

# Influence de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement de dalles en béton armé

THÈSE N° 5516 (2012)

PRÉSENTÉE LE 2 NOVEMBRE 2012

À LA FACULTÉ DE L'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

Thibault CLÉMENT

acceptée sur proposition du jury:

Prof. J.-F. Molinari, président du jury  
Prof. A. Muttoni, directeur de thèse  
Prof. K. Beyer, rapporteur  
Dr H. R. Ganz, rapporteur  
Prof. A. M. Pinho Ramos, rapporteur



ÉCOLE POLYTECHNIQUE  
FÉDÉRALE DE LAUSANNE

Suisse  
2012



*Tout est une question d'état d'esprit.*



# Préface

L'influence de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement des dalles en béton armé a jusqu'à présent été traitée de façon essentiellement empirique ou en adaptant les règles dérivées pour les dalles non précontraintes. En outre, les différents effets de la précontrainte (effort normal de compression, moment dû à l'excentricité des câbles, effort tranchant dû à l'inclinaison des câbles et augmentation de la rigidité à la flexion) n'ont été généralement considérés que partiellement.

Dans ce contexte, la contribution de M. Clément est importante car pour la première fois, grâce à une campagne expérimentale vaste et innovante, des essais systématiques ont été réalisés en étudiant de façon séparée les différents effets évoqués.

M. Clément a ensuite développé un modèle physique complet. Ceci représente une amélioration importante des modèles précédents en améliorant la compréhension du phénomène de poinçonnement. Il décrit mieux la réalité, la précision a été améliorée et des nouveaux paramètres peuvent être considérés.

La théorie de la fissure critique (base pour la norme Suisse SIA 262 et la norme internationale *fib* Model Code 2010 pour ce qui concerne le poinçonnement) a elle aussi pu être complétée et améliorée grâce l'élaboration des lois charge-rotation adaptées et en tenant compte de l'effort normal et du moment sur la base d'une analyse physique du phénomène de poinçonnement.

De ce point de vue, cette recherche, financée par l'Office Fédéral des Routes auquel vont mes remerciements, n'est pas seulement remarquable pour l'avancement important de l'état de connaissances, mais contribuera aussi à faciliter le dimensionnement et la vérification des dalles précontraintes dans la pratique.

Lausanne, septembre 2012

Prof. Dr Aurelio Muttoni



## Remerciements

Le travail présenté ici n'aurait pu être ce qu'il est sans l'aide, le soutien, la collaboration, l'échange, le partage, la complicité, la connivence de quelques uns. Je veux donc remercier ici celles et ceux qui ont su véhiculer ces valeurs et me porter vers ce résultat.

Merci au professeur Aurelio Muttoni. Merci pour m'avoir fait briller les yeux pendant ces cours distillés avec ces accents théâtraux. Merci d'avoir fait naître en moi cet engouement et cet enthousiasme en me proposant de m'impliquer dans ce travail. Merci de la liberté accordée, de la confiance, des conseils, remarques et discussions toujours riches et extrêmement précieux.

Merci à mon jury de thèse, Jean-François Molinari, Katrin Beyer, Antonio Ramos, Hans-Rudolf Ganz. Merci pour avoir accepté ce rôle d'examineur. Merci de vos questions et remarques très pertinentes. Merci de vos compliments qui m'ont touchés.

Merci à l'Office Fédéral des Routes. Merci pour avoir rendu économiquement viable ce travail et aux membres de la commission de recherche dans le domaine des ponts pour avoir permis de faire aussi coïncider la recherche avec les réalités pratiques de notre métier d'ingénieur civil.

Merci aux fées du laboratoire. Merci de votre aide, de votre implication et de votre disponibilité toujours sans faille pour avoir rendu possible la réalisation de mes campagnes expérimentales qui s'annonçaient initialement difficiles.

Merci aux étudiants. Merci de vos questions, de m'avoir permis de m'interroger et m'escrimer. Un merci particulier à Marie-Rose Backes, Marina Fraccaro, Richard Thürler, Fabio Brantschen pour votre intérêt qui l'espace de votre projet a été le mien aussi.

Merci à mes collègues qui ont jalonné le couloir de l'IBETON. Merci de votre excellence, d'avoir été ces modèles et de m'avoir fait partager vos savoirs et vos passions. Merci à vous pour cette ambiance de travail exceptionnelle, ces moments de partage, de soutien, de discussions souvent bien au delà de nos domaines respectifs. Merci d'avoir démontré que les relations professionnelles peuvent se transformer en véritables relations d'amitié.

Merci à mes amis. Merci à tous pour ces moments grandioses passés avec vous, merci de votre état d'esprit vivifiant. Vous êtes à la hauteur de ces moments, géniaux. Un particulier et énorme merci à une Pauline exceptionnelle !

Merci à ma famille. Papa, Maman, Pepi, Nanane, frangin, frangine, le plus grand des merci !



## Résumé

Dans le domaine des bâtiments, les planchers-dalles constituent une solution constructive très répandue en Suisse notamment mais aussi dans la plupart des pays d'Europe et d'Amérique du Nord. Il en va de même des ponts-dalles très souvent employés pour franchir une autoroute par exemple. Dans ces deux applications, ce système de dalle portée ponctuellement par des colonnes se justifie notamment par sa simplicité et sa rapidité de construction. Or dès que les portées commencent à devenir importantes, au delà de 8 à 10 m environ, le recours à la précontrainte s'impose. Les forces découlant de la précontrainte induisent généralement dans le béton des efforts normaux de compression, des moments dans le sens opposé à celui des charges et des forces verticales dans le cas où les câbles de précontrainte présentent un tracé parabolique ou polygonal. Il en résulte donc une zone au niveau de la colonne sujette au poinçonnement influencée par les différents effets de la précontrainte. L'objet de ce travail de recherche a été de quantifier de manière individuelle l'influence de chacun des effets de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement.

Pour cela différentes campagnes expérimentales ont été menées. La première a été réalisée dans le but de comprendre l'influence seule d'un moment agissant dans le sens opposé à celui provoqué par les charges agissant de haut en bas sur la résistance au poinçonnement. La deuxième a été menée en vue de cerner l'influence seule d'un effort normal de compression sur cette résistance au poinçonnement. La troisième a été conduite en garnissant les spécimens de câbles de précontrainte afin de solliciter ces premiers simultanément par un effort normal et un moment de flexion et donc de comprendre l'influence simultanée de ces deux effets sur la résistance au poinçonnement. Il a été montré que chacun de ces effets a une influence significative sur la résistance au poinçonnement d'abord mais aussi sur la déformation à la rupture des spécimens. Tandis que le moment tend à augmenter la résistance au poinçonnement et à diminuer les capacités de déformations, l'effort normal lui fait aussi augmenter la résistance, mais son influence sur les déformations à la rupture est plus limitée.

Ces aspects ne sont pas toujours pris en considération dans les normes mondiales. En effet alors que la norme américaine ACI 318 (2011) ou la norme européenne EC2 (2004) ne prennent pas en compte l'influence de tous les effets de la précontrainte en laissant généralement de côté celui du moment, a été proposée une formulation pour la norme suisse SIA 262 (2012) et le Model Code (2010) qui permet de considérer de façon consistante tous les effets de la précontrainte. Les séries d'essais ont permis notamment de valider ces nouvelles formulations.

En outre, le critère de rupture au poinçonnement issu de la théorie de la fissure critique,

## RÉSUMÉ

---

formulé initialement par Muttoni, a été amélioré sur la base d'un modèle physique complet tenant compte des effets de la précontrainte et de la cinématique réelle de la dalle qui a pu être mise en évidence par une série d'essais complémentaire également réalisée dans le cadre de cette recherche. De plus, une loi charge-rotation analytique, décrivant le comportement de la dalle, a été développée sur la base des travaux déjà accomplis par Muttoni afin de considérer là aussi l'influence de la précontrainte.

Enfin, afin de simplifier le calcul de la résistance au poinçonnement qui nécessite le développement du modèle physique complet, un critère de rupture simplifié, mais intégrant toutefois les effets de la précontrainte, a été proposé.

### **Mots-clefs :**

poinçonnement, précontrainte, béton armé, béton précontraint, planchers-dalles, ponts-dalles, loi charge-rotation, normes, théorie de la fissure critique, critère de rupture.

# Zusammenfassung

Flachdeckensysteme werden in Hochbauten vielfach verwendet, insbesondere in der Schweiz, als auch in Nordamerika oder den meisten europäischen Ländern. Dasselbe System einer punktgestützten Platte findet auch Anwendung im Brückenbau, beispielsweise beim Überspannen einer Autobahn. Sowohl Flachdecken, als auch Plattenbrücken zeichnen sich durch eine einfache, kostengünstige und schnelle Realisierung aus. Bei grösserer Feldspannweite, etwa ab 8 - 10 m drängt sich die Verwendung einer Vorspannung auf. Dadurch werden auf die Platte eine Drucknormalkraft, ein der Belastung entgegengesetztes Biegemoment und eine Schubkraft aufgebracht. Für die Schubkraft gilt die Bedingung, dass das Vorspannkabel parabolisch oder polygonal, in die Platte eingelegt wird. Der Durchstanzbereich rund um die Stütze wird durch die drei Auswirkungen der Vorspannung stark beeinflusst. Das Ziel dieser Forschungsarbeit besteht darin, die verschiedenen Auswirkungen der Vorspannungen auf den Durchstanzwiderstand einzeln zu quantifizieren.

Zur Untersuchung der einzelnen Einflüsse auf das Durchstanzverhalten wurden verschiedene Versuchsserien realisiert. In der ersten wurde der Einfluss eines aufgezwungenen Biegemomentes getestet. Das Biegemoment wirkt dabei in entgegengesetzter Richtung zu demjenigen, welches aus einer Vertikalbelastung der Platte aus Gravitationslasten entsteht. In der zweiten Versuchsserie wurde der Einfluss einer Drucknormalkraft auf das Durchstanzverhalten ermittelt. In einer dritten Versuchsserie wurden die Platten mit Vorspannkabeln versehen, um damit den direkten Einfluss einer kombinierten Momenten- und Normalkraftbeanspruchung zu ermitteln. Durch die verschiedenen Versuchsserien konnte eindeutig aufgezeigt werden, dass alle drei Beanspruchungen aus Vorspannung einen signifikanten Einfluss, sowohl auf den Durchstanzwiderstand, als auch auf das Rotationsvermögen der Versuchskörper haben. Während das aufgezwungene Biegemoment zu einem höheren Durchstanzwiderstand und einem geringeren Rotationsvermögen führt, resultiert aus einer Drucknormalkraft ebenfalls ein höherer Durchstanzwiderstand, jedoch ein fast unverändertes Rotationsvermögen.

Die verschiedenen Einflüsse einer Plattenvorspannung werden in den weltweit gebräuchlichsten Bauwerksnormen kaum berücksichtigt, wobei vor allem der Momenteneinfluss vernachlässigt wird. Um sämtliche Auswirkungen der Vorspannung vollständig zu berücksichtigen, wurde für die Schweizer Norm SIA 262 (2012) und den Model Code 2010 eine neue Formulierung zur Berechnung des Durchstanzwiderstandes vorgeschlagen. Die neuen Formeln konnten durch die durchgeführten Versuche validiert werden.

Des Weiteren wurde auf der Basis eines physikalischen Modells das von Muttoni postulierte Durchstanz-Bruchkriterium der Theorie des kritischen Schubrisses verbessert,

womit der Einfluss der Vorspannung neu berücksichtigt werden kann. Aus einer zusätzlich realisierten Versuchsserie konnten zudem neue Erkenntnisse zur effektiven Bruchkinematik einer Platte gewonnen werden, welche ebenfalls im verbesserten Durchstanz-Bruchkriterium Einzug hielten. Zudem wurde auf der Basis von Muttonis Arbeiten eine neue Last-Verformungs-Beziehung ausgearbeitet, welche die Einflüsse der Vorspannung auf das Verhalten einer Platte berücksichtigt.

Zur Vereinfachung der Berechnung des Durchstanzwiderstandes wurde auf der Basis der ausgeführten Arbeit ein vereinfachtes Bruchkriterium postuliert, welches dennoch eine Berücksichtigung der Vorspannung erlaubt.

**Schlüsselwörter :**

Durchtanzen, Vorspannung, Stahlbeton, Spannbeton, Flachdecken, Plattenbrücken, Last-Verformungs-Beziehung, Normen, Theorie des kritischen Schubrisses, Bruchkriterium.

## Summary

Flat slabs are commonly used in Switzerland but also in north America and in many European countries. Slab bridges are also a typical solution for crossing of motorways for example. In both cases, supporting a slab by columns is justified by the simplicity and the easyness of construction. When spans increase (larger than 8 to 10 m), the use of prestress becomes almost systematic. The deviation forces of prestressing lead the concrete to be subjected to normal forces, moment in the opposite way as those created by downward acting loads, and vertical components due to the geometry of prestressing tendons over the slab length. The zone in the vicinity of the column subjected to punching is thus also affected by various effects of the prestressing. The aim of this work is to investigate individually the influence of each of them on the punching shear strength.

To achieve this goal, various tests programmes were performed. The first one aimed at understanding the influence of a moment acting in the opposite way as those generated by downward acting loads. The second one at understanding the influence of a normal force on punching shear strength. The third one gathered the two others by including prestressing tendons in the slabs, leading simultaneously to a moment and a normal force. It has been shown that each of the prestressing parameters has a significative influence on punching. The moment allows to increase punching shear strength and the deformation capacity tends to be reduced. The normal force tends also to increase punching shear strength but the deformation capacity is less affected as for the moment. The main current design codes do not take into account all of these effects of prestress on the punching shear strength and do not deal generally with the influence of the prestressing induced moments. A formulation almost identical for Model Code (2010) and SIA 262 (2012) has been proposed allowing to consider every prestressing parameter. The tests series enable in particular to validate this new formulation.

Moreover the critical shear crack theory originally proposed by Muttoni and the failure criterion have been improved on the basis of a theoretical model taking into account the various effects of prestressing. The model is based on the kinematical behaviour of the slab measured on a specific test series performed during this work. A load-rotation law has been developped on the basis of the quadrilinear law initially proposed by Muttoni enabling to consider the influence of the moment and the normal force due to prestressing on the specimen behaviour. Finally, a simplified failure criterion has been proposed, extending the original criterion of Muttoni.

## SUMMARY

---

**Key words :**

punching, prestressing, reinforced concrete, prestressed concrete, flat slabs, slab bridges, load-rotation law, codes, critical shear crack theory, failure criterion

## Riassunto

Nell'ambito della costruzione di edifici, i solai piani su colonne rappresentano una soluzione costruttiva molto diffusa sia in Svizzera che nella gran parte dei paesi europei e dell'America del Nord. Questo sistema costruttivo è ugualmente impiegato per la costruzione di ponti a piastra, spesso utilizzati per l'attraversamento di autostrade. Per entrambe le applicazioni, questa tipologia di solette rappresenta una soluzione ideale, in particolare per la sua semplicità e rapidità di costruzione. Per delle campate importanti, generalmente superiori agli 8 - 10 m di luce, la disposizione della precompressione diviene indispensabile. Generalmente, la precompressione introduce nella struttura degli sforzi assiali di compressione, dei momenti flettenti (i quali si oppongono a quelli dovuti ai carichi esterni) e, delle forze verticali, se il tracciato dei cavi di precompressione presenta una forma parabolica o poligonale. Nelle zone corrispondenti agli appoggi delle solette sui pilastri, il comportamento al punzonamento risulta dunque influenzato dalla presenza della precompressione. L'oggetto di questo lavoro di ricerca è stata la quantificazione dell'effetto individuale di ogni azione della precompressione sulla resistenza al punzonamento.

A questo scopo sono state svolte alcune campagne sperimentali. La prima serie di prove è stata svolta con l'obiettivo di investigare l'effetto isolato di un momento flettente, opposto a quello provocato dai carichi esterni gravitazionali, sulla resistenza al punzonamento. La seconda serie di prove è invece stata svolta per analizzare l'effetto isolato di uno sforzo normale di compressione. Infine, una terza campagna di prove è stata effettuata su dei provini provvisti di cavi di precompressione, in modo da introdurre una sollecitazione combinata di uno sforzo normale di compressione e di un momento flettente e per capire quindi il loro effetto sulla resistenza al punzonamento. Queste prove di laboratorio hanno permesso di dimostrare un effetto significativo di ognuna di queste azioni sia sulla resistenza dei provini al punzonamento che sulla loro deformazione al momento della rottura. Infatti, il momento flettente propende ad aumentare la resistenza ed a diminuire la capacità di deformazione. L'azione dello sforzo normale di compressione conduce ugualmente ad un aumento della resistenza, mentre la sua influenza sulle deformazioni è più contenuta.

Questi effetti non sono sempre considerati dalle norme mondiali. Infatti, sia la norma americana ACI 318 (2011) che la norma europea EC2 (2004) non considerano l'effetto di ogni azione della precompressione, trascurando generalmente quello del momento flettente. Delle recenti formulazioni, introdotte nella norma svizzera SIA (2012) e nel Model Code 2010, permettono invece di considerare in modo idoneo tutti gli effetti della precompressione. Le prove di laboratorio effettuate nell'ambito di questa ricerca hanno permesso di verificare la loro validità.

Inoltre, viene qui proposto un modello fisico completo, basato sugli effetti delle azioni della precompressione e sulla cinematica reale delle solette, la quale è stata evidenziata grazie ad una campagna sperimentale complementare. Questo modello ha permesso di migliorare il criterio di rottura al punzonamento della teoria della fessura critica, proposto inizialmente da Muttoni. Oltre a ciò, sempre sulla base dei lavori svolti da Muttoni, questa ricerca ha permesso lo sviluppo di un modello analitico per il calcolo della relazione carico-rotazione. Quest'ultima consente di considerare gli effetti della precompressione sul comportamento degli elementi analizzati.

Infine, allo scopo di semplificare il calcolo della resistenza al punzonamento (che costringe all'utilizzo laborioso del modello fisico completo), è stato proposto un criterio di rottura semplificato, il quale considera tutti gli effetti della precompressione.

**Parole chiave :**

punzonamento, precompressione, calcestruzzo armato, calcestruzzo precompresso, solai piani su colonne, ponti a piastra, curva carico-rotazione, norme, teoria della fessura critica, criterio di rottura.

# Table des matières

<b>Préface</b>	<b>i</b>
<b>Remerciements</b>	<b>iii</b>
<b>Résumé</b>	<b>v</b>
<b>Zusammenfassung</b>	<b>vii</b>
<b>Summary</b>	<b>ix</b>
<b>Riassunto</b>	<b>xi</b>
<b>Notations</b>	<b>xvii</b>
<b>1 Introduction</b>	<b>1</b>
1.1 Systèmes porteurs sujet au risque de poinçonnement . . . . .	1
1.2 Description de la thématique . . . . .	5
1.3 Buts et description de la thèse . . . . .	7
1.4 Contributions personnelles . . . . .	8
<b>2 Etats des connaissances</b>	<b>11</b>
2.1 Critères pour le calcul de la résistance au poinçonnement . . . . .	11
2.1.1 Modèle de Kinnunen et Nylander - Approche initiale . . . . .	11
2.1.2 Evolution du modèle de Kinnunen et Nylander . . . . .	14
2.1.3 Approche de Muttoni - Théorie de la fissure critique . . . . .	18
2.2 Campagnes expérimentales conduites par d'autres chercheurs sur des dalles précontraintes . . . . .	27
2.2.1 Généralités . . . . .	27
2.2.2 Géométrie de la fissure et déformation au voisinage de la colonne .	27
2.2.3 Comparaison des essais sur dalles précontraintes par rapport au critère de rupture de Muttoni de 2008 [Muttoni <sup>2008a</sup> ] . . . . .	29
2.3 Modèles pour le calcul de la résistance au poinçonnement . . . . .	36

TABLE DES MATIÈRES

---

2.3.1	Norme américaine : ACI 318 (2011)	37
2.3.2	Norme européenne : EN 1992-1 (2004)	37
2.3.3	Norme suisse : SIA 262 (2012)	39
2.3.4	Model Code (2010)	41
<b>3</b>	<b>Essais</b>	<b>43</b>
3.1	Définition des campagnes d'essai	43
3.1.1	Conception des essais	43
3.1.2	Paramètres des dalles d'essais	44
3.2	Série d'essais : paramètres et résultats	46
3.2.1	Série I : Influence seule d'un moment de flexion	46
3.2.2	Série II : Influence seule d'un effort normal de compression	51
3.2.3	Série III : Influence combinée d'un effort normal et d'un moment de flexion	56
3.2.4	Série IV : Mesures internes	63
3.2.5	Comparaison des essais avec le critère de rupture de Muttoni (2008)	66
3.2.6	Géométrie des fissures sur une tranche de dalle	67
<b>4</b>	<b>Modélisation du comportement de la dalle</b>	<b>71</b>
4.1	Rupture par flexion de la dalle	71
4.1.1	Mécanisme de rupture par flexion	71
4.2	Conditions d'équivalence entre dalles d'essais carrées et dalles axisymétriques	79
4.3	Formulation analytique	82
4.3.1	Loi quadrilinéaire avec prise en compte de la précontrainte	83
4.3.2	Comparaison de la loi quadrilinéaire aux essais	90
4.3.3	Influence du degré de fissuration dans la réponse des dalles	95
<b>5</b>	<b>Aspects normatifs</b>	<b>99</b>
5.1	Analyse des formulations des normes en vigueur sur la base des séries PC	99
5.1.1	Norme américaine : ACI 318 (2011)	101
5.1.2	Norme européenne : EC2 (2004)	103
5.1.3	Norme suisse : SIA 262 (2012) et Model Code (2010) - Formulation caractéristique	107
5.1.4	Norme suisse : SIA 262 (2012) et Model Code (2010) - Formulation moyenne	119
5.2	Comparaison des prévisions des normes selon les essais de la littérature	122
5.2.1	Influence du taux d'armature	129
5.2.2	Influence du rapport du périmètre de contrôle sur la hauteur statique de la dalle	130

