, pp. 589-601, Farmington Hills, Etats-Unis, **1996**, [Imran et Pantazopoulou 1996].
- JACCOUD J.-P.**, *Gradients de température dans les ponts*, Ingénieurs et architectes suisses, 23, Lausanne, Suisse, **1982**, [Jaccoud 1982].
- JAKY J.**, *The coefficient of earth pressure at rest (en hongrois: A nyugalmi nyomás tényezője)*, Journal of the Society of Hungarian Engineers -Architects (Magyar Mernok es Epitesz-Egylet Kozlonye), pp. 355-358, Hongrie, Hungarian, **1944**, [Jaky 1944].
- JARADAT Y. M. M.**, *Soil-Structure Interaction of FRP Piles in Integral Abutment Bridges*, Faculty of the Graduate School of the University of Maryland, 363 p., Maryland, Etats-Unis, **2005**, [Jaradat 2005].
- KALAYCI E., BRENA S. F. et CIVJAN S. A.**, *Curved Integral Abutment Bridges – Thermal Response Predictions Through Finite Element Analysis*, ASCE Proceedings of the 2009 Structures Congress , Don't Mess with Structural Engineers: Expanding Our Role, pp. 213-222, Etats-Unis, **2009**, [Kalayci et al. 2009].
- KARAWAJCZYK E.**, *Finite Element Simulations of Integral Bridge Behaviour*, TRITA-BKN, 62, Stockholm, Suède, **2001**, [Karawajczyk 2001].

-
- KARSAN D. I.**, *Behavior of Plain Concrete under Variable Load Histories*, Thesis report, Rice University, Houston, Etats-Unis, **1968**, [Karsan 1968].
- KAUFMANN W.**, *Integral Bridges: State of Practice in Switzerland*, The 11th Annual International fib Symposium, Concrete: 21st century superhero, 8 p., Londres, Grande-Bretagne, **2009**, [Kaufmann 2009].
- KAUFMANN W.**, *Integrale Brücken - Sachstandsbericht*, Rapport OFROU, Berne, Suisse, allemand, **2005**, [Kaufmann 2005].
- KEROKOSKI O.**, *Soil-Structure Interaction of Long Jointless Bridges with Integral Abutments*, Tampere University of Technology, Publication 605, 174 p., Tampere, Finlande, **2006**, [Kerokoski 2006].
- KOKUSHO T. et ESASHI Y.**, *Cyclic Triaxial Test on Sands and Coarde Materials*, Proceedings of the tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1, pp. 673-676, Stockholm, Suède, **1981**, [Kokusho et Esashi 1981].
- KOSKINEN M.**, *Soil-Structure Interaction of Jointless Bridges on Piles*, Tampere University of Technology Publication, 200, 184 p., Tampere, Finlande, **1997**, [Koskinen 1997].
- KOSTIC N.**, *Topologie des champs de contraintes pour le dimensionnement des structures en béton armé*, Thèse EPFL, N° 4414, 235 p., Lausanne, Suisse, **2009**, [Kostic 2009].
- KOVÁRI K. et TISA A.**, *Computational Model and Charts for cut-and-cover tunnels*, Int. Ass. Bridges and Str. Eng., **1998**, [Kovári et Tisa 1998].
- KUNIN J. et ALAMPALLI S.**, *Integral Abutment Bridges: Current Practice in United States and Canada*, Journal of performance of constructed facilities, 14, pp. 104-111, Etats-Unis, **2000**, [Kunin et Alampalli 2000].
- LASSOUDIÈRE F. et MEIMON Y.**, *Une loi de comportement elasto-plastique des sols - Modèle Cyclade - Etude de faisabilité d'un système de détermination automatisée des paramètres*, Contrat 84 F 1489 Ministère de la Recherche et de l'Enseignement Supérieur, IFP-BRGM, France, **1986**, [Lassoudière et Meimon 1986].
- LEBET J.-P. et BADOUX J.-C.**, *Variations de température dans les ponts*, Ingénieurs et architectes suisses, n°7, pp. 92-94, Lausanne, Suisse, **1987**, [Lebet et Badoux 1987].
- LEBET J.-P. et UTZ S.**, *Effets de la température dans le dimensionnement des ponts*, Rapport OFROU, Mandat de recherche AGB2001/475, 100 p., Berne, Suisse, **2005**, [Lebet et Utz 2005].
- LEÓN GONZÁLEZ J.**, *Inspección y diagnosis de puentes ferroviarios : Hormigón*, ADIF, 3, Espagne, espagnol, **2008**, [León González 2008].
- LINGER D. A.**, *Historical development of the soil-structure interaction problem*, Soil-structure interaction: a symposium, Highway Research Board n°413, pp. 5-12, Etats-Unis, **1972**, [Linger 1972].

- LÓPEZ-CABALLERO F.**, *Influence du Comportement Non Linéaire du Sol sur les Mouvements Sismiques Induits dans des Géo-Structures*, Thèse Ecole Centrale Paris, 334 p., Paris, France, **2003**, [López-Caballero 2003].
- LÓPEZ-CABALLERO F., MODARESSI A. et ELMÍ F.**, *Identification of an elastoplastic model parameters using laboratory and in-situ tests*, Swets & Zeilinger, Deformation Characteristics of Geomaterials, Di Benedetto et al. (eds), pp. 1183-1189, **2003**, [López-Caballero et al. 2003].
- MARTI P., ALVAREZ M., KAUFMANN W. et SIGRIST V.**, *Tension chord model for structural concrete*, Structural Engineering International, vol. 8 n° 4, pp. 287-298, Etats-Unis, **1998**, [Marti et al. 1998].
- MARURI R. F. et PETRO S. H.**, *Integral Abutments and Jointless Bridges (IAJB) 2004 Survey Summary*, The 2005 - FHWA Conference , pp. 12-26, Baltimore, Etats-Unis, **2005**, [Maruri et Petro 2005].
- MASING G.**, *Eigenspannungen and Verfertigung beim Messing*, Proceedings of the Second International Congress for Applied Mechanics, pp. 332-335, Zürich, Suisse, allemand, **1926**, [Masing 1926].
- MATHWORKS**, *Learning Matlab 7.8*, MathWorks, **2009**, [MathWorks 2009].
- MELCHERS R. E.**, *Rotational Stiffness of Shallow Footings*, Computers and Geotechnics, 13, pp. 21-35, Grande-Bretagne, **1992**, [Melchers 1992].
- METZGER A. T.**, *Measurement of the Abutment Forces of a Skewed Semi-Integral Bridge as a Result of Ambient Temperature Change*, Faculty of the Russ College of Engineering and Technology Ohio, pp. 224, Ohio, Etats-Unis, **1995**, [Metzger 1995].
- MICHALSKI E. et RAHMA A.**, *Modélisation du comportement des sols en élastoplasticité : définition des paramètres des modèles Hujeux-Cyclade et recherche des valeurs des paramètres pour différents sols*, Bureau de recherche géologiques et minières, 1, 291 p., Orléans, France, **1989**, [Michalski et Rahma 1989].
- MUTTONI A.**, *Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton*, Dissertation ETHZ, 159 p., Zürich, Suisse, allemand, **1989**, [Muttoni 1989].
- MUTTONI A.**, *Structures en béton*, Polycopié de cours EPFL, Lausanne, Suisse, **2009**, [Muttoni 2009].
- MUTTONI A. et FERNÁNDEZ RUIZ M.**, *Champs de contraintes pour le béton structural*, Tracés, Vol. 133, n°5, pp. 17-21, Lausanne, Suisse, **2007**, [Muttoni et Fernández Ruiz 2007].
- MUTTONI A. et FERNÁNDEZ RUIZ M.**, *Design through an incremental approach: the Swiss experience*, Joint IABSE-fib Conference, 8 p., Dubrovnik, Croatie, **2010**, [Muttoni et Fernández Ruiz 2010].

-
- MUTTONI A. et FERNÁNDEZ RUIZ M.**, *Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width*, ACI Structural Journal, V. 105, No 2, pp. 163-172, Farmington Hills, Etats-Unis, **2008**, [Muttoni et Fernández Ruiz 2008].
- MUTTONI A. et SCHWARTZ J.**, *Behavior of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement*, IABSE Colloquium, Vol. 62, pp. 703-708, Stuttgart, Allemagne, **1991**, [Muttoni et Schwartz 1991].
- NAJDANOVIC D.**, *Contribution à la vérification de l'état d'utilisation des colonnes sous déformations imposées*, Thèse EPFL, 680, 194 p., Lausanne, Suisse, **1987**, [Najdanovic 1987].
- NEW JERSEY DOT**, *Integral Abutments Construction Details*, Etats-Unis, **2002**, [New Jersey DOT 2002].
- NG C. W. W., SPRINGMAN S. M. et NORRISH A. R. M.**, *Centrifuge modeling of spread-base integral bridge abutments*, Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 124, pp. 376-388, Etats-Unis, **1998**, [Ng et al. 1998].
- NG C. W. W., SPRINGMAN S. M. et NORRISH A. R. M.**, *Soil-Structure Interaction of Spread-Base Integral Bridge Abutments*, Soils and foundations, Japan Geotechnical Society, 38, pp. 145-162, Japon, **1998**, [Ng et al. 1998a].
- NILSSON M.**, *Evaluation of In-situ Measurements of Composite Bridge with Integral Abutments*, Luleå University of Technology, Licentiate Thesis, pp. 152, Luleå, Suède, **2008**, [Nilsson 2008].
- OFROU**, *A9 Vennes-Vileneuve Mesures anticipées*, Office fédéral des routes, Berne, Suisse, **2009**, [OFROU 2009].
- OFROU**, *Détails de construction de ponts : directives*, Office fédéral des routes, Berne, Suisse, **2010**, [OFROU 2010].
- OFROU**, *Joints de chaussée en bitume-polymère*, Office fédéral des routes, 115 p., Berne, Suisse, **2005**, [OFROU 2005].
- PLUMEY S.**, *Interaction sol-structure dans le domaine des tranchées couvertes*, Thèse EPFL, N° 3714, 299 p., Lausanne, Suisse, **2007**, [Plumey 2007].
- PLUMEY S., MUTTONI A., VULLIET L. et LABIOUSE V.**, *Comportement, calcul et dimensionnement des tranchées couvertes*, Rapport OFROU, N°605, 214 p., Berne, Suisse, **2006**, [Plumey et al. 2006].
- PÖTZL M.**, *Robuste Brücken*, Vieweg, 288 p., Braunschweig, Allemagne, allemand, **1996**, [Pötzl 1996].
- PÖTZL M. et NAUMANN F.**, *Fugenlose Betonbrücken mit flexiblen Widerlagern*, Beton- und Stahlbetonbau, 100, pp. 675-685, Berlin, Allemagne, allemand, **2005**, [Pötzl et Naumann 2005].

- PÖTZL M., SCHLAICH J. et SCHÄFER K.**, *Grundlagen für den Entwurf, die Berechnung und konstruktive Durchbildung lager- und fugenloser Brücken*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 461, 125 p., Berlin, Allemagne, allemand, **1996**, [Pötzl et al. 1996].
- PRIESTLEY M. J. N.**, *Design of concrete bridges for temperature gradients*, ACI Journal, 75, pp. 209-217, Etats-Unis, **1978**, [Priestley 1978].
- PRITCHARD B.**, *Continuous and Integral Bridges*, E & FN SPON, 295 p., Cambridge, Grande-Bretagne, **1994**, [Pritchard 1994].
- PUCCI T.**, *Approche prévisionnelle de la fissuration par sollicitation thermique des revêtements bitumineux*, Thèse EPFL, N° 2282, 231 p., Lausanne, Suisse, **2001**, [Pucci 2001].
- RAMEY G. E. et WRIGHT R. L.**, *Results of Bridge Durability/Longevity Survey*, Practice Periodical on Structural Design and Construction, 2, pp. 105-117, Etats-Unis, **1997**, [Ramey et Wright 1997].
- RANKINE W.J.M.**, *On the stability of loose earth*, Philosophical Transactions of the Royal Society of London, 147, pp. 9-27, **1857**, [Rankine 1857].
- RICHART F. E. et HEITMAN R. H.**, *Tests of Reinforced Concrete Columns Under Sustained Loading*, Journal of American Concrete Institute, Proceedings of the American Concrete Institute, 35, pp. 33-38, Etats-Unis, **1938**, [Richart et Heitman 1938].
- ROSCOE K. H. et BURLAND J. B.**, *On the Generalized Stress-Strain Behaviour of "Wet" Clay*, Cambridge University Press, Engineering Plasticity, pp. 535-609, Cambridge, Grande-Bretagne, **1968**, [Roscoe et Burland 1968].
- ROTILO J.-D.**, *Contribution des actions variables aux déformations à long terme des ponts en béton*, Thèse EPFL, n° 1870, 194 p., Lausanne, Suisse, **1998**, [Rotilio 1998].
- ROY S. et THIAGARAJAN G.**, *Nonlinear Finite-Element Analysis of Reinforced Concrete Bridge Approach Slab*, Journal of Bridge Engineering, 12, pp. 801-806, **2007**, [Roy et Thiagarajan 2007].
- RUHRBERG R. et SCHUMANN H.**, *Schäden an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken*, Verlag, pp. 461, Allemagne, allemand, **1982**, [Ruhrberg et Schumann 1982].
- RÜSCH H.**, *Researches towards a general flexural theory for structural concrete*, Journal of ACI, 57, pp. 1-28, Etats-Unis, **1960**, [Rüsch 1960].
- SCHERTENLEIB P., MUTTONI A. et SCHWARTZ J.**, *Pièces comprimées*, Documentation SIA, D 0182 Introduction à la norme SIA 262, pp. 67-77, Zürich, Suisse, **2003**, [Schertenleib et al. 2003].
- SHAH B. R.**, *3D Finite Element Analysis of Integral Abutment Bridges Subjected to Thermal Loading*, College of Engineering Kansas State University, 131 p., Etats-Unis, **2007**, [Shah 2007].

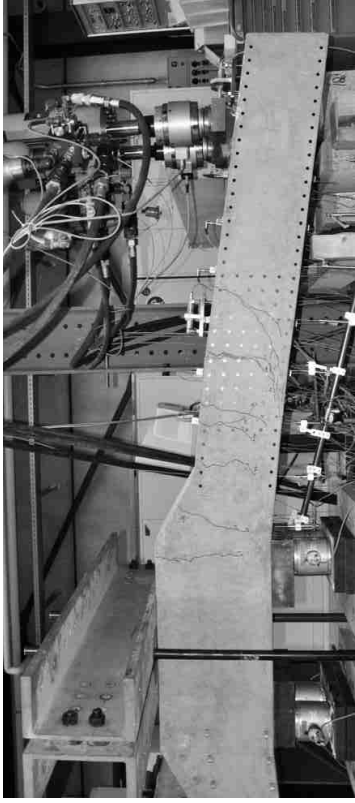
-
- SIA**, *SIA 162 : Norme pour le calcul, la construction et l'exécution des ouvrages en béton, en béton armé et en béton précontraint*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, 84 p., Zürich, Suisse, **1968**, [SIA 1968].
- SIA**, *SIA 260 - Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, 44 p., Zürich, Suisse, **2003**, [SIA 2003].
- SIA**, *SIA 261 - Actions sur les structures porteuses*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, 114 p., Zürich, Suisse, **2003**, [SIA 2003a].
- SIA**, *SIA 261/1 Actions sur les structures porteuses – Spécifications complémentaires*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, 32 p., Zürich, Suisse, **2003**, [SIA 2003b].
- SIA**, *SIA 262 - Construction en béton*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, 94 p., Zürich, Suisse, **2003**, [SIA 2003c].
- SIA**, *SIA 267 - Géotechnique*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, 102 p., Zürich, Suisse, **2003**, [SIA 2003d].
- SN**, *SN 640 520a, Planéité : Contrôle de la géométrie*, VSS, Union des professionnels suisses de la route, 8 p., Zürich, Suisse, **1977**, [SN 1977].
- SN**, *SN 640 521c, Planéité : Exigences de qualité*, VSS, Association suisse des professionnels de la route et des transports, 4 p., Zürich, Suisse, **2003**, [SN 2003].
- SN**, *SN 670 317b, Sols : Essai de plaque EV et ME*, VSS, Association suisse des professionnels de la route et des transports, 8 p., Zürich, Suisse, allemand, **1998**, [SN 1998].
- TAN S. J.**, *Modelling the foundations of idealised integral bridges in granular material*, PhD thesis, University of London, 1135 p., Londres, Grande-Bretagne, **2006**, [Tan 2006].
- TERZAGHI K., PECK R. B. et MESRI G.**, *Soil mechanics in engineering practice*, John Wiley and sons, 3rd ed., **1996**, [Terzaghi et al. 1996].
- THORENFELDT E., TOMASZEWICS A. et JENSEN J. J.**, *Mechanical properties of high-strength concrete and application in design*, Proceeding on Utilisation of High Strength Concrete, Stavanger, Norvège, **1987**, [Thorenfeldt et al. 1987].
- THÜRLIMANN C. B.**, *Bemessung von Stahlbetonstützen unter Zwangsverformungen*, Thèse EPFL, 524, 233 p., Lausanne, Suisse, allemand, **1984**, [Thürlimann 1984].
- TIEFBAUAMT GRAUBÜNDEN**, *Projektierungsgrundlagen - für die Projektierung und Ausführung von Kunstbauten*, Tiefbauamt Graubünden, Coire, Suisse, allemand, **2005**, [Tiefbauamt Graubünden 2005].
- TISA A. et KOVÁRI K.**, *Diagramme für die Vorbemessung von Tagbau-Tunnel*, Rapport OFROU, Recherche 52/86, 99 p., Berne, Suisse, allemand, **1993**, [Tisa et Kovári 1993].
- TROST H.**, *Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton*, Beton- und Stahlbetonbau, 10-11, pp. 230-238, 261-269, Berlin, Allemagne, allemand, **1967**, [Trost 1967].

- TSANG C. M.**, *Life-Time Analysis of Continuous Beam Bridges with Integral Abutments using Rheological Models*, PhD thesis, Imperial College London, 368 pp., Londres, Grande-Bretagne, **1998**, [Tsang 1998].
- VAZ RODRIGUES R.**, *Shear Strength of Reinforced Concrete Bridge Deck Slabs*, Thèse EPFL, n° 3739, 289 p., Lausanne, Suisse, **2007**, [Vaz Rodrigues 2007].
- VECCHIO F. J. et COLLINS M. P.**, *The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear*, ACI Journal, vol. 83, pp. 219-231, Etats-Unis, **1986**, [Vecchio et Collins 1986].
- WHITE D. J., MEKKAWY M., SRITHARAN S. et SULEIMAN M.**, *"Underlying" Causes for Settlement of Bridge Approach Pavement Systems*, ASCE Journal of Performance of Constructed Facilities, 21, 273-282 pp., **2007**, [White et al. 2007].
- WINKLER E.**, *Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit*, Dominicus, 411 p., Prague, Rép. Tchèque, allemand, **1867**, [Winkler 1867].
- WONG H. K. W. et SMALL J. C.**, *Effect of orientation of approach slabs on pavement deformation*, ASCE Journal of Transportation Engineering, 120, pp. 590-602, Etats-Unis, **1994**, [Wong et Small 1994].
- XU M., CLAYTON C. R. I. et BLOODWORTH A. G.**, *The earth pressure behind full-height frame integral abutments supporting granular fill*, Canadian Geotechnical Journal, 44, pp. 284-298, Canada, **2007**, [Xu et al. 2007].



Annexes

Essais de dalles de transition



Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne / EPFL
Faculté Environnement Naturel, Architectural et Construit / ENAC
Institut d'Ingénierie Civile / IIC
Laboratoire de construction en béton / IBETON

Damien Dreier
Prof. Dr Aurelio Muttoni

Rapport : série de DT1 à DT4
Date : 3 décembre 2009

ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE / EPFL
ENAC – IIC – IBETON, Bât. GC B2.383 (Station 18)
CH-1015 Lausanne (CH)



E-mail : damien.dreier@epfl.ch
aurelio.muttoni@epfl.ch
web page : <http://ibeton.epfl.ch>

Cette recherche a été supportée par l'Office Fédéral des Routes (OFROU). Les auteurs en sont particulièrement reconnaissants.



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication DETEC
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni DATEC

Bundesamt für Strassen

Office fédéral des routes

Ufficio federale delle Strade

Rapport d'essai IBETON :

Essais de dalles de transition

Série de DT1 à DT4

Lausanne le 3 décembre 2009

Institut	EPFL – ENAC - IIC
Laboratoire	IBETON
Essais effectués	Essais monotones et cycliques qui ont conduits à des ruptures par flexion ou effort tranchant sur des spécimens représentant une rotule en béton à l'extrémité d'une dalle de transition.
Dates des essais	7 septembre au 5 octobre 2009
Directeur	Prof. Dr Aurelio Muttoni
Collaborateurs	Damien Dreier, Gilles Guignet
Auteur du rapport	Damien Dreier

Ce rapport contient 95 pages.

Ce rapport ne peut être reproduit totalement ou partiellement, ni utilisé ou mentionné dans le but de réclame, quel qu'il soit sans l'accord écrit du laboratoire. Les résultats figurant dans ce rapport ne concernent que les objets soumis aux essais.

1^{ère} édition du 3 décembre 2009

Avant-propos

Ce rapport présente la description et les résultats d'une campagne d'essai sur des spécimens représentant une rotule en béton à l'extrémité d'une dalle de transition conduit en 2009 par le LABORATOIRE DE CONSTRUCTION EN BETON DE L'ECOLE POLYTECHNIQUE FEDERALE DE LAUSANNE. La campagne d'essai est composée d'une série de 4 spécimens permettant 8 essais au total. Les spécimens ont toutes les mêmes dimensions mais différents par leur détail d'armature ainsi que par leur sollicitation lors de l'essai (monotone ou cyclique).

Les résultats expérimentaux de la série décrite sont nécessaires à une meilleure compréhension des phénomènes conduisant à la rupture des rotules en béton armés selon les détails d'armature proposés. En particulier, l'influence de la position de la charge appliquée, du taux d'armature flexionnel, du détail d'armature considéré et du type de chargement sont investigués.

Les résultats doivent permettre une amélioration significative du détail actuel de la rotule située entre la culée et la dalle de transition.

Table des matières

Avant-propos.....	5
Notation.....	9
1. Introduction.....	11
1.1. Motivation des essais.....	11
1.2. Programme des essais.....	11
2. Bandes de dalle d'essais.....	15
2.1. Schéma d'armature.....	15
2.2. Matériaux.....	17
2.2.1. Béton.....	17
2.2.1. Acier d'armature.....	19
3. Gestion des essais.....	21
3.1. Bâti de charge.....	21
3.2. Mise en charge.....	21
3.3. Mesures.....	23
4. Résultats.....	26
4.1. Essais monotones.....	26
4.1.1. Essai DT1a.....	27
4.1.2. Essai DT1b.....	34
4.1.3. Essai DT2a.....	41
4.1.4. Essai DT2b.....	50
4.1.5. Essai DT3a.....	57
4.1.6. Essai DT3b.....	64
4.2. Essais cycliques.....	71
4.2.1. Essai DT4a.....	72
4.2.2. Essai DT4b.....	80
4.3. Comparaisons.....	88
4.3.1. Essais monotones.....	90
4.3.2. Essais cycliques.....	92
5. Bibliographie.....	95

Notation

D_{max}	diamètre maximal du granulat [mm]
$E_{c,28}$	module d'élasticité moyen du béton à $t = 28$ jours [MPa]
E_s	module d'élasticité des aciers d'armature [MPa]
L	position depuis l'encastrement [mm], voir figure 6
Q	somme des charges appliquées par chaque vérin, $Q = Q_1 + Q_2$ [kN]
Q_R	charge maximale atteinte lors de l'essai [kN]
$Q_{réaction}$	réaction d'appui [kN]
P	force de précontrainte [kN]
a	excentricité de la charge [m]
c	enrobage nominal [mm]
c_a à c_h	enrobage mesuré [mm]
d	hauteur statique nominale [mm]
d_m	hauteur statique mesurée [mm]
$f_{c,28}$	résistance du béton à la compression à $t = 28$ jours sur cylindre calculé selon l'approximation des moindres carrés [MPa]
$f_{cm,28}$	résistance moyenne du béton à la compression à $t = 28$ jours sur cylindre [MPa]
$f_c(t)$	résistance du béton à la compression au temps t [MPa] déterminé selon l'équation 1
$f_{c,jour\ essai}$	résistance du béton à la compression le jour de l'essai [MPa] déterminé selon l'équation 1
f_{sm}	limite moyenne d'écoulement de l'acier d'armature [MPa]
$f_{st,m}$	résistance moyenne à la traction de l'acier d'armature [MPa]
t	temps [jours]
w	flèche mesurée [mm]
Δ	variation de la force de précontrainte [kN]
Δh	changement d'épaisseur du spécimen mesuré [mm]
ϵ_{flueg}	déformation de la surface du béton de la partie inférieure du spécimen [%]
ϵ_{inf}	déformation de la surface du béton le long de l'armature inclinée [%]
ϵ_{sup}	déformation de la surface du béton au niveau des armatures tendues [%]
$\epsilon_{a,min}$	valeur minimum mesurée de l'allongement spécifique de rupture de l'acier d'armature
ρ_{flex}	taux d'armature flexionnel [%], voir figure 6
$\rho_{flex,m}$	taux d'armature flexionnel déterminé avec d_m [%]
θ	rotation mesurée [mrad]
ϕ	diamètre des barres d'armature [mm]
ϕ_{inter}	diamètre des barres d'armature des étriers [mm]

1. Introduction

1.1. Motivation des essais

Les dalles de transitions des ponts, situées à l'extrémité des ponts, permettent une transition entre la route et le pont. Jusqu'à présent, les dalles de transition utilisées en Suisse, comportent une articulation entre la dalle de transition et la culée du pont, afin d'éviter une cassure au niveau de la surface de roulement, figures 1 et 2.

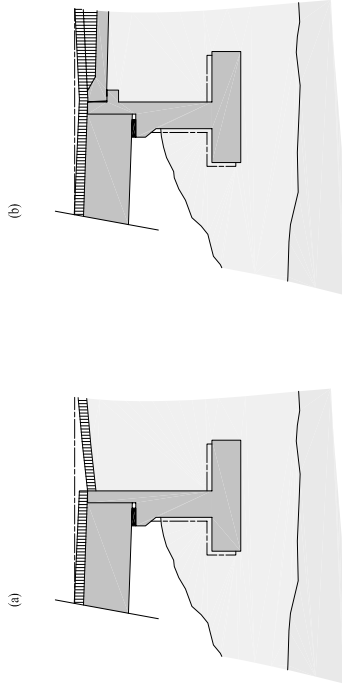


Figure 1: Cassure du profil longitudinal de la surface de roulement pour un tassement de la culée ; (a) sans dalle de transition ; (b) avec dalle de transition.

Dans le cadre de ces essais, un détail monolithique, c'est-à-dire sans articulation entre la dalle de transition et la culée du pont, permettant une construction facilitée et une durabilité accrue est envisagé, figure 3. L'influence du taux d'armature flexionnel ρ_{lex} et du détail d'armature sur la ductilité et la résistance du détail monolithique est évaluée.

1.2. Programme des essais

Ce rapport présente les résultats expérimentaux d'une série d'essai sur des bandes de dalles de transition représentant la géométrie du détail présenté à la figure 3. Le but de cette série est d'étudier l'influence de différents schémas d'armature sur la résistance et la ductilité des bandes de dalle.

La série d'essai comporte quatre spécimens de 4.52 x 0.30 x 0.30 m avec lesquels huit essais ont été effectués, figure 4.

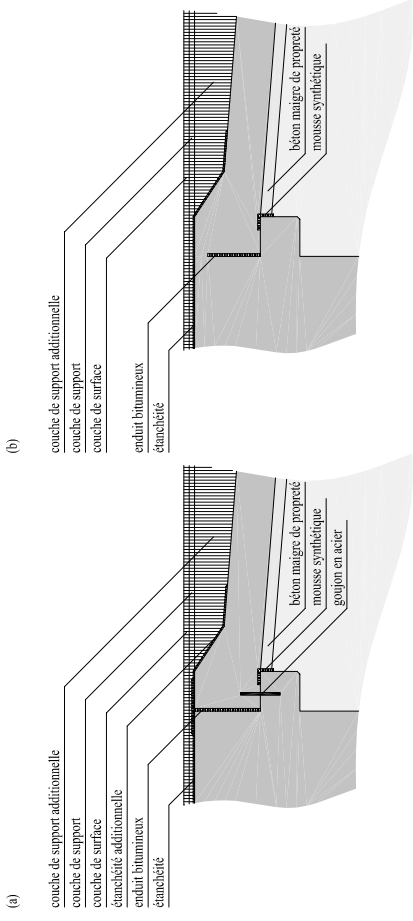


Figure 2: Détail recommandé par l'OFROU [2] de l'articulation entre le dalle de transition et la culée ; (a) articulation avec rotation autour de l'axe du goujon en acier ; (b) articulation avec rotation autour des fibres supérieures du détail renforcé par de l'armature.

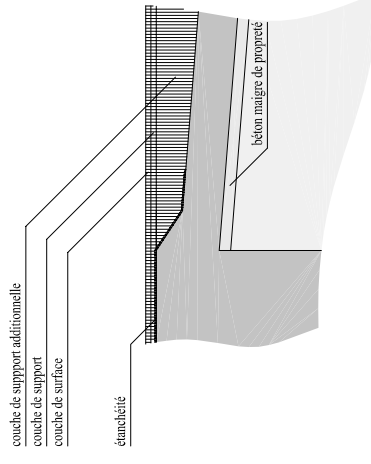


Figure 3: Détail monolithique, sans articulation, testé dans la série d'essai.

Les paramètres principaux, qui caractérisent les bandes de dalle sont résumés dans le tableau 1.

Tableau 1: Paramètres principaux des bandes de dalle d'essai.

Nom	excentricité de la charge a [m]	taux d'armature flexionnel ρ_{flex} [%]	étrier	chargement
DT1a	1.52	0.3	sans	monotone
DT1b	1.20	0.3	sans	monotone
DT2a	1.52	0.7	sans	monotone
DT2b	1.52	0.7	avec	monotone
DT3a	1.20	0.7	sans	monotone
DT3b	1.20	0.7	avec	monotone
DT4a	1.52	0.7	sans	cyclique
DT4b	1.52	0.7	avec	cyclique

Remarque : le taux d'armature flexionnel ρ_{flex} est déterminé à $L=0.62m$, figure 6.

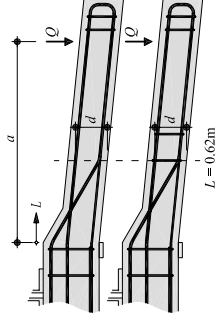


Figure 6: Définition de l'excentricité a de l'hauteur statique d ; ρ_{flex} est calculé par rapport à d à $L = 0.62m$.

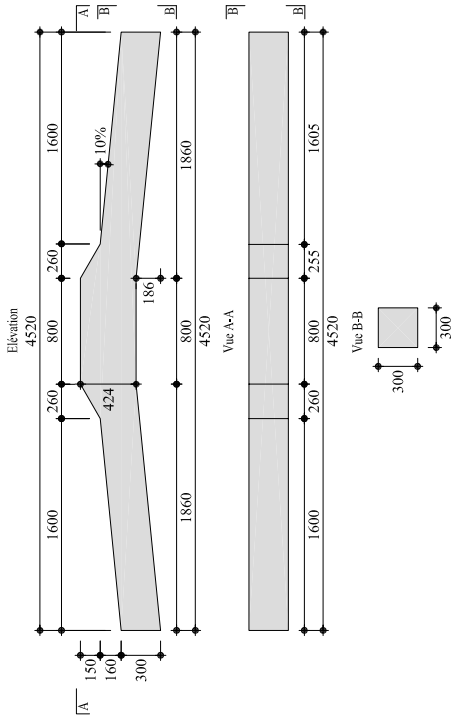


Figure 4: Géométrie des quatre spécimens permettant d'effectuer les huit essais ; cotes en [mm].

Les essais sont effectués selon le système statique présenté à la figure 5. Une précontrainte P est appliquée au début de l'essai afin de garantir que la réaction sud (Reac-S) soit toujours positive et par conséquent qu'aucun soulèvement de l'appui ne soit possible. Par ce fait, le meilleur encastrement possible, au niveau de la position de la réaction nord Reac-S, est assuré. Les chargements monotones ou cycliques Q sont ensuite appliqués à une distance a . Une fois la première rupture obtenue, la poutre est déchargée et enlevée du bâti pour être retournée pour permettre le chargement de l'autre moitié du spécimen.

Dans la suite de ce rapport, les échantillons seront nommés DTXa respectivement DTXb. Le X fait référence à la poutre considérée (voir tableau 1). L'indice a respectivement b fait référence au côté du spécimen testé (a pour le côté test en premier et b pour le second).

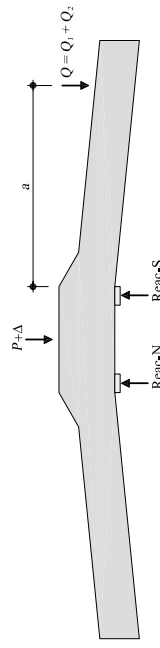


Figure 5: Système statique des bandes de dalle de transition lors des essais.

Les trois premiers spécimens, c'est-à-dire les six premiers essais, visent à cerner l'influence du taux d'armature flexionnel ρ_{flex} , du type de détail d'armature (avec ou sans étriers) et de l'excentricité du chargement a .

Le dernier spécimen, donc les deux derniers essais, vise à cerner l'influence d'un chargement cyclique par rapport au chargement monotone effectué sur les trois premiers spécimens.

2. Bandes de dalle d'essais

2.1. Schéma d'armature

Toutes les bandes de dalles disposent d'une armature de flexion supérieure composée de 2 barres du même diamètre (position 1 de la figure 7, respectivement 4 de la figure 8). De plus, les bandes de dalles possèdent toutes une armature supplémentaire inclinée (barres relevées) qui permet une plus grande résistance à la flexion et à l'effort tranchant à proximité de l'encastrement. A nouveau, cette armature est composée de 2 barres de même diamètre (position 3 de la figure 7, respectivement 4 de la figure 8). Un des côtés pour les spécimens DT2, DT3 et DT4 est renforcé par deux étriers supplémentaires de diamètre $\phi_{étrier} = 12$ mm (position 6 de la figure 8). Toutes les bandes de dalle possèdent aussi une armature constructive, composée par 2 barre $\phi = 12$ mm dans la zone comprimée (position 5 dans les figures 7 et 8). Des étriers constructifs de diamètre $\phi_{étrier} = 12$ mm sont positionnés dans les zones non sollicitées pendant l'essai (positions 6 et 7 dans les figures 7 et 8). La disposition de ces étriers facilite l'assemblage de la cage d'armature. Finalement, un étrier de diamètre $\phi_{étrier} = 12$ mm positionné longitudinalement dans le centre de chaque spécimen a été introduit pour éviter la plastification des armatures constructive de compression situées entre les appuis lors de la mise en précontrainte de la zone d'encastrement (position 8 dans les figures 7 et 8).

L'armature de flexion ainsi que l'armature diagonale du spécimen DT1 est composé exclusivement de barres de diamètre $\phi = 12$ mm. Le plan d'armature de la bande de dalle DT1 est présenté à la figure 7.

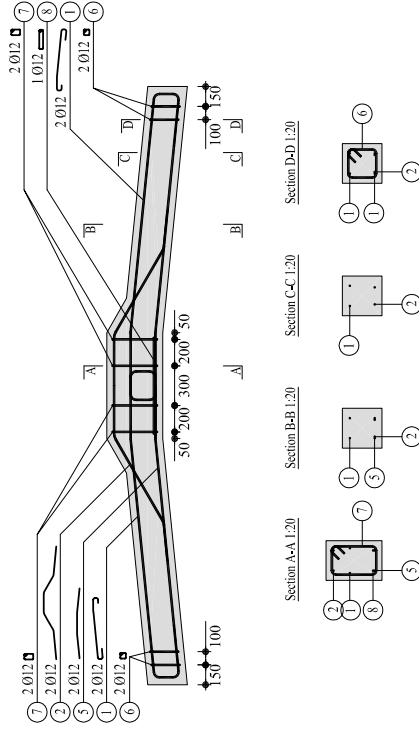


Figure 7: Plan d'armature du spécimen DT1 ; cotes en [mm].

Les spécimens DT2, DT3 et DT4 possèdent exactement la même armature. L'armature de flexion ainsi que l'armature diagonale est cette fois composée de barres de diamètre $\phi = 18$ mm. Le plan d'armature de ces bandes de dalle est présenté à la figure 8.

L'enrobage nominal $c = 50$ mm est maintenu constant pour tous les spécimens, et ceci dans les zones comprimées ainsi que tendues.

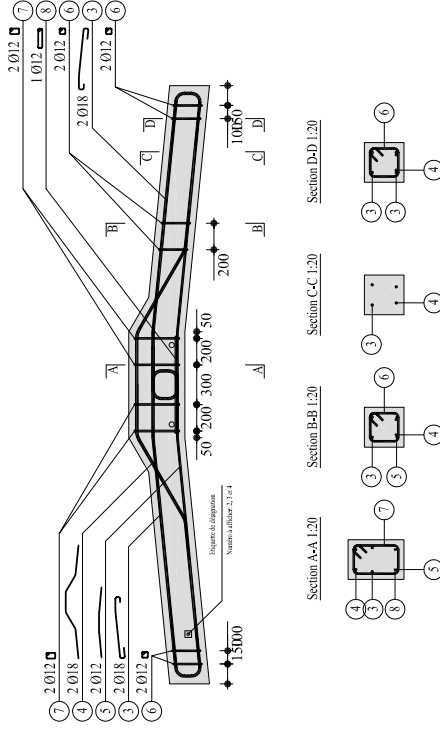


Figure 8: Plan d'armature des spécimens DT2, DT3 et DT4 ; cotes en [mm].

Les tableaux 2, 3 contiennent les valeurs mesurées de l'enrobage avant bétonnage, respectivement de la position dans le coffrage des armatures. Les positions relatives aux valeurs mesurées sont présentées à la figure 9.

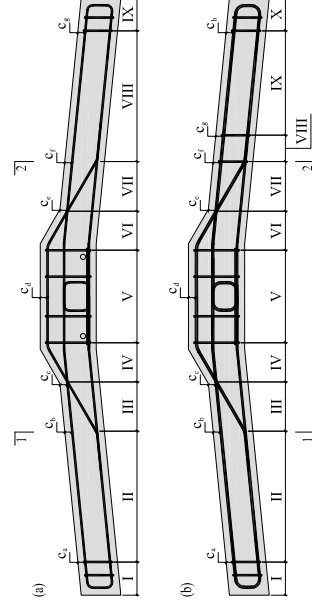


Figure 9: Position relative aux valeurs mesurées; (a) spécimen DT1 ; (b) spécimens DT2, DT3 et DT4.

Le tableau 4 compare les valeurs nominales et mesurées du taux d'armature de flexion des sections 1-1 et 2-2 définies à la figure 9.

Tableau 2: Données mesurées de l'enrobage des armatures des spécimens [mm].

Nom	c_a	c_b	c_c	c_d	c_e	c_f	c_g	c_h
DT1	50	57	52	62	42	47	42	
DT2	45	52	52	60	50	52	52	45
DT3	43	45	40	60	45	50	55	47
DT4	43	45	45	57	50	55	55	48

Tableau 3: Données mesurées du positionnement des armatures des spécimens [mm].

Nom	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
DT1	305	950	380	320	730	280	490	980	240	
DT2	240	950	460	290	720	310	440	190	760	280
DT3	-	-	-	750	670	730	225	-	-	-
DT4	-	-	-	750	685	750	185	-	-	-

Remarque : les valeurs indiquées par un - n'ont pas été mesurées

Tableau 4: Comparaison entre les valeurs nominales et mesurées des sections 1-1 et 2-2.

Nom - section	ϕ [mm]	d [mm]	$\rho_{lex} [\%]$	d_m [mm]	$\rho_{lex,m} [\%]$
DT1 - 1-1	12	244	0.31	237	0.32
DT1 - 2-2	12	244	0.31	247	0.31
DT2 - 1-1	18	241	0.70	239	0.71
DT2 - 2-2	18	241	0.70	239	0.71
DT3 - 1-1	18	241	0.70	246	0.69
DT3 - 2-2	18	241	0.70	241	0.70
DT4 - 1-1	18	241	0.70	246	0.69
DT4 - 2-2	18	241	0.70	236	0.72

2.2. Matériaux

2.2.1. Béton

Le béton de type C30 / 37 utilisé pour la fabrication des spécimens a été préparé en quatre gâchées de 800 litres chacune par l'entreprise Genetti SA à Riddes / VS et présente des résistances moyenne à la compression à 28 jours $f_{cm,28} = 30,5 \div 37,2$ MPa. Le ciment Normo 4 a été fourni par Holcim. La taille maximale des granulats est de $D_{max} = 32$ mm. La valeur

nominale des quantités utilisées pour les quatre gâchées est donnée dans le tableau 5. Le rapport eau / ciment nominal vaut $E/C = 0,53$.

Tableau 5: Composition nominale du béton utilisé pour les quatre gâchées.

	Quantité [kg/m ³]	Proportion [%]
Sable 0 - 4	304	25.8
Gravier 4 - 8	133	11.3
Gravier 8 - 16	199	16.9
Gravier 16 - 32	313	26.5
Ciment	150	12.7
Eau	80	6.8
Adjuvants	-	-

Lors du bétonnage, la consistance de chaque béton a été vérifiée par des tests d'étalement et d'affaissement [3, 4]. Des éprouvettes cylindriques de diamètre 160 mm et de hauteur 320 mm ont été confectionnées pour chacune des gâchées afin de suivre l'évolution de la résistance à la compression jusqu'au jour des essais.

La figure 10 illustre l'évolution de la résistance de la compression du béton de chaque gâchée obtenues lors des essais sur cylindres. Sur le même graphique, la courbe d'évolution proposée par le Model Code 90 [1], définie par l'équation 1, est montrée.

$$f_c(t) = f_{c,28} \cdot \exp \left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] \quad (1)$$

avec : $f_c(t)$ résistance du béton à la compression au temps t exprimé en jours

$f_{c,28}$ résistance du béton à la compression à 28 jours

s paramètre relatif à la classe de ciment utilisé, $s = 0,25$ pour les ciments à prise normale

Le paramètre $f_{c,28}$ a été calculé selon l'approximation des moindres carrés qui permet de déterminer $f_{c,28} = 31,5$ MPa pour la gâchée du spécimen DT1, $f_{c,28} = 30,5$ MPa pour la gâchée du spécimen DT2, $f_{c,28} = 33,8$ MPa pour la gâchée du spécimen DT3 et $f_{c,28} = 37,2$ MPa pour la gâchée du spécimen DT4.

Le module d'élasticité a été mesuré à 28 jours sur les éprouvettes de compression correspondantes. Le tableau 6 résume les résultats principaux des essais réalisés sur le béton frais et à 28 jours.

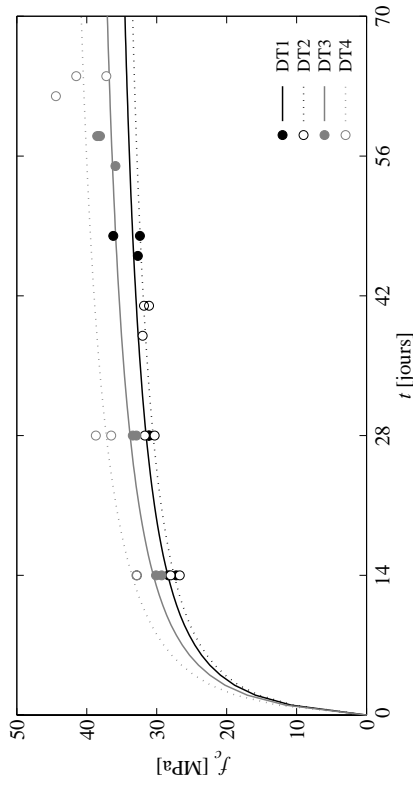


Figure 10: Evolution de la résistance à la compression au cours du temps ; courbe déterminée selon l'équation 1 en ligne continue et valeurs mesurées en points ponctuels.

Tableau 6: Essai sur béton frais, résistance à la compression et module d'élasticité à 28 jours.

Gâché	Etalement [mm]	Affaissement [mm]	$f_{c,28}$ [MPa]	$E_{cm,28}$ [GPa]
DT1	360	40	31.5	27.0
DT2	370	40	30.5	25.0
DT3	350	15	33.8	24.5
DT4	350	25	37.2	26.5

2.2.1. Acier d'armature

Les armatures utilisées sont de type Topar R B500B écrouis à froid pour les diamètres $\phi = 12$ mm et de type Topar S B500B de dureté naturelle pour les diamètres $\phi = 18$ mm. Trois échantillons ont été prélevés sur des barres d'armatures issues du même lot que celui utilisé pour les dalles d'essais pour être testées, figure .

Le tableau 7 résume les résultats principaux des essais effectués sur les échantillons de barres d'armature testés.

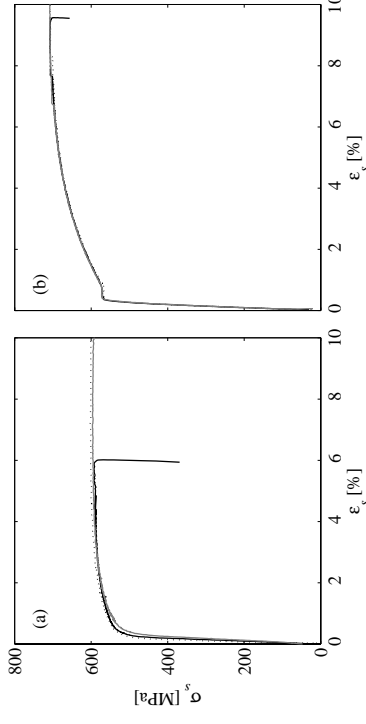


Figure 11: Diagramme $\sigma_s - \epsilon_s$ des échantillons de barres d'armature prélevés sur les lots utilisés pour les dalles d'essais ; (a) ϕ 12 mm; (b) ϕ 18 mm

Tableau 7: Essai sur les échantillons d'armature utilisés dans les spécimens.

	$f_{s,m}$ [MPa]	E_s [GPa]	$f_{s,m}$ [MPa]	$\epsilon_{u,min}$ [%]
ϕ 12 mm	528	215	593	5.8
ϕ 18 mm	570	203	705	9.5

3. Gestion des essais

3.1. Bâti de charge

La figure 12 montre le bâti de charge avec les vérins positionnés dans la configuration avec une excentricité de $a = 1.52$ m. Les vérins W+B de 500 kN chacun permettent une charge Q maximale de 1 MN et une course de 200 mm. Le spécimen est encastré au niveau des blocs en béton à l'aide de barres Dywidag précontraintes tenant en cisaille la dalle de réaction du laboratoire et la poutre de répartition posée directement sur le spécimen. Le caisson amovible permet un déplacement aisé de la position des vérins afin de modifier l'excentricité du chargement qui est de 1.20 et 1.52 m. Des rotules mécaniques sphériques sont placées à chaque extrémité des vérins pour garantir la rotation entre les vérins et le spécimen. Des plaques d'appui de 40 mm d'épaisseur sont positionnées entre le spécimen et les capteurs de force posés sur les blocs en béton.

3.2. Mise en charge

Deux types de mise en charge ont été effectués lors de la série d'essai. Les spécimens DT1, DT2 et DT3 ont été chargés de manière monotone jusqu'à rupture. Le chargement, effectué en déplacement imposé, a été effectué à une vitesse de 1 mm/min jusqu'au plateau plastique flexionnel puis à 2 mm/min. Des paliers où les vérins ont été arrêtés en position, ont été effectués afin de relever l'état de fissuration du spécimen. Ces arrêts ont été effectués tous les 10 kN. A titre d'exemple, la figure 13 (a) montre la flèche w à la position $L = 1420$ mm (position de l'IndD-8) en fonction du temps alors que la figure 13 (b) montre le chargement en fonction du temps de l'essai DT2a. Les chargements relatifs aux autres essais monotones sont présentés dans le chapitre 4.1 qui présente les résultats.

Les deux essais du spécimen DT4 ont été effectués avec un chargement cyclique. Le chargement a également été contrôlé en déplacement avec une augmentation de la vitesse (jusqu'à 10 mm/min) lors de cycles successifs. Les cycles de chargement ont été effectués en imposant pour chaque cycle successif un déplacement imposé maximum au niveau des vérins de 5 mm de plus que le déplacement obtenu au cycle précédent. Une fois atteint le déplacement maximum souhaité pour chaque cycle, la charge a été descendu jusqu'à 5 kN. Des paliers, pour relever la fissuration, ont également été effectués à chaque maxima des cycles. Les cycles ont été prolongés jusqu'à rupture du spécimen. A titre d'exemple, la figure 14 (a) montre la flèche w à la position $L = 1420$ mm (position de l'IndD-8) en fonction du temps alors que la figure 14 (b) montre le chargement en fonction du temps de l'essai DT4a. Le chargement relatif au deuxième essai cyclique est présenté dans le chapitre 4.2 qui présente les résultats.

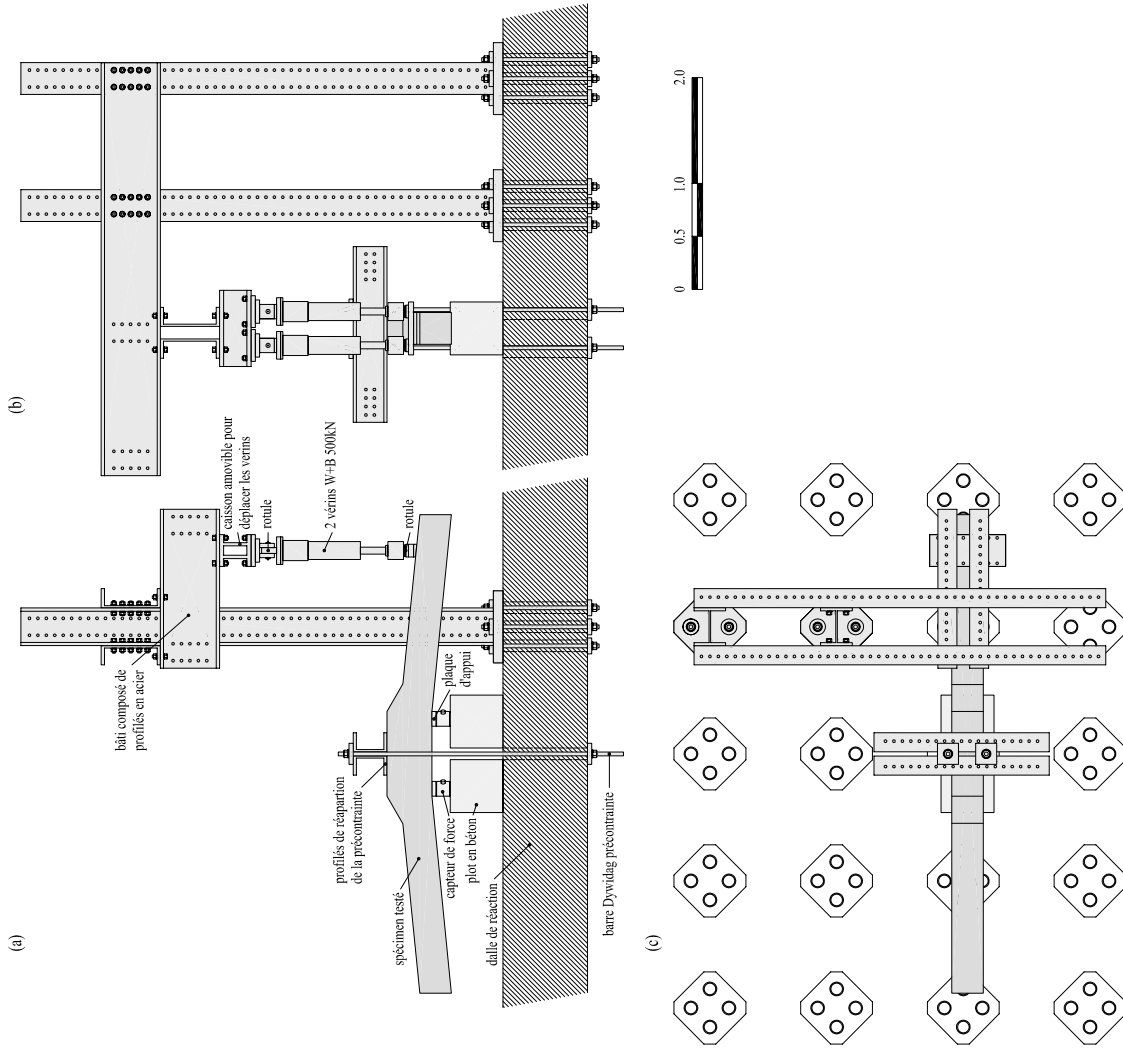


Figure 12: Bâti de charge avec les vérins positionnés pour les essais avec une excentricité $a = 1.52$ m, échelle 1 : 50 ; (a) élévation ; (b) vue perpendiculaire depuis l'avant ; (c) plan ; échelle graphique en [m]

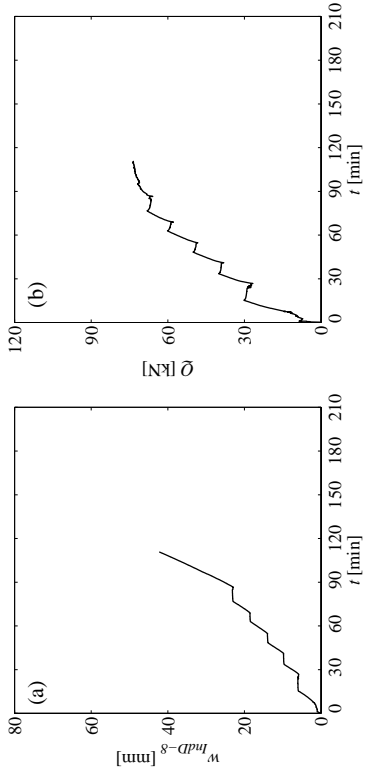


Figure 13: Séquence de chargement monotone (DT2a); (a) flèche w de l'IndD-8 – temps t ; (b) charge Q – temps t .

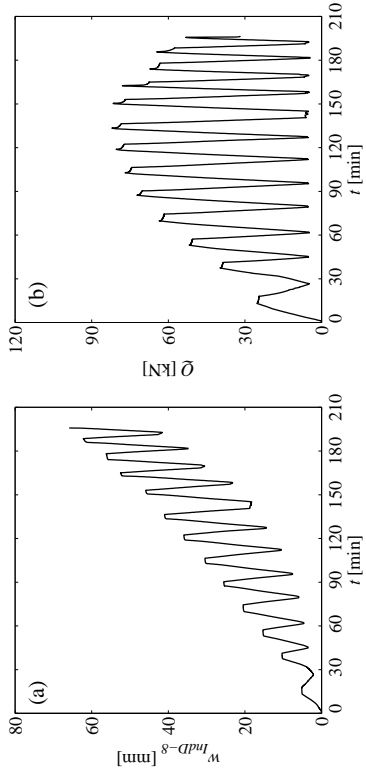


Figure 14: Séquence de chargement cyclique (DT4a); (a) flèche w de l'IndD-8 – temps t ; (b) charge Q – temps t .

3.3. Mesures

Différentes mesures en continu ont été effectuées pendant les essais, voir figure 15 :

- Mesure de la force appliquée par chaque vérin (Q_1 et Q_2), figure 15 (a) et (b).
- Mesure de la réaction d'appui sur les blocs en béton avec 4 capteurs de force (Reac-NE, Reac-NO, Reac-SE et Reac-SO), figure 15 (a) et (b).
- Mesure de la déformation de la surface du béton à l'aide de 37 jauge Omega avec une base de mesure $\ell_0 = 100$ mm comprenant :

- mesure de l'allongement de la surface du béton au niveau des barres d'armature supérieures (OmeT-1 à OmeT-15), figure 15 (c) ;
- mesure du raccourcissement de la surface du béton de la partie inférieure du spécimen (OmeC-1 à OmeC-15), figure 15 (c) ;
- mesure de l'allongement de la surface du béton au niveau de l'armature inclinée (OmeS-1 à OmeS7), figure 15 (d).
- Mesure de la rotation avec deux inclinomètres (Inc-1 et Inc-2), figure 15 (e).
- Mesure de la flèche à l'aide d'inductifs, 8 du côté chargé (IndD-1 à IndD-8), figure 15 (f), et 2 du côté non chargé pour vérifier que l'encastrement empêche bien la rotation du spécimen (IndD-9 et IndD-10), figure 15 (f).
- Mesure, en 6 sections, du changement d'épaisseur du spécimen (IndS-3 à IndS-8), figure 15 (f).