5.2.3	Influence de la quantité de moment introduit . . . . .	131
5.2.4	Influence de la quantité d'effort normal introduit . . . . .	132
5.2.5	Influence de l'intensité de la composante de force verticale . . . . .	134
5.2.6	Influence de l'étendue des câbles sur la longueur de la dalle . . . . .	135
<b>6</b>	<b>Critère de rupture</b>	<b>137</b>
6.1	Transmission de l'effort tranchant . . . . .	137
6.2	Cinématique développée . . . . .	138
6.2.1	Cinématique de la dalle . . . . .	138
6.2.2	Géométrie de la fissure critique . . . . .	143
6.2.3	Paramètres et cinématique de la fissure critique . . . . .	145
6.3	Transmission des efforts le long de la fissure . . . . .	154
6.3.1	Engrènement des granulats . . . . .	154
6.3.2	Résistance à la traction . . . . .	159
6.4	Transmission des efforts dans la base comprimée . . . . .	160
6.5	Critère de résistance . . . . .	166
6.5.1	Détermination du critère . . . . .	166
6.5.2	Prise en compte de l'effort normal . . . . .	168
6.6	Généralisation du critère de rupture . . . . .	172
6.6.1	Cas de dalles précontraintes . . . . .	172
6.6.2	Extension au cas de dalles avec colonnes superposées fortement sollicitées . . . . .	174
<b>7</b>	<b>Conclusion</b>	<b>177</b>
7.1	Conclusions de cette recherche . . . . .	177
7.1.1	Résultats d'essais . . . . .	177
7.1.2	Comportement de la dalle et critère de rupture . . . . .	178
7.1.3	Aspects normatifs . . . . .	178
7.2	Travaux futurs . . . . .	179
	<b>Bibliographie</b>	<b>181</b>
	<b>Annexes</b>	<b>191</b>
<b>A</b>	<b>Dimensions et paramètres des spécimens de la littérature</b>	<b>193</b>
A.1	Essais de Grow et Vanderbilt (1967) . . . . .	198
A.2	Essais de Kinnunen, Nylander et Ingvarson (1977) . . . . .	200
A.3	Essais de Pralong, Brändli et Thürlimann (1979) . . . . .	202
A.4	Essais de Shehata (1982) . . . . .	204
A.5	Essais de Regan (1983) . . . . .	206

## TABLE DES MATIÈRES

---

A.6 Essais de Kordina et Nölting (1984) . . . . .	209
A.7 Essais de Hassanzadeh (1998) . . . . .	211
A.8 Essais de Melges (2001) . . . . .	214
A.9 Essais de Ramos (2003) . . . . .	216
A.10 Essais de Silva (2005) . . . . .	218
A.11 Essais de Moreillon (2008) . . . . .	220

# Notations

## Majuscules latines

$A$	surface, section
$D$	diamètre d'un granulat
$D_{max}$	diamètre maximal du granulat selon [SIA <sup>2012</sup> ]
$E$	module d'élasticité
$F$	force
$F_v$	force verticale pour l'introduction du moment dans les dalles PC1 à PC4
$G$	module de cisaillement
$G_F$	énergie de fissuration
$I$	inertie
$L$	dimension d'un côté de la dalle
$M$	moment
$N$	effort normal
$V$	effort tranchant, charge appliquée sur la colonne
$V_R$	charge de rupture appliquée sur la colonne
$V_p$	composante verticale dûe aux câbles de précontrainte
$W$	travail

## Minuscules latines

$a$	unité de surface, distance
$b$	unité de longueur
$b_0$	périmètre
$b_s$	largeur de bande

## NOTATIONS

---

$c$	dimension d'un côté d'une colonne carrée
$d$	hauteur statique moyenne effective de l'armature de flexion supérieure
$d_g$	diamètre maximal du granulat selon [FIB <sup>2011</sup> ]
$d_{g,0}$	diamètre de référence pour les granulats
$e$	excentricité de la résultante de la précontrainte par rapport au centre de gravité de la section, enfoncement du granulat
$f$	fonction
$f_c$	résistance moyenne à la compression du béton sur cylindre
$f_{cc}$	résistance moyenne à la compression du béton sur cube
$f_{ck}$	résistance caractéristique à la compression du béton sur cylindre
$f_{yd}$	limite d'écoulement de dimensionnement de l'acier l'armature
$h$	épaisseur de dalle
$h_0$	hauteur de la zone comprimée
$h_{dalle}$	épaisseur des dalles des séries PC, PF et PG
$k_{\psi}$	coefficient qui dépend de la rotation de la dalle autour de l'appui selon [FIB <sup>2011</sup> ]
$k_r$	coefficient qui dépend de la rotation de la dalle autour de l'appui selon [SIA <sup>2012</sup> ]
$k_{d_g}$	coefficient qui dépend de taille maximale du granulat selon [FIB <sup>2011</sup> ]
$k_g$	coefficient qui dépend de taille maximale du granulat selon [SIA <sup>2012</sup> ]
$\ell$	longueur
$m$	moment par unité de longueur
$m_{p,0}$	moment de décompression selon [Silva <sup>2007</sup> ]
$m_{p,e}$	moment dû à l'excentricité des câbles de précontraintes selon [Silva <sup>2007</sup> ]
$m_{s,d}$	moment de dimensionnement dû au charges verticales
$m_{P,d}$	moment de décompression de dimensionnement selon [FIB <sup>2011</sup> ] et [SIA <sup>2012</sup> ]
$m_{Rd}$	moment résistant de dimensionnement
$n$	nombre, rapport entre $E_s$ et $E_c$
$p$	probabilité
$r$	distance au centre de la dalle
$r_0$	rayon depuis le centre de la colonne jusqu'au point apparition de la fissure critique en surface
$r_c$	rayon d'une colonne ronde

---

$r_Q$	rayon depuis le centre de la colonne jusqu'au point d'introduction des charges
$r_s$	rayon depuis le centre de la colonne jusqu'au point de moment nul
$r_y$	rayon plastique
$t$	ouverture de la fissure critique selon la direction verticale
$u$	périmètre, composante d'ouverture de la fissure critique
$v$	composante de glissement de la fissure critique
$v_{Rd,c}$	résistance au cisaillement par unité de longueur le long d'un périmètre critique
$w_c$	ouverture critique de la fissure selon [Hallgren <sup>1996</sup> ]
$w_v$	ouverture de la fissure critique dans la direction perpendiculaire à celle-ci
$w_l$	ouverture de la fissure critique dans la direction perpendiculaire à celle de $w_v$
$x$	hauteur comprimée

### Majuscules grecques

$\Delta h$	changement d'épaisseur
$\Delta h_i$	changement d'épaisseur entre le point de mesure interne $i$ et le point correspondant en surface
$\Delta \psi$	variation d'angle

### Minuscules grecques

$\alpha$	angle de la fissure critique, angle, coefficient
$\beta$	angle, coefficient
$\beta_1$	premier angle de la fissure de rupture
$\beta_2$	second angle de la fissure de rupture
$\gamma$	angle de frottement de la fissure critique, angle
$\delta$	composante de translation de la fissure critique
$\varepsilon$	déformation axiale
$\eta_{f_c}$	facteur de correction de la résistance du béton
$\theta$	angle de rotation, angle

## NOTATIONS

---

$\lambda$	constante qualifiant le type de béton
$\mu$	coefficient de frottement
$\rho$	taux d'armature générique
$\rho_l$	taux d'armature longitudinal selon [Eurocode <sup>2004</sup> ]
$\sigma$	contrainte normale
$\tau$	contrainte de cisaillement
$\tau_{cd}$	résistance de dimensionnement au cisaillement du béton
$\chi$	courbure
$\chi_y$	courbure plastique
$\phi$	angle de frottement
$\varphi_y$	angle, portion angulaire
$\chi_y$	courbure plastique
$\psi$	rotation moyenne de la dalle
$\psi_{fiss}$	rotation de la fissure critique
$\psi_R$	rotation moyenne de la dalle à la rupture
$\psi_{TOT}$	rotation totale moyenne de la dalle

## Indices

$I,II,III,IV$	relatif aux mécanismes I, II, III, IV
0	valeur initiale, relatif au régime non fissuré
$0.5d$	à $0.5d$
1	relatif au régime fissuré, indice
1,2,3	relatif aux directions principales 1, 2 et 3 ou aux parties 1, 2, 3 ...
$2d$	à $2d$
$ACI$	relatif à la ACI 318 (2008) [ACI <sup>2011</sup> ]
$b.$	relatif aux mesures en surface
$c$	relatif au béton
$cc$	relatif à un cube
$cr$	relatif à une phase de fissuration
$d$	de dimensionnement
$e$	relatif à l'enfoncement du granulat

---

<i>ext</i>	valeur extérieure
<i>EC</i>	relatif à l'Eurocode 2 (2004) [Eurocode <sup>2004</sup> ]
<i>flex</i>	de flexion
<i>inf</i>	valeur inférieure
<i>int</i>	valeur intérieure
<i>incl.</i>	relatif aux inclinomètres
<i>i</i>	à l'étape <i>i</i>
<i>j</i>	à l'étape <i>j</i>
<i>k</i>	valeur caractéristique
<i>m</i>	valeur moyenne
<i>max</i>	valeur maximale
<i>min</i>	valeur minimale
<i>moy</i>	valeur moyenne
<i>MC</i>	relatif au Model Code (2010) [FIB <sup>2011</sup> ]
<i>N</i>	relatif à l'effort normal
<i>norm</i>	valeur normalisée
<i>nom</i>	valeur nominale
<i>p</i> ou <i>P</i>	relatif à la précontrainte
<i>pl</i>	relatif à la phase plastique
<i>pu</i>	relatif à la pâte de ciment
<i>r</i>	relatif à une phase de fissuration, valeur radiale
<i>R</i>	relatif à la rupture
<i>s</i>	relatif à l'armature passive
<i>SIA</i>	relatif à la SIA 262 (2012) [SIA <sup>2012</sup> ]
<i>sup</i>	valeur supérieure
<i>t</i>	valeur tangentielle
<i>TOT</i>	valeur totale
<i>TS</i>	relatif au tension stiffening
<i>vert</i>	valeur verticale
<i>V</i>	relatif aux charges verticales
<i>x</i>	dans la direction <i>x</i>
<i>y</i>	dans la direction <i>y</i>

### **Exposants**

'	relatifs aux armatures comprimées
*	de référence
<i>ac</i>	autocontrainte

# 1 Introduction

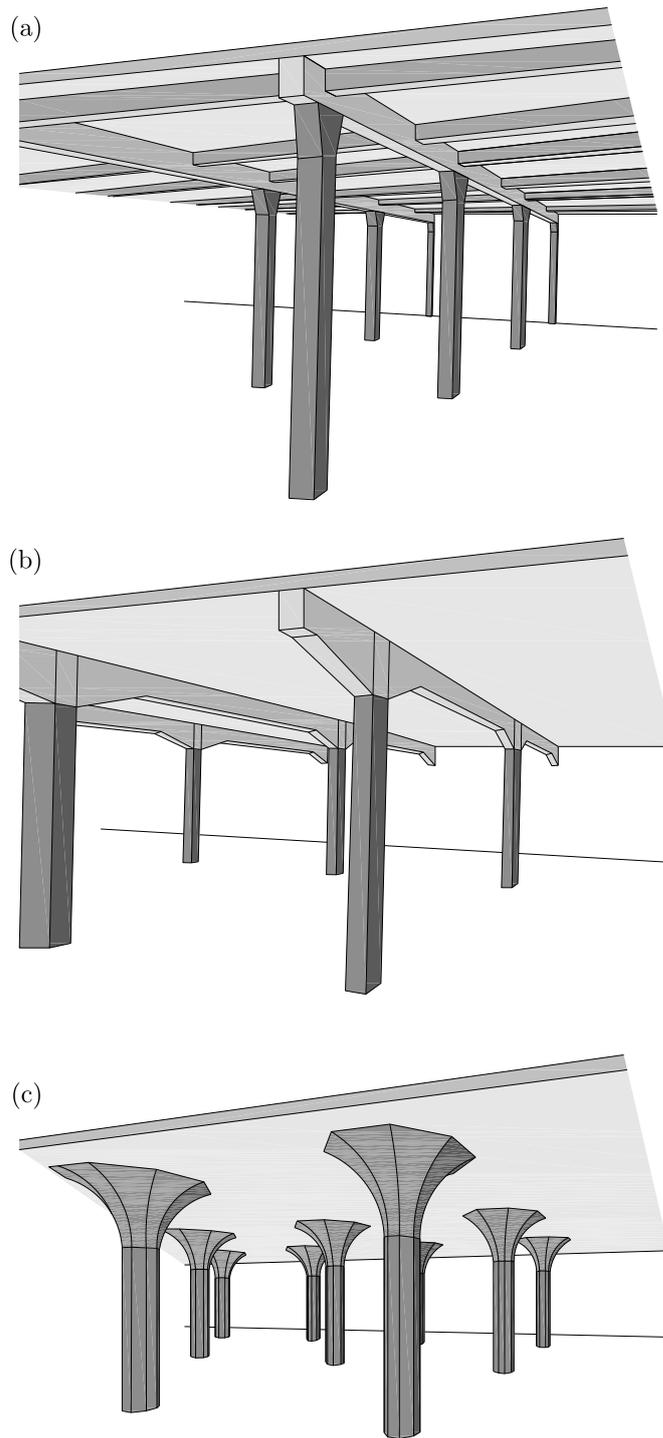
## 1.1 Systèmes porteurs sujet au risque de poinçonnement

S'il est vrai que la découverte du béton armé en revient à Joseph Monier dans les années 1850 pour une utilisation comme bacs à fleur [Bosc<sup>2001</sup>], son application dans le domaine de la construction est fortement stimulée par l'impulsion de François Hennebique dans les années 1890. Pour porter planchers ou dalles, les systèmes porteurs utilisaient jusqu'alors des trames en acier ou en bois qui reposaient sur des poteaux. Le système Hennebique, breveté en 1896 par son concepteur François Hennebique [Delhumeau<sup>1999</sup>] utilise le béton comme on pouvait utiliser le bois ou l'acier quelques années auparavant. Les colonnes interviennent comme point de support de poutres dans deux directions qui elles-mêmes portent la dalle supérieure, figure 1.1 (a).

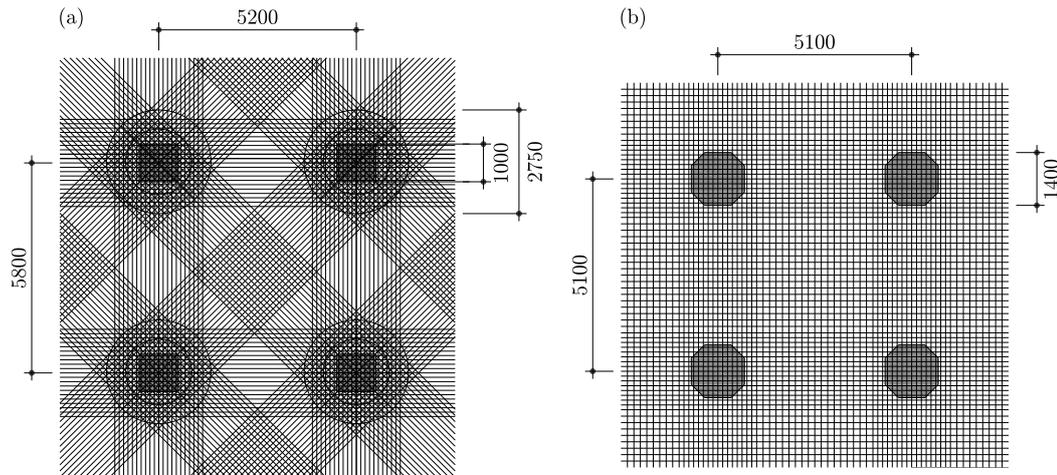
Progressivement, au début des années 1900, on tente de s'affranchir des poutres dans une direction d'abord comme peut l'illustrer la représentation de la figure 1.1 (b) qui schématise le système structural adopté par Robert Maillart pour l'usine Pfenniger à Wädenswil en 1905. Puis ce sont les deux directions qui se sont affranchies de poutres de sorte à faire porter la dalle directement par les colonnes, figure 1.1 (c).

Le mérite de cette innovation n'est pas clairement déterminé [Giedion<sup>1997</sup>], [Condit<sup>1968</sup>]. Mais l'américain Claude A.P Turner est un précurseur de ce système aux États-Unis avec des applications dans les bâtiments [Turner<sup>1905a</sup>], [Turner<sup>1905b</sup>], [Turner<sup>1906</sup>], [Turner<sup>1909</sup>] comme dans les ponts [Turner<sup>1905</sup>], [Turner<sup>1910</sup>].

Il faut désormais porter la dalle seulement par des colonnes ce qui n'est pas sans poser quelques difficultés comme la transmission des efforts présents dans la dalle vers les colonnes. Pour répondre à cette difficulté, Turner utilise un système d'armature complexe qui met en scène quatre nappes d'armature de flexion afin de chercher dans le plus de directions possibles les moments et de les ramener sur la colonne, figure 1.2 (a).



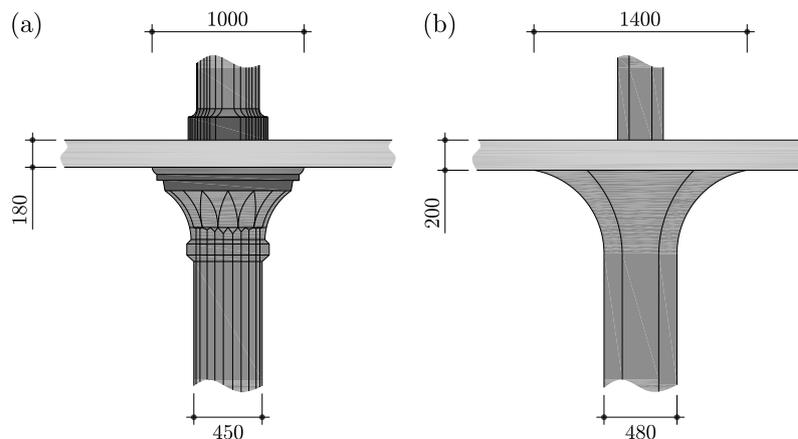
**Figure 1.1:** Système Hennebique avec poutres principales bidirectionnelles et poutres secondaires bidirectionnelles (a), système Maillart construit à l'usine Pfenniger avec poutres principales unidirectionnelles (b), plancher-dalle champignon utilisé par Maillart sans poutre (c), adapté de [Billington<sup>2008</sup>]



**Figure 1.2:** Plan d'armature pour un étage type selon le concept de plancher-dalle de Turner (a), adapté de [Turner<sup>1905b</sup>] et plan d'armature pour le troisième étage du bâtiment de Altdorf de Maillart construit entre 1911 et 1912 (b), adapté de [Billington<sup>2008</sup>]

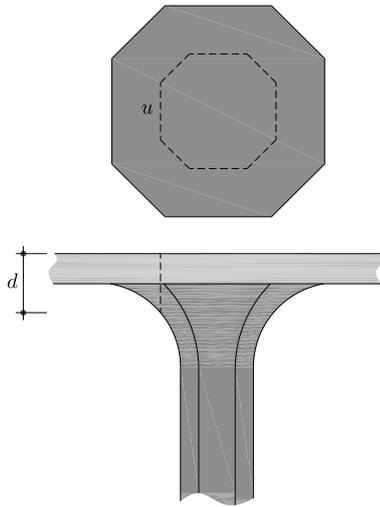
Robert Maillart, lui, est l'initiateur du modèle de plancher-dalle en Suisse pour lequel il dépose un brevet en 1908 et comprend la possibilité de n'utiliser que deux nappes d'armatures de flexion dans deux directions orthogonales pour faire fonctionner ses planchers, figure 1.2 (b).

Tous deux sont déjà conscients des problèmes que pose ce nouveau système porteur, à savoir le risque de poinçonnement. On remarque en Suisse comme outre Atlantique l'utilisation de "champignons", qui consistent en un élargissement de la colonne lorsqu'elle entre en contact avec la dalle, pour justement se prémunir du risque de faire pénétrer la colonne au travers de la dalle. Si Turner donne une dimension architecturale aux têtes des colonnes qu'il utilise en laissant probablement l'aspect statique plus en arrière plan, comme il l'est visible sur la figure 1.3 (a), la réflexion est complètement différente chez Maillart.



**Figure 1.3:** Détail du concept de plancher-dalle de Turner (a), adapté de [Turner<sup>1905b</sup>] et de celui de Maillart (b), adapté de [Billington<sup>2008</sup>]

En effet la forme du champignon de Maillart est purement conditionnée par des raisons statiques, figure 1.3 (b). La ligne génératrice des champignons est en effet une hyperbole. En choisissant cette forme, la force unitaire de cisaillement noté  $v$  qui dépend de la réaction de la colonne  $V$  est constante sur la section de contrôle considérée, figure 1.4. Cette section est un périmètre noté  $u$  autour de la colonne qui dépend de la hauteur statique  $d$  de la dalle.