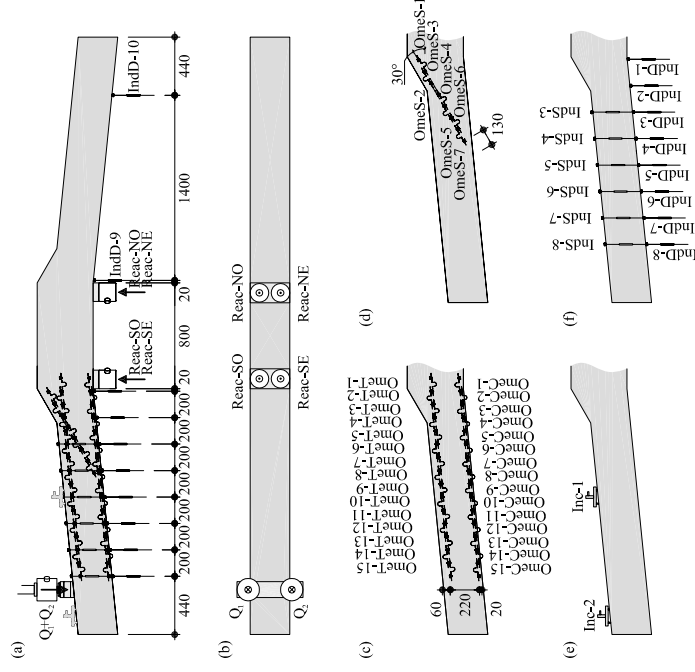


Figure 15: Position des capteurs et jauges de mesure ; (a) élévation générale ; (c) plan général ; (e) jauge Omega dans la partie supérieur et inférieure du spécimen ; (d) jauge Omega le long de l'armature inclinée ; (e) inclinomètres ; (f) capteurs inductifs sur le côté chargé du spécimen ; cotes en [mm].

Les caractéristiques principales des capteurs et jauges de mesure sont données dans le tableau 8.

Tableau 8: Caractéristiques principales des capteurs et jauges de mesure utilisés.

Mesure	Nom	Type	Plage de mesure
Force du vérin	Capteur de force	W+B	0 ÷ 500 kN
Réaction d'appui	Capteur de force	Losinger	0 ÷ 1 MN
Déformation	Jauges Oméga	TML PI-2-100	±2 mm
	Inclinomètre	Acustar	±10°
Flèche	Inductif	W5	0 ÷ 10 mm
		W100	0 ÷ 200 mm
Epaisseur	Inductif	W5	0 ÷ 10 mm

4. Résultats

4.1. Essais monotones

Les résultats des 6 essais monotones sont présentés sous la forme suivante :

- diagrammes flèche w_{indS-8} – temps t et charge Q – temps t
- diagramme charge Q – réaction d'appui $Q_{réaction}$ (Reac-SO, Reac-SE, Reac-NO et Reac-NE)
- diagramme charge Q – rotation θ (Inc-1 et Inc-2)
- diagramme charge Q – flèche w et déformée du spécimen selon le niveau de chargement (IndD1 à IndD10)
- diagramme charge Q – déformation de la surface du béton au niveau des armatures tendues ε_{sup} et déformation de la surface du béton au niveau des armatures tendues selon le niveau de chargement (OmeT-1 à OmeT-15)
- diagramme charge Q – déformation de la surface du béton de la partie inférieure du spécimen ε_{inf} et déformation de la surface du béton de la partie inférieure du spécimen selon le niveau de chargement (OmeC-1 à OmeC-15)
- diagramme charge Q – changement d'épaisseur du spécimen Δh (IndS-3 à IndS-8)
les inductifs IndS-7 et IndS-8 ont été supprimés pour les essais avec $a = 1.20m$.
- diagramme charge Q – déformation du béton le long de l'armature inclinée ε_{diag} (OmeS-1 à OmeS-7)
- relevé des fissures

Remarques :

- la charge Q est déterminée par addition de Q_1 et Q_2 , les charges appliquées par chacun des vérins ;
- lorsqu'une mesure est perdue lors de l'essai, la dernière valeur mesurée est mise en évidence par une étoile sur le diagramme concerné.

4.1.1 Essai DT1a

L'essai DT1a a été effectué le 15 septembre 2009.

L'excentricité du chargement est de $a = 1.52$ m, le taux d'armature flexionnel $\rho_{flex} = 0.3\%$ et le détail est sans étrier, figure 16. La résistance du béton, déterminé selon l'équation 1, est de $f_{c,jour\ essai} = 33.3$ MPa.

La charge maximale atteinte est de $Q_R = 39.2$ kN pour une flèche $w_{mid-8} = 39.1$ mm ($L = 1420$ mm). La rupture a été atteinte par flexion.

Remarque : les jauges OmeT-7 et OmeT-8 se sont décollés lors de l'essai. Par conséquence, le diagramme qui présente la déformation de la partie supérieure du spécimen selon le niveau de chargement de la figure 21 n'est pas représenté entre la position $L = 520$ et 620 mm.

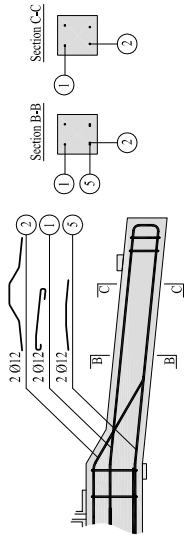


Figure 16: DT1a : Plan d'armature du spécimen.

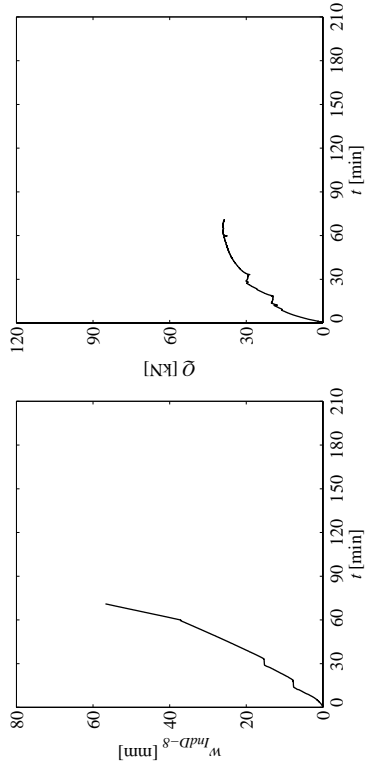


Figure 17: DT1a : diagrammes flèche w_{mid-8} – temps t et charge Q – temps t .

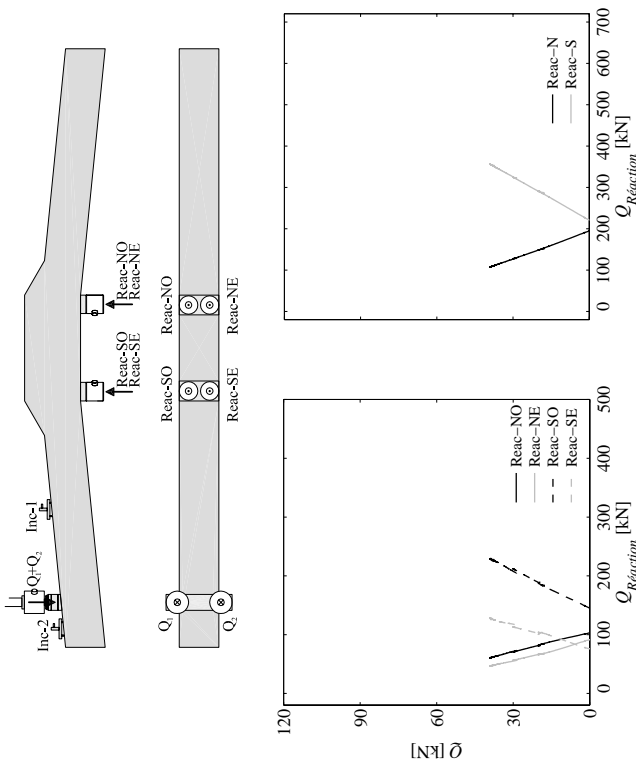


Figure 18: DT1a : diagramme charge Q – réaction d'appui $Q_{réaction}$.

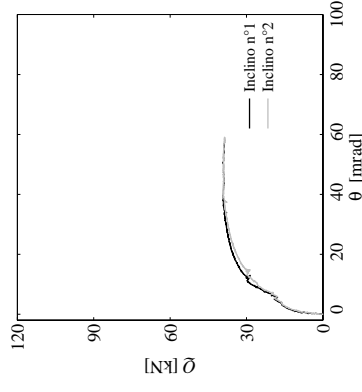


Figure 19: DT1a : diagramme charge Q – rotation θ .

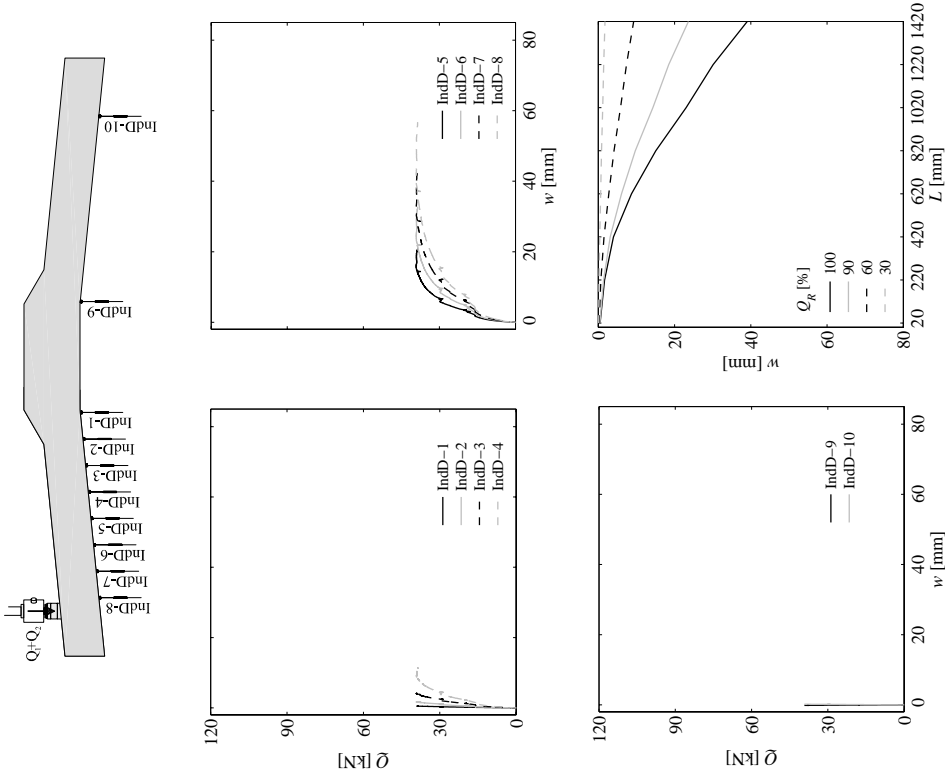


Figure 20: DT1 a : diagramme charge Q – flèche w et déformée du spécimen selon le niveau de chargement.

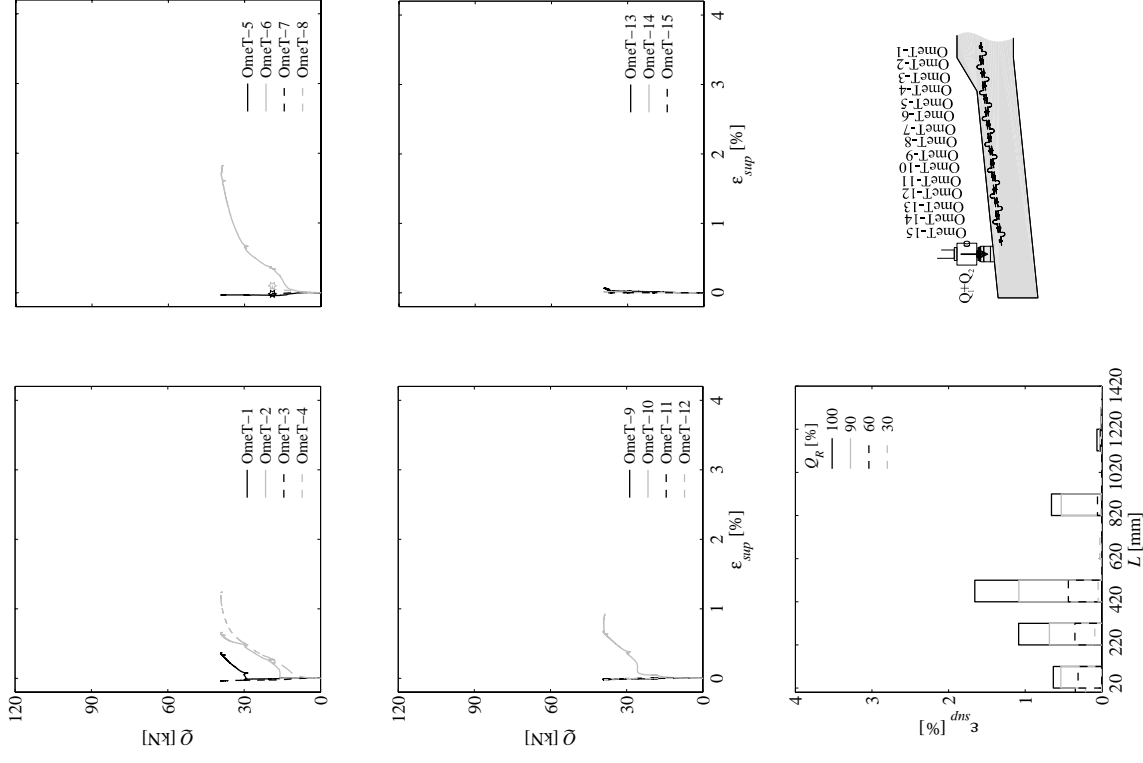


Figure 21: DT1 a : diagramme charge Q – déformation de la surface du béton au niveau des armatures tendues ϵ_{sup} et déformation de la surface du béton au niveau des armatures tendues selon le niveau de chargement ; base de mesure $l_0 = 100$ mm.

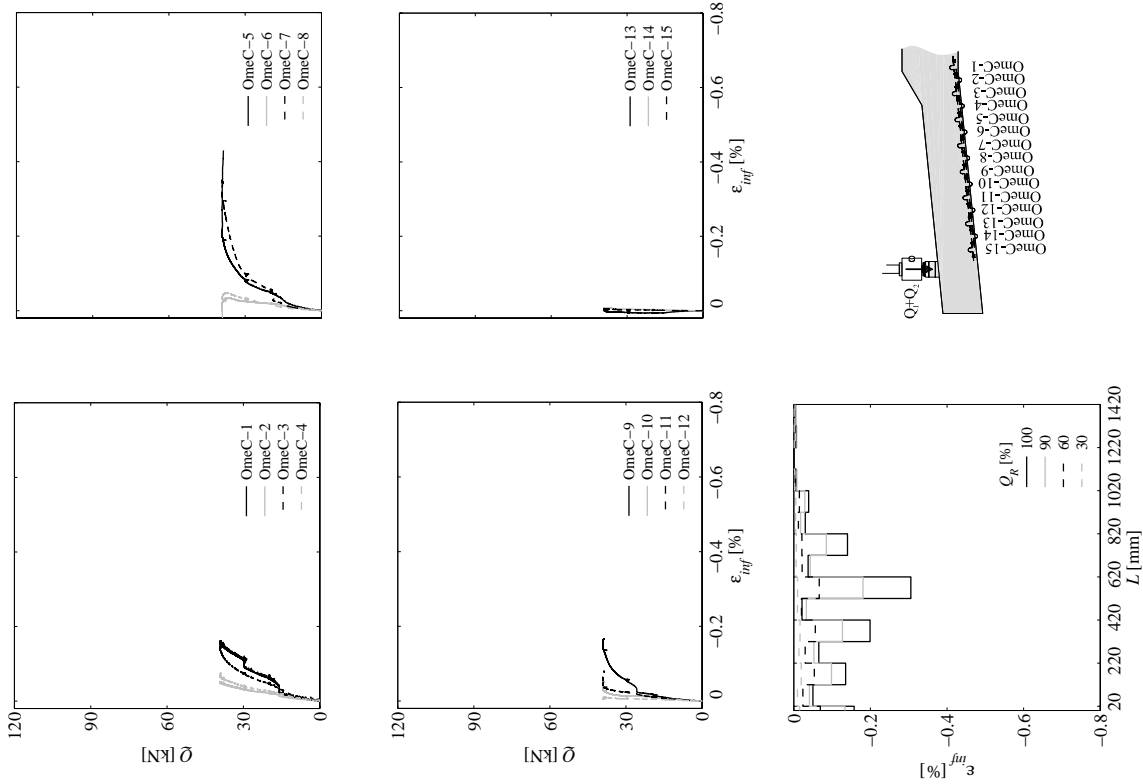


Figure 22: DT1a : diagramme charge Q – déformation de la surface du béton de la partie inférieure du spécimen ε_{inf} et déformation de la surface du béton de la partie inférieure du spécimen selon le niveau de chargement ; base de mesure $l_0 = 100$ mm.

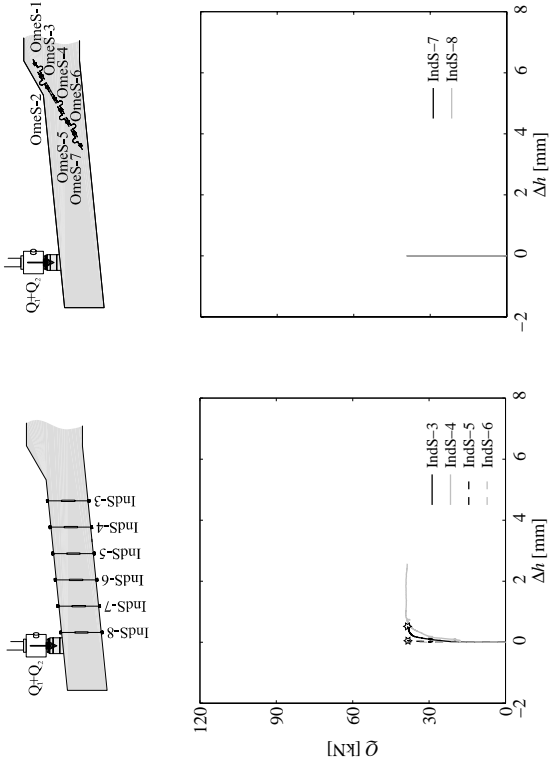


Figure 23: DT1 a : diagramme charge Q – changement d'épaisseur de spécimen Δh .

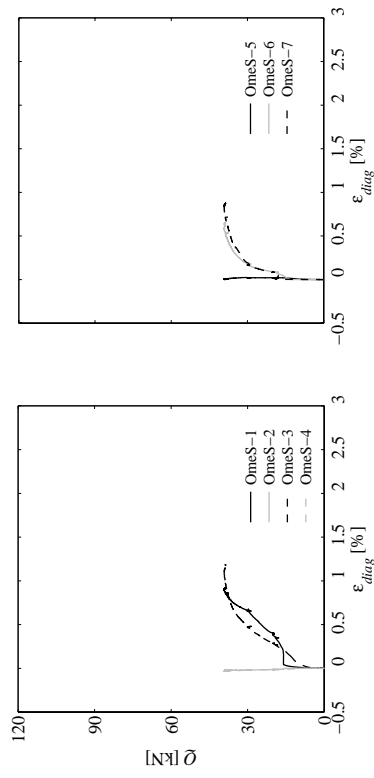


Figure 24: DT1 a : diagramme charge Q – déformation le long de l'armature en diagonale ε_{diag} ; base de mesure $l_0 = 100$ mm.

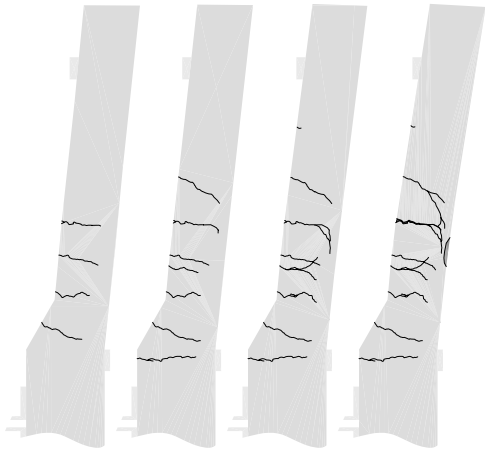


Figure 25: DT1a : relevé des fissures.

$Q = 20 \text{ kN}$

$Q = 30 \text{ kN}$

$Q = 37 \text{ kN}$

fin de l'essai monotone

4.1.2 Essai DT1b

L'essai DT1b a été effectué le 17 septembre 2009.

L'excentricité du chargement est de $a = 1.20 \text{ m}$, le taux d'armature flexionnel $\rho_{flex} = 0.3\%$ et le détail est sans étrier, figure 26. La résistance du béton, déterminé selon l'équation 1, est de $f_{c, \text{jour essai}} = 33.5 \text{ MPa}$.

La charge maximale atteinte est de $Q_R = 59.6 \text{ kN}$ pour une flèche $w_{ind-8} = 62.9 \text{ mm}$ ($L = 1420 \text{ mm}$). La rupture a été atteinte par effort tranchant avec écoulement des armatures flexionnelles.

Remarque : les capteurs IndD-3n'a pas été fixé correctement. Les mesures relatives à ce capteur n'ont donc pas été enregistrées lors de l'essai. Par conséquent, la déformée du spécimen selon le niveau de chargement de la figure 30 n'est pas représenté pour la position $L = 420 \text{ mm}$.

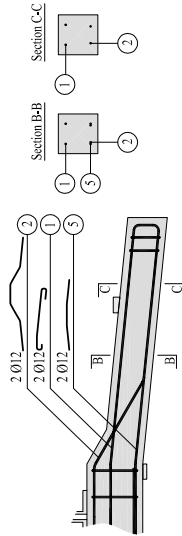


Figure 26: DT1b : Plan d'armature du spécimen.

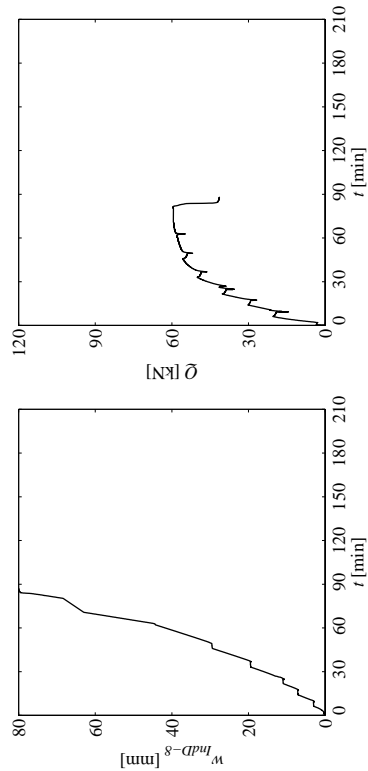


Figure 27: DT1b : diagrammes flèche w_{ind-8} – temps t et charge Q – temps t .

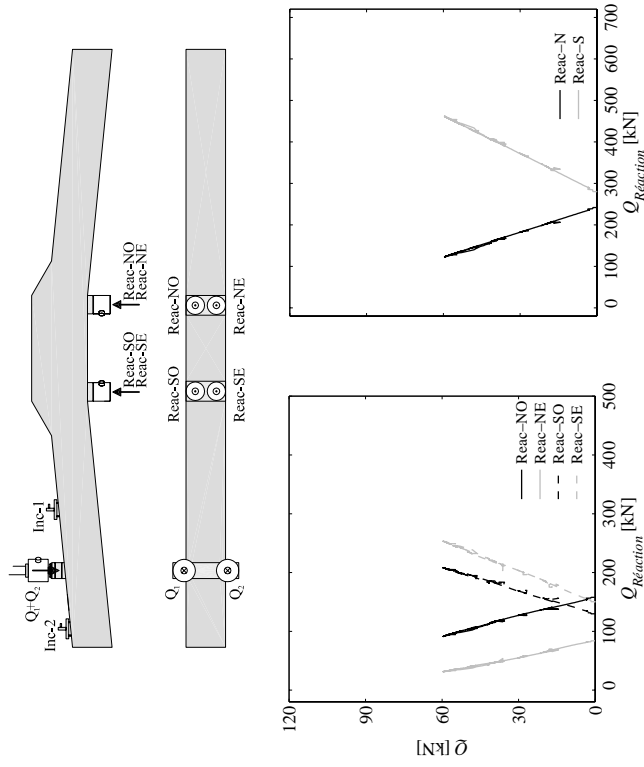


Figure 28: DT1b : diagramme charge Q – réaction d'appui $Q_{réaction}$.

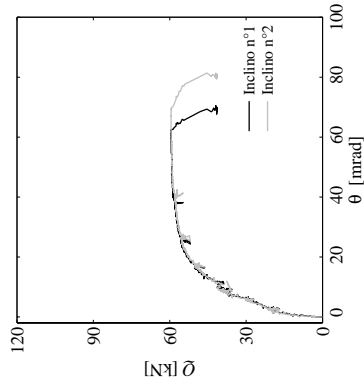


Figure 29: DT1b : diagramme charge Q – rotation θ

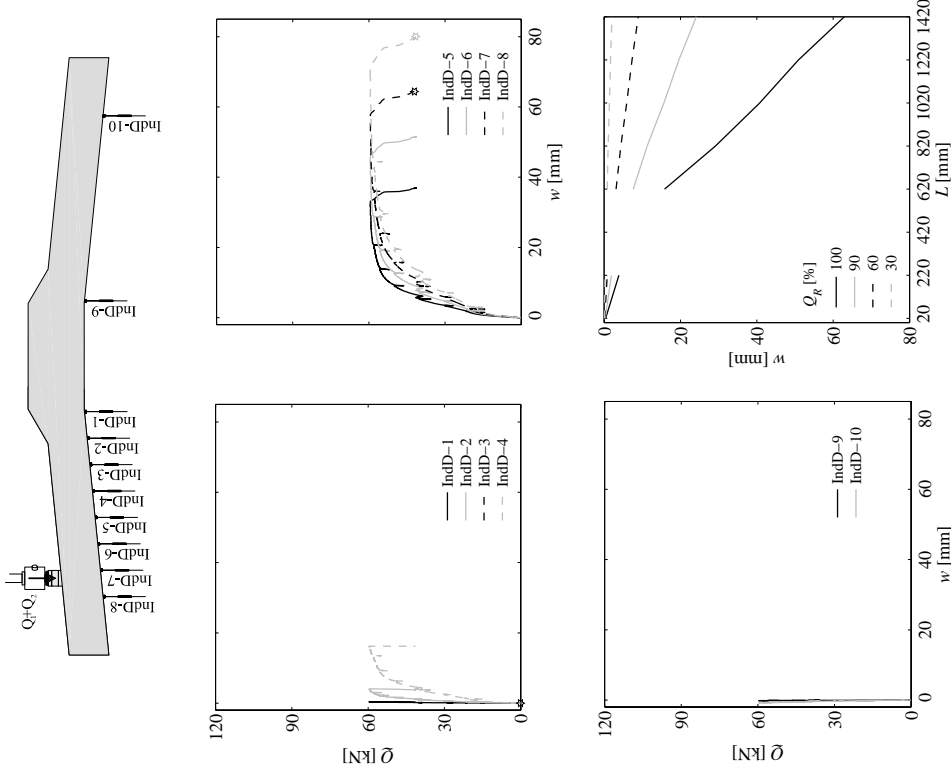


Figure 30: DT1b : diagramme charge Q – fleche w et déformée w et L selon le niveau de chargement.