**Figure 1.4:** Visualisation du périmètre de contrôle  $u$  pour une hauteur statique  $d$  pour le concept de plancher-dalle de Maillart

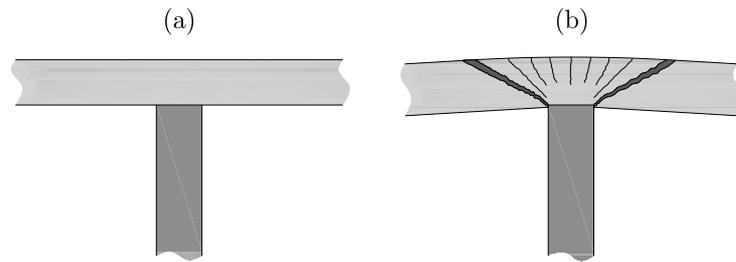
Comme en témoigne l'expression (1.1), qui est encore aujourd'hui utilisée dans pratiquement toutes les normes, la force unitaire de cisaillement est alors constante au droit de la colonne au fur et à mesure que l'on s'en éloigne du fait de cette forme hyperbolique de la tête de la colonne.

$$v = \frac{V}{u} \tag{1.1}$$



**Figure 1.5:** Bâtiment en phase de construction utilisant le système porteur de plancher-dalle avec le risque de poinçonnement sous-jacent

Outre une remise en cause de leur esthétique possible, ces systèmes d'élargissement



**Figure 1.6:** Plancher-dalle sans champignon (a) mais avec risque de poinçonnement accru (b)



**Figure 1.7:** Exemple de ponts-dalles à Copenhague au Danemark (a) et à Genève en Suisse (b)

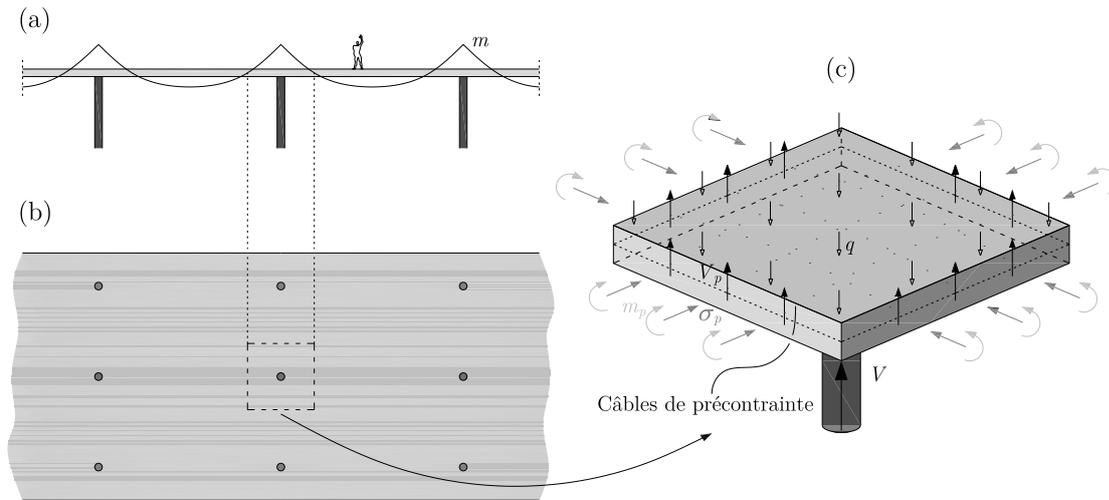
posent, dans les bâtiments en particulier, quelques difficultés pour l'utilisation du plafond comme lieu de circulation des différents flux, mais aussi des difficultés constructives puisque les coffrages à mettre en oeuvre sont plus complexes. Il en résulte la volonté de construire des planchers-dalles sans champignon, dont un exemple est donné à la figure 1.5, faisant ainsi apparaître plus facilement ce risque où la dalle est poinçonnée par la colonne, comme l'illustre la figure 1.6.

Dans les ponts-dalles de moyennes portées (entre 20 et 30 m environ) franchissant les autoroutes dont deux exemples sont donnés à la figure 1.7, dans les bâtiments dans lesquels les portées deviennent plus importantes que par le passé (au delà de 8 à 10 m environ), le recours à la précontrainte devient alors nécessaire.

Toutefois le risque de poinçonnement n'en est pas pour autant annulé. Le but de ce travail de recherche est donc de comprendre l'influence de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement.

## 1.2 Description de la thématique

En prenant par exemple comme structure de référence un pont-dalle dont une partie de coupe longitudinale est donnée à la figure 1.8 (a) et une partie de vue en plan en (b), il est possible d'identifier les effets de la précontrainte.



**Figure 1.8:** Pont-dalle précontraint : vue longitudinale (a), vue en plan avec isolation d'un champ de dalle (b) et champ de dalle sur lequel agissent les différents effets de la précontrainte (c)

En isolant un champ de dalle au dessus d'une colonne délimité par les ligne de moment nul, il est possible de mettre en évidence les différents effets de la précontrainte sur le béton, représentés sur la figure 1.8 (c) :

$V_p$  composante verticale de la force de précontrainte due à la forme souvent parabolique ou polygonale des câbles de précontrainte

$\sigma_p$  contrainte normale de compression agissant sur la surface de béton considérée

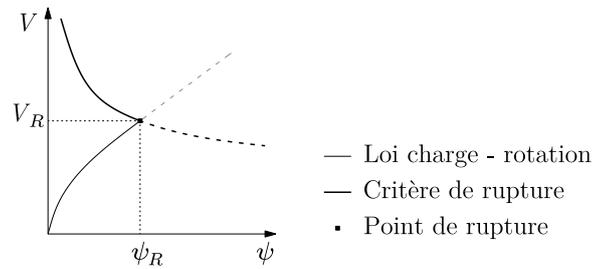
$m_p$  moment dû à l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité d'une section donnée

La dalle soumise à une charge  $q$  visible à la figure 1.8 (c) est sujette au risque de poinçonnement. Outre cette charge  $q$ , la dalle est soumise à la précontrainte qui se caractérise donc par ses grandeurs  $V_p$ ,  $\sigma_p$  et  $m_p$  et qui vont influencer la résistance au poinçonnement.

L'influence de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement a déjà été étudiée par quelques chercheurs [Grow<sup>1967</sup>], [Nylander<sup>1977</sup>], [Pralong<sup>1979</sup>], [Shehata<sup>1982</sup>], [Regan<sup>1983</sup>], [Kordina<sup>1984</sup>], [Hassanzadeh<sup>1998</sup>], [Melges<sup>2001</sup>], [Ramos<sup>2003</sup>], [Moreillon<sup>2008</sup>], [Silva<sup>2005</sup>] mais les tests ont pour la majeure partie d'entre eux été menés avec des câbles de précontraintes si bien que ses différents effets n'ont pu être découplés. Il n'existe donc pas de théorie générale pour le poinçonnement avec précontrainte et des divergences importantes existent entre les différentes normes [Silva<sup>2005</sup>]. En effet, il n'existe pour le moment aucune norme d'application courante qui prenne en compte tous les effets de la précontrainte pour le calcul de la résistance au poinçonnement.

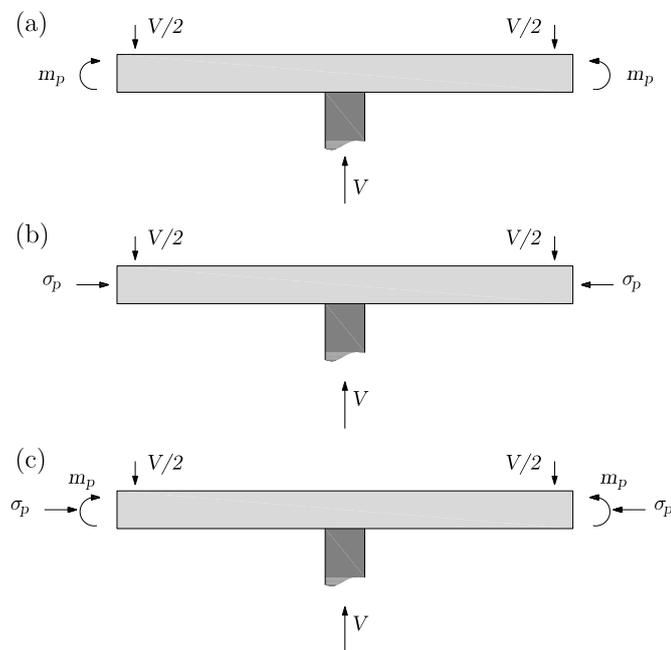
### 1.3 Buts et description de la thèse

Le but de cette recherche est de comprendre l'influence des différents effets de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement. Pour déterminer le point de rupture de l'élément précontraint, il s'agira de croiser une loi charge-rotation, décrivant le comportement de la dalle, avec un critère de rupture, comme l'illustre la figure 1.9.



**Figure 1.9:** Croisement d'une loi de comportement avec un critère de rupture pour la définition du point de rupture

Pour cela, un état des connaissances sur le traitement de la résistance au poinçonnement et de l'influence de la précontrainte a été établi, voir chapitre [2].



**Figure 1.10:** Principe des essais des différentes séries : (a) Dalles d'essais concernant l'influence seule d'un moment de flexion, (b) Dalles d'essais concernant l'influence seule d'un effort normal de compression et (c) Dalles d'essais avec moment et effort normal combinés

Ensuite, trois campagnes d'essais principales ont été réalisées. Dans la première seule, l'influence du moment de flexion a été analysée (figure 1.10 (a)), dans la deuxième, seule l'influence de l'effort normal a été étudiée (b) et dans la troisième les deux effets ont été considérés simultanément (c). En outre, afin de cerner les mécanismes de transmission des charges au cours des essais et de comprendre la cinématique de la dalle, une dernière campagne a été réalisée dans laquelle des mesures à l'intérieur du béton ont été suivies. Ceci aboutissant à la présentation et à la discussion des résultats d'essais, au chapitre [3].

Afin de décrire le comportement de la dalle sous les effets de la précontrainte, une loi analytique vient compléter les travaux de Muttoni [Muttoni<sup>2008</sup>], voir chapitre [4]. Il s'agit de la loi charge-rotation représentée à la figure 1.9.

Les principales différentes normes de construction sont comparées entre elles et aux propositions faites pour la prise en compte de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement dans le chapitre [5].

Enfin, un modèle complet pour la prise en compte de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement est proposé, voir chapitre [6] en accord avec les observations expérimentales. Ainsi en utilisant la loi de comportement décrite au chapitre [4] croisé avec le critère de rupture modifié, comme l'illustre la figure 1.9, il est possible d'évaluer la résistance de l'élément précontraint.

## 1.4 Contributions personnelles

1. Réalisation de trois campagnes expérimentales distinctes sur des spécimens de dimensions  $3000 \times 3000 \times 250$  mm aux propriétés relatives aux matériaux comparables ayant investigué séparément les différents effets de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement (moment seul, effort normal seul et moment et effort normal simultanés) ;
2. Réalisation d'une campagne expérimentale sur des spécimens de dimensions  $3000 \times 3000 \times 400$  mm sujets au poinçonnement ayant investigué la cinématique des dalles et les modes de transmission des efforts ;
3. Développement d'une loi analytique décrivant le comportement d'une dalle en tenant compte de l'influence d'un moment et d'un effort normal consécutif à une précontrainte par exemple ;
4. Contribution à la formulation des expressions pour la norme SIA 262 (2012) [SIA<sup>2012</sup>] et pour le Model Code 2010 [FIB<sup>2011</sup>] relatives à la prise en compte des différents effets de la précontraintes sur la résistance au poinçonnement ;
5. Validation de ces expressions grâce aux essais personnels et un panel d'essais tirés de la littérature rassemblant au total 96 échantillons et comparaison des prédictions desdites expressions avec celles proposées par la norme européenne [Eurocode<sup>2004</sup>] et la norme américaine [ACI<sup>2011</sup>] ;
6. Proposition d'un modèle complet pour le calcul de la résistance au poinçonnement en adaptant le modèle d'engrènement de Guidotti [Guidotti<sup>2010</sup>] et en tenant compte de la cinématique des dalles mesurée dans lors de la campagne expéri-

mentale afférente, permettant ainsi la prise en compte des différents effets de la précontrainte ;

7. Extension et validation de la théorie de la fissure critique pour le poinçonnement des éléments précontraints ;
8. Proposition d'une formulation simplifiée pour le critère de rupture, permettant la prise en compte des différents effets de la précontrainte pour le calcul de la résistance au poinçonnement et extension à la prise en considération d'un effort normal vertical provenant de colonnes superposées.



## 2 Etats des connaissances

La présente section présente les connaissances nécessaires pour l'étude de l'influence de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement. Ainsi seront d'abord présentées les théories de base qui décrivent le phénomène de poinçonnement. Ce seront ensuite les principales normes de dimensionnement qui intègrent en partie la prise en compte des effets de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement qui seront décrites. Les principaux essais de la littérature seront également décrits.

### 2.1 Critères pour le calcul de la résistance au poinçonnement

Dans cette section seront présentés deux approches de référence dans la théorie générale d'explication du phénomène de poinçonnement :

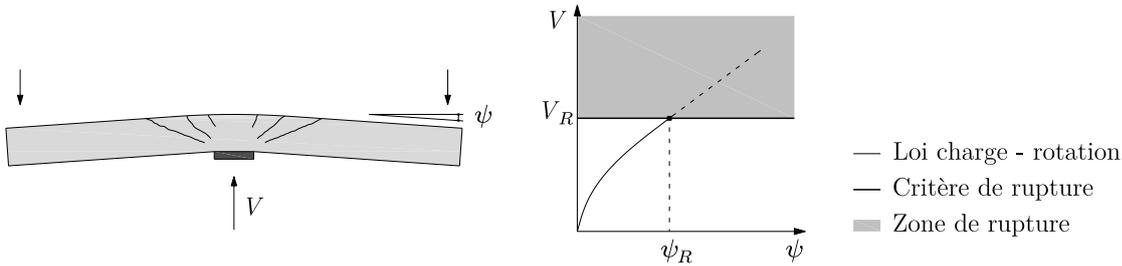
- Celle de Kinnunen et Nylander [Kinnunen<sup>1960</sup>], développé dans les années 1960 en Suède.
  - Celle de Muttoni [Muttoni<sup>1986</sup>],[Muttoni<sup>1991</sup>], introduit dans les années 1980 en Suisse.
- Ces deux approches sont décrites de façon exhaustive par Guandalini [Guandalini<sup>2005</sup>] et Guidotti [Guidotti<sup>2010</sup>], seuls les éléments principaux seront donc récapitulés ici.

Les dites approches présentent de fortes analogies entre elles. Le principe de base réside dans le fait que la résistance  $V$  de la dalle est reliée à sa rotation  $\psi$  selon une loi de comportement, comme l'illustre la figure 2.1. La rupture est définie comme le point d'intersection de la courbe représentant la loi de comportement (charge-rotation) de la dalle avec celle représentant un critère de rupture. Le point de rupture est alors défini par le couple charge de rupture  $V_R$  - rotation de rupture  $\psi_R$  (figure 2.1).

Dans ce qui suit, vont principalement être distinguées les différentes façons dont les critères de rupture au poinçonnement sont formulés.

#### 2.1.1 Modèle de Kinnunen et Nylander - Approche initiale

Cette approche est le fruit des travaux de Kinnunen et Nylander en Suède au sein du Royal Institute of Technology à Stockholm (KTH). Elle est présentée ici, car ils en sont les initiateurs, dans le domaine du poinçonnement, de ce principe qui consiste en le croisement d'une courbe charge-rotation avec une courbe définissant un critère de rupture pour déterminer la rupture d'une dalle au poinçonnement.



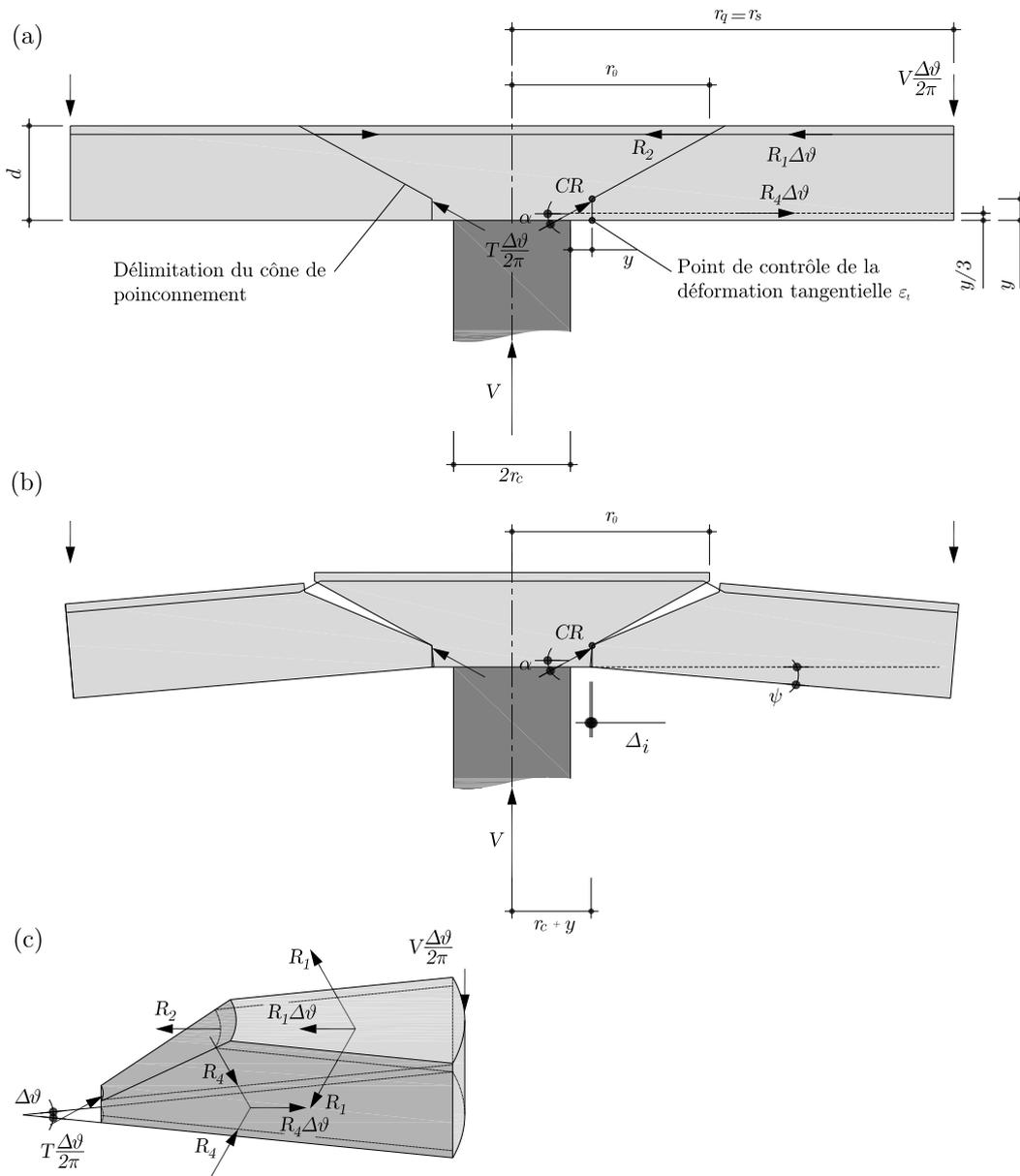
**Figure 2.1:** Détermination du point de rupture par croisement d'une loi charge-rotation avec un critère de rupture

D'abord, le comportement de la dalle est exprimé par une loi qui relie la charge appliquée  $V$  à sa rotation  $\psi$ . Le comportement des matériaux est assimilé à une loi élastique linéaire parfaitement plastique pour les aciers d'armature et à une loi élastique linéaire pour le béton. Lors des essais réalisés, les deux chercheurs ont constaté qu'au fur et à mesure du chargement, la partie de la dalle à l'extérieur de ce qui allait former un cône de poinçonnement tournait plutôt comme un corps rigide autour d'un point de rotation noté  $CR$  dans la figure 2.2 (a) et (b). Cet élément se trouve être en équilibre avec le système de forces  $(V, R_1, R_2, R_4, T)$  présenté en détail sur la figure 2.2 (c) et dont la signification est la suivante :

- $R_1$  effort dans les armatures supérieures coupées le long de la section radiale ;
- $R_2$  effort dans les armatures supérieures coupées au niveau du cône de poinçonnement à  $r_0$  ;
- $R_4$  effort dans le béton comprimé ;
- $T$  réaction sur la partie circulaire inclinée d'un angle  $\alpha$  par rapport à la direction horizontale ;
- $V$  charge appliquée, égale à la réaction sur la colonne.

La courbe charge-rotation est déterminée à partir de l'équilibre de l'élément circulaire montré à la figure 2.2 (c). Son expression dépend notamment de la géométrie de la coque conique montrée à la figure 2.2 (b) ; les hypothèses nécessaires à ce calcul sont données en détail dans [Kinnunen<sup>1960</sup>].

Ensuite, le critère de rupture est formulé de sorte à limiter la déformation tangentielle du béton sur la face comprimée de la dalle au niveau d'une zone située à une distance  $y$  du bord de la colonne, figure 2.2. Cette formulation équivaut à une limitation à une certaine valeur de la rotation de la dalle. Pour ce faire, une procédure itérative doit être utilisée pour la détermination de la hauteur de la zone comprimée  $y$ . Il en résulte, aussi sur la base des résultats d'essais obtenus, la formulation d'un critère de rupture dont l'expression varie en fonction de la valeur du rapport entre le rayon de la colonne  $r_c$  et



**Figure 2.2:** Schématisation de la base théorique du modèle mécanique de Kinnunen et Nylander : **(a)** géométrie et efforts sur la section d'un élément de dalle, **(b)** angle et point de rotation de la dalle et **(c)** équilibre d'un élément de dalle

la hauteur statique de la dalle  $d$ , selon la formule (2.1).

$$\psi_R = \begin{cases} 0.0035 \left(1 - 0.44 \frac{r_c}{d}\right) \left(1 + \frac{r_c}{y}\right) & \text{si } \frac{r_c}{d} \leq 1; \\ 0.0019 \left(1 + \frac{r_c}{y}\right) & \text{si } \frac{r_c}{d} > 1; \end{cases} \quad (2.1)$$

La charge de rupture est quant à elle déterminée par l'équation (2.2).

$$V_R = 1.1\pi \times \frac{2r_c \cdot y}{d^2} \times \frac{1 + y/r_c}{1 + y/2r_c} \times f(\alpha) \cdot \sigma_t \cdot d^2 \quad (2.2)$$

où :

$f(\alpha)$  fonction géométrique qui dépend de l'inclinaison de la coque conique ;

$\sigma_t$  contrainte dans la coque conique.

La contrainte dans la coque conique s'exprime elle même selon (2.3), où  $\varepsilon_{cT,r_c+y}$  est la déformation dans le béton à une distance  $r = r_c + y$  depuis le centre de la colonne.

$$\sigma_t = 2.35 \cdot E_c \cdot \varepsilon_{cT,r_c+y} \quad (2.3)$$

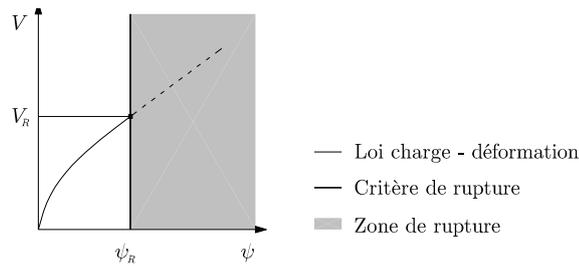
et

$$\varepsilon_{cT,r_c/2+y} = \begin{cases} 0.0035 \left(1 - 0.44 \frac{r_c}{d}\right) & \text{si } \frac{r_c}{d} \leq 1; \\ 0.0019 & \text{si } \frac{r_c}{d} > 1; \end{cases} \quad (2.4)$$

Ce critère de rupture est schématisé sur la figure 2.3 et permet de déterminer le point de rupture de la dalle considérée.

### 2.1.2 Evolution du modèle de Kinnunen et Nylander

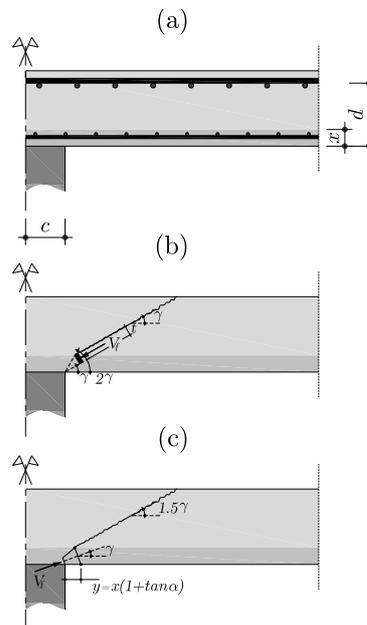
Par la suite d'autres chercheurs ont travaillé non seulement sur l'amélioration du modèle physique [Broms<sup>2005</sup>], mais aussi sur la formulation du critère de rupture en basant leurs réflexions sur la mécanique de la rupture notamment [Hallgren<sup>1996</sup>] ce qui permit de tenir compte de l'effet d'échelle.



**Figure 2.3:** Critère de rupture de Kinnunen et Nylander croisé avec une courbe charge-rotation

### Approche de Broms

Broms [Broms<sup>1990</sup>], [Broms<sup>2005</sup>] engage un mécanisme similaire pour la détermination de la résistance au poinçonnement par un équilibre de force au niveau d'une coque conique par laquelle passent tous les efforts après formation de la fissure délimitant le cône de poinçonnement. Cette coque conique est comparable à celle considérée par Kinnunen et Nylander (figure 2.4 (b)), à ceci près qu'ici la géométrie est légèrement modifiée et que l'état de contrainte est désormais biaxial.



**Figure 2.4:** Définition de la géométrie de la zone de rupture - Élément de dalle au voisinage de la colonne (a), géométrie adoptée par Broms (b) et géométrie adoptée par Hallgren (c)

La résistance finale au poinçonnement est la composante verticale de la résultante  $V_f$  qui agit sur la coque conique. Broms définit la résistance de l'élément en l'associant à

celle de cette coque conique selon l'expression (2.5).

$$V_R = \sigma_c \cdot t \cdot \sin(\gamma) \cdot u \cdot \left(\frac{0.15}{t}\right)^{1/3} \quad (2.5)$$

où :

$\sigma_c$  contrainte de compression sur la coque conique ;

$t$  épaisseur de la coque conique qui vaut  $x/2 \cos \gamma$  ;

$u$  périmètre de la coque conique.

La contrainte de compression sur la coque conique est donnée par l'expression (2.6) :

$$\sigma_c = f_c \left[ 0.6 + 0.9 \left( 1 - 0.007 \frac{u}{x} \right) \right] \leq 1.2 f_c \quad (2.6)$$

et le périmètre de la coque conique par (2.7) :

$$u = \pi \left( c + \frac{x}{\tan(2\gamma)} + \frac{x}{2\tan(\gamma)} \right) \quad (2.7)$$

L'effet de taille est pris en compte grâce à la mécanique de la rupture et se trouve sous forme de  $(0.15/t)^{1/3}$  dans l'expression de la résistance. La hauteur de la zone comprimée est calculée selon une approche élastique. La résistance de l'élément considéré est alors conditionnée par la résistance de la coque conique sollicitée de manière biaxiale.

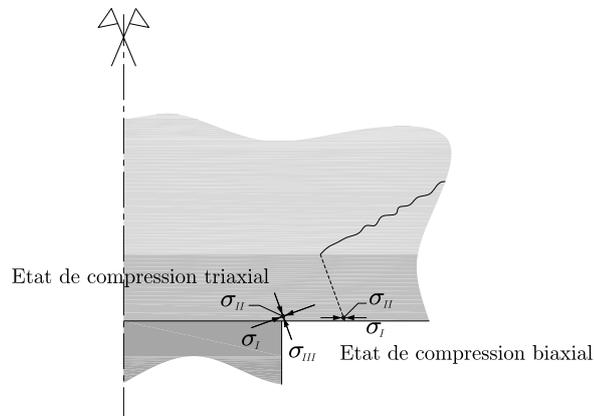
### Approche de Hallgren

La géométrie de la fissure que Hallgren considère dans son modèle est très similaire à ce qui a été proposé par Broms ; ceci est décrit dans [Hallgren<sup>1996</sup>]. En effet comme le montre la figure 2.4 (c), seul l'angle d'inclinaison de la résultante de la force  $V_f$  est modifié. Hallgren justifie cet angle sur la base des résultats d'essais ainsi que par les simulations numériques par éléments finis.

La hauteur de la zone comprimée est exprimée selon la valeur des contraintes tangentielles dans l'acier et le béton, soit élastique ou plastique pour les deux matériaux ce qui permet de définir quatre états différents. En effet, dans ce modèle le comportement des matériaux est défini par une loi élastique parfaitement plastique. Les quatre états possibles sont donc :

- béton et acier élastique
- béton plastifié et acier élastique
- béton élastique et acier plastifié
- béton et acier plastifié

Le critère de rupture se base ensuite sur l'hypothèse que l'état de compression du béton au début de la zone de rupture est biaxial, comme le supposait déjà Broms, figure 2.5. Cette hypothèse est cette fois également étayée par des simulations numériques par éléments finis, mais néglige les déformations d'effort tranchant.



**Figure 2.5:** Détail de l'état de compression de la coque conique selon Hallgren

Ensuite, après avoir atteint la contrainte limite, le béton s'adoucit et la contrainte principale  $\sigma_{III}$  diminue ce qui affaiblit la zone de compression triaxiale où la fissure se propage conduisant alors à la rupture de l'élément. Ceci est expliqué par la mécanique de la rupture avec la propagation de la fissure depuis une zone de fissuration fictive de largeur  $w_c$ . Cette ouverture critique de la fissure  $w_c$  se détermine selon la mécanique de la rupture et dépend de l'énergie  $G_F$  nécessaire à l'ouverture de cette fissure et de la résistance  $f_{ct}$  à la traction du béton. Elle s'exprime par l'équation (2.8).

$$w_c = 3.6 \frac{G_F}{f_{ct}} \quad (2.8)$$

La rupture survient lorsque la déformation tangentielle dans le béton atteint une certaine valeur comme le montre la relation (2.9),  $x$  étant la hauteur de la zone comprimée.

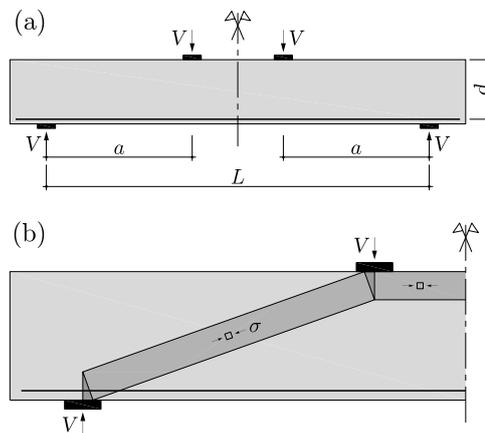
$$\varepsilon_{cTu} = \frac{w_c}{x} \quad (2.9)$$

### 2.1.3 Approche de Muttoni - Théorie de la fissure critique

Dans cette section est présentée la théorie de la fissure critique, qui résulte des travaux menés par l'équipe de Thürlimann [Muttoni<sup>1986</sup>] à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Zurich (ETHZ). Les principes de base de cette théorie ont été énoncés pour la première fois par Muttoni en 1985 pour une proposition de norme pour la SIA 162 de 1993. Une campagne expérimentale suivit en 1986 [Muttoni<sup>1986</sup>] où le rôle de l'ouverture de la fissure qui se développe dans l'âme des poutres a été étudié. Ensuite les bases théoriques dont les formulations, établie par Muttoni et Schwartz, datent de 1991 [Muttoni<sup>1991</sup>] découlent d'observations expérimentales faites sur des poutres en béton armé sans armatures d'effort tranchant chargées de sorte à obtenir des ruptures par effort tranchant. Ces observations faites sur des poutres en béton armé ont conduit à la formulation de la théorie de la fissure critique, également applicable pour le cas des dalles et qui s'avère bien adaptée pour la formulation d'un critère de rupture au poinçonnement.

#### Poutres sans armature d'effort tranchant

La théorie de la fissure critique naquit des travaux de Muttoni et Thürlimann et de leurs essais en laboratoire qui mirent en scène des poutres simples en béton armé et chargées en deux points. Ces poutres étaient aggrémentées d'une armature de flexion correctement ancrée, mais ne présentaient pas d'armature d'effort tranchant, comme il l'est visible sur la figure 2.6 (a) et dans [Muttoni<sup>1986</sup>]. Lors des essais, il a été constaté que la charge de rupture était bien inférieure à la charge de rupture prévue par la théorie de la plasticité, 2.6 (b). Il a de plus été remarqué que la différence entre la valeur de la résistance mesurée lors des essais et celle prévue par la théorie de la plasticité dépend également de l'état de fissuration de l'élément testé.

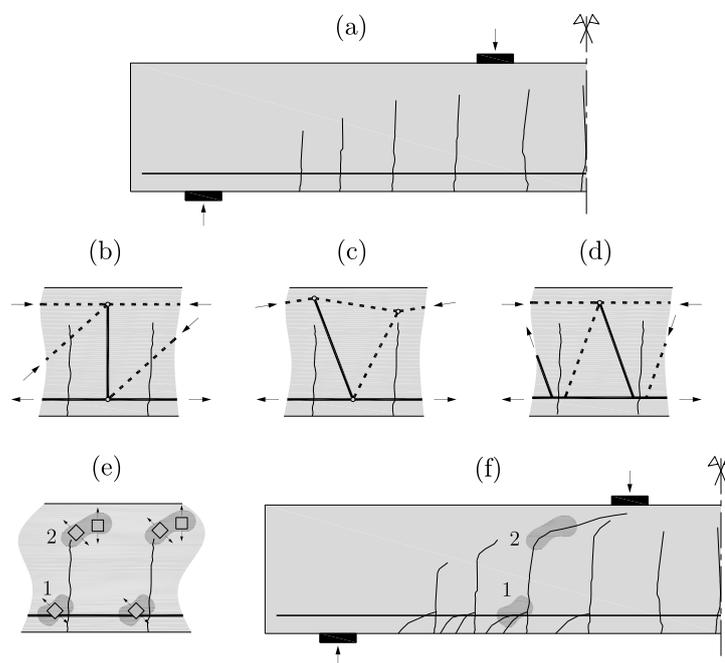


**Figure 2.6:** Géométrie des poutres simples testées en laboratoire (a) et champ de contrainte en accord avec la théorie de la plasticité (b)

Les observations lors des essais sont riches d'informations pour la compréhension des principes de bases de la théorie de la fissure critique.

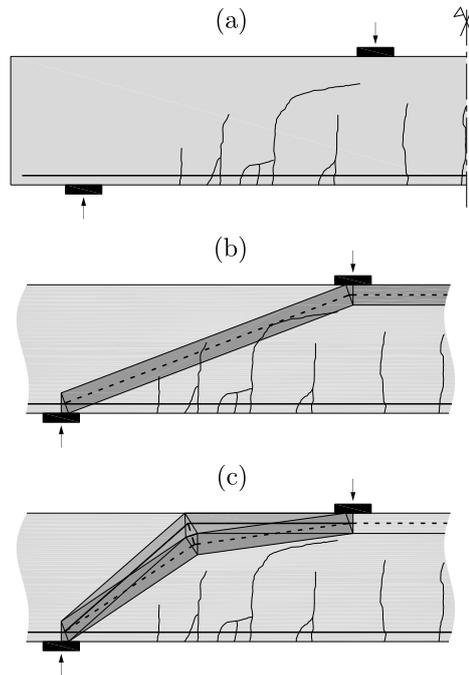
1. Au début du chargement, la poutre demeure dans un état non-fissuré et son comportement peut alors être décrit par la théorie de l'élasticité.

2. Quand la charge augmente, des fissures de flexion apparaissent dans les zones les plus sollicitées en traction, figure 2.7 (a). Dans cet état, l'effort tranchant ne peut pas se transmettre directement aux appuis, il est alors transmis par engrenement (figure 2.7 (b)), par effet porte-à-faux (figure 2.7 (c)) et par effet goujon (figure 2.7 (d)). Si ces mécanismes permettent la transmission de l'effort tranchant, ils donnent cependant naissance à des zones de traction supplémentaire, comme il l'est mis en évidence sur la figure 2.7 (f).



**Figure 2.7:** Transmission de l'effort tranchant dans une poutre fissurée : effet d'engrènement des granulats (b), effet porte-à-faux (c), effet goujon (d), apparition de zones de traction complémentaires (1 et 2) dues à l'effort tranchant et fissures correspondantes (f)

3. Ces nouvelles tractions font que les fissures initialement créées par flexion vont se développer à cause de la transmission de l'effort tranchant et s'aplatir un peu plus, comme le suggère la figure 2.7 (f).

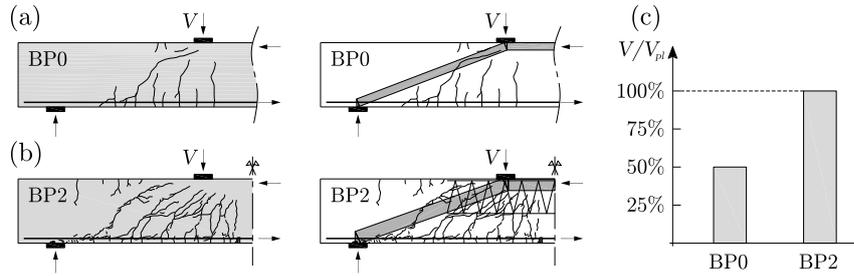


**Figure 2.8:** Mécanismes développés après la formation de la fissure critique : état de fissuration de la poutre **(a)**, mécanisme d'appui direct **(b)**, mécanisme d'appui direct dévié au-dessus de la fissure critique **(c)**

Dans cet état de fissuration avancée (figure 2.8 (a)), l'effort tranchant peut aussi être transmis par appui direct modifié comme le montre la figure 2.8 (b) et (c). Toutefois, du fait de la présence de la fissure critique, la résistance de la bielle est amoindrie. Il se met donc en place un mécanisme qui permet de devier une partie de la force au-dessus de la fissure critique (figure 2.8 (c)). Ces mécanismes de transmission de l'effort tranchant ont de plus en plus de mal à conduire l'effort tranchant jusqu'à l'appui. La rupture intervient alors. En revanche ces mécanismes ne peuvent supporter une force aussi importante que celle qui serait supportée par le seul mécanisme de flexion. Il en résulte donc une charge de rupture inférieure à celle prévue par la théorie de la plasticité.

La résistance à l'effort tranchant est donc directement liée à l'état de fissuration de la poutre comme l'ont encore mis en évidence les résultats des essais réalisés sur les poutres BP0 et BP2 dont un aperçu est donné à la figure 2.9 (a) et (b). Le dispositif expérimental ainsi que les résultats complets sont disponibles dans [Muttoni<sup>1986</sup>]. En effet la zone qui se trouve affectée par la fissure critique diagonale dans BP0 a été renforcée par une armature pour le contrôle de la fissuration. La bielle étant alors moins sujette à l'ouverture de la fissure peut alors transmettre ses efforts plus facilement ce qui explique l'augmentation de résistance observée, figure 2.9 (c). Ceci est également expliqué plus en détail dans [Muttoni<sup>2008a</sup>].

Comme l'explique Muttoni dans [Muttoni<sup>2008a</sup>], la résistance à l'effort tranchant des éléments sans étriers (ou armature d'effort tranchant) de largeur  $b$  et de hauteur statique  $d$ , est corrélée à la racine carrée de la résistance à la compression du béton  $\sqrt{f_c}$ , comme



**Figure 2.9:** Résultats d'essais effectués l'équipe de Thürlimann [Muttoni<sup>1986</sup>] - Etat de fissuration, disposition des charges et position de l'armature pour les poutres BP0 (a) et BP2 (b) et comparaison de résistance entre BP0 et BP2 (c)

l'avait déjà suggéré les travaux de Moody et al. [Moody<sup>1954</sup>]. De plus cette résistance dépend fortement de l'ouverture de la fissure critique  $w$  et de sa rugosité, liée elle-même au diamètre maximal des granulats  $d_g$  [Walraven<sup>1980</sup>]. Ainsi la résistance de l'élément se définit de la façon suivante :

$$V_R = bd\sqrt{f_c}f(w, d_g) \quad (2.10)$$

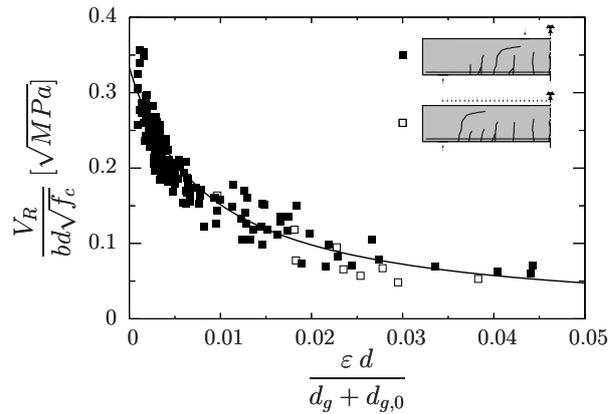
Pour la formulation de ce critère relatif à des poutres avec rupture à l'effort tranchant avant l'écoulement des armature, Muttoni [Muttoni<sup>2008a</sup>] émet deux hypothèses. La première stipule que l'ouverture de la fissure  $w$  est proportionnelle au produit d'une déformation de référence  $\varepsilon$  par la hauteur statique de la poutre  $d$  ( $w \propto \varepsilon \cdot d$ ). La seconde considère que la résistance à l'effort tranchant est vérifiée dans une section particulière (située à  $d/2$  du point d'introduction de la force dans le cas d'une charge ponctuelle) et que le point où la déformation de référence est calculée se trouve à une hauteur de  $0.6d$  mesurée depuis la face comprimée. Le comportement du béton est admis élastique linéaire fissuré et l'hypothèse de Navier-Bernoulli qui suppose que les sections planes restent planes est supposée vérifiée. Le critère se formule alors comme suit [Muttoni<sup>2003</sup>], [Muttoni<sup>2008a</sup>] :

$$\frac{V_R}{bd\sqrt{f_c}} = \frac{1/3}{1 + 120 \frac{\varepsilon d}{d_g + d_{g,0}}} \quad (2.11)$$

où  $d_{g,0}$  désigne la taille du granulat de référence fixée à 16 mm. La figure 2.10 montre que les valeurs de résistance obtenues lors des essais sont bien définies par le critère de rupture proposé.

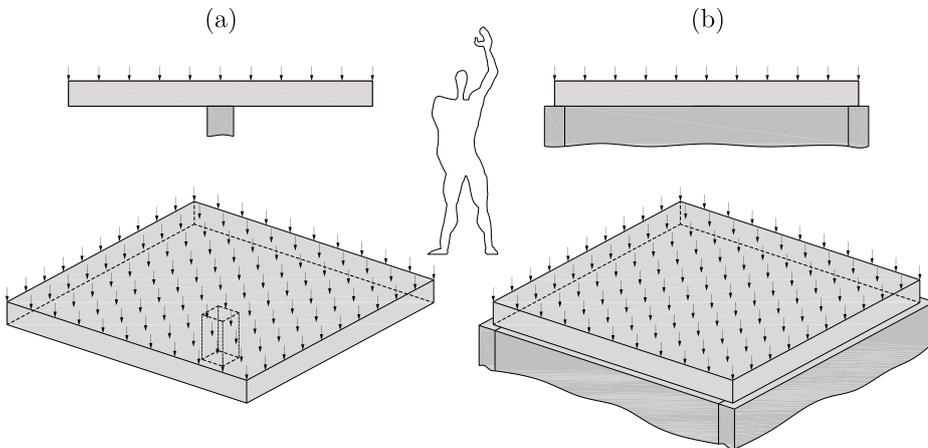
### Dalles sans armature d'effort tranchant

La théorie de la fissure critique qui est née des travaux et observations sur poutres peut être étendue au cas des dalles appuyées sur colonnes et sujettes au risque de poinçonne-



**Figure 2.10:** Résultats d’essais sur poutres sans armatures d’effort tranchant chargées par une charge ponctuelle ou une charge linéaire comparés avec les prévisions du critère de rupture formulé en (2.11)

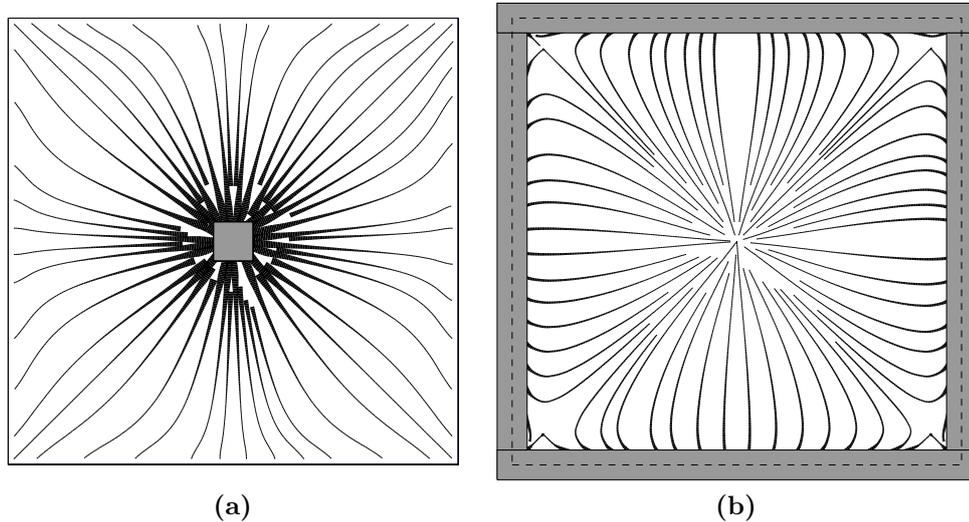
ment. De même que pour les poutres chargées ponctuellement ou de manière répartie, le critère de rupture formulé permet de déterminer un domaine au delà duquel il y a rupture par effort tranchant, de même pour les dalles appuyées sur une colonne, le critère de rupture adapté aux dalles appuyées sur colonnes permet de déterminer un domaine au delà duquel il y a rupture par poinçonnement.