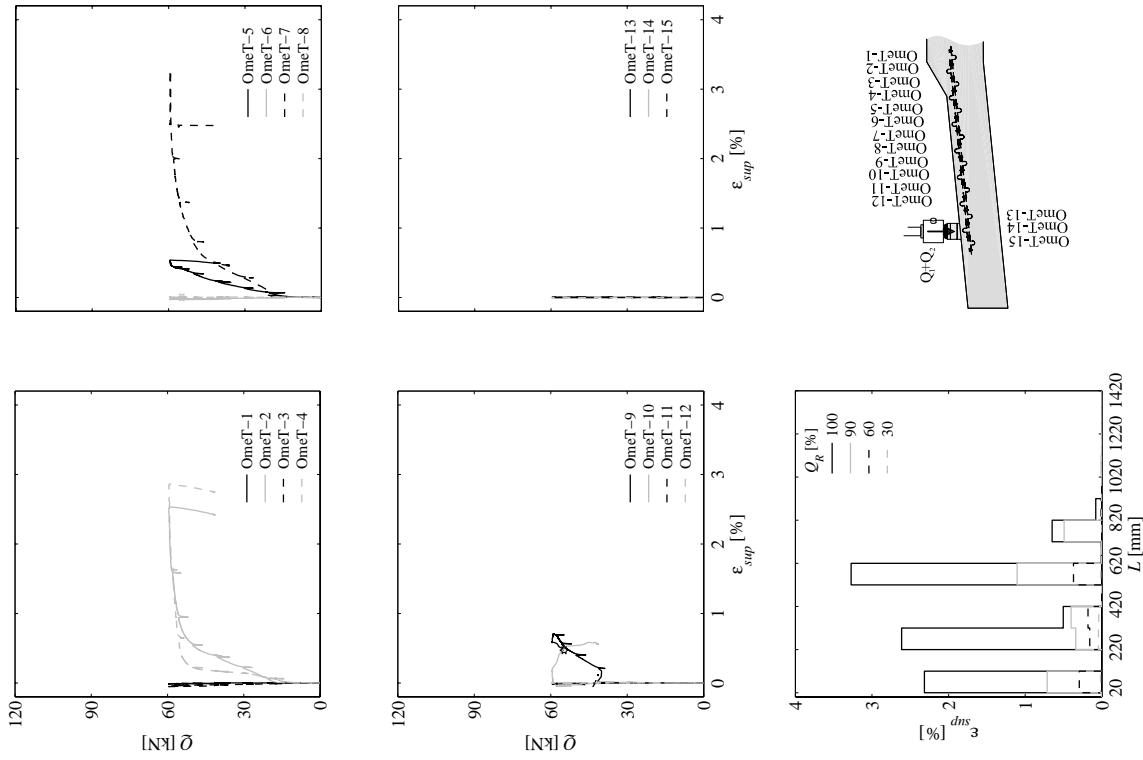


Figure 31: DT1b : diagramme charge Q – déformation de la surface du béton au niveau des armatures tendues ϵ_{sup} et déformation de la surface du béton au niveau des armatures tendues selon le niveau de chargement ; base de mesure $l_0 = 100$ mm.

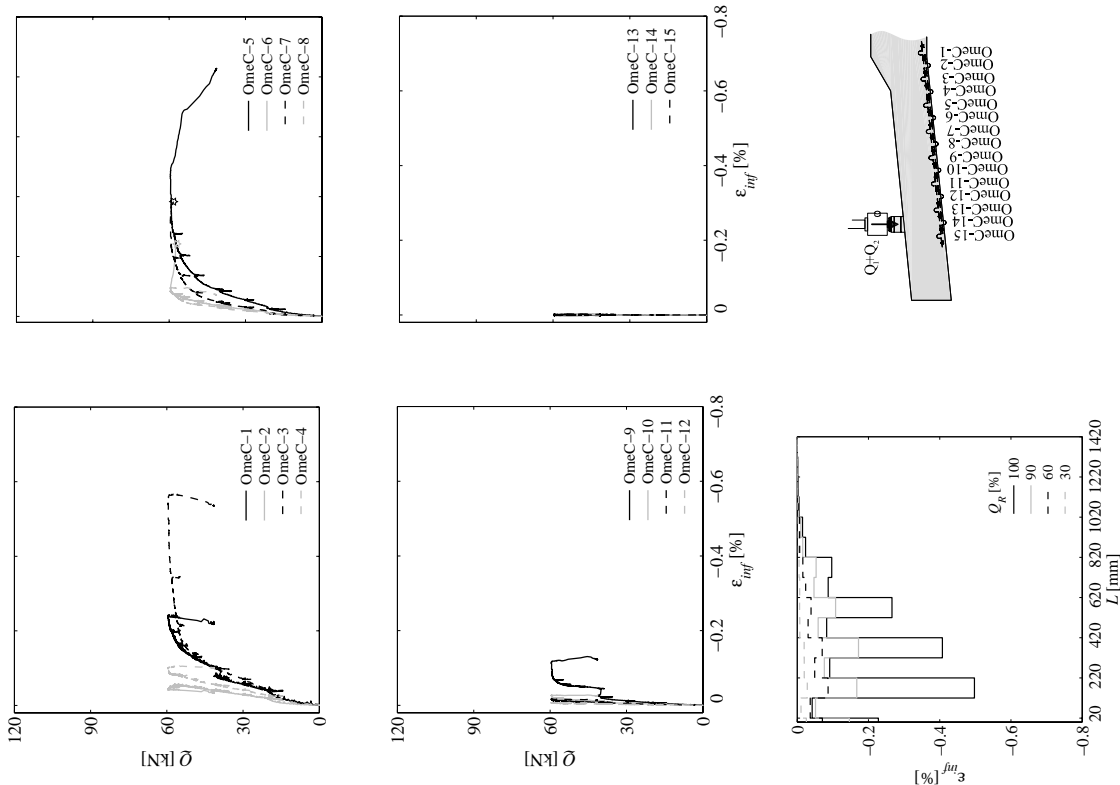


Figure 32: DT1b : diagramme charge Q – déformation de la surface du béton de la partie inférieure du spécimen ϵ_{inf} et déformation de la surface du béton de la partie inférieure du spécimen selon le niveau de chargement ; base de mesure $l_0 = 100$ mm.

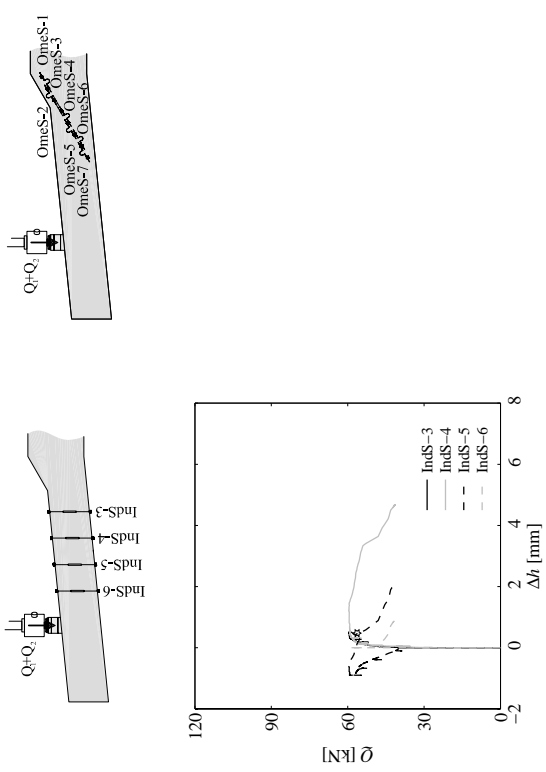


Figure 33: DT1b : diagramme charge Q – changement d'épaisseur de spécimen Δh .

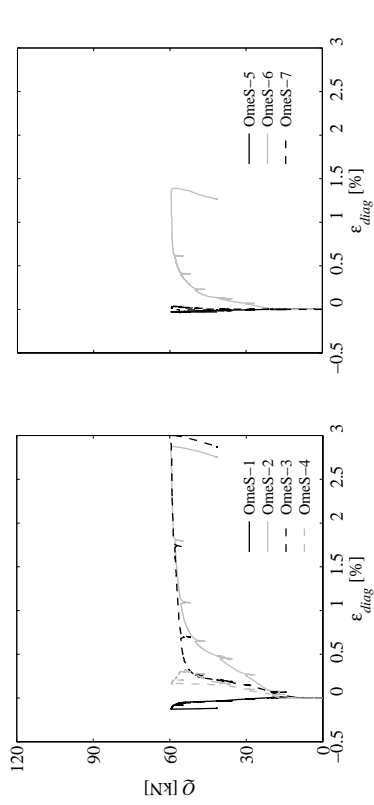


Figure 34: DT1b : diagramme charge Q – déformation le long de l'armature en diagonale ϵ_{diag} ; base de mesure $\ell_0 = 100$ mm.

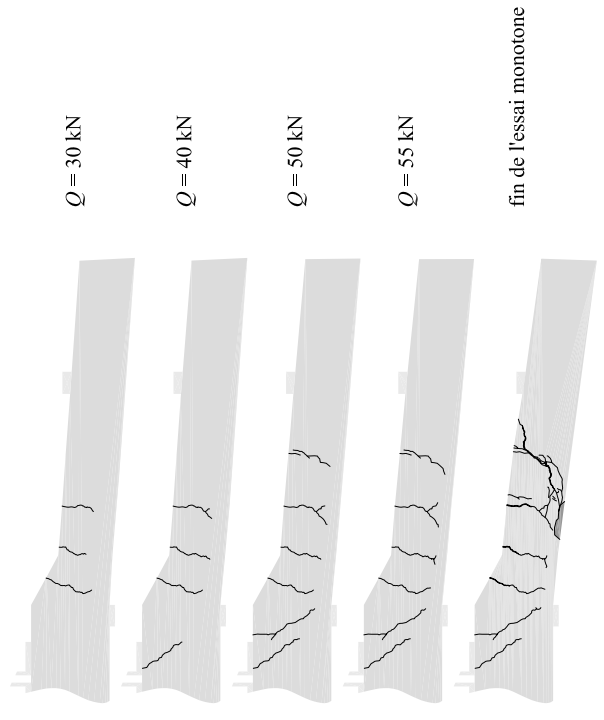


Figure 35: DT1b : relevé des fissures.

4.1.3 Essai DT2a

L'essai DT2a a été effectué le 7 septembre 2009.

L'excentricité du chargement est de $a = 1.52$ m, le taux d'armature flexionnel $\rho_{flex} = 0.7\%$ et le détail est sans étrier, figure 36. La résistance du béton, déterminé selon l'équation 1, est de $f_{c, jour essai} = 31.6$ MPa.

La charge maximale atteinte est de $Q_R = 73.7$ kN pour une flèche $w_{mid-8} = 38.2$ mm ($L = 1420$ mm). La rupture a été atteinte par flexion.

Remarque : la force de précontrainte P a été augmentée pendant l'essai à $Q = 66.6$ kN pour éviter que la réaction d'appui sud (Reac-N) ne change de signe, figure 38.

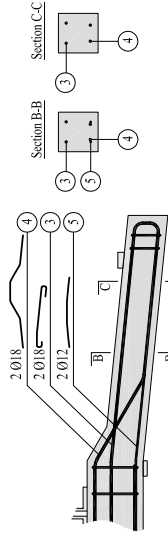


Figure 36: DT2a : Plan d'armature du spécimen.

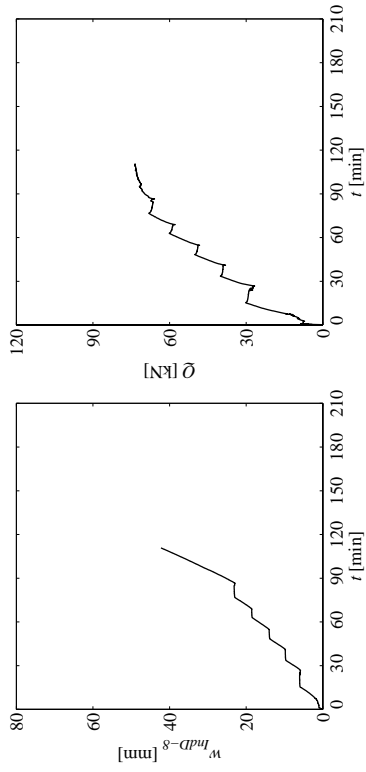


Figure 37: DT2a : diagrammes flèche w_{mid-8} – temps t et charge Q – temps t .

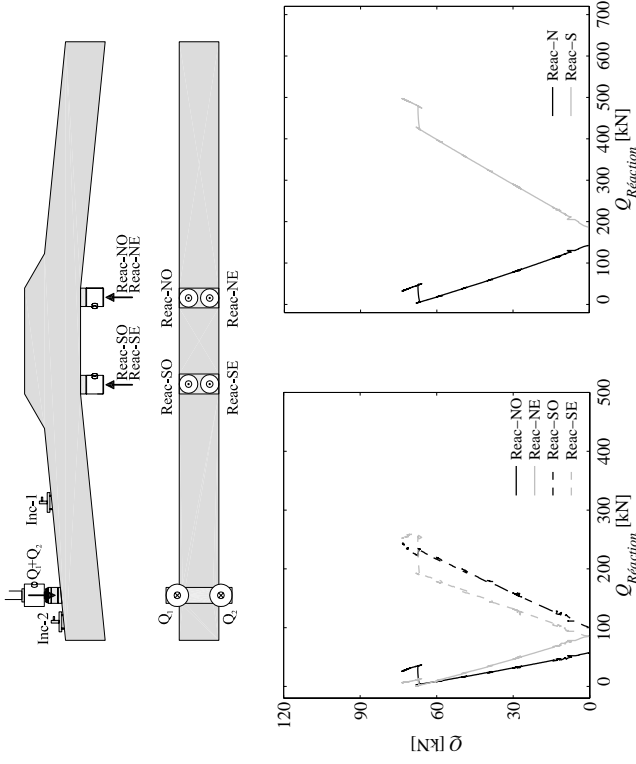


Figure 38: DT2a : diagramme charge Q – réaction d'appui $Q_{réaction}$.

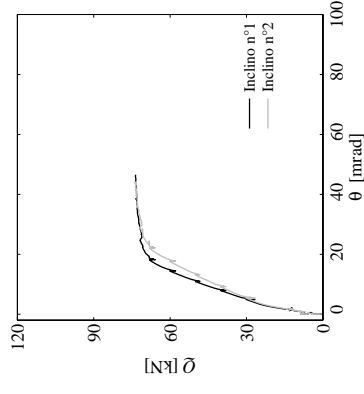


Figure 39: DT2a : diagramme charge Q – rotation θ .

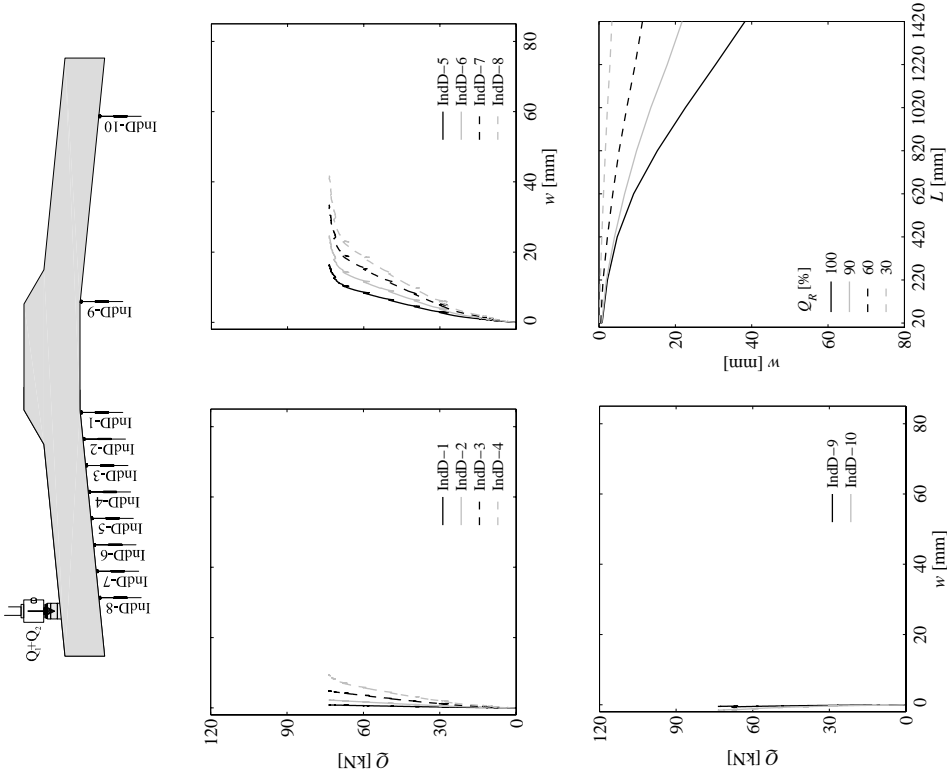


Figure 40: DT2a : diagramme charge Q – flèche w et déformée du spécimen selon le niveau de chargement.

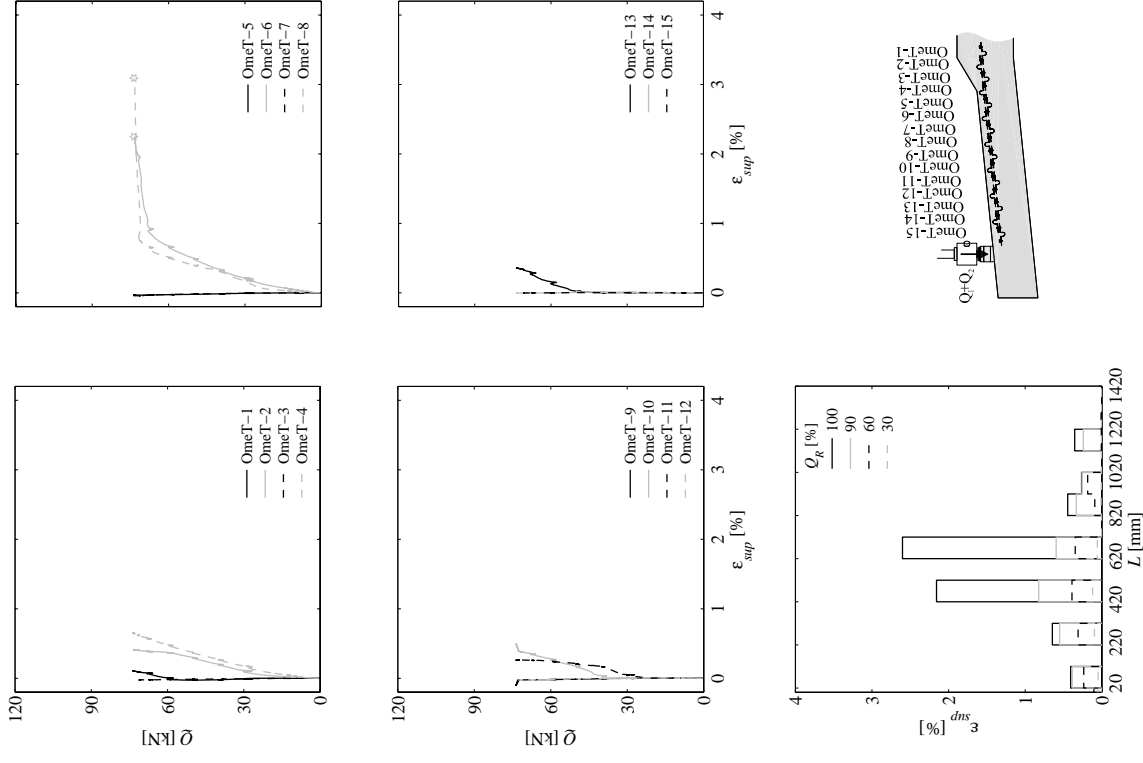


Figure 41: DT2a : diagramme charge Q – déformation de la surface du béton au niveau des armatures tendues ϵ_{sup} et déformation de la surface du béton au niveau des armatures tendues selon le niveau de chargement ; base de mesure $\ell_0 = 100$ mm.

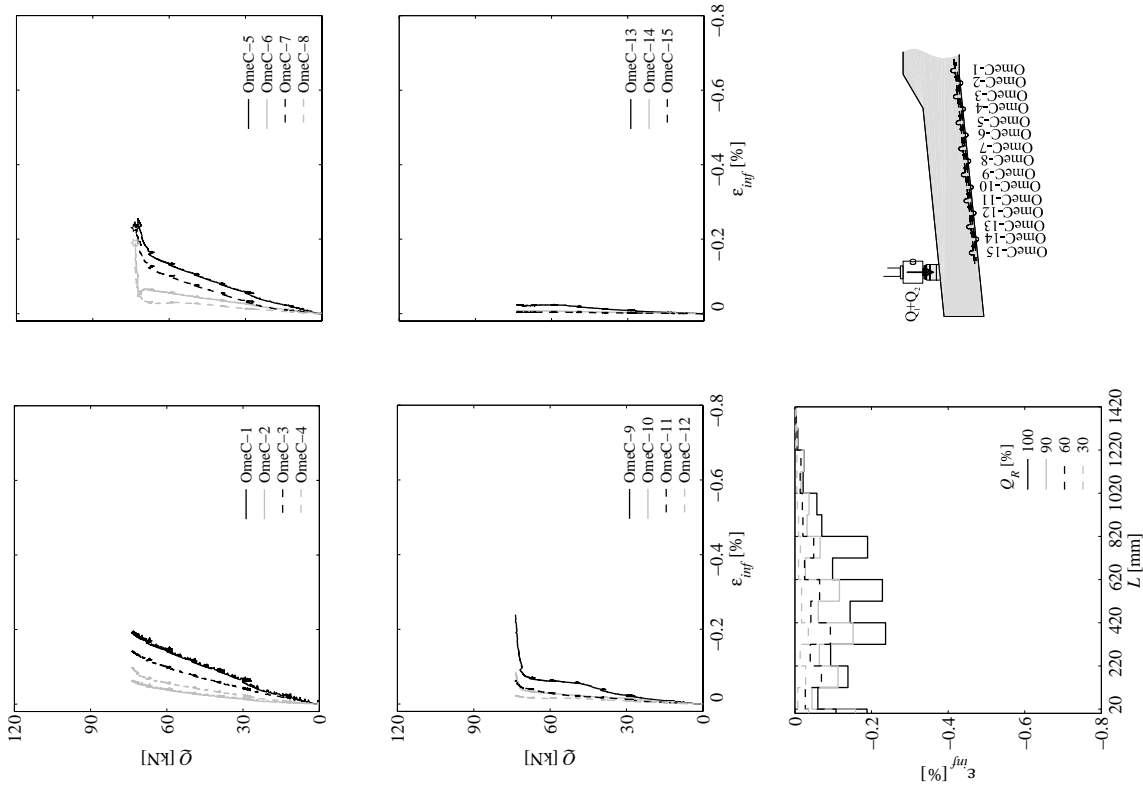


Figure 42: DT2a : diagramme charge Q – déformation de la surface du béton de la partie inférieure du spécimen ε_{inf} et déformation de la surface du béton de la partie inférieure du spécimen selon le niveau de chargement ; base de mesure $l_0 = 100$ mm.

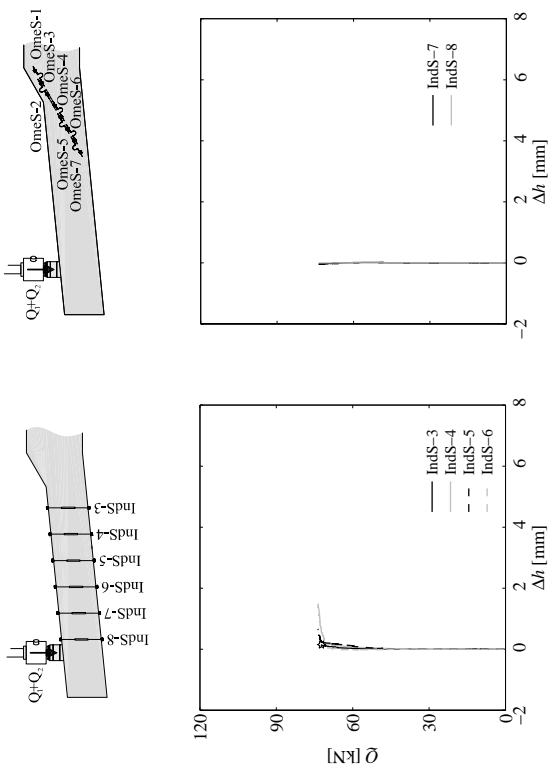


Figure 43: DT2a : diagramme charge Q – changement d'épaisseur de spécimen Δh .

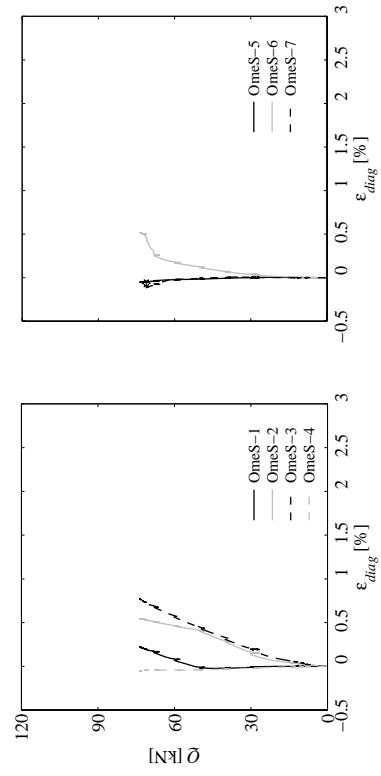


Figure 44: DT2a : diagramme charge Q – déformation le long de l'armature en diagonale ε_{diag} ; base de mesure $l_0 = 100$ mm.

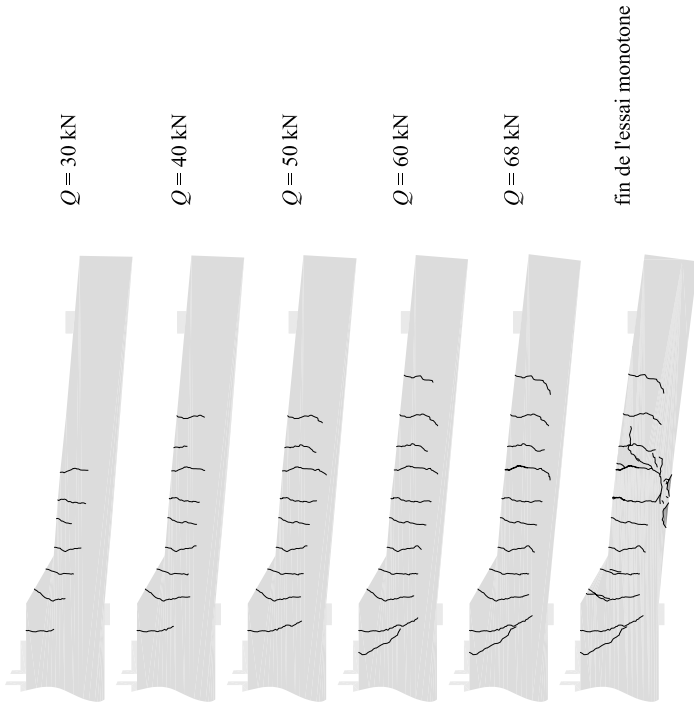


Figure 45: DT2a : relevé des fissures.

4.1.3.1. Essai DT2a'

Le spécimen DT2a a été remplacé dans le bâti de charge et rechargé. En effet, lors du chargement monotone, l'essai a été arrêté avant d'atteindre le comportement post-pic. Seuls les capteurs de forces, l'inclinomètre Inc-1 et les capteurs inductifs mesurant la flèche entre la position $L = 820$ et 1420 mm (IndD-5 à IndD-8) ont été remplacés. Par conséquent, seuls les diagrammes relatifs à ces mesures sont présentés.

Les courbes du chargement monotone sont également représentées, en trait fin, sur les diagrammes présentés.

L'essai DT2a' a été effectué le 5 octobre 2009.

La résistance du béton, déterminé selon l'équation 1, est de $f_{c, pour\ essai} = 34,4$ MPa.

La charge maximale atteinte est de $Q_k = 70,2$ kN pour une flèche $w_{IndD-8} = 48,8$ mm ($L = 1420$ mm). La rupture a été atteinte par effort tranchant avec écoulement des armatures flexionnelles.

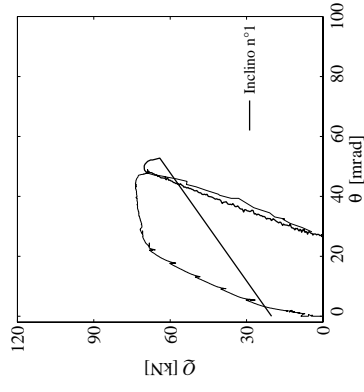


Figure 46: DT2a' : diagramme charge Q – rotation θ .