**Figure 2.11:** Dalle uniformément chargée appuyée sur une colonne centrale (a) et appuyée sur mur sur son pourtour (b)

Même s’il existe des différences incontestables entre effort tranchant et poinçonnement, de fortes analogies existent néanmoins. Les détails de cette correspondance ne seront pas explicités en détails ici, mais des éléments de clarification sont toutefois énoncés. Pour le cas des poutres, il est clair que les charges appliquées suivent l’axe de la poutre pour arriver ensuite aux appuis. Le champ de cisaillement est alors dans ce cas unidirectionnel. Ce caractère unidirectionnel du champ de cisaillement peut se retrouver dans le cas de dalles supportées par des appuis linéaires chargés uniformément, figure 2.11 (b).

En effet, au voisinage de ces appuis, les champs de cisaillement arrivent de manière perpendiculaire à l'axe de l'appui, figure 2.12 (b). Cette situation change lorsque la dalle ne s'appuie plus que sur une colonne, figure 2.11 (a). Les charges appliquées sur la dalle doivent parvenir au seul appui à disposition qu'est la colonne. Les champs de cisaillement se concentrent et rayonnent vers la colonne, figure 2.12 (a).

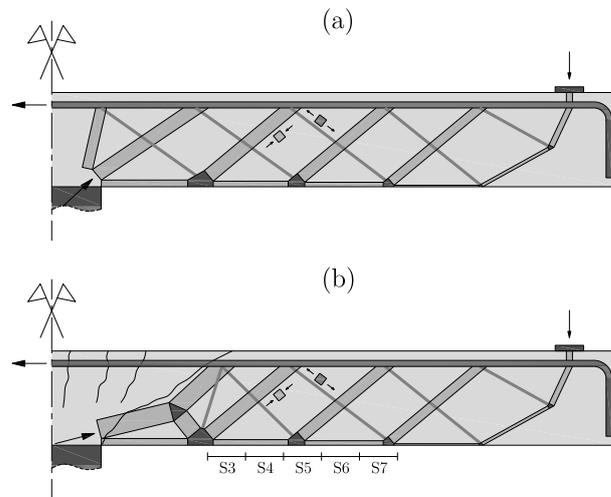


**Figure 2.12:** Champs de cisaillement pour une dalle uniformément chargée appuyée sur une colonne centrale (a) et appuyée sur mur sur son pourtour (b)

Si l'observation des poutres au cours de leur chargement a été importante dans l'analyse de leur comportement, il en va de même pour les dalles pour lesquelles différentes étapes peuvent être mises en évidence et leur comportement pourra être calculé sur la base de la théorie de la fissure critique.

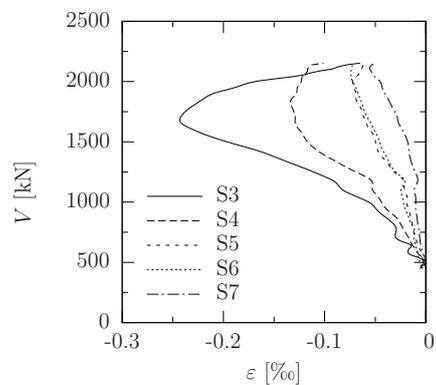
1. Comme pour le cas des poutres, au début du chargement les dalles demeurent dans un comportement élastique linéaire jusqu'à ce que la première fissure se forme. Cette première fissure est en l'occurrence une fissure tangentielle qui naît en face supérieure au voisinage de la projection de la colonne sur cette dite face, comme le montre la figure 2.15 (a).
2. Cette fissure tangentielle conduit à une redistribution des efforts dans la dalle, qui est maintenant essentiellement soumise à des moments tangentiels. Des fissures se développent alors essentiellement en direction radiale, figure 2.15 (b).
3. Lorsque le chargement augmente, les moments radiaux restent limités et les fissures radiales se développent atteignant ainsi rapidement les bords de la dalle. Ensuite se forment des fissures tangentielles extérieures à la première qui s'est formée au droit de la colonne, figure 2.15 (c). L'une d'entre elles, dite critique, s'ouvre plus et rejoint la tête de la colonne. Ceci implique un changement de régime dans la dalle au voisinage de la colonne comme l'illustre la figure 2.13.

Lors de l'apparition de la fissure critique, la bielle en compression ne peut plus directement acheminer la charge vers l'appui (2.13 (a)). Ainsi la bielle doit être partiellement déviée afin de faire passer l'effort à travers la fissure (2.13 (b)). Ce



**Figure 2.13:** Mécanisme de transmission de la charge à la colonne au début du chargement (a) et après la formation de la fissure critique (b)

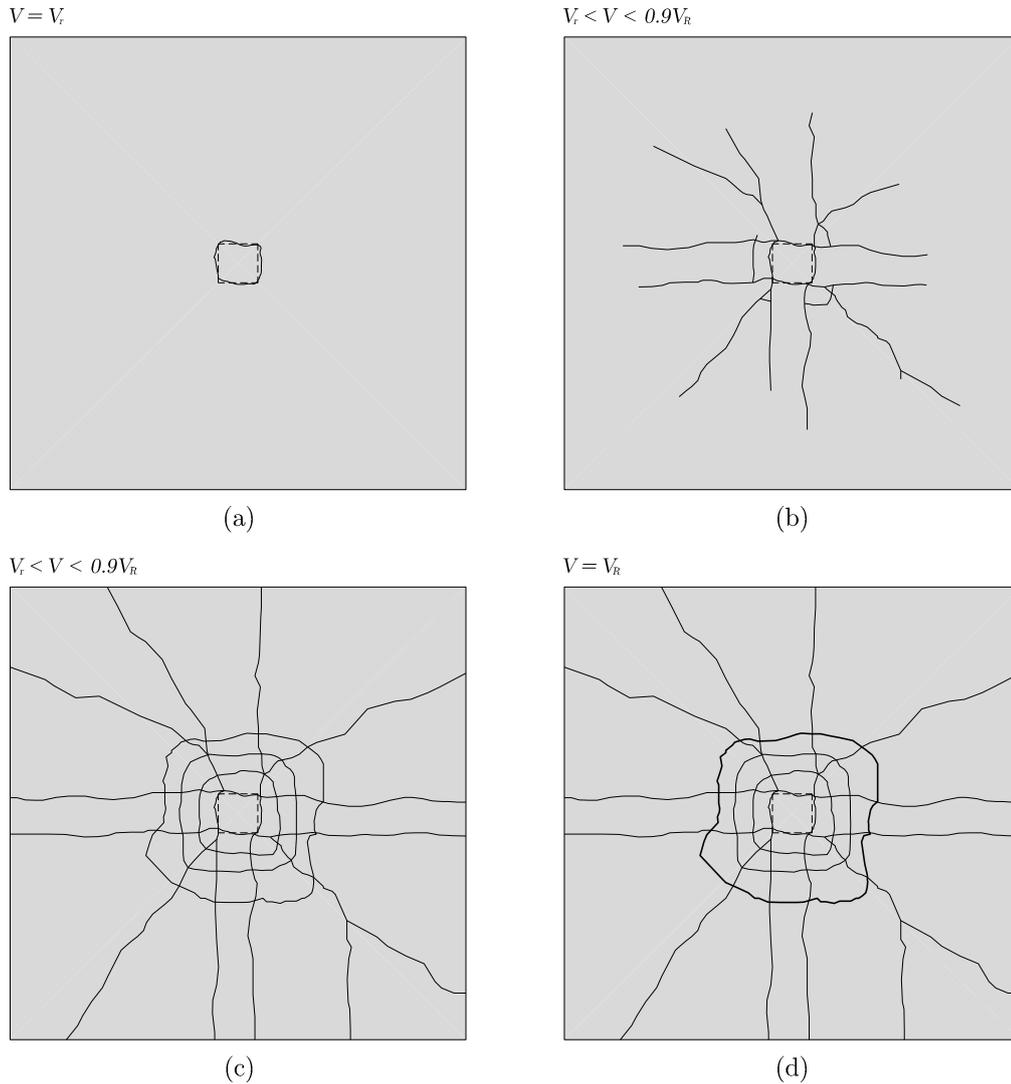
changement de mode de transmission des charges implique une diminution de la compression radiale au voisinage de la colonne, visible dans les résultats d'essais de Guandalini [Guandalini<sup>2005</sup>]. La figure 2.14 montre en effet une décompression des jauges au voisinage de la colonne.



**Figure 2.14:** Déformations radiales en face inférieure en fonction de la charge appliquée pour la dalle PG3

4. Au moment de la rupture (figure 2.15 (d)), qui intervient brutalement, un cône de poinçonnement se forme. Il est délimité par la fissure dite de rupture, comme il le sera mis en évidence au chapitre [6].

La formulation du critère de rupture par poinçonnement est analogue sous sa forme à celle relative aux poutres, équation (2.12) :

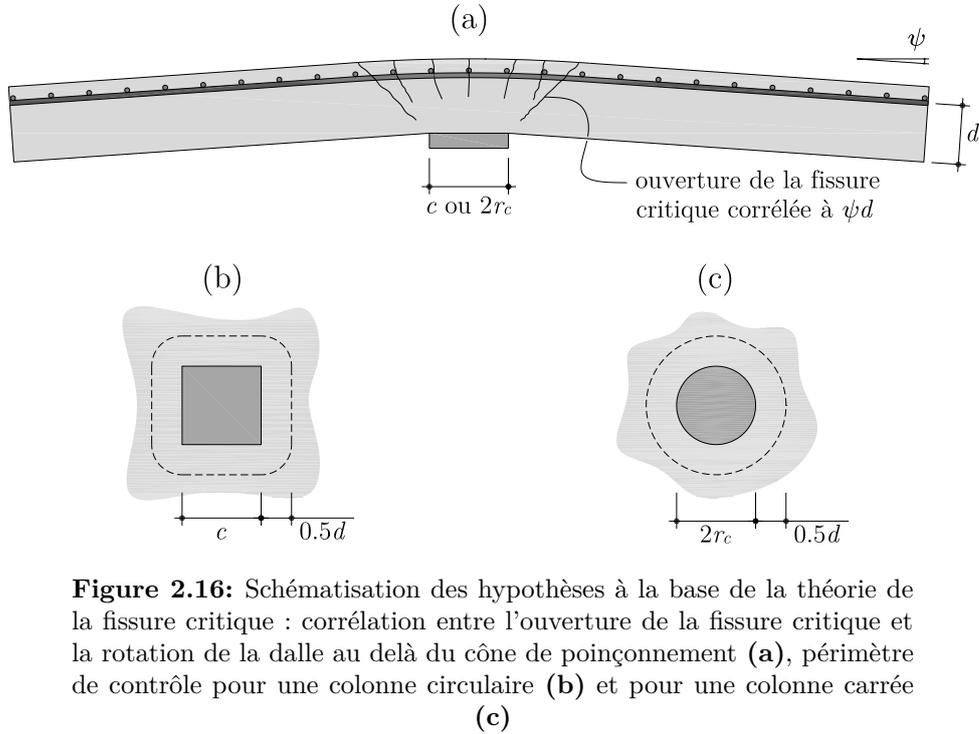


**Figure 2.15:** Etapes de fissuration d'une dalle sujette au poinçonnement

$$\frac{V_R}{ud\sqrt{f_c}} = \frac{3/4}{1 + 15 \frac{\psi d}{d_g + d_{g,0}}} \quad (2.12)$$

Dans le cas des poutres, la résistance est corrélée à une déformation calculée dans une section de contrôle. Pour les dalles, la résistance est corrélée à la rotation  $\psi$  à l'extérieur du cône de poinçonnement, comme le met en évidence la figure 2.16 (a). Cette résistance se calcule cette fois sur un périmètre  $u$  dans le but d'uniformiser dans la formulation du critère l'état de contrainte dans la zone de vérification. En effet pour les dalles, au voisinage de l'appui se développent des plastifications locales qui entraînent notamment une forte répartition des efforts en direction tangentielle. Afin de pouvoir capter la résistance réelle de la dalle, le contrôle se fait donc sur un périmètre qui entoure la

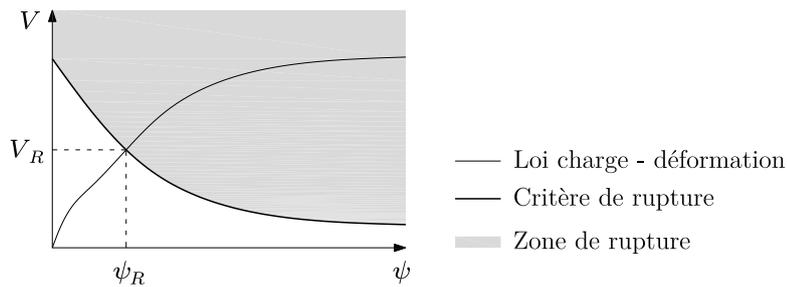
colonne.



**Figure 2.16:** Schématisation des hypothèses à la base de la théorie de la fissure critique : corrélation entre l'ouverture de la fissure critique et la rotation de la dalle au delà du cône de poinçonnement (a), périmètre de contrôle pour une colonne circulaire (b) et pour une colonne carrée (c)

La résistance de la dalle est calculée sur un périmètre  $u$  situé à  $0.5d$  du bord de la colonne comme le montre la figure 2.16 pour une colonne circulaire (b) ou carrée (c).

Pour déterminer le point de rupture de la dalle selon la théorie de la fissure critique, il est nécessaire de croiser ce critère avec une loi définissant le comportement de la dalle comme l'illustre la figure 2.17. Le point de rupture est alors déterminé par le couple  $V_R, \psi_R$ .



**Figure 2.17:** Croisement d'une loi charge - rotation avec le critère de rupture

Ce critère de rupture est exprimé pour des dalles sans armature d'effort tranchant et l'effort normal de compression n'est pas pris en compte. Celui-ci a cependant une influence effective sur le poinçonnement des dalles. Il sera montré dans le chapitre [6] que le critère de rupture proposé dans cette thèse, en s'appuyant sur la base de la théorie de la fissure critique, utilisera des considérations allant dans les directions proposées par

Kinnunen et Nylander [Kinnunen<sup>1960</sup>], Broms [Broms<sup>2005</sup>] et Hallgren [Hallgren<sup>1996</sup>].

## 2.2 Campagnes expérimentales conduites par d'autres chercheurs sur des dalles précontraintes

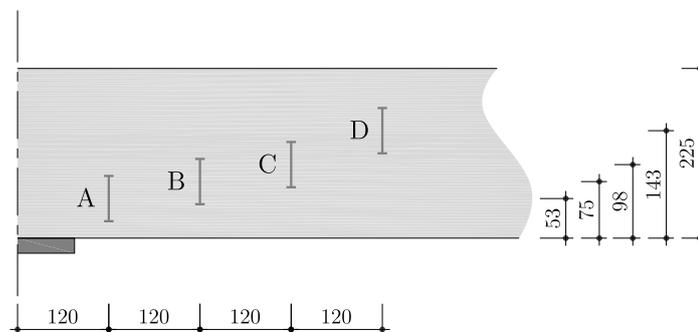
D'autres chercheurs ont déjà mené des campagnes d'essais de poinçonnement sur dalles précontraintes. Le détail des plans des spécimens d'essais ainsi que les principaux paramètres  $\gamma$  relatifs sont donnés en annexe A.

### 2.2.1 Généralités

Pralong, Brändli et Thürlimann [Pralong<sup>1979</sup>], dans leur étude du poinçonnement sur dalles précontraintes avec câbles injectés et non injectés, ont montré que l'utilisation de la précontrainte contribue à une augmentation de résistance de l'élément de dalle considérée. Il a été démontré que cette augmentation n'est pas seulement imputable aux tracés des câbles qui selon leur forme peuvent augmenter la résistance finale en contrant une partie des charges verticales appliquées. Le moment et l'effort normal ont une influence supplémentaire sur le comportement de la dalle. En effet, la résistance peut encore être augmentée au delà du supplément d'effort attribuable à la géométrie des câbles. Par contre, la rotation ne semble pas être grandement modifiée par la présence de la précontrainte.

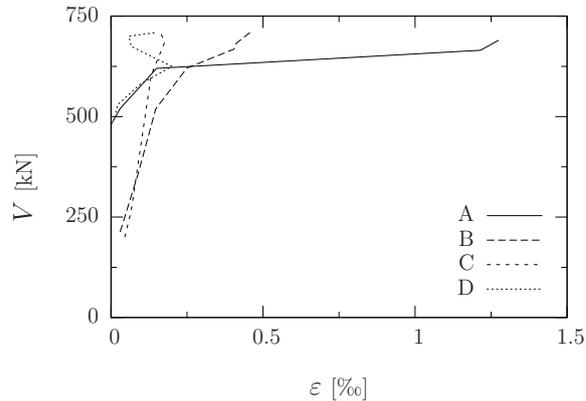
### 2.2.2 Géométrie de la fissure et déformation au voisinage de la colonne

Dans la série d'essai DT réalisée par Regan [Regan<sup>1983</sup>], des jauges ont été placées à l'intérieur de la dalle sur des supports en béton en forme de I de 60 mm de hauteur. Ces supports jalonnaient les spécimens (figure 2.18) afin de capter la fissure critique et de pouvoir mesurer son ouverture en fonction du chargement.



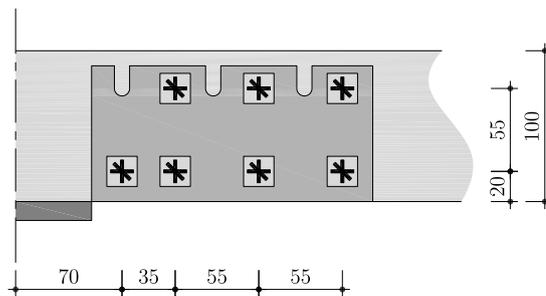
**Figure 2.18:** Disposition des éléments supportant les jauges pour capter l'ouverture de la fissure pour la série d'essai DT [Regan<sup>1983</sup>]

La figure 2.19 est relative à la dalle P7, mais les remarques évoquées sont également valables pour les autres dalles de cette même série. A la fin de l'essai ( $V > 600$  kN), c'est la zone la plus proche de la colonne qui présente la plus grande ouverture. En outre les déformations de la zone proche de la colonne ne semblent se manifester que pour des charges avoisinant 75% de la charge de rupture, ce qui dénote une ouverture brusque de la fissure au voisinage de la colonne peu de temps avant la rupture.



**Figure 2.19:** Courbes charge-déformation des jauges d'extensométrie placées sur les supports en I pour la dalle P7 de la série DT de Regan [Regan<sup>1983</sup>]

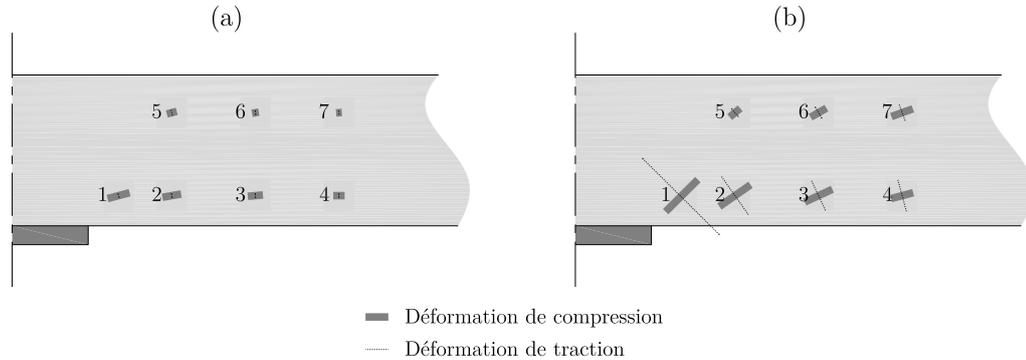
Les mêmes conclusions peuvent également être tirées des essais de Ramos [Ramos<sup>2003</sup>], qui a notamment instrumenté ses spécimens avec des plaques en béton de 20 mm d'épaisseur et dont la forme est donnée sur la figure 2.20.



**Figure 2.20:** Support pour les rosettes proches de la colonne dans les essais de Ramos [Ramos<sup>2003</sup>]

Les résultats de ces jauges montrent en effet que la direction principale de la compression dans la partie inférieure de la dalle notamment, change en fonction du chargement de la dalle. Si au début de l'essai la compression est pratiquement colinéaire au plan de la face inférieure de la dalle (figure 2.21 (a)), lorsque la charge augmente, la direction principale de la compression a tendance à s'incliner de manière plus importante (figure 2.21 (b)), ceci dénote également un changement de comportement dans la zone proche de la colonne au voisinage de la rupture. En revanche lorsque l'on s'éloigne de la colonne, l'inclinaison de

la direction principale de compression s'aplanit, ce qui correspond à la zone comprimée non perturbée par les effets locaux à proximité de la colonne. De plus, pour la partie inférieure, l'intensité des déformations semble s'amenuiser lorsque l'on s'éloigne de la colonne, comme le suggère la représentation de la figure 2.21. Cela implique donc une zone de forte compression dans un très proche voisinage de la colonne.