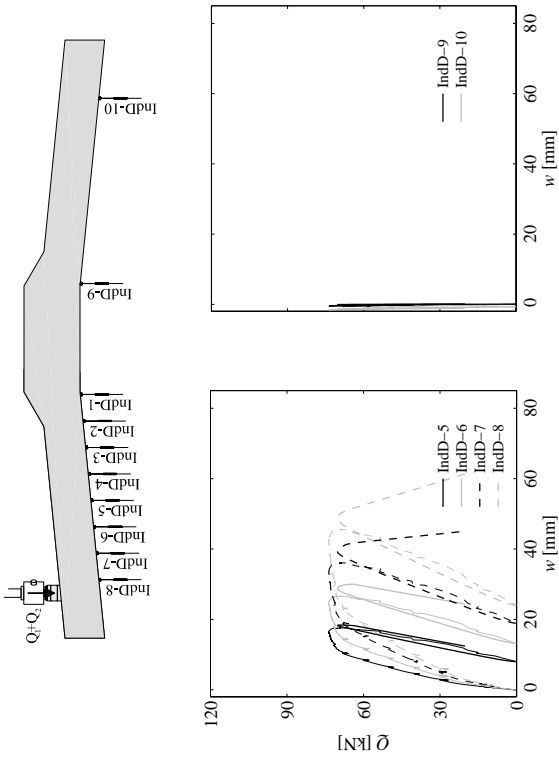


Figure 47: DT2a' : diagramme charge Q – flèche w .



Figure 48: DT2a' : relevé des fissures.

4.1.4 Essai DT2b

L'essai DT2ba été effectué le 10 septembre 2009.

L'excentricité du chargement est de $a = 1.52$ m, le taux d'armature flexionnel $\rho_{flex} = 0.7\%$ et le détail est avec des étriers, figure 49. La résistance du béton, déterminé selon l'équation 1, est de $f_{c, pour essai} = 31.8$ MPa.

La charge maximale atteinte est de $Q_R = 75.4$ kN pour une flèche $w_{indD-8} = 43.3$ mm ($L = 1420$ mm). La rupture a été atteinte par flexion.

Remarque : Suite à un problème avec le servovalve d'un des deux vérins, l'essai a été déchargé après le relevé de la fissuration à $Q = 60$ kN puis rechargé, figure 50.

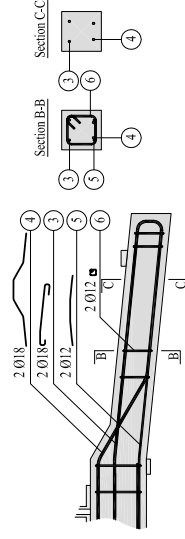


Figure 49: DT2b : Plan d'armature du spécimen.

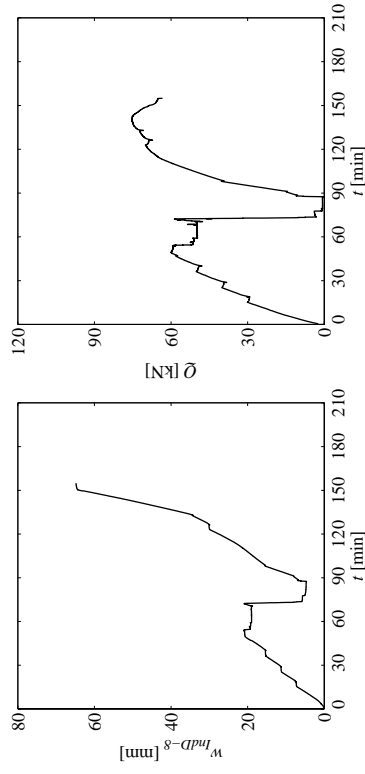


Figure 50: DT2b : diagrammes flèche w_{indD-8} – temps t et charge Q – temps t .

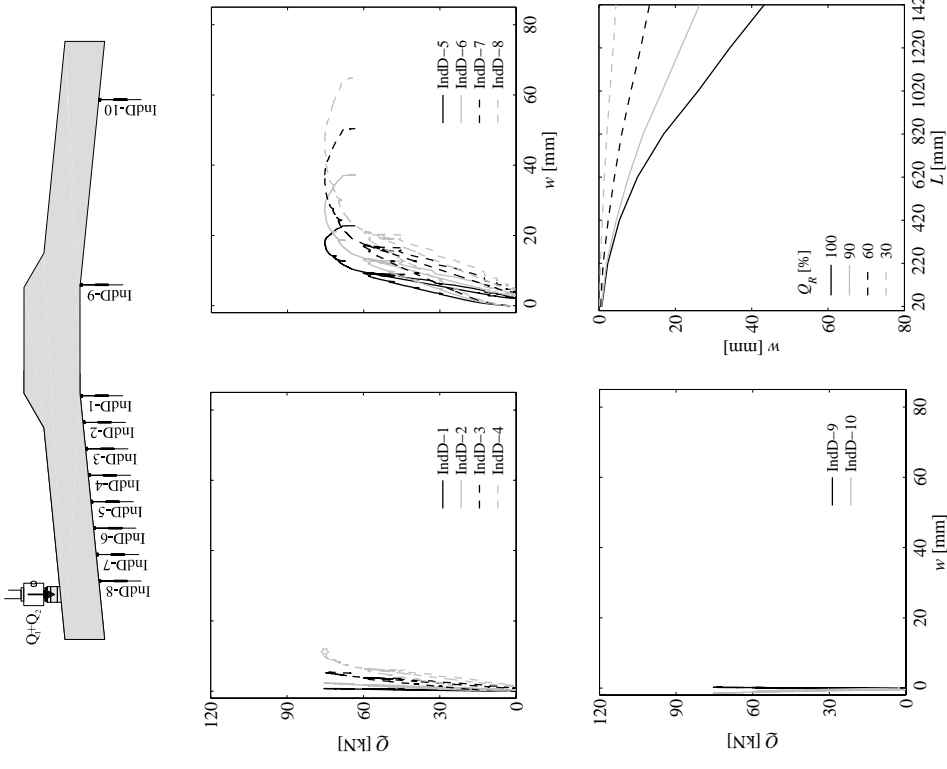


Figure 53: DT2b : diagramme charge Q – flèche w et déformée du spécimen selon le niveau de chargement.

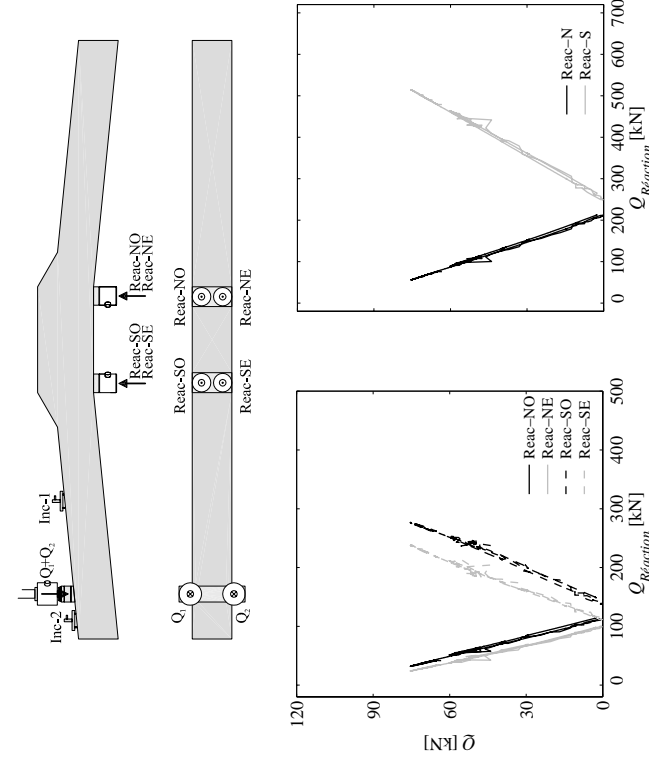


Figure 51: DT2b : diagramme charge Q – réaction d'appui $Q_{réaction}$.

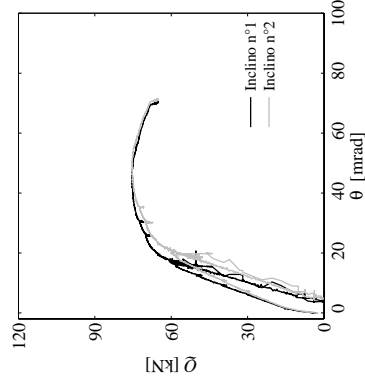


Figure 52: DT2b : diagramme charge Q – rotation θ

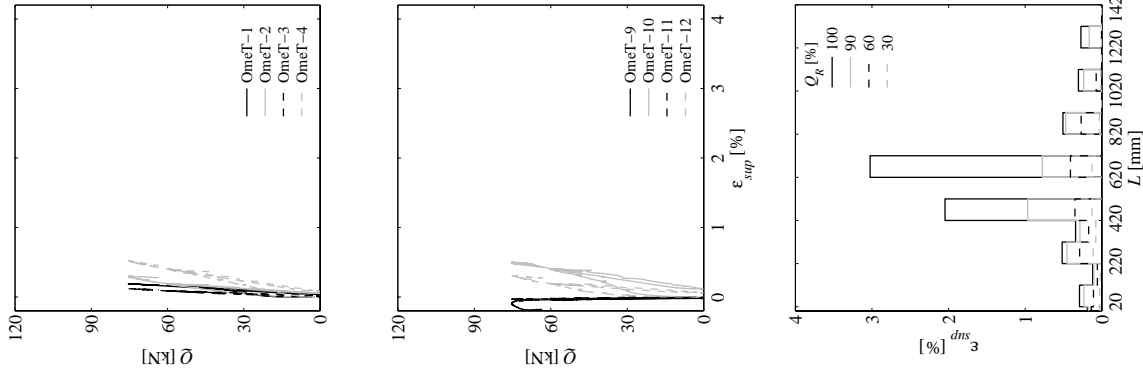


Figure 54: DT2b : diagramme charge Q – déformation de la surface du béton au niveau des armatures tendues ε_{sup} et déformation de la surface du béton au niveau des armatures tendues selon le niveau de chargement ; base de mesure $\ell_0 = 100$ mm.

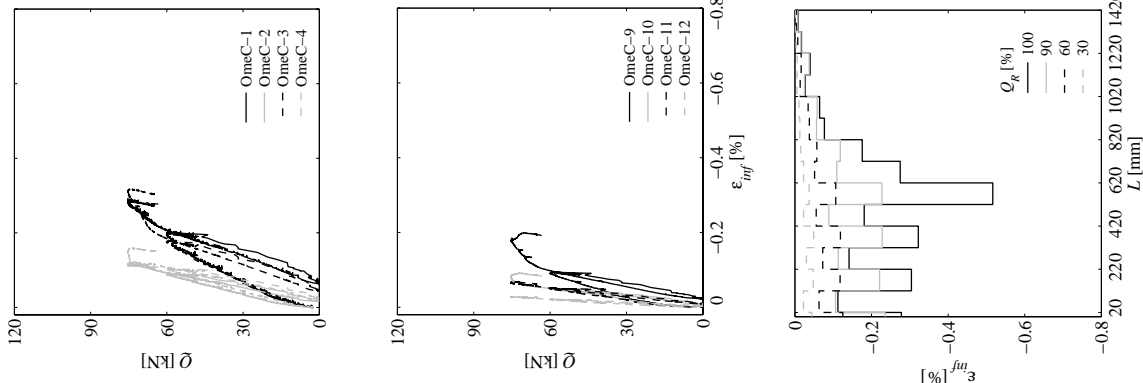
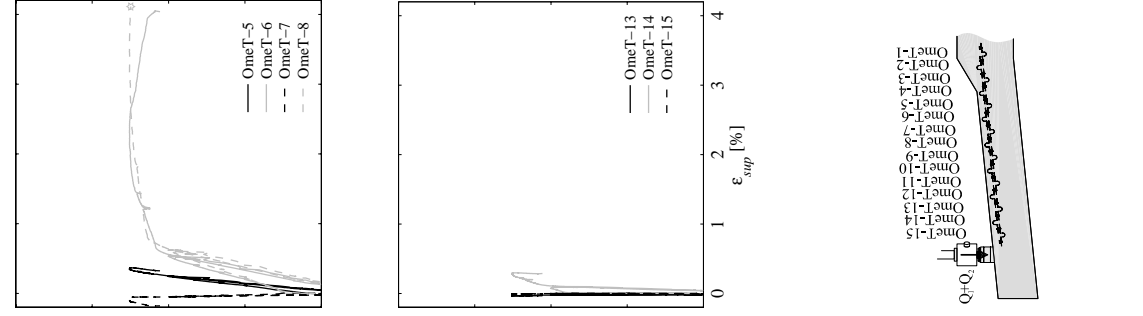
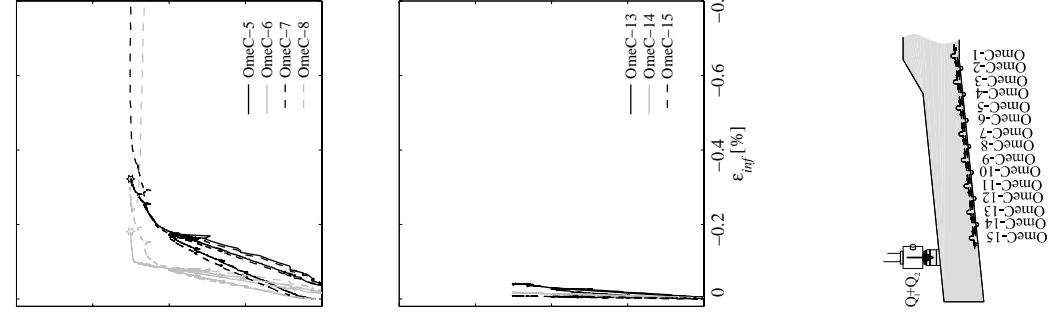


Figure 55: DT2b : diagramme charge Q – déformation de la surface du béton de la partie inférieure du spécimen ε_{inf} et déformation de la surface du béton de la partie inférieure du spécimen selon le niveau de chargement ; base de mesure $\ell_0 = 100$ mm.



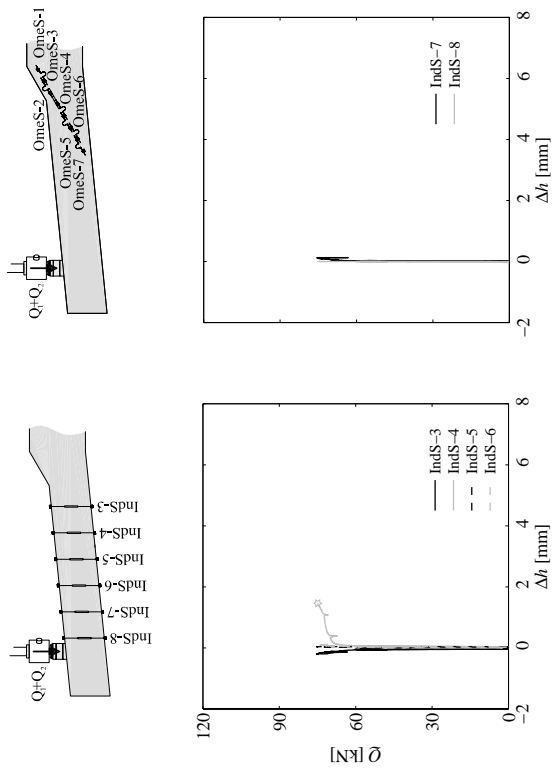


Figure 56: DT2b : diagramme charge Q – changement d'épaisseur de spécimen Δh .

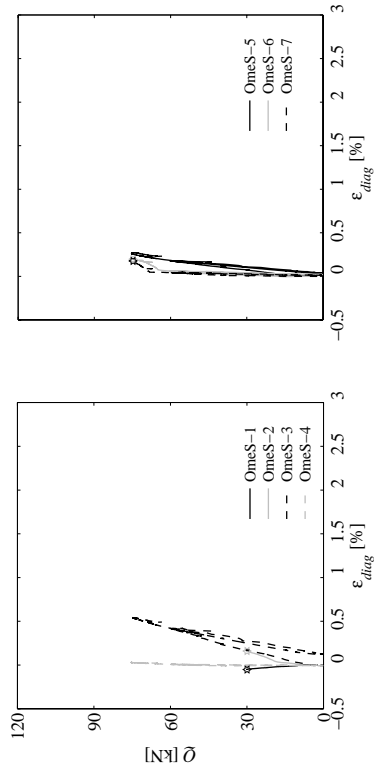


Figure 57: DT2b : diagramme charge Q – déformation le long de l'armature en diagonale ϵ_{diag} ; base de mesure $\ell_0 = 100$ mm.

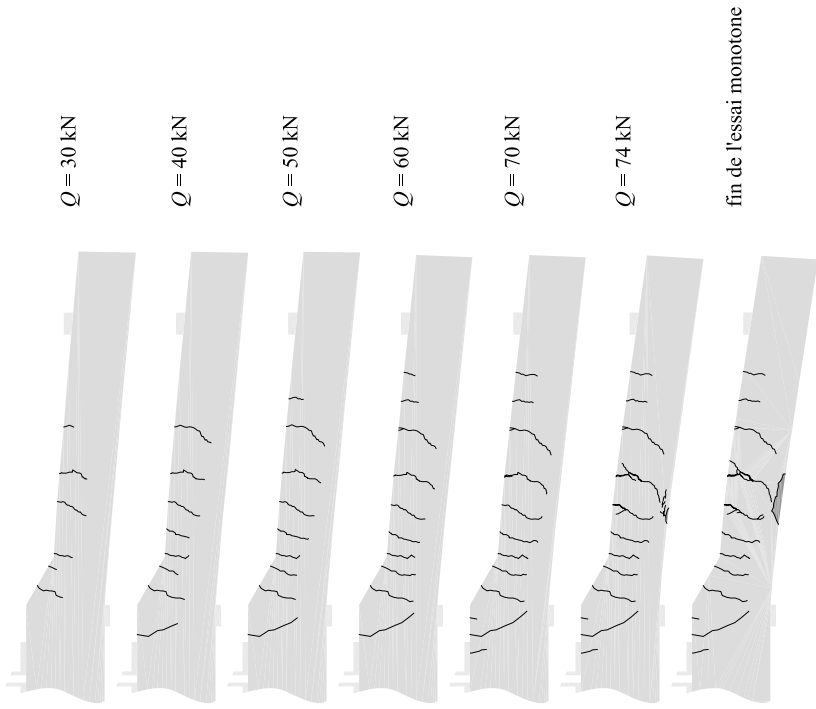


Figure 58: DT2b : relevé des fissures.

4.1.5 Essai DT3a

L'essai DT3a a été effectué le 22 septembre 2009.

L'excentricité du chargement est de $a = 1.20$ m, le taux d'armature flexionnel $\rho_{flex} = 0.7\%$ et le détail est sans étrier, figure 59. La résistance du béton, déterminé selon l'équation 1, est de $f_{c, jour essai} = 36.3$ MPa.

La charge maximale atteinte est de $Q_R = 91.2$ kN pour une flèche $w_{mid,8} = 23.5$ mm ($L = 1420$ mm). La rupture a été atteinte par effort tranchant.

Remarque : les jauges OmeT-6, OmeT-7, OmeT-8 et OmeT-9 ainsi que OmeC-8 et OmeC-9 se sont décollés lors de l'essai. Par conséquent, le diagramme qui présente la déformation de la surface du béton au niveau des armatures tendues selon le niveau de chargement de la figure 64 et le diagramme qui présente la déformation du béton de la partie inférieure du spécimen selon le niveau de chargement de la figure 65 ne sont pas représentés entre la position $L = 520$ et 920 mm, respectivement entre la position $L = 620$ et 820 mm pour les niveaux de chargement les plus importants.

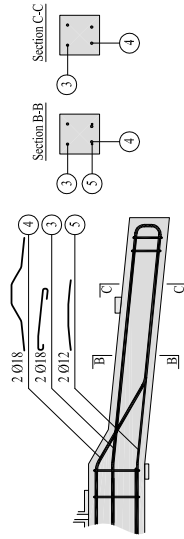


Figure 59: DT3a : Plan d'armature du spécimen.

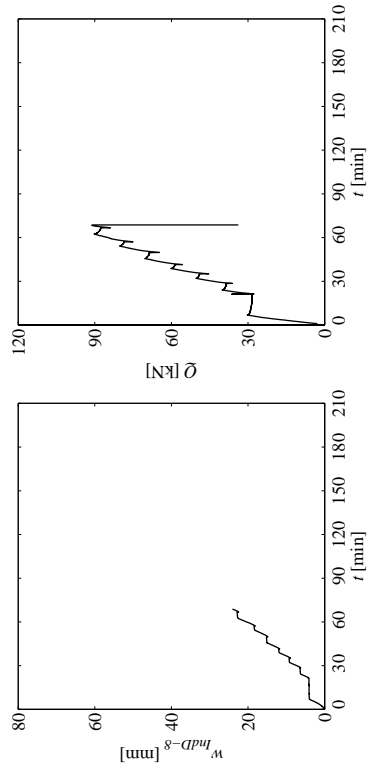


Figure 60: DT3a : diagrammes flèche $w_{mid,8}$ - temps t et charge Q - temps t .

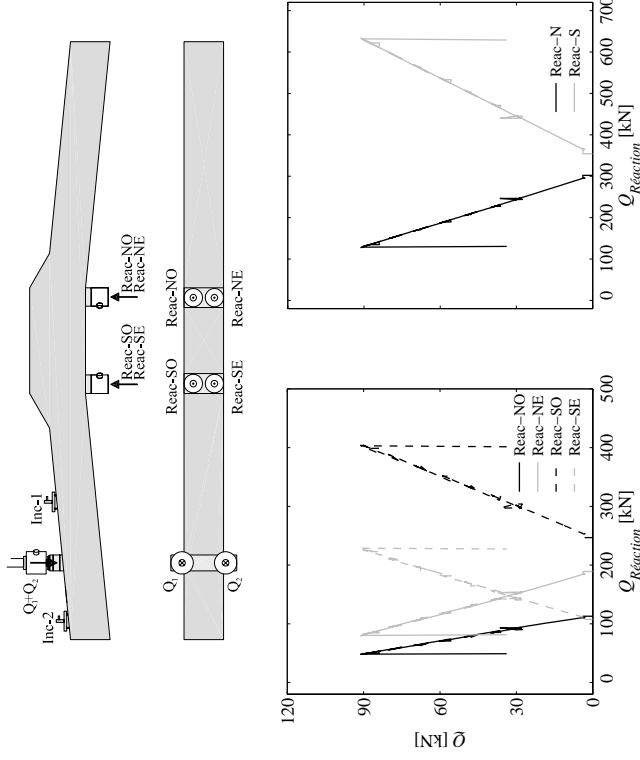


Figure 61: DT3a : diagramme charge Q - réaction d'appui $Q_{réaction}$.

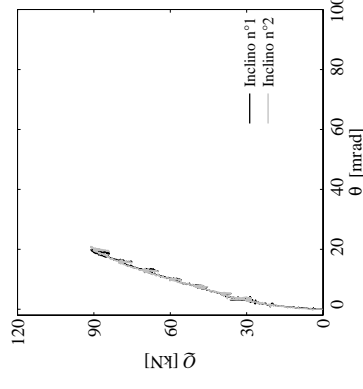


Figure 62: DT3a : diagramme charge Q - rotation θ .

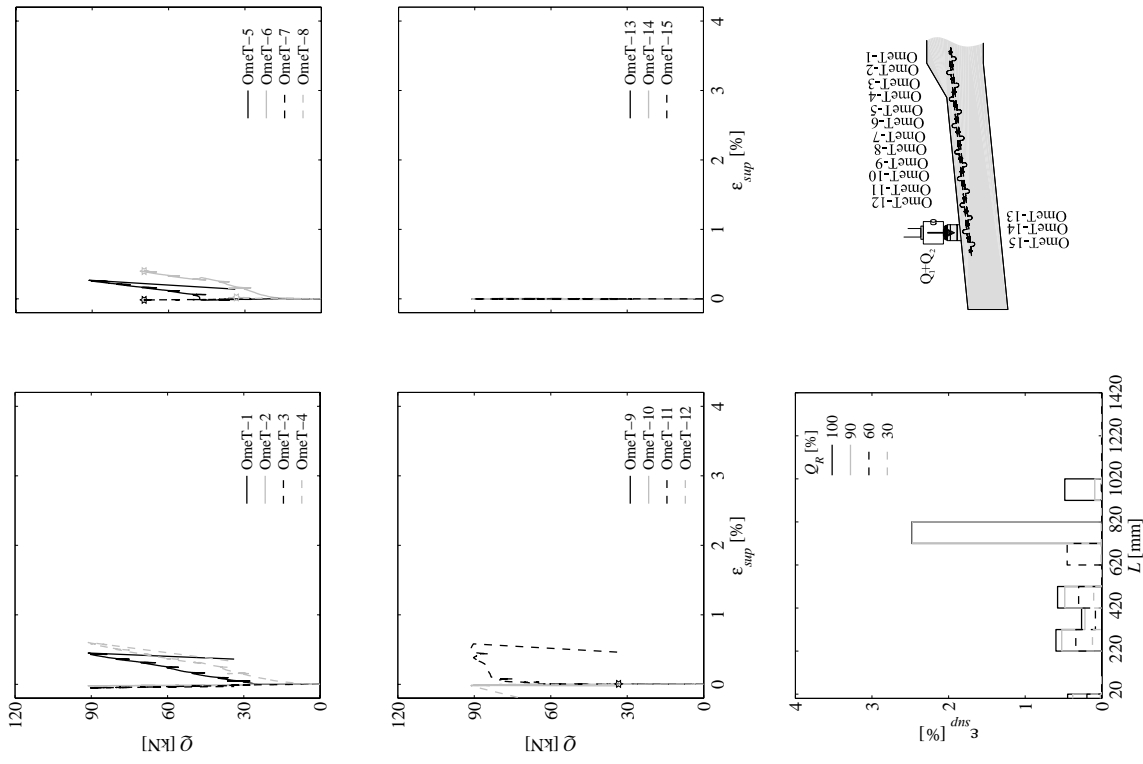


Figure 64: DT3a : diagramme charge Q – déformation de la surface du béton au niveau des armatures tendues ϵ_{sup} et déformation de la surface du béton au niveau des armatures tendues selon le niveau de chargement ; base de mesure $\ell_0 = 100$ mm.

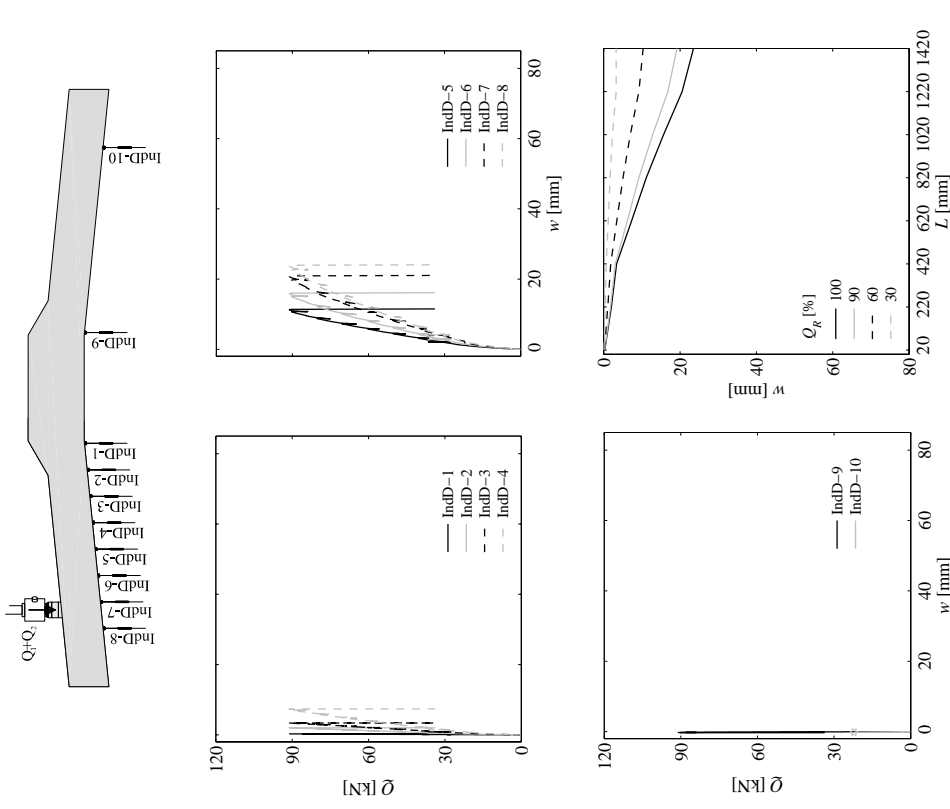


Figure 63: DT3a : diagramme charge Q – flèche w et déformée du spécimen selon le niveau de chargement.

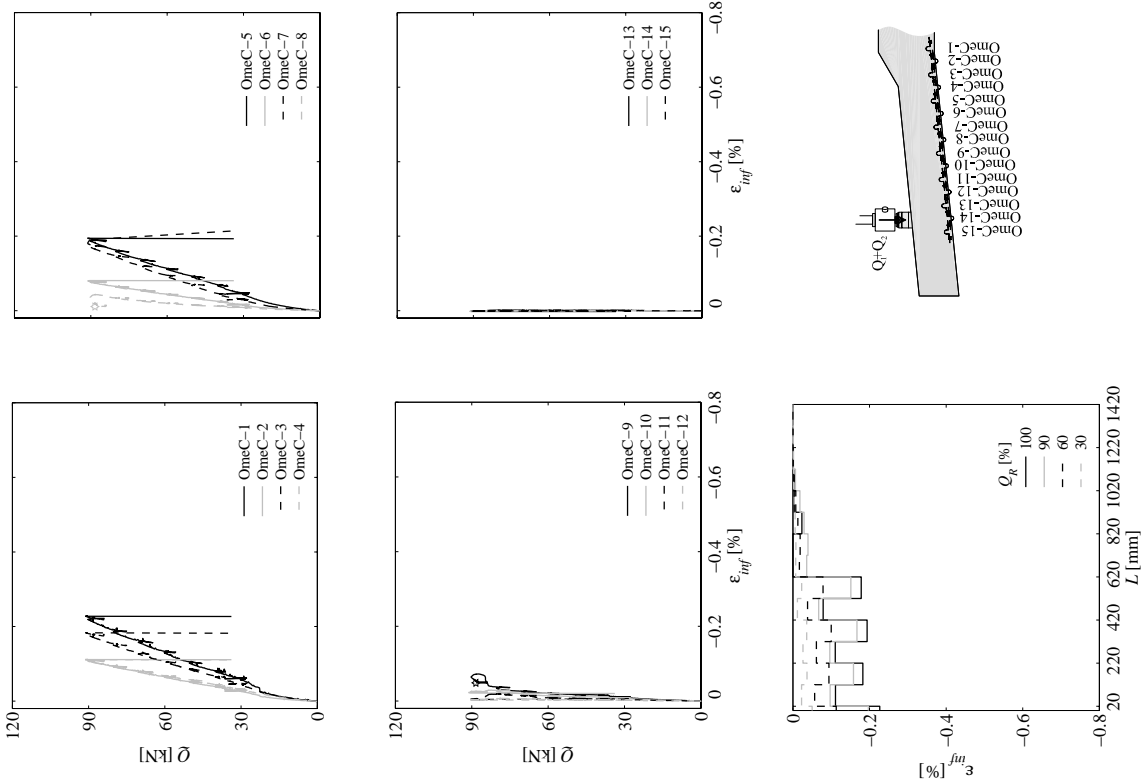


Figure 65: DT3a : diagramme charge Q – déformation de la surface du béton de la partie inférieure du spécimen ε_{inf} et déformation de la surface du béton de la partie inférieure du spécimen selon le niveau de chargement ; base de mesure $l_0 = 100$ mm.

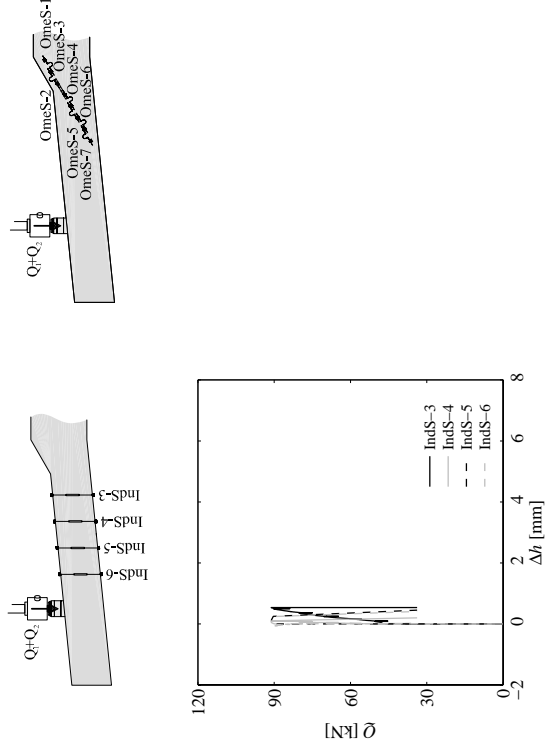


Figure 66: DT3a : diagramme charge Q – changement d'épaisseur Δh .

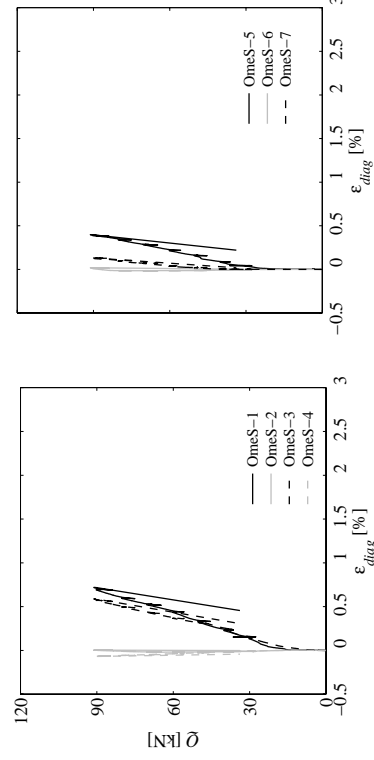


Figure 67: DT3a : diagramme charge Q – déformation le long de l'armature en diagonale ε_{diag} ; base de mesure $l_0 = 100$ mm.

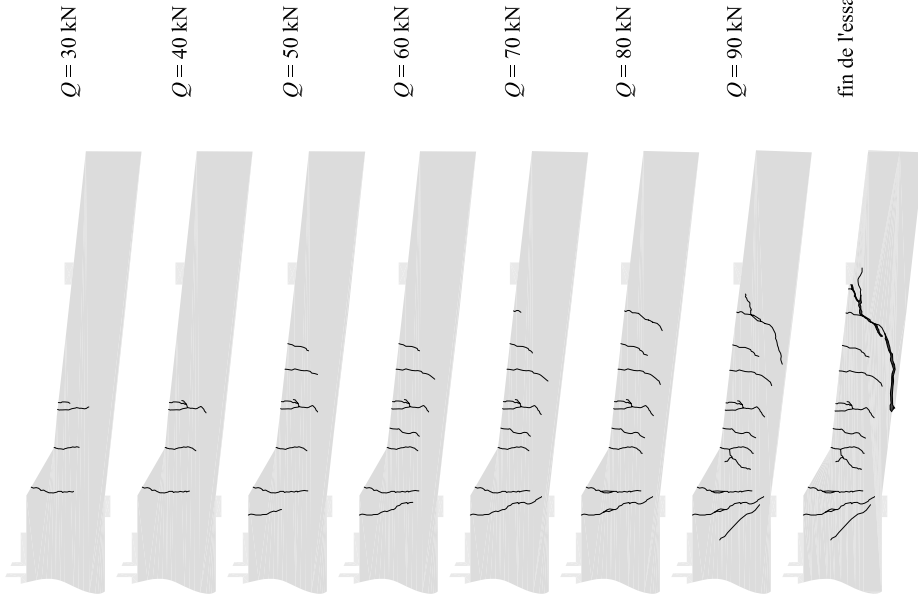


Figure 68: DT3a : relevé des fissures.

$Q = 30 \text{ kN}$

$Q = 40 \text{ kN}$

$Q = 50 \text{ kN}$

$Q = 60 \text{ kN}$

$Q = 70 \text{ kN}$

$Q = 80 \text{ kN}$

$Q = 90 \text{ kN}$

fin de l'essai monotone

4.1.6 Essai DT3b

L'essai DT3b a été effectué le 25 septembre 2009.

L'excentricité du chargement est de $a = 1.20 \text{ m}$, le taux d'armature flexionnel $\rho_{flex} = 0.7\%$ et le détail est avec des étriers, figure 69. La résistance du béton, déterminé selon l'équation 1, est de $f_{c, pour essai} = 36,4 \text{ MPa}$.

La charge maximale atteinte est de $Q_R = 109,3 \text{ kN}$ pour une flèche $w_{mid-8} = 47,0 \text{ mm}$ ($L = 1420 \text{ mm}$). La rupture a été atteinte par flexion.

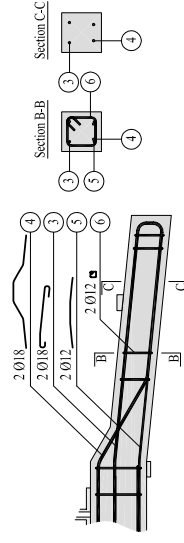


Figure 69: DT3b : Plan d'armature du spécimen.

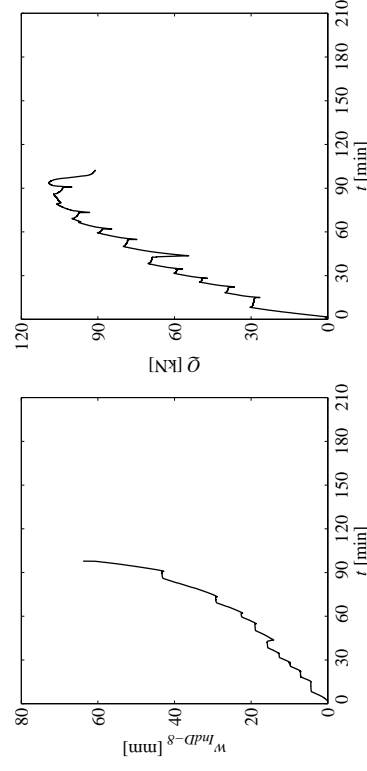


Figure 70: DT3b : diagrammes flèche w_{mid-8} – temps t et charge Q – temps t .

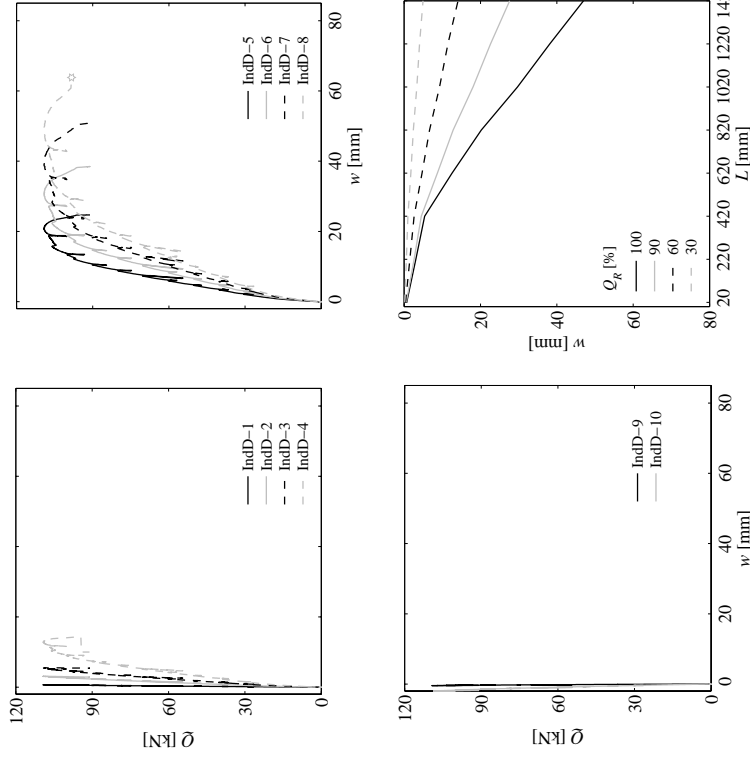
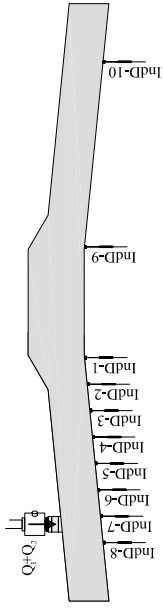


Figure 73: DT3b : diagramme charge Q – flèche w et déformée du spécimen selon le niveau de chargement.

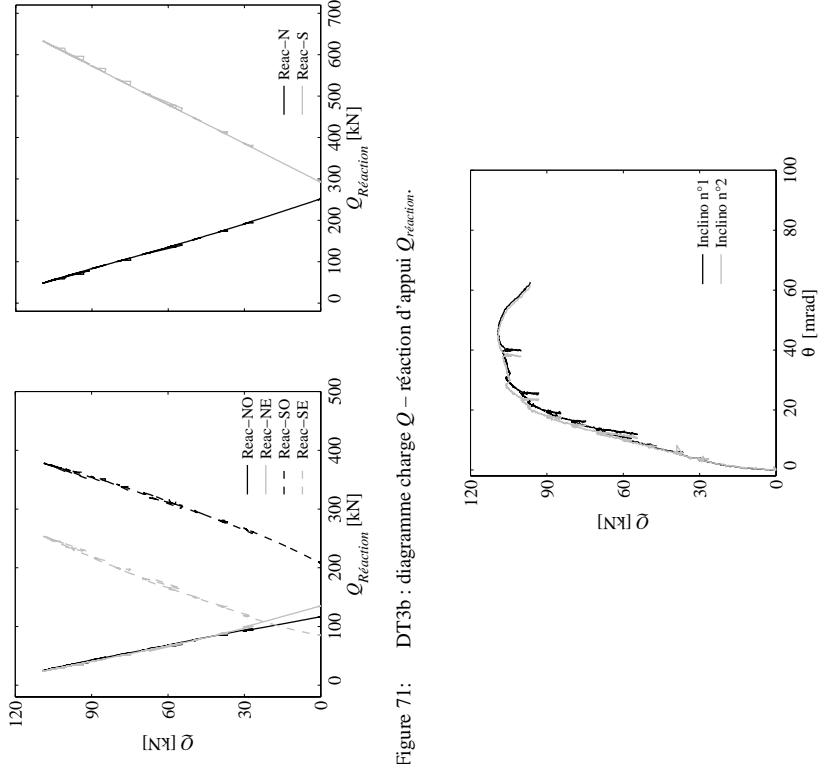
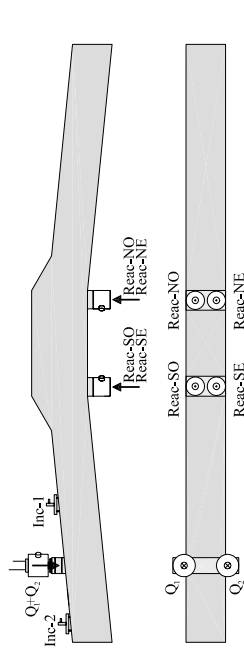


Figure 71: DT3b : diagramme charge Q – réaction d'appui $Q_{réaction}$.

Figure 72: DT3b : diagramme charge Q – rotation θ .

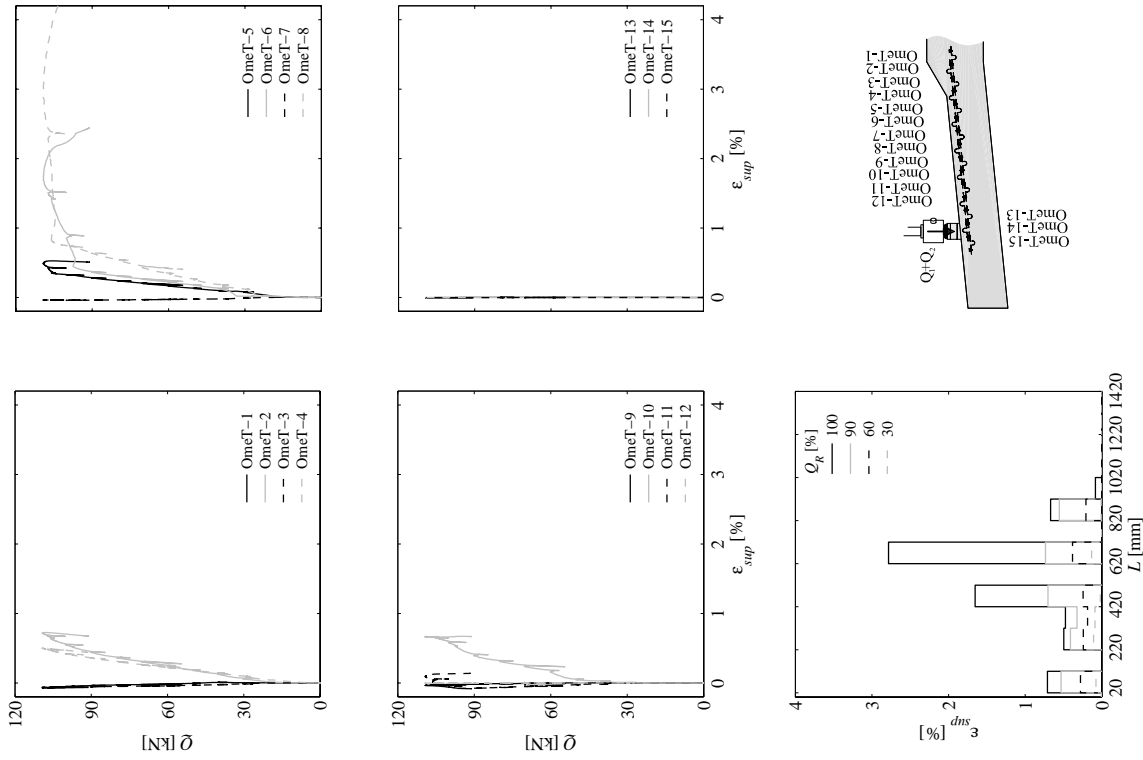


Figure 74: DT3b : diagramme charge Q – déformation de la surface du béton au niveau des armatures tendues ε_{sup} et déformation de la surface du béton au niveau des armatures tendues selon le niveau de chargement ; base de mesure $\ell_0 = 100$ mm.

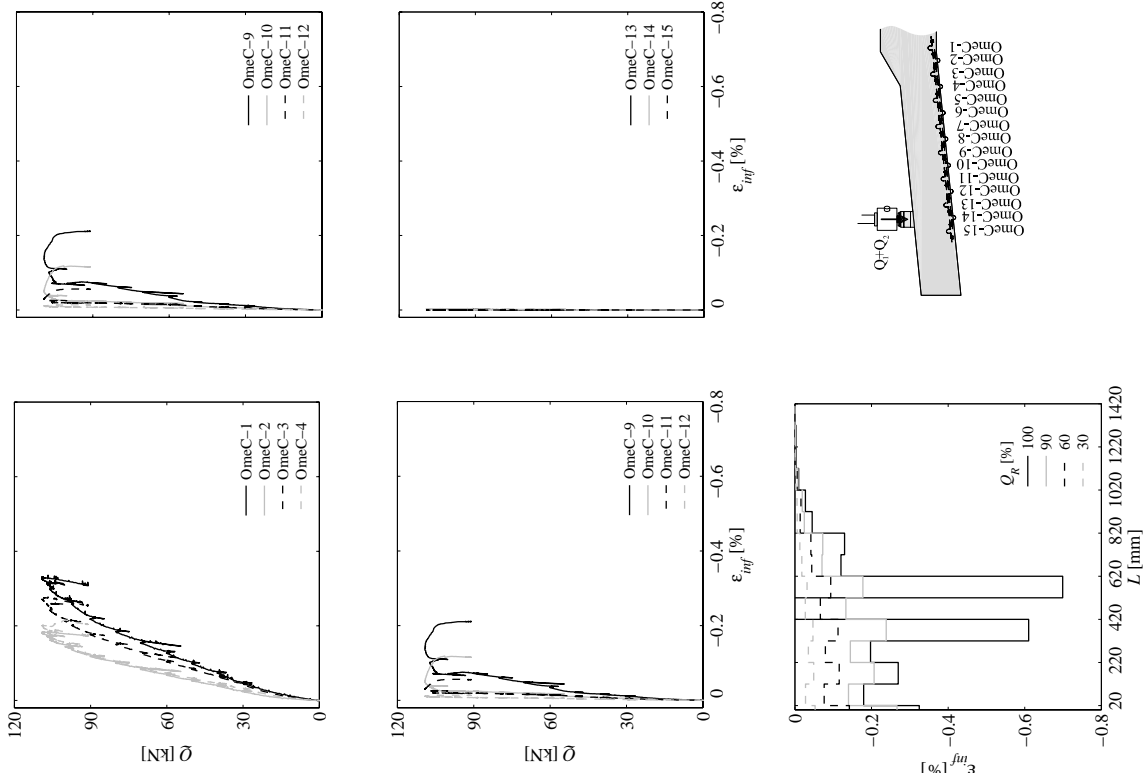


Figure 75: DT3b : diagramme charge Q – déformation de la surface du béton de la partie inférieure du spécimen ε_{inf} et déformation de la surface du béton de la partie inférieure du spécimen selon le niveau de chargement ; base de mesure $\ell_0 = 100$ mm.

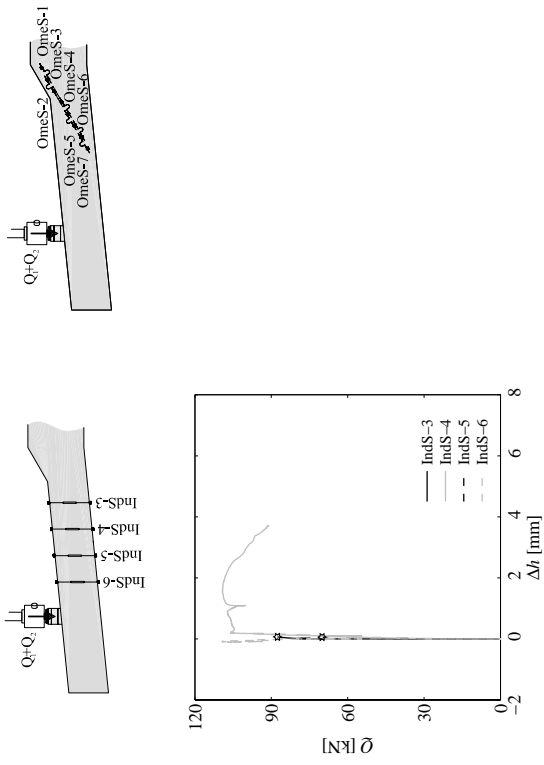


Figure 76: DT3b : diagramme charge Q – changement d'épaisseur de spécimen Δh .

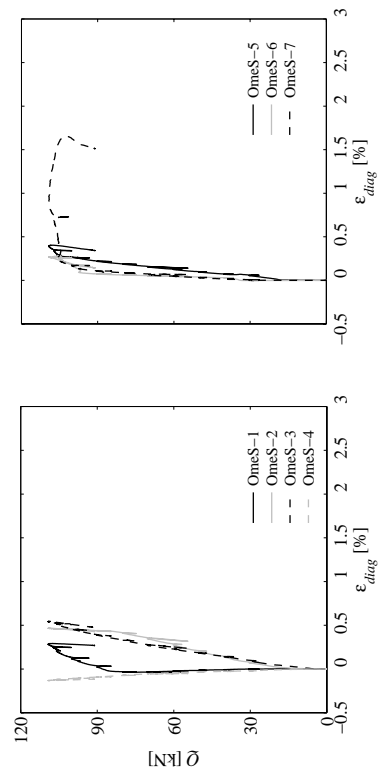


Figure 77: DT3b : diagramme charge Q – déformation le long de l'armature en diagonale ϵ_{diag} ; base de mesure $\ell_0 = 100$ mm.

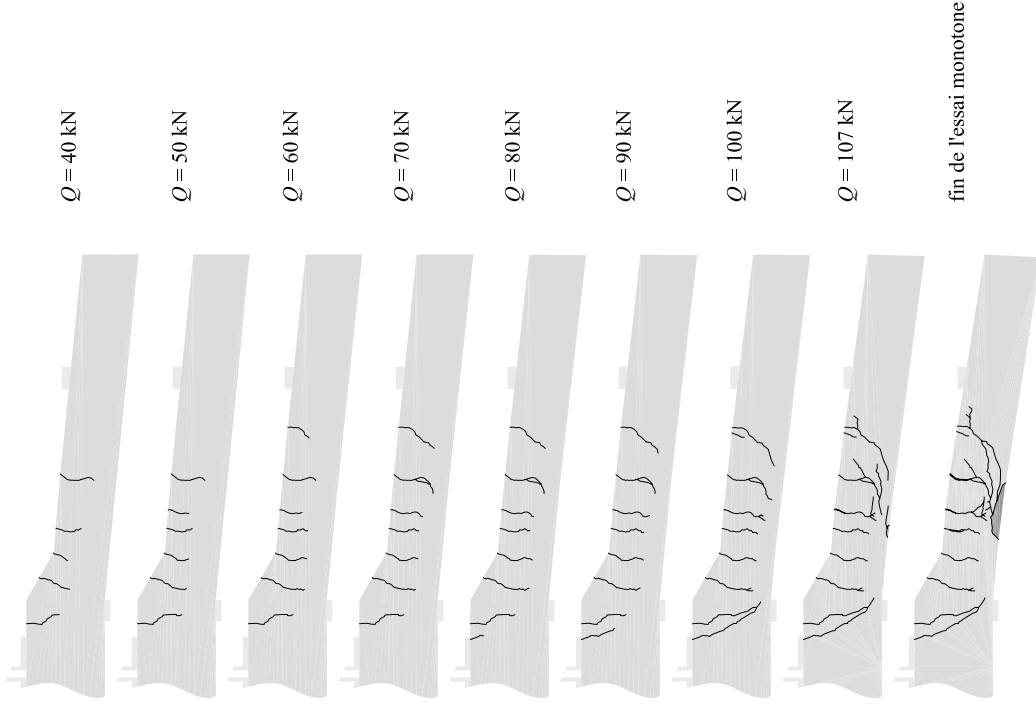


Figure 78: DT3b : relevé des fissures.

4.2. Essais cycliques

Les résultats des 2 essais cycliques sont présentés sous la forme suivante :

- diagrammes flèche w_{ind-8} – temps t et charge Q – temps t
- diagramme charge Q – changement d'épaisseur de spécimen $\Delta h_{ind-5,5}$ pour l'essai DT4a et respectivement Δh_{ind-6} pour l'essai DT4b
- diagramme charge Q – déformation de la surface du béton au niveau des armatures tendues de la partie supérieure du spécimen $\varepsilon_{sup,OmeT-6}$ pour l'essai DT4a et respectivement $\varepsilon_{sup,OmeT-8}$ pour l'essai DT4b
- diagramme charge Q – déformation de la surface du béton de la partie inférieure du spécimen $\varepsilon_{inf,OmeC-5}$ pour l'essai DT4a et respectivement de l' $\varepsilon_{inf,OmeC-7}$ pour l'essai DT4b

Par la suite, les graphiques présentés sont de la même forme que ceux des essais monotones. Toutefois, seule l'enveloppe des courbes cycliques est représentée.

Remarque : lorsqu'une mesure est perdue lors de l'essai, la dernière valeur mesurée est mise en évidence par une étoile sur le diagramme concerné.

4.2.1. Essai DT4a

L'essai DT4a a été effectué le 29 septembre 2009.

L'excentricité du chargement est de $a = 1.52$ m, le taux d'armature flexionnel $\rho_{flex} = 0.7\%$ et le détail sans étriers, figure 79. La résistance du béton, déterminé selon l'équation 1, est de $f_{c, jour essai} = 40.4$ MPa.

La charge maximale atteinte est de $Q_R = 82.1$ kN pour une flèche $w_{ind-8} = 39.9$ mm ($L = 1420$ mm). La rupture a été atteinte par effort tranchant avec écoulement des armatures flexionnelles.