**Figure 2.21:** Visualisation qualitative des déformations principales de compression données par le dispositif en rosette des essais de Ramos [Ramos<sup>2003</sup>] pour  $V \approx 40\% V_R$  (a) et pour  $V \approx 95\% V_R$  (b)

Pour ce qui est de la face supérieure, d'abord l'intensité des contraintes de compression est nettement moins prononcée que celles de la face inférieure, ce qui est normal dans la mesure où cette zone est globalement tendue. Toutefois, ces déformations de compression donnent quelques indices sur les bielles de compression qui transmettent les efforts à la colonne. En effet, la direction principale des déformations de compression dans la zone supérieure (points 5, 6 et 7 visibles sur la figure 2.21) est moins inclinée que celle au voisinage de la colonne au niveau inférieure. Ceci semble indiquer un changement de régime sur la hauteur de la dalle quant à la transmission des efforts.

Concernant les déformations de traction dans la zone inférieure, elles n'apparaissent de manière lisible que pour des charges très voisines de la charge de rupture, entre 80 et 90% de  $V_R$  environ. Au niveau de la jauge 1, visible sur la figure 2.21 (b), il est intéressant de remarquer des déformations de traction très importantes dans le sens perpendiculaire à la bielle inclinée qui arrive sur la colonne. Il peut donc être supposé une diminution de la résistance de cette bielle du fait de ces déformations de traction, qui traduisent un cisaillement local.

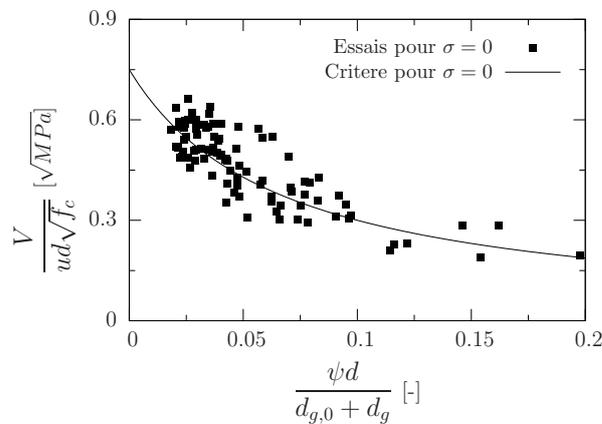
### 2.2.3 Comparaison des essais sur dalles précontraintes par rapport au critère de rupture de Muttoni de 2008 [Muttoni<sup>2008a</sup>]

Comme il le sera expliqué dans le chapitre [3], il est important de distinguer les effets de la précontrainte pour pouvoir cerner l'influence de chacun d'eux sur la résistance au poinçonnement. Sur la base des résultats d'essais de la littérature mettant en scène des dalles précontraintes, les influences de l'effort normal, du moment de flexion et de la

composante verticale du câble ont été analysées. La géométrie des spécimens des essais ainsi que les paramètres des matériaux et ceux caractérisant la précontrainte sont donnés en annexe A. Les auteurs de ces essais sont mentionnés ci-dessous :

- Grow et Vanderbilt (1967) - [Grow<sup>1967</sup>]
- Kinnunen, Nylander et Ingvarson (1977) - [Nylander<sup>1977</sup>]
- Pralong, Brändli et Thürlimann (1979) - [Pralong<sup>1979</sup>]
- Shehata (1982) - [Shehata<sup>1982</sup>]
- Regan (1983) - [Regan<sup>1983</sup>]
- Kordina et Nölting (1984) - [Kordina<sup>1984</sup>]
- Hassanzadeh (1998) - [Hassanzadeh<sup>1998</sup>]
- Melges (2001) - [Melges<sup>2001</sup>]
- Ramos (2003) - [Ramos<sup>2003</sup>]
- Moreillon (2008) - [Moreillon<sup>2008</sup>]

S'il est vrai que le critère de rupture initial fonctionne bien pour les dalles sans effort normal, comme le montre la figure 2.22, et comme il l'est détaillé dans [Muttoni<sup>2008</sup>], l'analyse de la figure 2.23 met en évidence qu'une augmentation de précontrainte conduit généralement à une augmentation de résistance et à une diminution de la rotation à la rupture. le critère de rupture initial n'est alors plus bien adapté.



**Figure 2.22:** Résultats d'essais de poinçonnement sans effort normal comparés au critère de rupture initial selon [Muttoni<sup>2008</sup>]

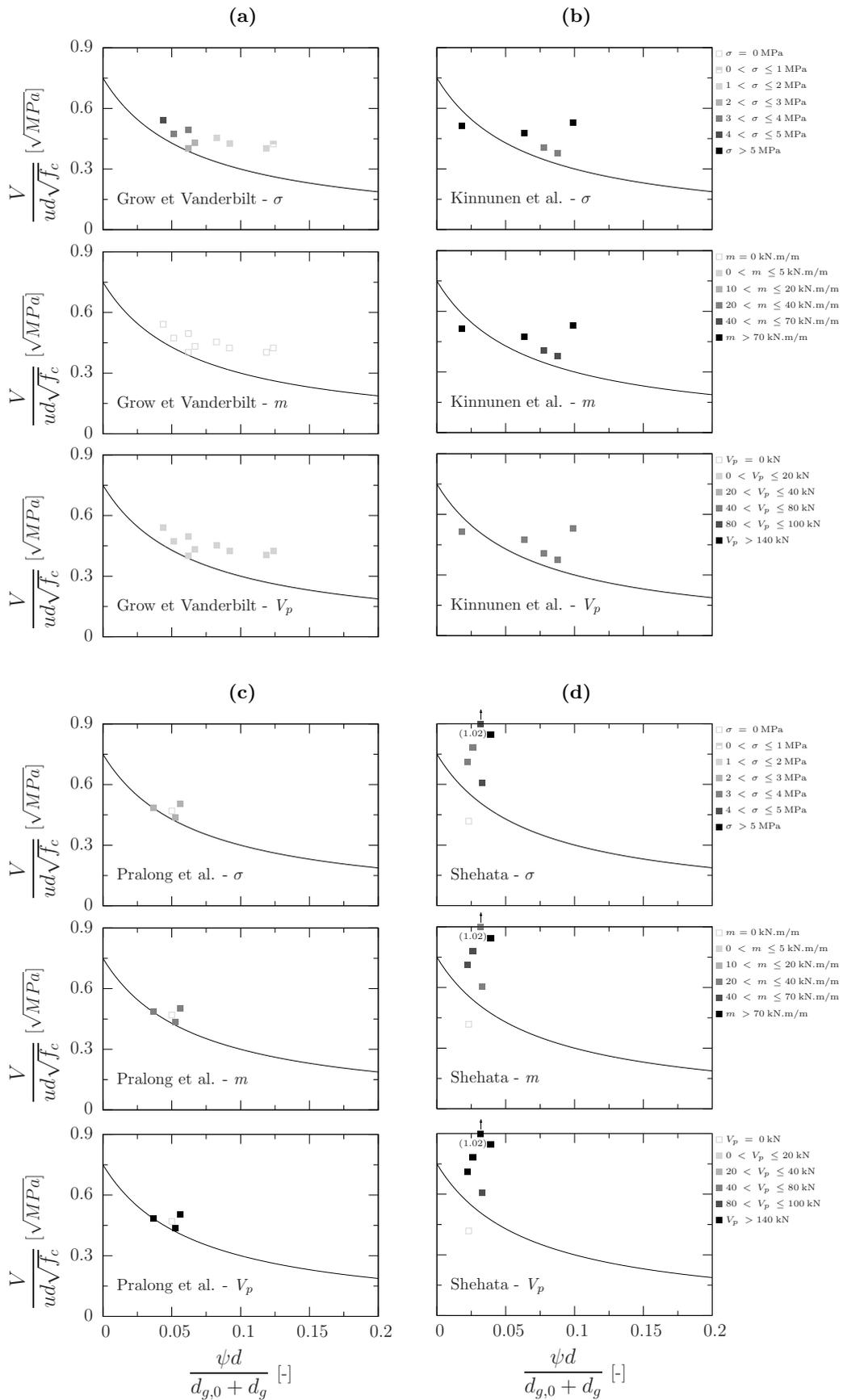
Globalement il est possible de dire que quelque soit la quantité de contrainte normale de compression, les rotations à la rupture demeurent relativement proches les unes des autres (figure 2.23). L'effort normal semble donc surtout influencer la résistance.

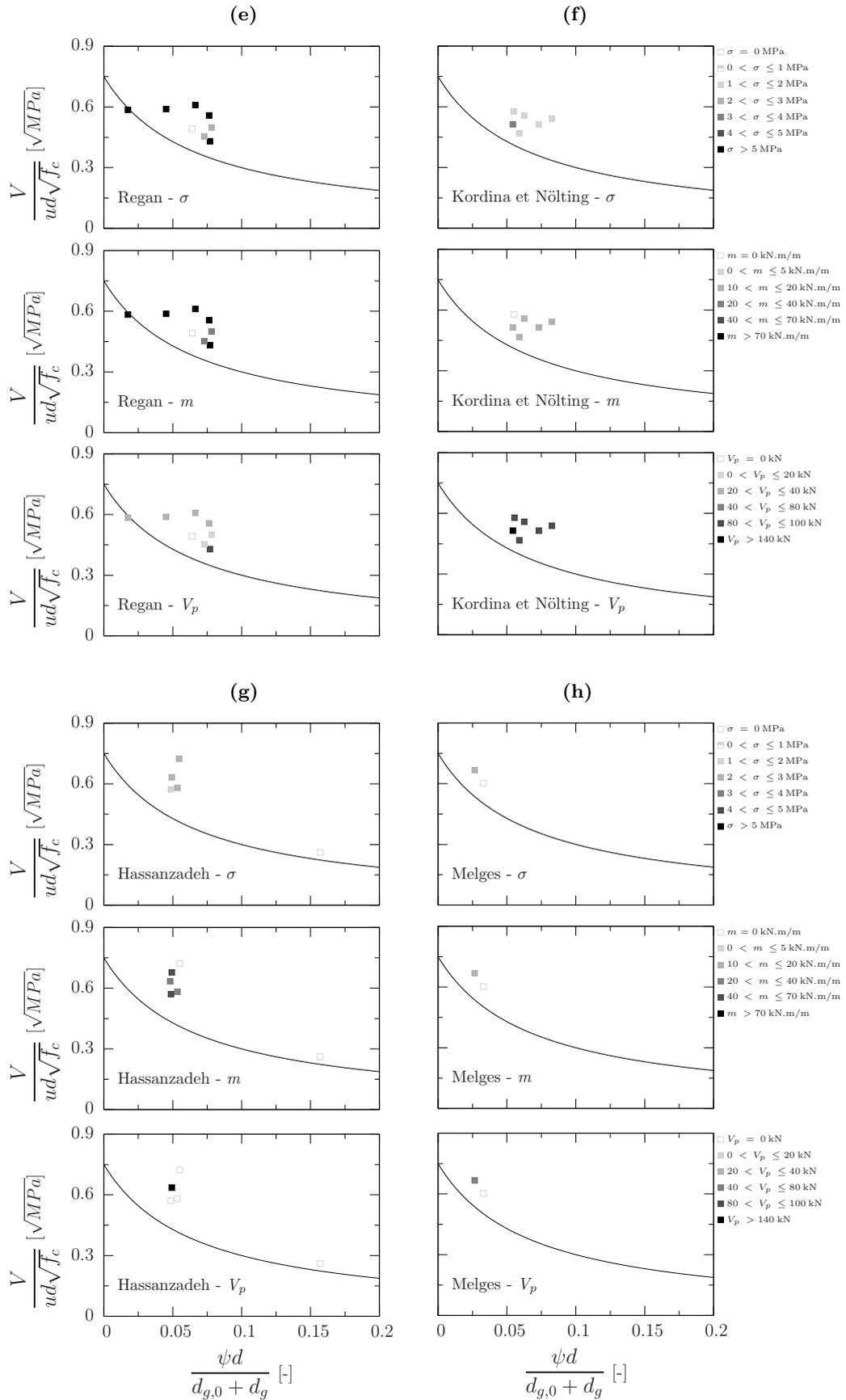
De manière générale, les diminutions de rotations semblent en effet plutôt imputables à la présence d'un moment de flexion. Ce moment de flexion semble aussi augmenter la résistance au poinçonnement.

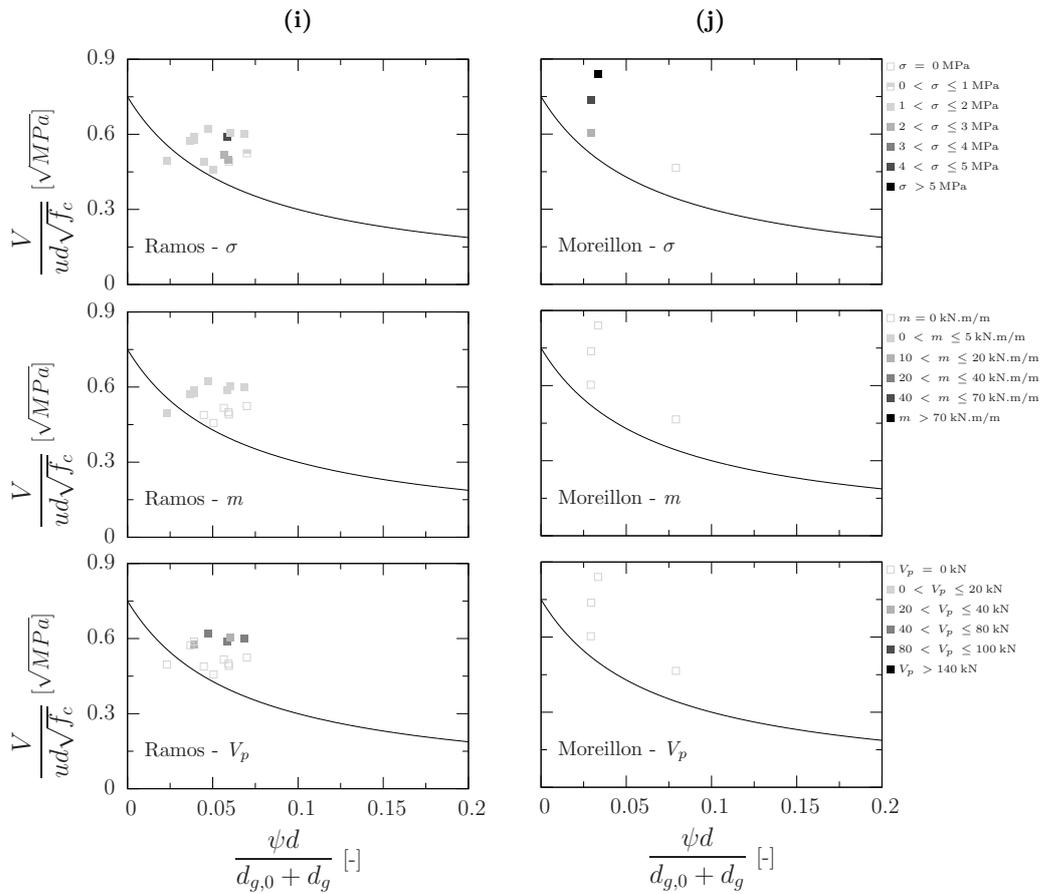
La valeur de la composante verticale va bien souvent de paire avec la quantité d'effort normal introduit, si bien qu'il est difficile de cerner précisément à quoi est attribuable

une augmentation de résistance. Toutefois, la série Moreillon montrée à la figure 2.23 (j) montre clairement qu'une augmentation de l'effort normal conduit à une augmentation de résistance tout en conservant des rotations à la rupture très similaires.

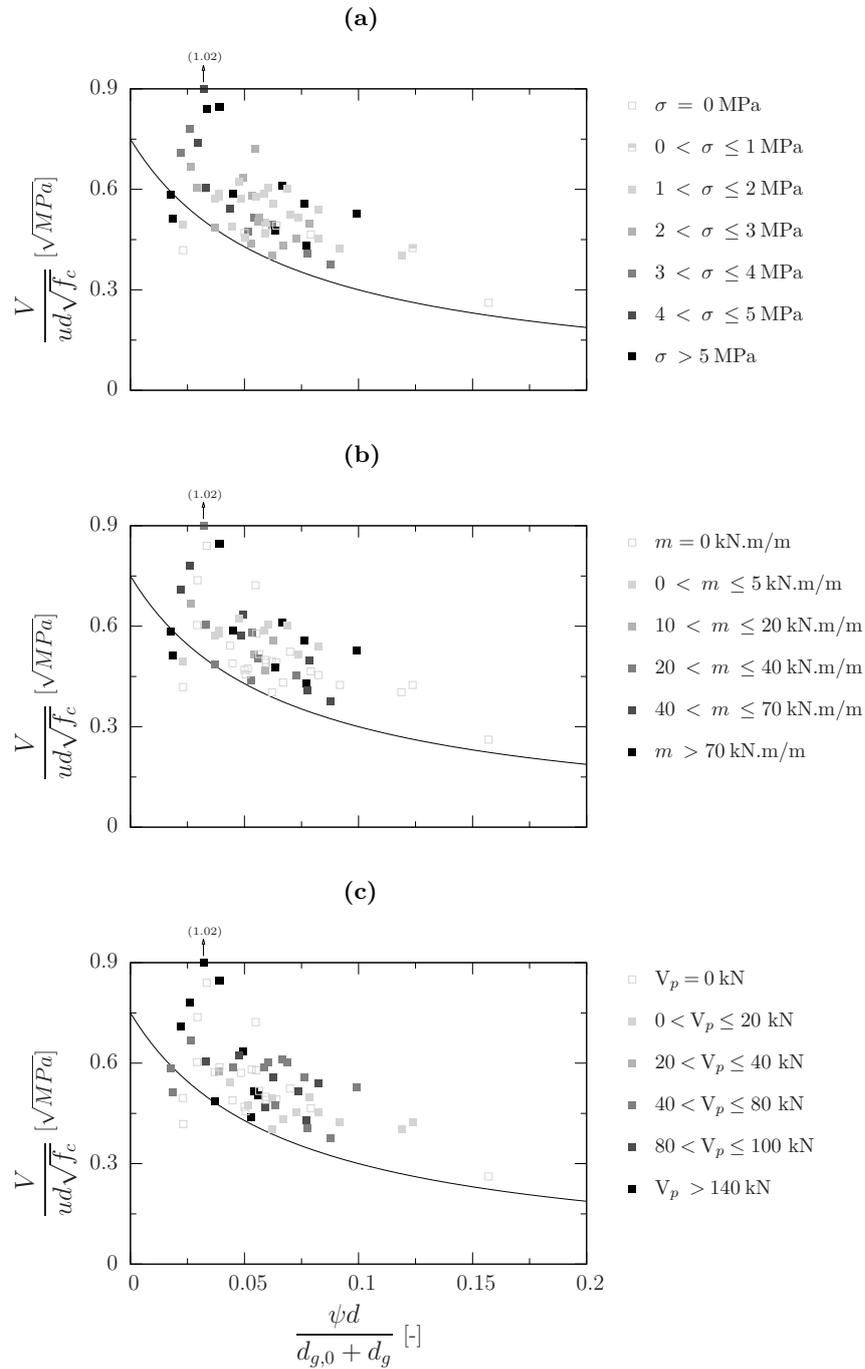
La figure 2.24 récapitule les résultats d'essais au regard du critère de rupture de Muttoni de 2008 [Muttoni<sup>2008a</sup>]. S'il était déjà possible de voir sur la figure 2.23, que le critère de rupture actuel est très conservatif vis à vis des essais de la littérature avec précontrainte, cette figure le montre aussi cet aspect conservatif pour les valeurs d'effort normal (a) et de moment de flexion impliqués (b). Sur cette figure, il n'apparaît pas un détachement clair de l'influence de l'effort normal, du moment de flexion ou de la composante verticale. Le degré d'effort normal, de moment de flexion et de composante verticale vont de pair sauf dans quelques cas. Il semble donc intéressant de séparer les phénomènes et de conduire des essais sur l'influence seule d'un moment de flexion et sur l'influence seule d'un effort normal sur le comportement des dalles au poinçonnement afin de déterminer plus clairement quelle est la contribution de chacun de ces paramètres sur la résistance et la rotation à la rupture notamment. C'est ce qui est fait au chapitre [3].







**Figure 2.23:** Résultats d'essais de différentes campagnes selon les valeurs de contrainte normale de compression  $\sigma$ , de moment de flexion  $m$  et de composante verticale  $V_p$  présents dans les spécimens, comparés au critère de rupture de Muttoni [Muttoni<sup>2008</sup>]



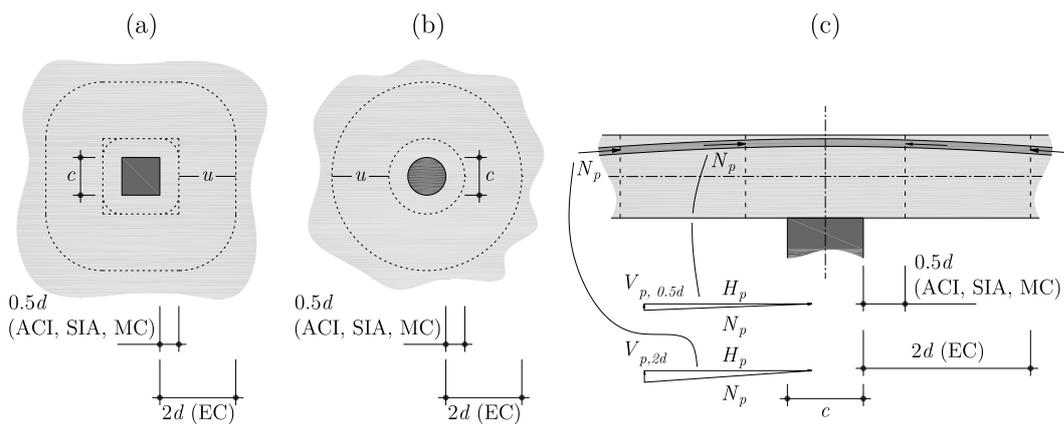
**Figure 2.24:** Résultats d'essais des différentes séries de la littérature avec précontrainte comparés au critère de rupture de Muttoni [Muttoni<sup>2008a</sup>] selon le degré d'effort normal  $\sigma$  (a), de moment de flexion  $m$  (b) et de composante verticale  $V_p$  (c) présents dans les dalles d'essais

## 2.3 Modèles pour le calcul de la résistance au poinçonnement

Les normes relatives au béton structural fournissent pour la plupart des cas des recommandations pour le calcul de la résistance au poinçonnement. Ces recommandations se basent sur des paramètres liés aux matériaux, comme la résistance à la compression du béton et des paramètres géométriques comme le taux d'armature de flexion ou la hauteur statique moyenne de l'armature. Ensuite certaines d'entre elles tiennent compte partiellement de l'influence de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement, laissant toujours au moins un effet de la précontrainte négligé dans le calcul de la résistance. Trois approches principales se distinguent assez nettement : celle fournie par la norme américaine ACI 318 (2011) [ACI<sup>2011</sup>], celle fournie par la norme européenne Eurocode 2 (2004) [Eurocode<sup>2004</sup>] et celle fournie par la norme suisse SIA 262 (2012) [SIA<sup>2012</sup>] et le Model Code 2010 [FIB<sup>2011</sup>]. Toutes permettent ainsi de calculer une résistance nominale  $v_R$ , comparée à un effort nominal  $v_d$  de cisaillement calculé le long d'un certain périmètre  $u$  comme le montre la relation (2.13), où  $V_d$  représente la valeur de dimensionnement de l'effort tranchant dans la zone de poinçonnement considérée.

$$v_d = \frac{V_d}{u} \quad (2.13)$$

Les périmètres de contrôles  $u$  sont évalués de manière différente selon les différentes normes. Il est calculé à  $2d$  du bord de la colonne pour la norme européenne Eurocode 2, alors que pour la norme américaine ACI, la norme suisse SIA et le Model Code MC, le périmètre est calculé à  $0.5d$  du bord de la colonne comme le montre la figure 2.25. Il est toutefois à noter que la norme américaine ACI 318 (2011) considère un périmètre carré pour les colonnes carrées contrairement à la SIA 262 (2012) et au Model Code 2010.