Remarque : la jauge OmeT-10 c'est décollé lors de l'essai. Par conséquence, le diagramme déformation de la surface du béton au niveau de l'armature tendue du spécimen selon le niveau de chargement de la figure 86 n'est pas représenté entre la position $L = 820$ et 920 mm. Presque toutes les jauges OmeC se sont décollées lors de l'essai par conséquence le diagramme déformation de la surface du béton de la partie inférieure du spécimen selon le niveau de chargement de la figure 87 est incomplet pour un grand nombre de position.

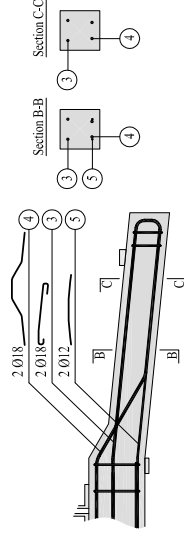


Figure 79: DT4a : Plan d'armature du spécimen.

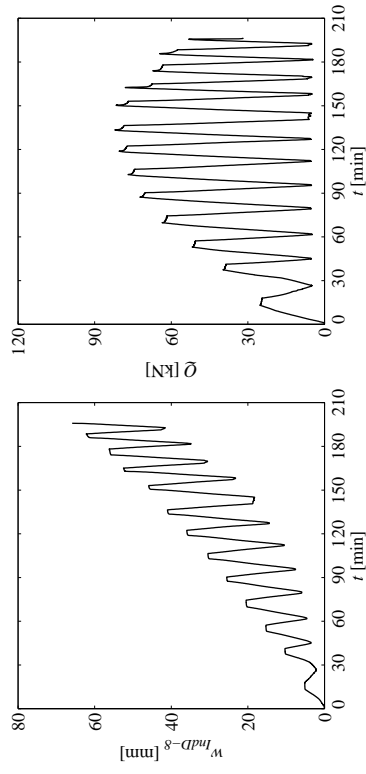


Figure 80: DT4a : diagrammes flèche w_{ind-8} – temps t et charge Q – temps t .

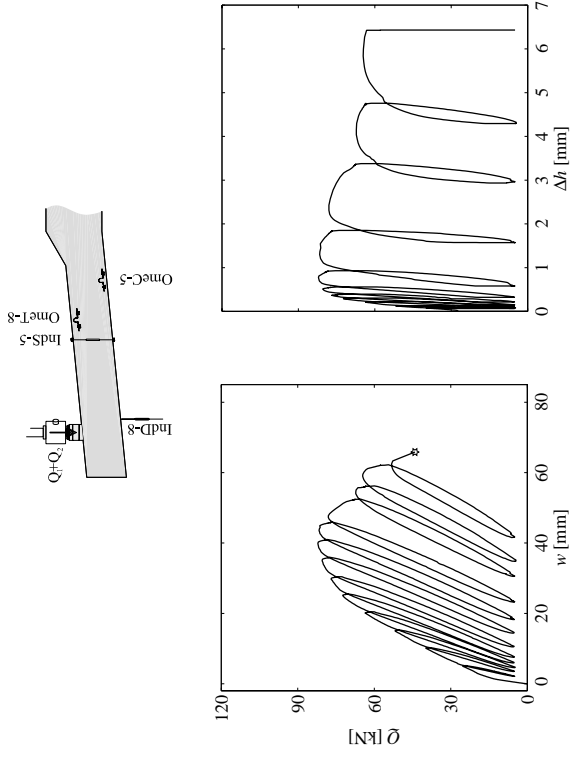


Figure 81: DT4a : diagramme charge Q – flèche w_{IND-8} et charge Q – changement d'épaisseur du spécimen M_{IND-5} .

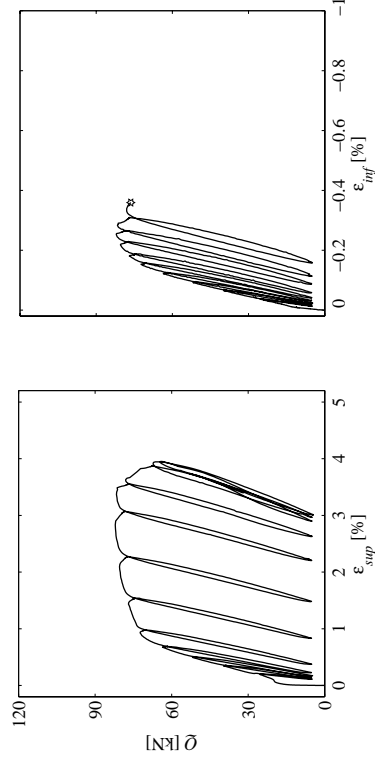


Figure 82: DT4a : diagramme charge Q – déformation ϵ_{sup} de l'OmeT-8 et charge Q – déformation ϵ_{sup} de l'OmeC-5 ; base de mesure $l_0 = 100$ mm.

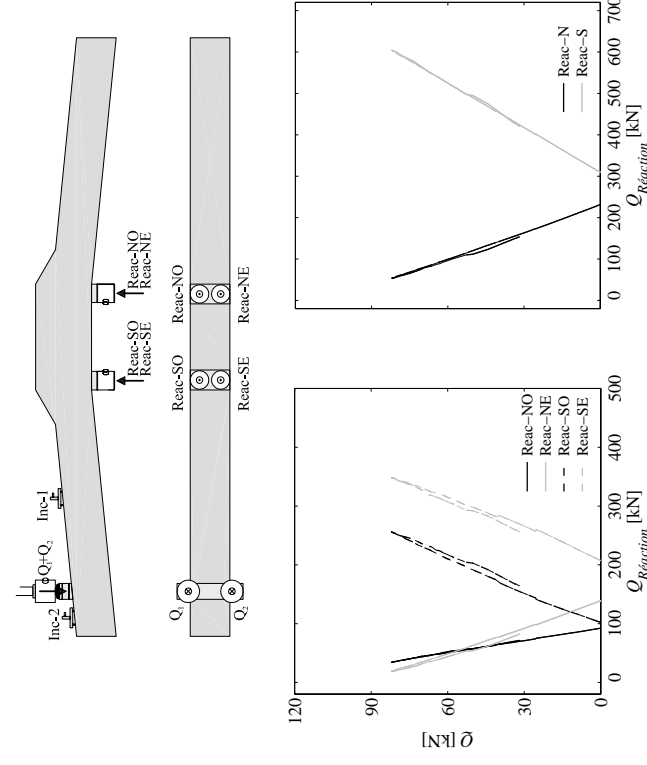


Figure 83: DT4a : enveloppe du diagramme charge Q – réaction d'appui $Q_{réaction}$.

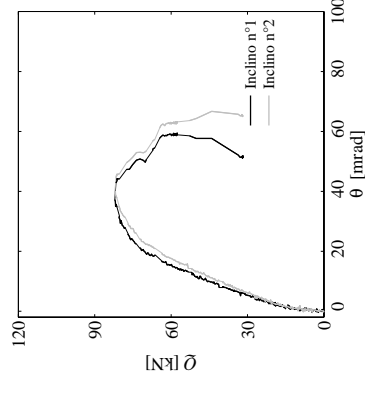


Figure 84: DT4a : enveloppe du diagramme charge Q – rotation θ .

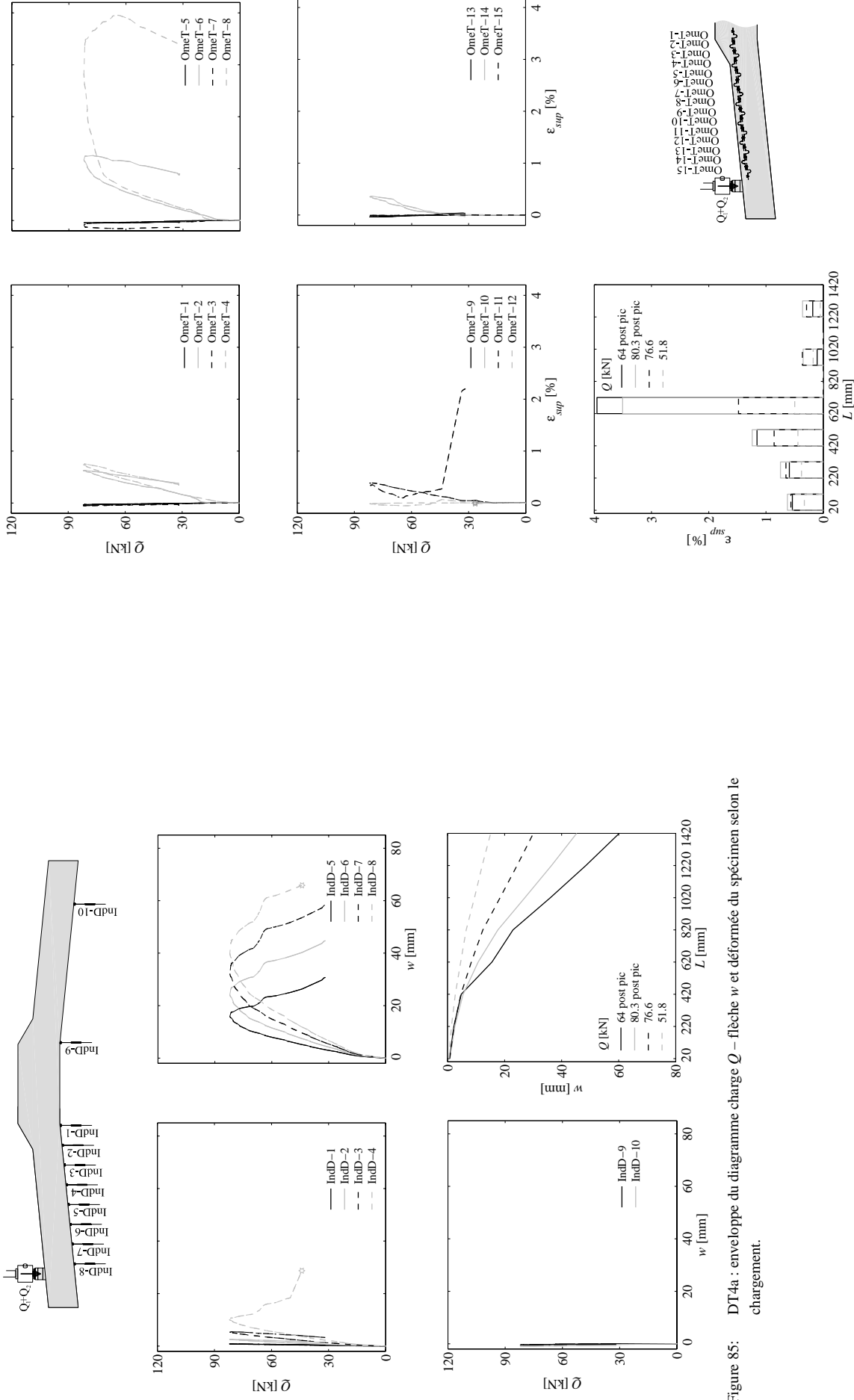


Figure 85: DT4a : enveloppe du diagramme charge Q – flèche w et déformée du spécimen selon le chargement.

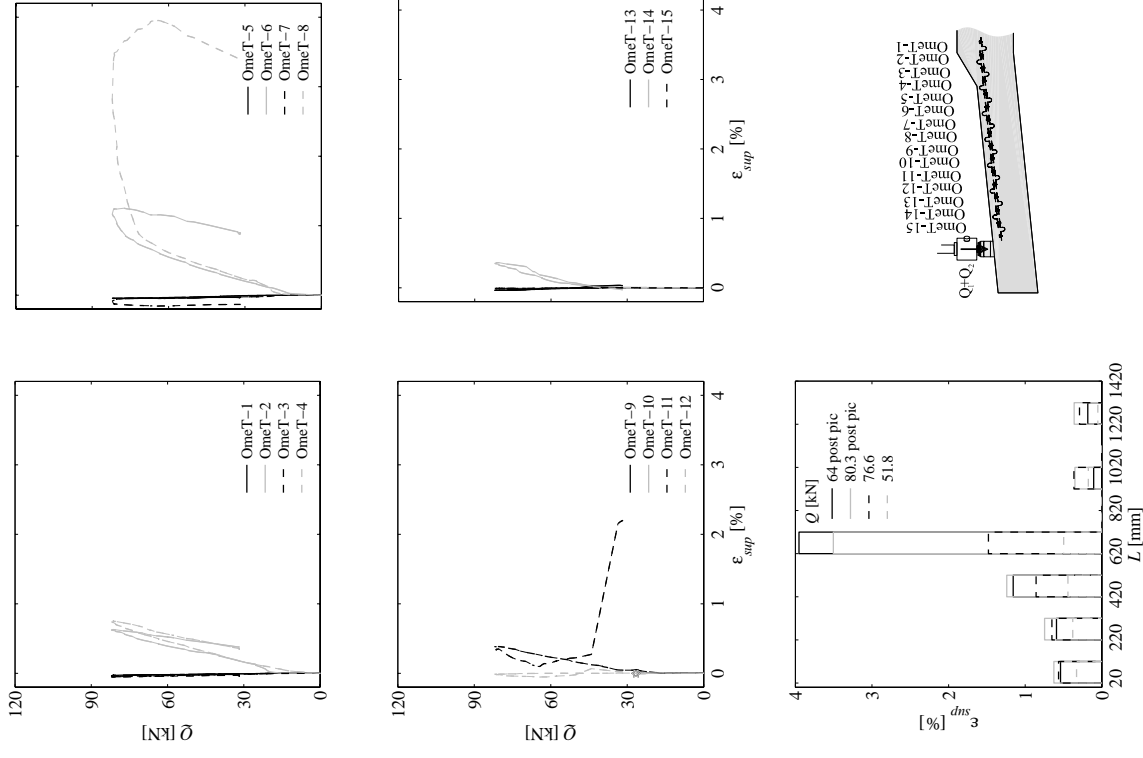


Figure 86: DT4a : enveloppe du diagramme charge Q – déformation de la surface du béton au niveau des armatures tendues ϵ_{sup} et déformation de la surface du béton au niveau des armatures tendues selon le niveau de chargement ; base de mesure $l_0 = 100$ mm.

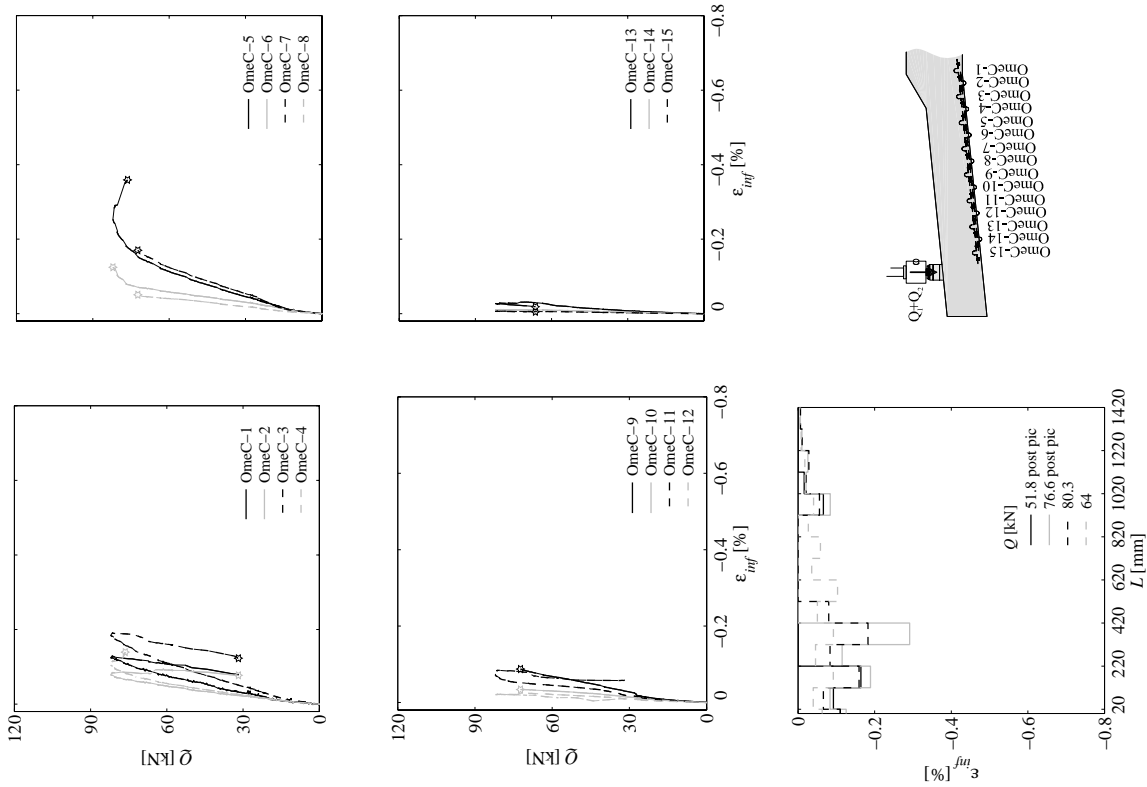


Figure 87: DT4a : enveloppe du diagramme charge Q – déformation de la surface du béton de la partie inférieure du spécimen ϵ_{inf} et déformation de la surface du béton de la partie inférieure du spécimen selon le niveau de chargement ; base de mesure $l_0 = 100$ mm.

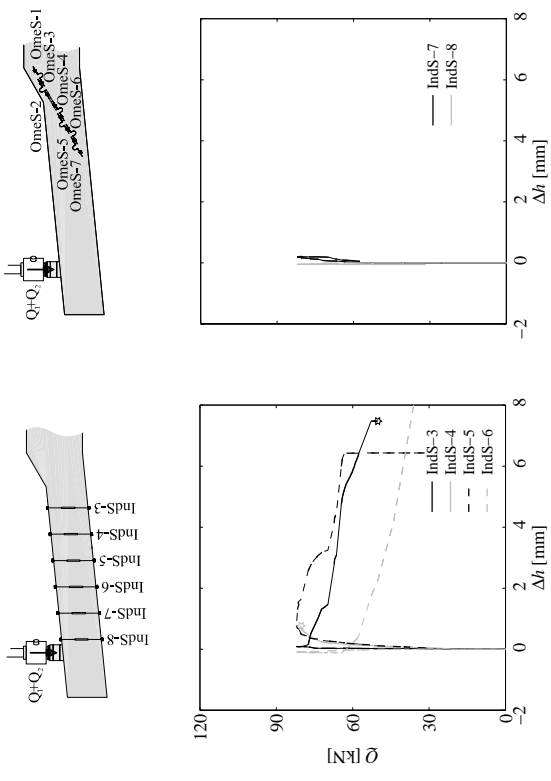


Figure 88: DT4a : enveloppe du diagramme charge Q – changement d'épaisseur de spécimen Δh .

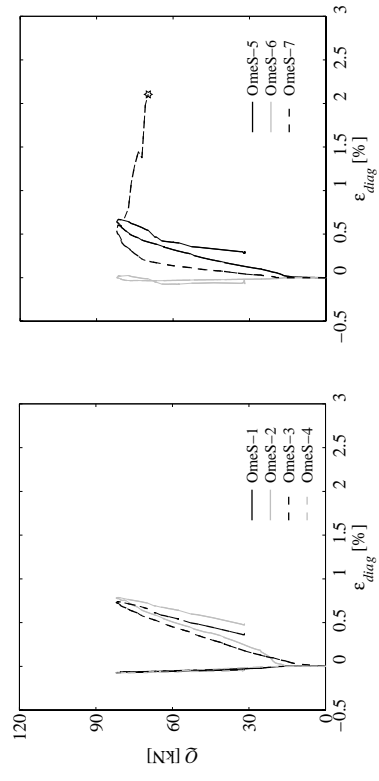


Figure 89: DT4a : enveloppe du diagramme charge Q – déformation le long de l'armature en diagonale ϵ_{diag} ; base de mesure $l_0 = 100$ mm.

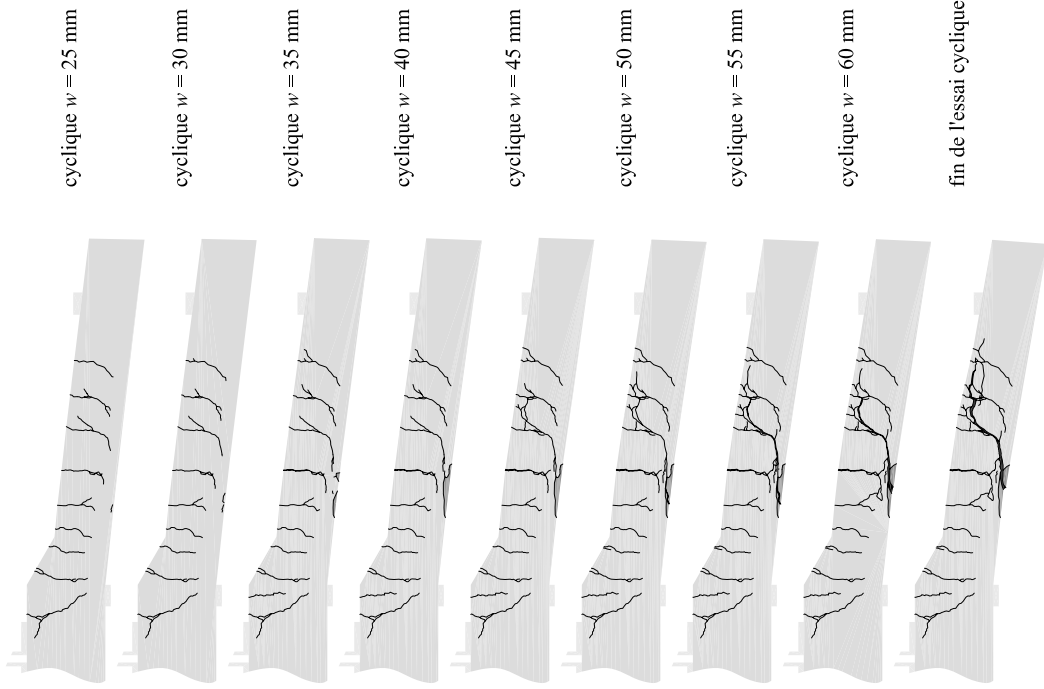


Figure 90: DT4a : relevé des fissures.

4.2.2. Essai DT4b

L'essai DT4b a été effectué le 1^{er} octobre 2009.

L'excentricité du chargement est de $a = 1.52$ m, le taux d'armature flexionnel $\rho_{flex} = 0.7\%$ et le détail avec des étriers, figure 91. La résistance du béton, déterminé selon l'équation 1, est de $f_{c, pour essai} = 40.5$ MPa.

La charge maximale atteinte est de $Q_R = 79.6$ kN pour une flèche $w_{mid-D,8} = 44.9$ mm ($L = 1420$ mm). La rupture a été atteinte par effort tranchant avec écoulement des armatures flexionnelles.

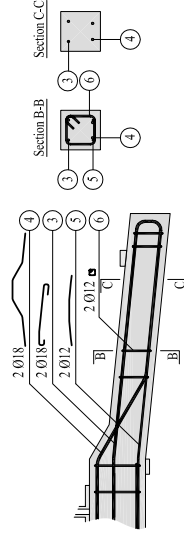


Figure 91: DT4b : Plan d'armature du spécimen.

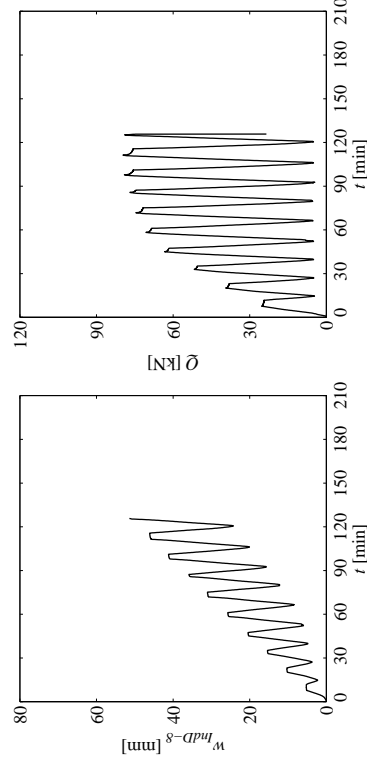


Figure 92: DT4b : diagrammes flèche w_{mid-8} - temps t et charge Q - temps t.

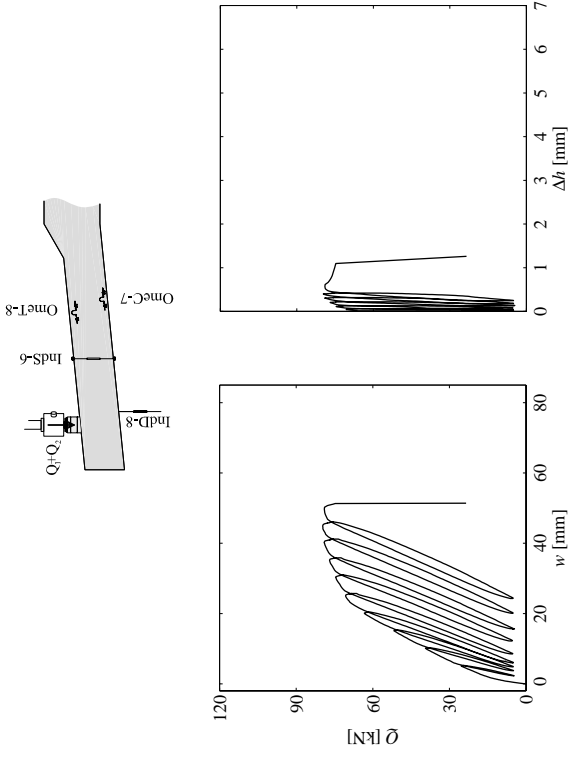


Figure 93: DT4b : diagramme charge Q – flèche w de l'Ind-8 et charge Q – changement d'épaisseur Δh de l'IndS-6.

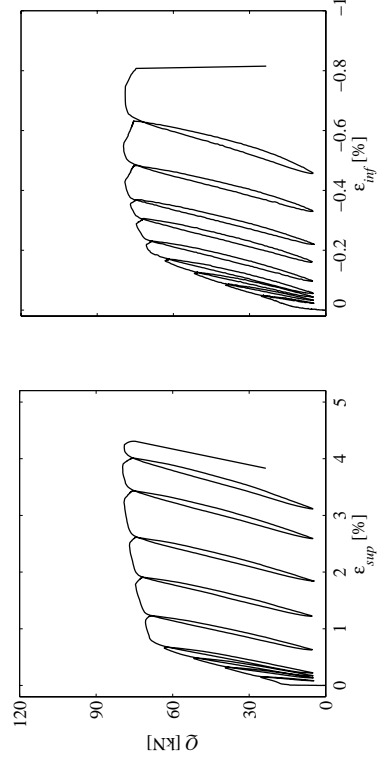


Figure 94: DT4b : diagramme charge Q – déformation ε_{sup} de l'OmeT-8 et charge Q – déformation ε_{sup} de l'OmeC-7 ; base de mesure $\ell_0 = 100$ mm.

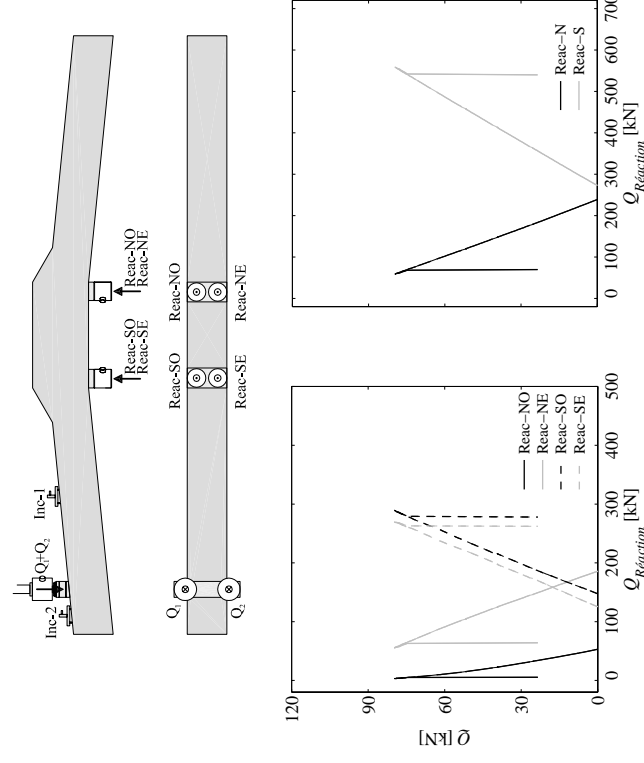


Figure 95: DT4b : enveloppe du diagramme charge Q – réaction d'appui $Q_{réaction}$.