**Figure 2.25:** Définition du périmètre de la section de contrôle selon les différentes normes, pour une colonne carrée (a) ou ronde (b) et définition de la composante verticale selon les différentes normes (c)

### 2.3.1 Norme américaine : ACI 318 (2011)

La norme américaine tient compte de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement sans armature d'effort tranchant dans un paragraphe spécialement dédié. Toutefois seules les influences de l'effort normal ainsi que des forces verticales provenant de la précontrainte à l'intérieur de la section critique sont considérées. L'influence du moment de flexion est négligé comme le dévoile la relation (2.14).

$$V_{R,e} = V_{R,ACI} = \left( \min \left( \frac{3.5}{\alpha_s \frac{d}{u} + 1.5} \right) \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3 \sigma_{cp} \right) \cdot \lambda u_{ACI} d + V_{p,ACI} \quad (2.14)$$

où :

$f_{ck}$  valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton, en [MPa] ;

$\lambda$  constante qualifiant le type de béton. Elle vaut 1 pour les bétons normaux ;

$\sigma_{cp}$  contrainte de compression normale à la section de contrôle, en [MPa] ;

$\alpha_s$  constante qui dépend du type de colonne considérée. Elle vaut respectivement 40, 30 et 20 pour les colonnes intérieures, de bords et d'angles ;

$V_{p,ACI}$  composante verticale des forces dues à la précontrainte à l'intérieur de la zone critique de périmètre  $0.5d$ , voir figure 2.25 (c) ;

$V_{R,e}$  résistance effective.

La norme américaine néglige en outre nombre d'autres paramètres. En effet, il est possible de remarquer que le taux d'armature de flexion, la dimension du champ de dalle considéré qui met en valeur l'effet d'élancement de la dalle, l'effet de taille lié à la hauteur statique et le diamètre maximal du granulat ne sont pas pris en compte.

### 2.3.2 Norme européenne : EN 1992-1 (2004)

#### Principes de base

La norme européenne permet également de tenir compte de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement sans armature d'effort tranchant, mais néglige comme la norme américaine l'influence du moment de flexion. Ainsi la résistance au poinçonnement est

donnée par la relation (2.15) :

$$V_{R,e} = V_{R,EC} - V_{p,EC} = \left[ \frac{0.18}{\gamma_c} k (100 \rho f_{ck})^{1/3} + 0.1 \sigma_{cp} \right] u_{EC} \cdot d \quad (2.15)$$

$$\geq \left( 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} + 0.1 \sigma_{cp} \right) u_{EC} \cdot d$$

où :

$f_{ck}$  valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton, en [MPa] ;

$\gamma_c = 1.5$  coefficient partiel de résistance pour le béton ;

$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0$  avec  $d$  en [mm] ;

$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 0.02$  taux d'armature relatif aux armatures adhérentes ;

$\sigma_{cp}$  contrainte de compression normale à la section de contrôle, en [MPa] ;

$V_{p,EC}$  composante verticale des forces dues à la précontrainte à l'intérieur de la zone critique de périmètre  $2d$ , voir figure 2.25 (c).

La composante verticale des câbles  $V_{p,EC}$  est ici à tenir en compte du côté des actions.

La norme européenne propose une approche similaire à la norme américaine pour la prise en compte de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement. En effet, l'effort normal de compression est considéré par le biais d'un terme supplémentaire prenant une fraction de la contrainte de compression multipliée par la hauteur statique de la dalle. Comme pour la norme américaine, la norme européenne ne tient pas compte de l'influence du moment de flexion. Il est toutefois à noter qu'elle est plus complète puisqu'elle tient compte de l'effet de taille par le biais du facteur  $k$ . En revanche, l'effet d'engrènement et l'effet d'élanement de la dalle ne sont pas non plus considérés.

### Propositions de Silva, Regan et Melo [Silva<sup>2007</sup>]

Cette approche se base d'abord sur l'expression de l'Eurocode 2 pour la partie commune sans effet de la précontrainte puis sur la méthode de décompression pour la prise en compte des effets de la précontrainte. L'expression de la résistance au poinçonnement est alors donnée par la relation (2.16) :

$$V_{R,e} = V_{R,SRM} - V_{p,EC} = V_{R,c} + \frac{V}{m}(m_{p,0} + m_{p,e}) \quad (2.16)$$

où :

$V_{R,c}$  partie sans précontrainte qui peut s'exprimer selon :

$$V_{R,c} = 0.18 \left(1 + \sqrt{200d}\right) \cdot (100\rho_1 f_{cd})^{1/3};$$

$m_{p,0}$  moment de décompression dû à l'effort normal qui s'exprime selon :

$$m_{p,0} = \frac{\sigma_c h^2}{6}$$

$\sigma_c$  contrainte moyenne de compression sur la largeur considérée ;

$m_{p,e}$  moment sur la largeur considérée dû à l'excentricité du câble ;

$\frac{m}{V}$  ratio du moment dû aux autres forces que la précontrainte sur la charge  $V$ .

Pour l'évaluation de  $m_{p,0}$  et  $m_{p,e}$ , la section est supposée non fissurée et ces moments peuvent alors être calculés de manière élastique. Ces moments dépendent de l'arrangement des câbles au dessus de la colonne et les auteurs ont établi des facteurs de corrections fonction des différents arrangements possibles.

Cette méthode résumée ici permet une prise en compte complète des effets de la précontrainte en y incluant moment et effort normal en plus de la composante verticale due à la présence des câbles.

### 2.3.3 Norme suisse : SIA 262 (2012)

La norme suisse, sous sa forme nouvelle est la seule norme avec les réglementations énoncées dans le Code Model 2010, à considérer l'influence d'un moment de flexion sur la résistance au poinçonnement. La relation suivante, formulée sur la base des valeurs caractéristiques des matériaux, permet le calcul de la résistance au poinçonnement :

$$V_{R,e} = V_{R,SIA} - V_{p,SIA} = k_r \tau_{cd} d \cdot u_{SIA} \tag{2.17}$$

La composante verticale des câbles  $V_{p,SIA}$  est aussi à tenir en compte du côté des actions.

où :

$\tau_{cd}$  valeur de dimensionnement de la résistance au cisaillement du béton, en [MPa] ;

$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \psi d k_g} \leq 2$  coefficient qui tient compte de la grandeur de l'élément de construction et de la résistance à la flexion et  $d$  en [mm] ;

$$\psi = 1.5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left( \frac{m_{sd} - m_{Pd}}{m_{Rd} - m_{Pd}} \right)^{3/2} \quad \text{rotation de la dalle ;}$$

$$k_g = \frac{48}{16 + D_{max}} \quad \text{coefficient qui tient compte de la taille maximal du granulat ;}$$

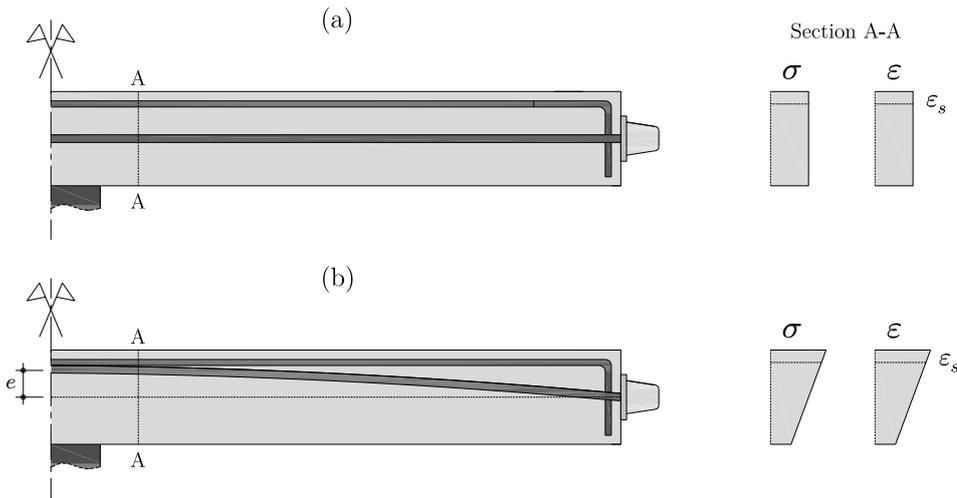
$D_{max}$  diamètre maximal du granulat, en [mm] ;

$m_{sd}$  moment de dimensionnement moyen au niveau de l'appui ;

$m_{Rd}$  moment résistant de dimensionnement ;

$m_{Pd}$  moment de décompression de dimensionnement moyen au niveau de l'appui ;

$V_{p,SIA}$  composante verticale des forces dues à la précontrainte à l'intérieur de la zone critique de périmètre  $0.5d$  ;



**Figure 2.26:** Etat de contrainte et de déformation dans un élément de dalle soumis à une précontrainte centrée **(a)** et excentrée **(b)**

Comme il l'a déjà été exprimé dans [Muttoni<sup>2008</sup>], la résistance de l'élément considéré peut être formulée en terme de valeurs moyennes des matériaux ce qui modifie légèrement l'expression de  $k_r$  qui devient alors :

$$k_r = \frac{1}{0.4 + 0.125 \psi d k_g} \quad (2.18)$$

L'expression du moment de décompression dépend de la géométrie du câble selon qu'il présente une précontrainte centrée ou excentrée (figure 2.26 (a) et (b)). Ce moment est défini au sens de la norme comme le moment de remplacement pour lequel la défor-

mation  $\varepsilon_s$  dans les aciers d'armature passive générée initialement par la précontrainte, sera ramenée à zéro. Son expression simplifiée est donnée à la formule (2.19) lorsque la section n'est soumise qu'à un effort normal et par l'expression (2.20) lorsqu'à l'effort normal s'ajoute aussi un moment de flexion. Le développement de ces expressions est donné au chapitre [5] dans les relations (5.8) et (5.10).

$$m_{Pd} \approx N_d \times \left( \frac{h}{2} - \frac{d}{3} \right) \quad (2.19)$$

$$m_{Pd} \approx N_d \times \left( \frac{h}{2} - \frac{d}{3} + e \right) \quad (2.20)$$

Si la norme suisse, dans son édition de 2003 [SIA<sup>2003</sup>], était déjà relativement complète pour le calcul de la précontrainte dans les cas généraux, avec notamment la prise en compte de l'effet de taille, l'effet d'engrènement, cette nouvelle version l'est d'autant plus que l'influence de l'effort normal et du moment de flexion provenant de la précontrainte peuvent également être pris en considération.

### 2.3.4 Model Code (2010)

Les réglementations fournies par le Model Code 2010 tiennent compte de tous les effets de la précontrainte, comme le suggère la relation suivante, identique à l'expression (2.17) de la SIA 262 (2012)

$$V_{R,e} = V_{R,MC} - V_{p,MC} = k_\psi \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} d \cdot u \quad (2.21)$$

La composante verticale des câbles  $V_{p,MC}$  est là aussi à tenir en compte du côté des actions.

où :

$f_{ck}$  valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton, en [MPa] ;

$k_\psi = \frac{1}{1.5 + 0.9 \psi d k_{dg}} \leq 0.6$  coefficient qui dépend de la rotation de la dalle autour de l'appui ;

$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0.75$  coefficient qui tient compte de la taille maximal du granulat ;

$d_g$  diamètre maximal du granulat, en [mm] ;

$$\psi = 1.5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left( \frac{m_{sd} - m_{Pd}}{m_{Rd} - m_{Pd}} \right)^{3/2} \quad \text{rotation de la dalle ;}$$

$m_{sd}$  moment de dimensionnement moyen au niveau de l'appui ;

$m_{Rd}$  moment résistant de dimensionnement ;

$m_{Pd}$  moment de décompression de dimensionnement moyen au niveau de l'appui ;

$V_{p,MC}$  composante verticale des forces dues à la précontrainte à l'intérieur de la zone critique de périmètre  $0.5d$ .

De même que pour l'expression de la résistance selon la norme SIA 262 (2012), il est possible de formuler la résistance de l'élément considéré en terme de valeurs moyennes des matériaux ce qui cette fois-ci modifie l'expression de  $k_\psi$  qui devient alors :

$$k_\psi = \frac{1}{\frac{4}{3} + \frac{5}{8} \psi d k_g} \quad (2.22)$$

Le calcul du moment de décompression  $m_P$  se fait de façon analogue à ce qui a été explicité pour la norme suisse SIA 262.

Les recommandations fournies par le Model Code pour la prise en compte de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement tiennent ainsi compte des trois effets de la précontrainte. En effet, comme dans toutes les normes, les composantes verticales de forces provenant de la précontrainte sont évidemment prises en compte. Mais en outre, l'approche par le biais du moment de décompression permet non seulement de tenir compte d'un moment de flexion mais aussi d'un effort normal.

Des comparaisons des différents essais par rapport à ces normes seront faites au chapitre [5].

## 3 Essais

Comme il l'a déjà été mentionné au chapitre [2], peu d'essais mettant en évidence l'influence de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement existent. Les quelques articles et rapports d'essais connus rendent majoritairement compte dans la plupart des cas d'essais effectués avec des câbles de précontraintes tendus mais non injectés. Ces essais sont insuffisants pour proposer une théorie générale expliquant l'influence complète de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement et notamment dans les ponts-dalles. A ce titre, une campagne d'essais découplant les différents effets de la précontrainte a été réalisée. Une dernière campagne d'essai est venue compléter ces précédentes avec des mesures à l'intérieur du béton afin de cerner plus en détails la cinématique de ces éléments de structure. Afin de faire coïncider ces campagnes d'essai avec la réalité pratique, une analyse paramétrique complète sur quatre ponts-dalles existants a été conduite.

### 3.1 Définition des campagnes d'essai

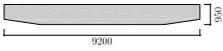
#### 3.1.1 Conception des essais

Les paramètres des ponts-dalles existants retranscrits dans les essais ont été :

- La valeur de la hauteur  $h$  de la dalle du pont considéré
- La quantité d'armature de flexion  $\rho$
- La valeur de la contrainte moyenne de compression longitudinale due à la précontrainte sur la section caractéristique ( $\sigma_{moy}$ )
- La valeur de l'excentricité  $e$  de la précontrainte se définissant comme le rapport entre le moment de précontrainte sur l'effort normal de compression

Les ponts-dalles étudiés ont été sélectionnés parmi un panel de ponts-dalles caractéristiques et représentatifs du parc de ponts-dalles existants en Suisse. Le tableau 3.1 résume, pour quatre d'entre eux, les paramètres de la précontrainte qui ont été utilisés pour la conception des essais.

Au vu de ces valeurs, les trois campagnes d'essais visant à cerner l'influence de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement ont été élaborées en faisant varier le taux d'armature passive de flexion entre 0.75 % et 1.5%. Ces valeurs sont non seulement représentatives des ponts-dalles existants, mais sont également intéressantes dans la me-

Localisation Année de construction	Section	$\rho_s$ [%]	$\sigma_{moy}$ [MPa]	$e$ [m]	$h$ [m]
Maienfeld, GR 1959		1.80	4.1	0.17	1.00
Vial, GR 1963		0.43	3.1	0.16	0.95
Thusis, GR 1992		0.22	2.2	0.37	0.97
Trimmis, GR 1968		0.83	2.8	0.28	0.82

**Tableau 3.1:** Paramètres relatifs à la précontrainte de quatre ponts-dalles existants

sure où de nombreuses dalles testées au poinçonnement ont été armées avec ces quantités.

Les dalles d'essais sont en outre représentatives d'une zone d'appui d'un pont-dalle dans laquelle interréagissent un moment de flexion, un effort normal de compression et le câble de précontrainte lui-même de par la forme qu'il adopte, comme le montre la figure 1.8 dans l'introduction de ce document.

Les différentes séries d'essais ont pour but d'investiguer les différents effets de la précontrainte qui se concentrent dans cette zone d'appui. C'est ainsi qu'une première série a été conçue de manière à cerner l'influence seule d'un moment de flexion (figure 1.10 (a)), une deuxième visant l'influence de l'effort normal de compression figure 1.10 (b)) et une troisième utilisant des câbles de précontraintes droits visant l'influence commune du moment de flexion et de l'effort normal figure 1.10 (c)). La littérature proposant déjà des essais dans lesquels les câbles de précontraintes injectés et non injectés ne sont pas rectilignes, une telle série d'essais n'a pas été conçue. L'influence de la forme du câble sur la résistance au poinçonnement sera donc analysée sur la base des essais existants.

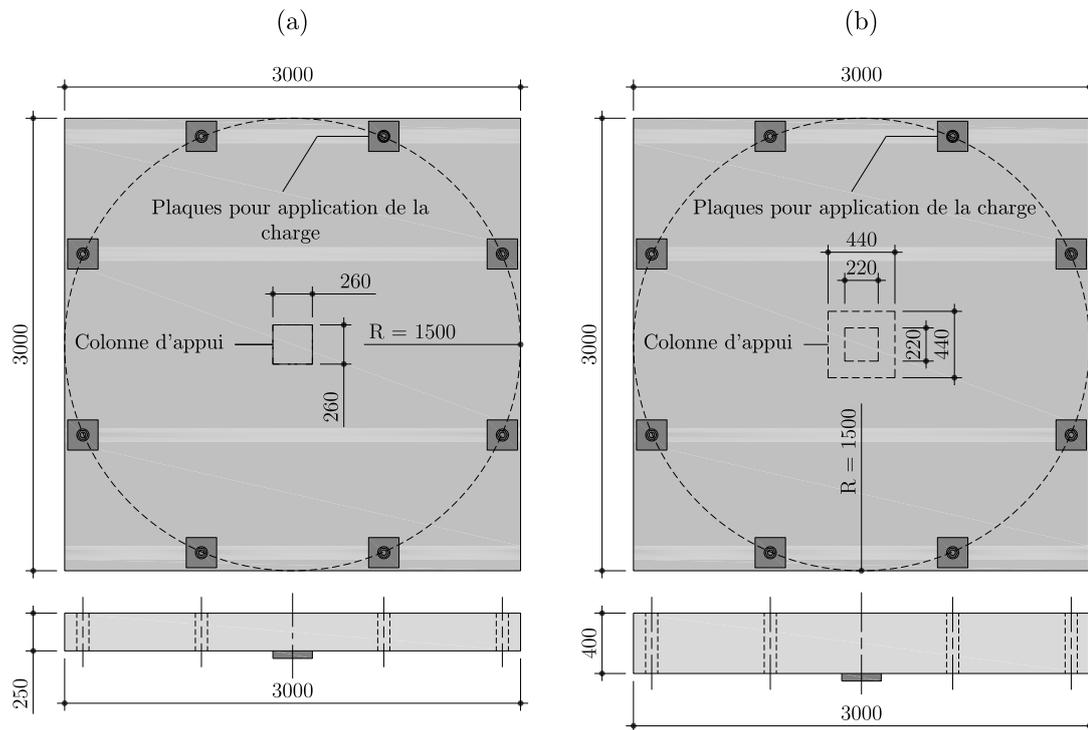
La dernière campagne d'essai visant des mesures à l'intérieur du béton a été réalisée sur des spécimens dans lesquels le taux d'armature a également été varié entre 0.75 et 1.50%.

Des données plus complètes sur les différentes séries d'essais sont disponibles dans les rapports d'essais [Clément<sup>2010</sup>], [Clément<sup>2010a</sup>], [Clément<sup>2010b</sup>] et [Clément<sup>2012</sup>].

### 3.1.2 Paramètres des dalles d'essais

La campagne d'essais est composée de quatre séries d'essais.

- La première série, qui est composée de quatre dalles carrées en béton armé, a la vocation de cerner l'influence du moment de flexion dû à la précontrainte sur la résistance au poinçonnement.
- La deuxième série se compose de six dalles carrées en béton armé et a pour but d'étudier l'influence de l'effort normal de compression dû à la précontrainte.



**Figure 3.1:** Dimensions générales des dalles, position des points d'introduction de la charge et position de la colonne d'appui pour les dalles des séries PC1 à PC13 (a) et PF21 à PF23 (b)

- La troisième série se compose de trois dalles carrées en béton armé. Incluant des câbles de précontraintes droits, cette série a pour objectif de cerner l'influence combinée du moment de flexion ainsi que de l'effort normal sur la résistance au poinçonnement.
- La quatrième série se compose de trois dalles carrées en béton armé. Dans cette série les dalles ne sont pas précontraintes, l'objectif étant par les mesures à l'intérieur du béton de définir en détail une cinématique de dalle selon le chargement.