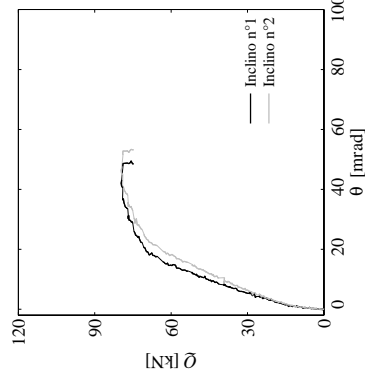


Figure 96: DT4b : enveloppe du diagramme charge Q – rotation θ .

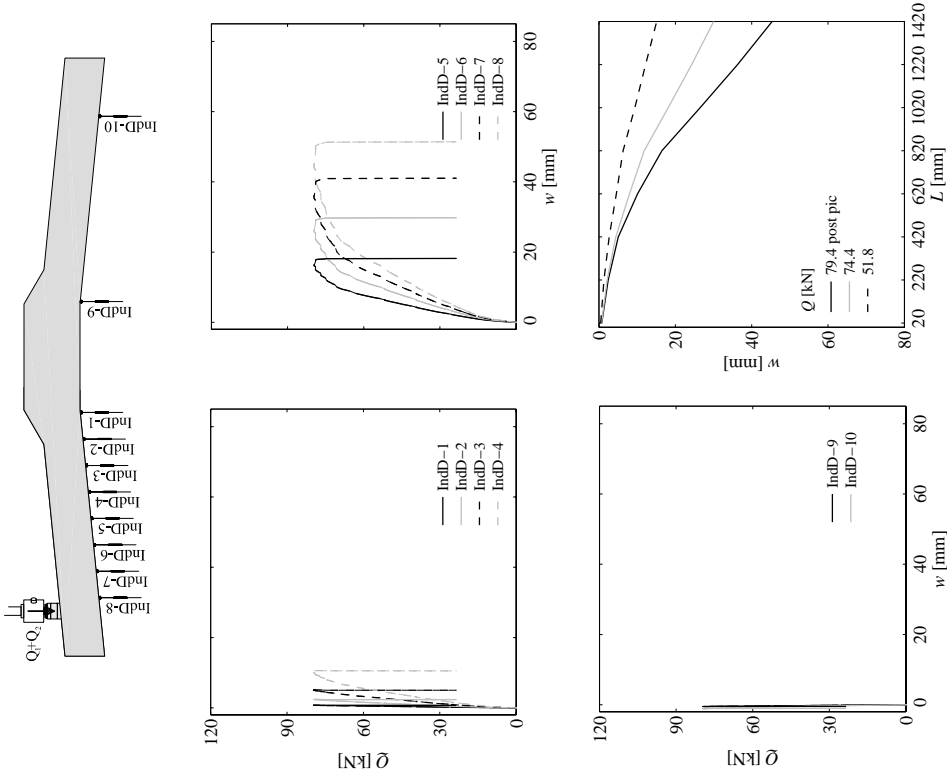


Figure 97: DT4b : enveloppe du diagramme charge Q – flèche w et déformée du spécimen selon le chargement.

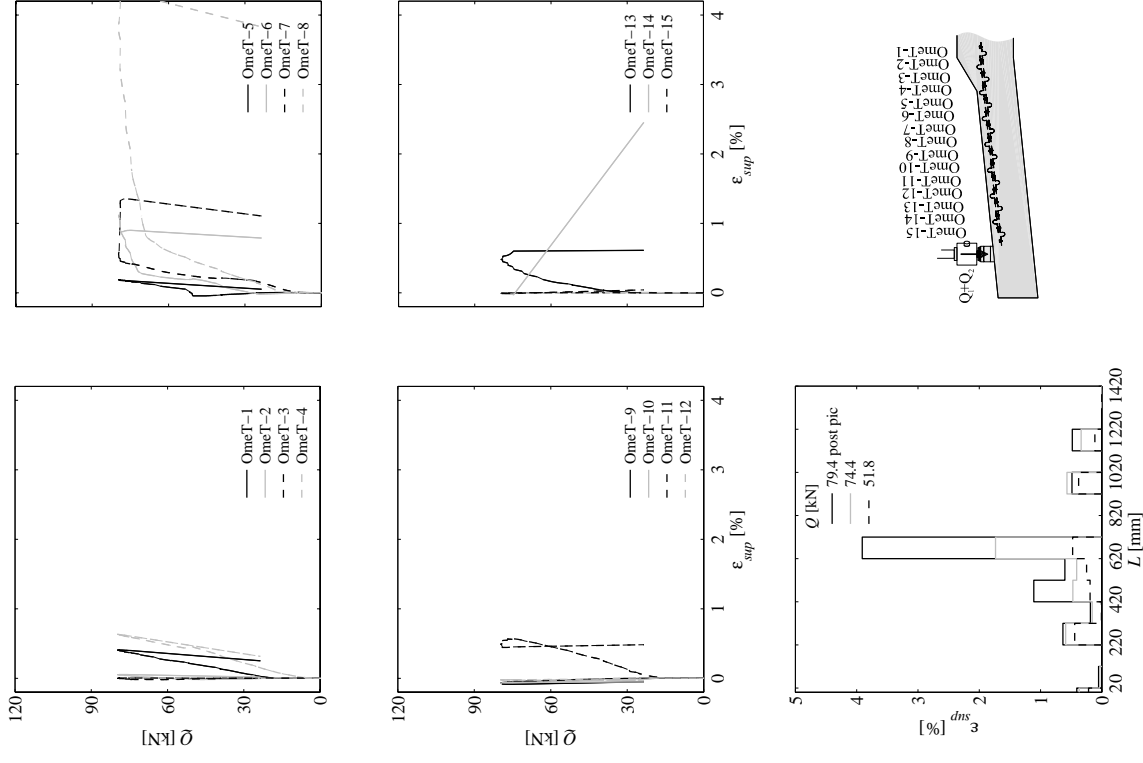


Figure 98: DT4b : enveloppe du diagramme charge Q – déformation de la surface du béton au niveau des armatures tendues ϵ_{sup} et déformation de la surface du béton au niveau des armatures tendues selon le niveau de chargement ; base de mesure $l_0 = 100$ mm.

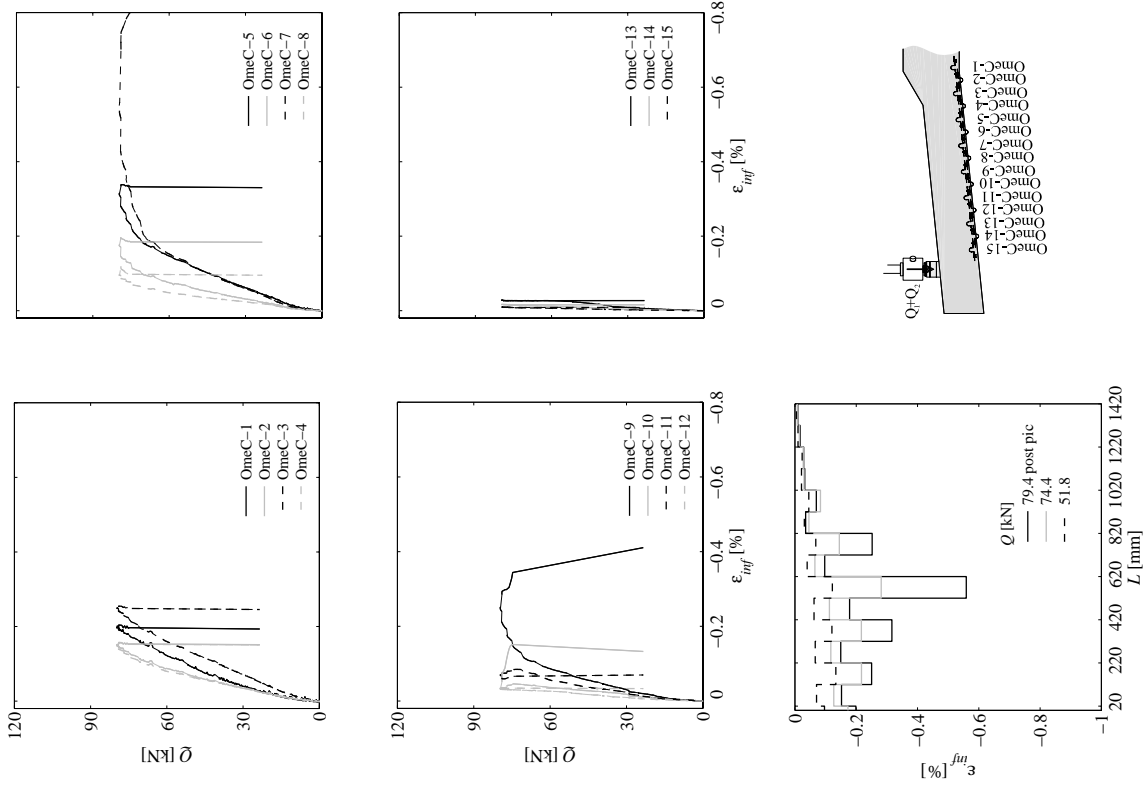


Figure 99: DT4b : enveloppe du diagramme charge Q – déformation de la surface du béton de la partie inférieure du spécimen ϵ_{inf} et déformation de la surface du béton de la partie inférieure du spécimen selon le niveau de chargement ; base de mesure $\ell_0 = 100$ mm.

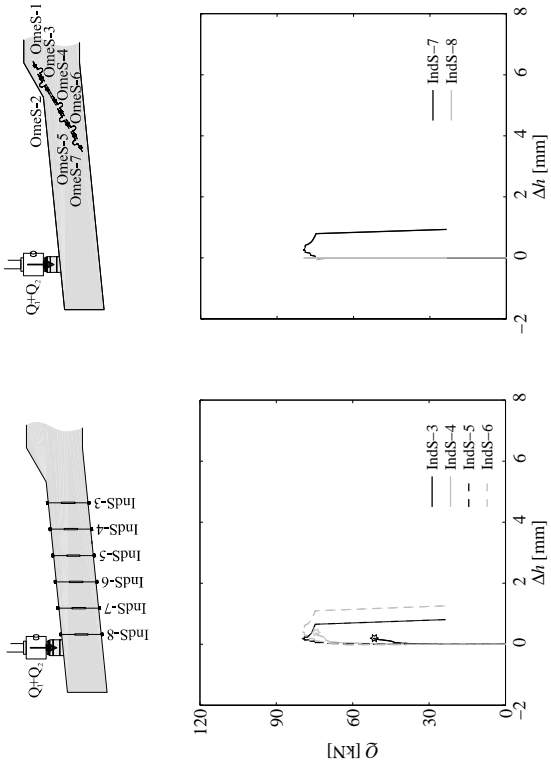


Figure 100: DT4b : enveloppe du diagramme charge Q – changement d'épaisseur de spécimen Δh .

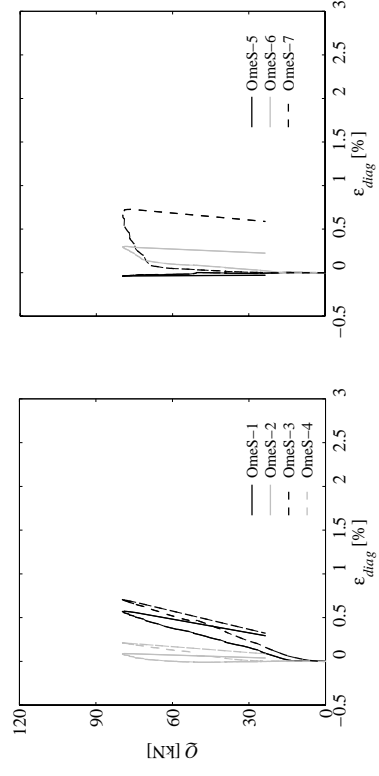


Figure 101: DT4b : enveloppe du diagramme charge Q – déformation le long de l'armature en diagonale ϵ_{diag} ; base de mesure $\ell_0 = 100$ mm.

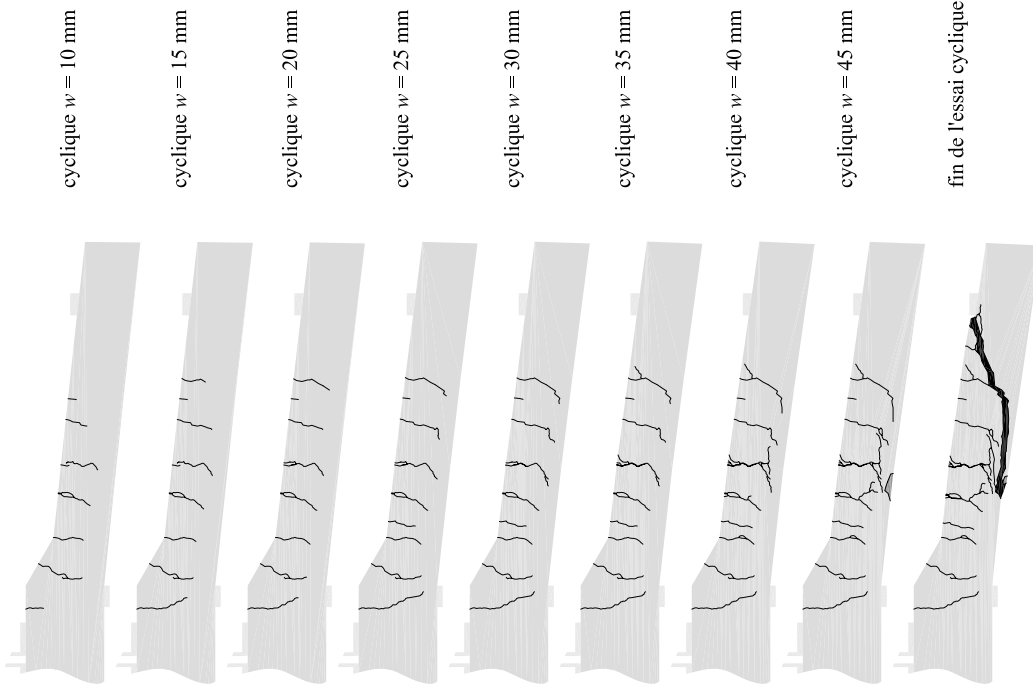


Figure 102: DT4b : relevé des fissures.

4.3 Comparaisons

Le tableau 9 compare et résume les résistances Q_R , flèche w_{mid-8} et rotation θ_{inc-2} à la rupture. De plus, une indication sur le type de rupture obtenue est donnée.

Tableau 9: Comparaison entre les essais des résistances, flèche et rotation à la rupture.

	Q_R [kN]	w_{mid-8} à Q_R [mm]	θ_{inc-2} à Q_R [mrad]	Type de rupture
DT1a	39.2	39.1	39.8	flexion
DT1b	59.6	62.9	65.4	effort tranchant avec écoulement des armatures flexionnelles
DT2a	73.7	38.2	47.6	flexion
DT2a'	70.2	48.8	50.2	effort tranchant
DT2b	75.4	43.3	49.2	flexion
DT3a	91.2	23.5	20.7	effort tranchant
DT3b	109.3	47.0	46.4	flexion
DT4a	82.1	39.9	39.7	effort tranchant avec écoulement des armatures flexionnelles
DT4b	79.6	44.9	46.3	effort tranchant avec écoulement des armatures flexionnelles

La figure 103 présente la comparaison entre les relevés de fissures des spécimens à la fin des essais.

Les diagrammes comparatifs présentes tous la flèche w_{mid-8} ($L = 1420$ mm) sont données au § 4.4.1 pour les essais monotones et au § 4.4.2 pour les essais cycliques.

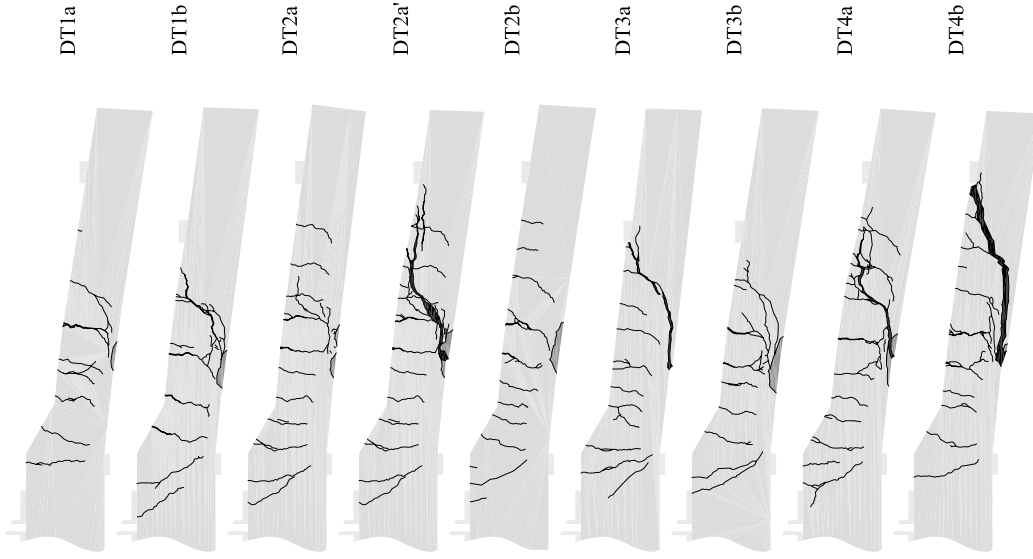


Figure 103: Comparasion entre le relevé des fissures à la fin des essais

4.3.1. Essais monotones

La figure 104 présente la comparaison entre tous les essais monotones.

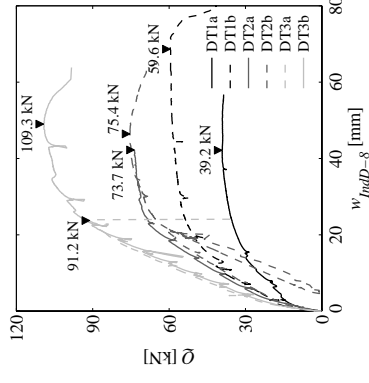


Figure 104: diagramme charge Q – flèche w de l'IndD-8 ; comparaison entre tous les essais monotones.

La figure 105 présente la comparaison entre les essais monotones DT1a et DT1b.

L'excentricité du chargement est de $a = 1.52$ m pour l'essai DT1a et de 1.20 m pour l'essai DT1b, le taux d'armature flexionnel est de $\rho_{flex} = 0.3$ % et le détail est sans étrier pour les deux essais.

La rupture de l'essai DT1a est survenue par écoulement des armatures tendues puis par plastification du béton dans la zone comprimé. La rupture de l'essai DT1b c'est produite par écoulement des armatures tendues puis par une rupture par effort tranchant.

La figure 106 présente la comparaison entre les essais monotones DT2a et DT2b.

L'excentricité du chargement est de $a = 1.52$ m, le taux d'armature flexionnel est de $\rho_{flex} = 0.7$ % pour les deux essais et le détail est sans étrier pour l'essai DT2a et avec étriers pour l'essai DT2b.

La rupture de l'essai DT2a c'est produite par écoulement des armatures tendues puis par plastification du béton dans la zone comprimé. Toutefois, l'essai a été stoppé avant d'atteindre le comportement post-pic. La rupture de l'essai DT2b c'est produite par écoulement des armatures tendues puis par plastification du béton dans la zone comprimé.

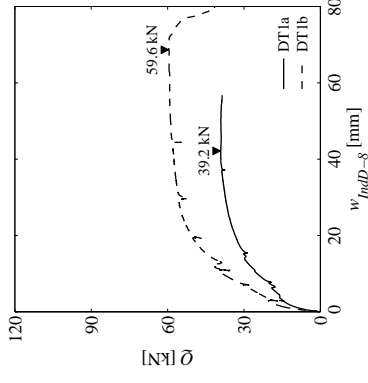


Figure 105: diagramme charge Q – flèche w de l'IndD-8 ; comparaison entre les essais DT1a et DT1b.

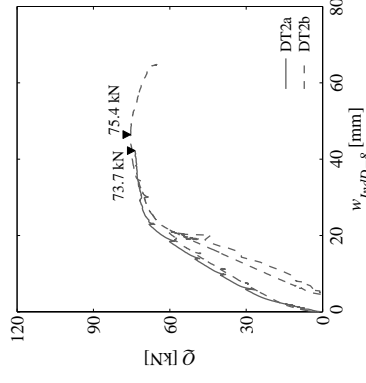


Figure 106: diagramme charge Q – flèche w de l'IndD-8 ; comparaison entre les essais DT2a et DT2b.

La figure 107 présente la comparaison entre les essais monotones DT3a et DT3b.

L'excentricité du chargement est de $a = 1.20$ m, le taux d'armature flexionnel est de $\rho_{flex} = 0.7\%$ pour les deux essais et le détail est sans étrier pour l'essai DT3a et avec étriers pour l'essai DT3b.

La rupture de l'essai DT3a c'est produite par effort tranchant. La rupture de l'essai DT3b c'est produite par écoulement des armatures tendues puis par plastification du béton dans la zone comprimé et finalement par détachement du béton d'enrobage plastifié.

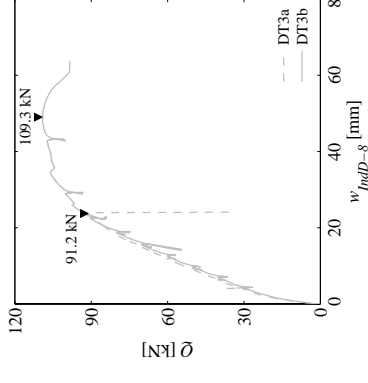


Figure 107: diagramme charge Q – flèche w de l'IndD-8 ; comparaison entre les essais DT3a et DT3b.

4.3.2. Essais cycliques

La figure 108 présente la comparaison entre les essais monotones et les enveloppes des essais cycliques relatifs.

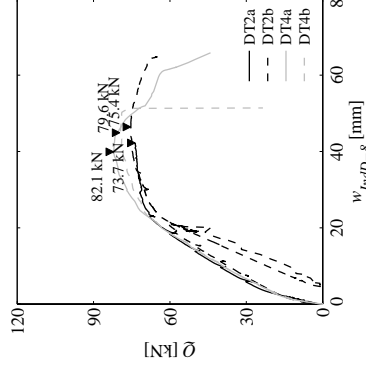


Figure 108: diagramme charge Q – flèche w de l'IndD-8 ; comparaison entre les essais DT2a et DT2b (monotones) et l'enveloppe des essais DT4a et DT4b (cycliques).

La figure 109 présente la comparaison entre les essais monotones DT2a et DT4a.

L'excentricité du chargement est de $a = 1.52$ m, le taux d'armature flexionnel est de $\rho_{flex} = 0.7\%$ et le détail est sans étrier pour les deux essais.

Comme mentionné précédemment, la rupture de l'essai DT2a c'est produite par écoulement des armatures tendues puis par plastification du béton dans la zone comprimé. Par contre, la rupture de l'essai DT4a c'est produite par écoulement des armatures tendues puis par plastification du béton dans la zone comprimé puis simultanément par détachement du béton d'enrobage plastifié et par ouverture de la fissure d'effort tranchant.

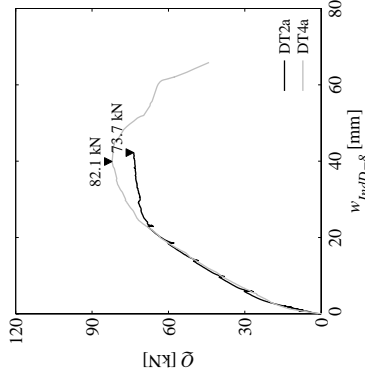


Figure 109: diagramme charge Q – flèche w de l'IndD-8 ; comparaison entre l'essais DT2a et l'enveloppe de l'essai DT4a.

La figure 110 présente la comparaison entre les essais monotones DT2b et DT4b.

L'excentricité du chargement est de $a = 1.52$ m, le taux d'armature flexionnel est de $\rho_{lex} = 0.7$ % et le détail est avec étriers pour les deux essais.

Comme mentionné précédemment, la rupture de l'essai DT2b c'est produite par écoulement des armatures tendues puis par plastification du béton dans la zone comprimé. Par contre, la rupture de l'essai DT4b c'est produite par écoulement des armatures tendues puis par plastification du béton dans la zone comprimé puis simultanément par effort tranchant.

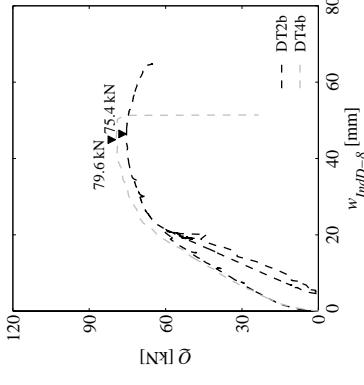


Figure 110: diagramme charge Q – flèche w de l'IndD-8 ; comparaison entre l'essais DT2b et l'enveloppe de l'essai DT4b.

5. Bibliographie

- [1] **CEB, CEB-FIP Model Code 1990**, Comité Euro-International du Béton (CEB), 460 p., Thomas Telford, Londres, UK, **1993**.
- [2] **OFROU, Détails de construction de ponts : directives**, Département fédéral des transports des communications et de l'énergie, 190 p., Suisse, **1990**.
- [3] **SN, EN 12350-5, Essai pour béton frais - Partie 5 : Essai d'étalement à la table à chocs**, Société Suisse des Ingénieurs et Architectes (SIA), Zurich, Suisse, **1999**.
- [4] **SN, EN 12350-2, Essai pour béton frais - Partie 2 : Essais d'affaïssement**, Société Suisse des Ingénieurs et Architectes (SIA), Zurich, Suisse, **1999**.

DAMIEN DREIER

chemin de la Boule 27
1232 Confignon / Suisse
damien.dreier@a3.epfl.ch

célibataire
né le 14 février 1982

Formation

10. 2006 – 12. 2010 **Doctorant**, Laboratoire de construction en béton (IBETON), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne / Suisse
Intitulé de la thèse :
Interaction sol – structure dans le domaine des ponts intégraux
10. 2000 – 07. 2006 **Etude d'ingénieur civil**, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne; master of science msc, spécialisation ingénierie structurale; Lausanne / Suisse.
Intitulé du travail de master :
Conception et dimensionnement d'un pont sur la ravine Fontaine à la Réunion / France
Prix : ASEP (association des entreprises de précontrainte suisses) Ernst & Sohn
08. 1996 – 06. 2000 **Maturité Fédérale**, Collège de Saussure, section scientifique ; Genève / Suisse

Expériences professionnelles

04. 2010 – **Ingénieur civil**, Dreier Frenzel Architecture + Communication, Lausanne / Suisse
10. 2006 – 12. 2010 **Assistant**, Laboratoire de Construction en Béton (IBETON), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne / Suisse
10. 2006 – 03. 2010 **Ingénieur civil**, Activité indépendante pour des concours de bâtiments et ponts, Lausanne / Suisse
Concours représentatifs :
Eco-quartier Jonction, Genève / Suisse, 2009 , 1^{er} prix
Aarebrücke, Aarau / Suisse, 2010, 2^{ème} tour

Publications

Dreier D., *Influence of soil-structure interaction on structural behaviour of integral bridge piers*, Proceedings of the 7th International FIB PhD Symposium, pp. 11-20, Stuttgart, Allemagne, septembre, **2008**.

Dreier D. et Muttoni A., *Essais de dalles de transition, série de DT1 à DT4*, Rapport d'essais, 95 p., Lausanne, Suisse, décembre, **2009**.

Dreier D., *Modified Geometry of Transition Slabs for Integral Bridges*, Proceedings of the 1st EPFL Doctoral Conference in Mechanics, Advances in Modern Aspects of Mechanics, pp. 107-110, Lausanne, Suisse, février, **2010**.

Dreier D. et Muttoni A., *Interaction sol-structure : Ponts à culées intégrales*, Rapport OFROU, 99 p, Berne, Suisse, **2010**, en révision.

Dreier D., Burdet O. et Muttoni A., *Transition Slabs of Integral Abutment Bridges*, Structural Engineering International, août, **2011**, approuvé pour publication.