Toutes les dalles d'essais des trois premières séries sont carrées et ont les mêmes dimensions à savoir une hauteur de 250 mm et des côtés de 3000 mm et sont appuyées sur une colonne de dimension constante, soit de 260 mm de côté, comme le montre la figure 3.1. Les dalles de la dernière série sont carrées et présentent entre elles les mêmes dimensions : une hauteur de 400 mm et des côtés de 3000 mm. Elles s'appuient tantôt sur une colonne de 220 tantôt sur une autre de 440 mm de côté.

Le tableau 3.2 donne une vue d'ensemble des différentes dalles d'essais.

Dalle	Dimensions $L \times L \times h_{nom}$ [mm]	Plaque [mm]	$\rho_{s,nom}$ [%]	Particularités
PC1	$3000 \times 3000 \times 250$	$260 \times 260$	0.751	Moment de flexion
PC2	$3000 \times 3000 \times 250$	$260 \times 260$	1.495	Moment de flexion
PC3	$3000 \times 3000 \times 250$	$260 \times 260$	0.751	Moment de flexion
PC4	$3000 \times 3000 \times 250$	$260 \times 260$	1.495	Moment de flexion
PC5	$3000 \times 3000 \times 250$	$260 \times 260$	0.751	Effort normal
PC6	$3000 \times 3000 \times 250$	$260 \times 260$	1.495	Effort normal
PC7	$3000 \times 3000 \times 250$	$260 \times 260$	0.751	Effort normal
PC8	$3000 \times 3000 \times 250$	$260 \times 260$	1.495	Effort normal
PC9	$3000 \times 3000 \times 250$	$260 \times 260$	0.751	Effort normal
PC10	$3000 \times 3000 \times 250$	$260 \times 260$	1.495	Effort normal
PC11	$3000 \times 3000 \times 250$	$260 \times 260$	1.495	Câbles de précontrainte
PC12	$3000 \times 3000 \times 250$	$260 \times 260$	1.495	Câbles de précontrainte
PC13	$3000 \times 3000 \times 250$	$260 \times 260$	1.495	Câbles de précontrainte
PF21	$3000 \times 3000 \times 400$	$220 \times 220$	0.747	Mesures internes
PF22	$3000 \times 3000 \times 400$	$220 \times 220$	1.517	Mesures internes
PF23	$3000 \times 3000 \times 400$	$440 \times 440$	0.747	Mesures internes

**Tableau 3.2:** Paramètres principaux des dalles d'essais

Toutes les dalles d'essais ont été sollicitées à l'effort tranchant par le même type de mise en charge. Le béton utilisé pour ces dalles d'essai est de type C30/37, mais de plus amples informations à ce sujet sont données dans les différents rapports d'essais [Clément<sup>2010</sup>], [Clément<sup>2010a</sup>], [Clément<sup>2010b</sup>] et [Clément<sup>2012</sup>].

## 3.2 Série d'essais : paramètres et résultats

### 3.2.1 Série I : Influence seule d'un moment de flexion

Les quelques essais existants à ce jour liant la précontrainte au phénomène de poinçonnement ont été réalisés avec des câbles de précontrainte. Il en résulte donc que la précontrainte présente dans ces essais introduit soit un effort normal seul, soit un effort normal et un moment de flexion si le câble est excentré par rapport au centre de gravité de la dalle. Cette partie s'articule autour des résultats d'essais menés sur des dalles pour lesquelles seule l'influence d'un moment de flexion, simulant un moment de flexion dû à la précontrainte, a été étudiée. Aucun câble n'est présent dans ces dalles et le moment de flexion est introduit au moyen d'un dispositif décrit dans le rapport [Clément<sup>2010</sup>]. Afin de cerner l'influence du moment de flexion sur la résistance au poinçonnement, cette série de quatre essais a été réalisée en faisant varier le taux d'armature de flexion et la quantité de moment introduit.

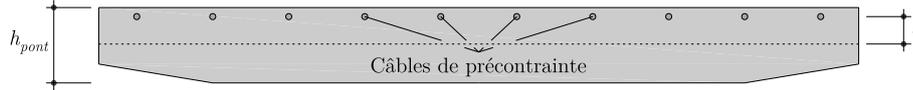
#### Paramètres des essais

La conception de cette série d'essais découle des observations faites sur l'étude menées sur le panel des quatre ponts-dalles sus-mentionnés. Les valeurs de moments choisies pour les dalles d'essais de hauteur  $h_{dalle}$  découlent de la quantité de précontrainte introduite

dans les ponts-dalles étudiés et peut s'exprimer selon la relation (3.1).

$$m_p = \sigma \cdot h_{dalle} \cdot \frac{e}{h_{pont}} \Big|_{moy,ponts} \cdot h_{dalle} \quad (3.1)$$

La figure 3.2 schématise une section typique de pont-dalle et met notamment en évidence l'excentricité  $e$  des câbles par rapport au centre de gravité de la section.



**Figure 3.2:** Schématisation d'une section type d'un pont-dalle

Avec :

$\sigma$  valeur de contrainte normale de compression observée dans les ponts mentionnés, comprise entre 2 et 6 MPa ;

$h_{dalle}$  épaisseur des dalles testées lors des essais. Elle vaut ici 250 mm.

$e/h|_{moy,ponts}$  valeur moyenne entre l'excentricité des câbles de précontraintes et la hauteur de la dalle des ponts qui tient non seulement compte des quatre ponts mentionnés plus haut mais également d'autres valeurs issues d'un ensemble de ponts pour lesquels ces valeurs étaient facilement accessibles. Cette valeur est de 0.4 ici.

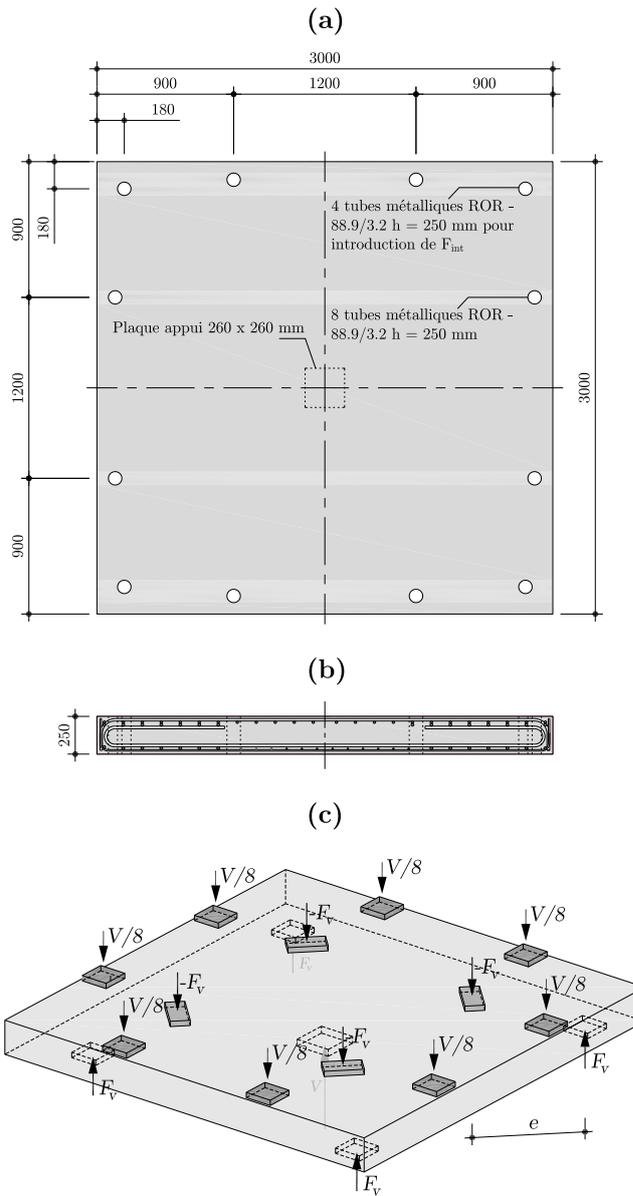
Ainsi les valeurs de moment  $m_p$  à introduire dans les dalles d'essais valent 75 kN.m/m et 150 kN.m/m.

Les caractéristiques principales de ces quatre dalles d'essais sont résumées dans le tableau 3.3.

Dalle	$m_p$ [kNm/m]	$\rho_s$ [%]	$\rho'_s$ [%]	$d$ [mm]	$d'$ [mm]	$f_{ym}$ [MPa]	$f_{cm}$ [MPa]	$E_{cm}$ [MPa]
PC1	75	0.834	0.355	192	29	583	44.0	35300
PC2	75	1.635	0.367	192	36	549	45.3	35600
PC3	150	0.823	0.377	194	42	591	43.8	34700
PC4	150	1.653	0.377	190	42	602	44.4	35500

**Tableau 3.3:** Paramètres principaux des dalles PC1 à PC4

Tous les spécimens ont les mêmes dimensions. Il s'agit en effet de dalles carrées de 3000 mm de côté et de 250 mm d'épaisseur. Ces dalles s'appuient sur une plaque en acier carrée de 260 mm de côté sur laquelle aura lieu le poinçonnement. Les dimensions des dalles d'essais ainsi qu'un schéma simplifié de l'introduction des efforts dans la dalle sont donnés à la figure 3.3. Le moment est introduit dans la dalle par le biais du couple de force  $\{-F_v; F_v\}$  et peut s'exprimer par la relation (3.2), où  $\ell$  correspond à la longueur

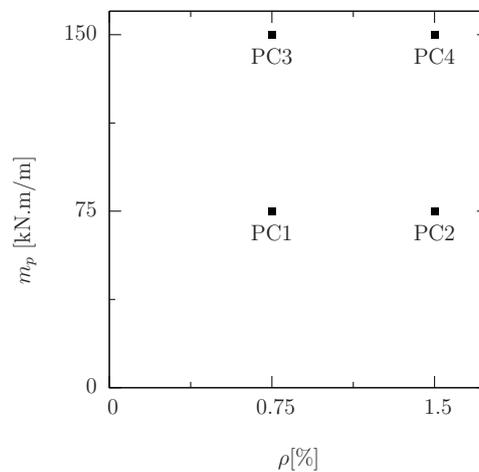


**Figure 3.3:** Dimensions des dalles d'essais au poinçonnement chargées par un moment de flexion : (a) Plan, (b) Coupe (c) Schéma simplifié du principe de chargement

d'un côté de la dalle :

$$m_p = \frac{F_v \cdot e}{\sqrt{2} \cdot \ell/2} \quad (3.2)$$

Le bâti de charge ainsi que la procédure de mise en charge sont détaillés dans le rapport d'essai [Clément<sup>2010</sup>]. Dans cette série d'essai, la valeur du moment introduit simulant l'effet du moment provenant de la précontrainte ainsi que le taux d'armature de flexion dans la zone tendue ont été variés, comme il l'est visible à la figure 3.4.

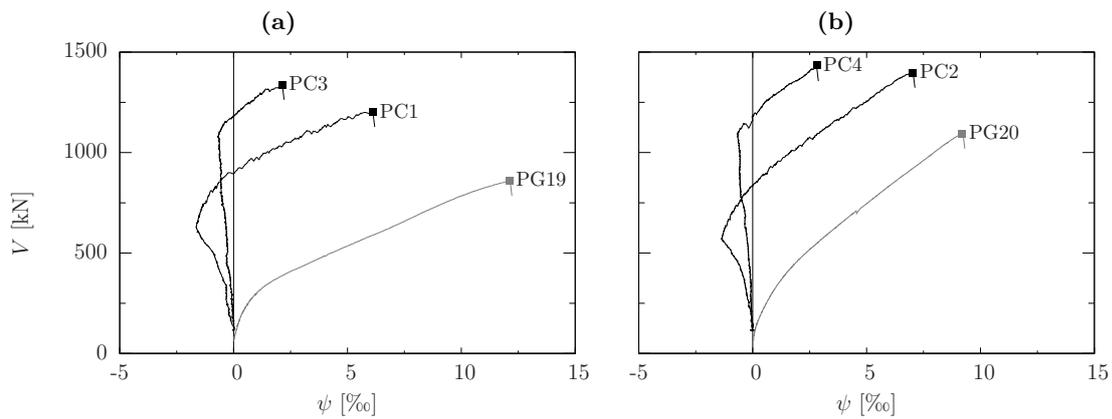


**Figure 3.4:** Paramètres des dalles PC1 à PC4

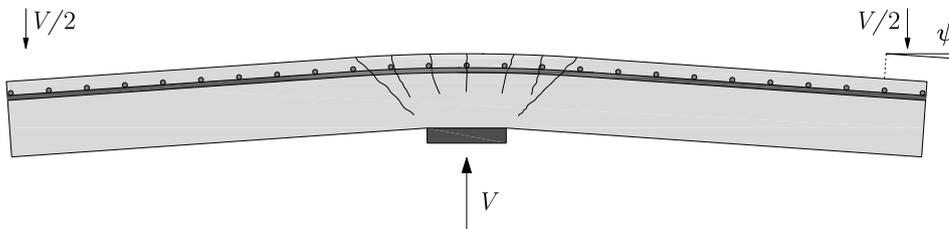
La résistance à la compression simple du béton  $f_c$  ainsi que la limite d'écoulement des barres d'armature varient aussi légèrement d'un spécimen à l'autre, comme le laisse remarquer le tableau 3.3.

### Comportement des spécimens et observations

Les courbes charge-rotation pour les quatre dalles d'essais PC1 à PC4 sont visibles à la figure 3.5. La valeur de la charge  $V$  correspond à la valeur de la force mesurée sous la colonne et la valeur de la rotation est celle mesurée par des inclinomètres placés à 1380 mm du centre de la dalle selon l'axe faible, comme le montre la figure 3.6. La position de ces capteurs de mesure est donnée en détail dans le rapport d'essai [Clément<sup>2010</sup>]. Les dalles PG19 et PG20 sont considérées comme dalles de références [Guidotti<sup>2010</sup>]. Elles possèdent en effet des taux d'armatures de respectivement 0.75% et 1.50% et ne sont soumises à aucun moment de flexion.

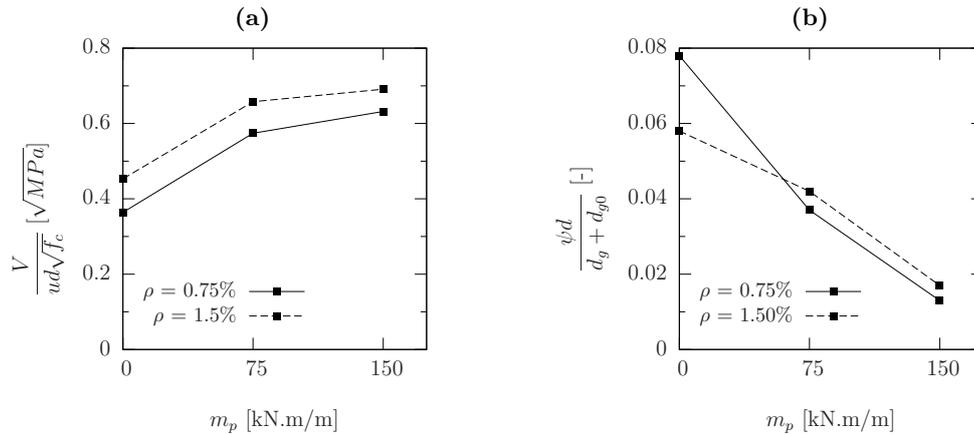


**Figure 3.5:** Courbe  $V$ - $\psi$  des dalles d'essais PC1 à PC4 [Clément<sup>2010</sup>] comparées aux essais de références PG19 et PG20 [Guidotti<sup>2010</sup>] -  $\rho_{nom} = 0.75\%$  (a) et  $\rho_{nom} = 1.5\%$  (b)



**Figure 3.6:** Définition de la localisation de la mesure de la charge  $V$  et de la rotation  $\psi$

L'analyse de la figure 3.7 permet de constater que l'introduction d'un moment de flexion dans la dalle conduit à augmenter la résistance au poinçonnement quelque soit le taux d'armature impliqué. Toutefois, ceci est d'autant plus vrai que la quantité d'armature présente dans la dalle est faible (tableau 3.4). Ensuite l'augmentation de résistance tend à se stabiliser quand le moment de flexion augmente (figure 3.7 (a))



**Figure 3.7:** Influence du moment de flexion sur la résistance au poinçonnement (a) et sur la rotation à la rupture (b) des dalles d'essais

Le moment de flexion intervient également sur la capacité de déformation des éléments étudiés. Il est à remarquer que l'augmentation du moment de flexion tend à faire diminuer la rotation de la dalle à la rupture. En outre, sans moment de flexion, la rotation à la rupture des dalles les plus faiblement armées ( $\rho = 0.75\%$ ) sont plus importantes que celles des dalles plus fortement armées ( $\rho = 1.50\%$ ). Lorsqu'un moment de flexion est introduit cette tendance s'inverse (figure 3.7 (b)).

Dalle	$\rho_{s,nom}$ [%]	$m_{p,nom}$ [kN.m/m]	$V_{norm,PCi}/V_{norm,PCref}$ [-]	$\psi_{norm,PCi}/\psi_{norm,PCref}$ [-]
PC1	0.75	75	1.58	0.54
PC2	1.50	75	1.73	0.95
PC3	0.75	150	1.45	0.19
PC4	1.50	150	1.52	0.37

**Tableau 3.4:** Comparaison des charges de ruptures et des rotations à la rupture des dalles d'essais avec moment de flexion avec les dalles de références

Avec :

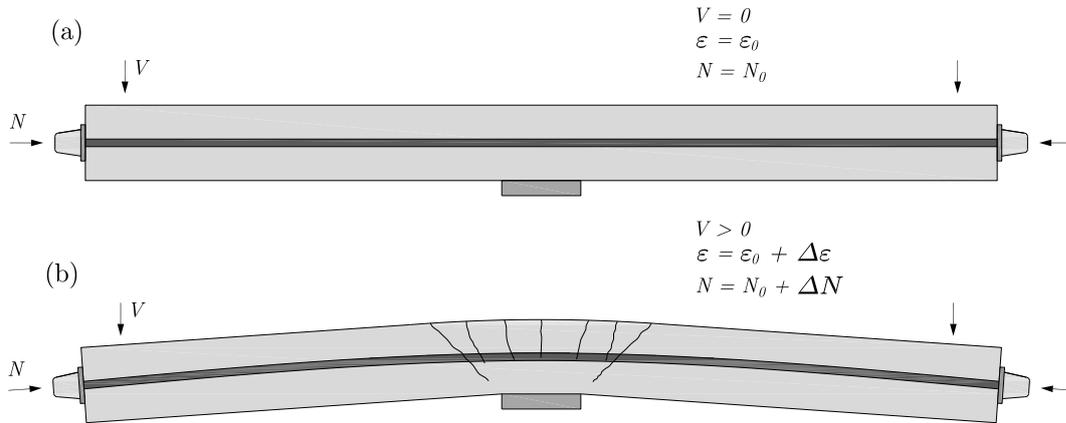
$$V_{norm} = \frac{V}{ud\sqrt{f_c}} \quad \text{et} \quad \psi_{norm} = \frac{\psi d}{d_g + d_{g0}}$$

Il est à noter ici que  $V_{norm,PCref}$  correspond à  $V_{norm,PG19}$  pour les dalles PC1 et PC3 et correspond à  $V_{norm,PG20}$  pour les dalles PC2 et PC4.

### 3.2.2 Série II : Influence seule d'un effort normal de compression

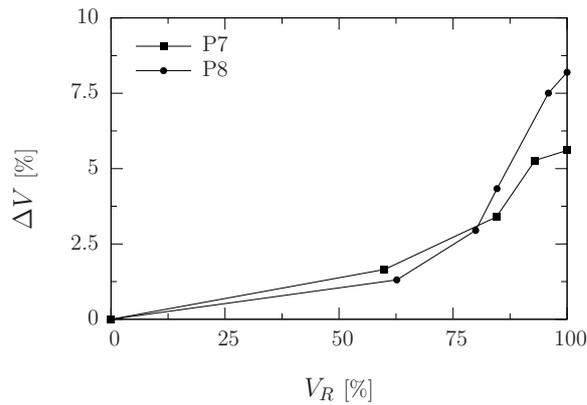
Un deuxième effet qui découle de la présence de la précontrainte est l'introduction d'un effort normal de compression dans l'élément considéré. Quelques essais mettant en scène

des câbles de précontrainte droits et centrés ont déjà été conduits par d'autres chercheurs pour n'introduire dans la dalle qu'un effort normal, [Ramos<sup>2003</sup>] et [Moreillon<sup>2008</sup>] notamment. Cependant la présence de ces câbles au sein de l'élément étudié fait augmenter le taux d'armature équivalent qui devient rapidement assez important. De plus, le fait que le câble de précontrainte s'allonge au fur et à mesure de la mise en charge de la dalle, comme le schématise la figure 3.8, fait varier la contrainte normale de compression sur le béton. Cet effet avait déjà été mesuré par Pralong, Brändli et Thürlimann [Pralong<sup>1979</sup>] et l'augmentation de l'effort dans un câble représentait quelques 10% de l'effort initial présent dans le câble au début de l'essai. Ceci est visible sur la figure 3.9 pour les dalles P7 et P8.



**Figure 3.8:** Câble de précontrainte centré mis en tension dans une dalle encore non chargée par un quelconque effort tranchant  $V$  (a) - et chargée par un effort tranchant  $V$  non nul (b)

Pour ces deux raisons, des essais introduisant seulement un effort normal de compression ont été entrepris.



**Figure 3.9:** Augmentation de l'effort dans les câbles de précontrainte en fonction de la charge appliquée pour les dalles P7 et P8 de la série testée par Pralong, Brändli et Thürlimann [Pralong<sup>1979</sup>]

### Paramètres des essais

La conception de cette série d'essai découle également des observations faites sur l'étude menées sur le panel des quatre ponts-dalles sus-mentionnés. Les contraintes normales de compression utilisées dans les essais  $\sigma_p$  ont été de 1.25 MPa, 2.50 MPa, 5.00 MPa. Ces valeurs sont représentatives de l'effort normal de compression dû à la précontrainte dans les ponts-dalles existants comme il l'est visible dans le tableau 3.1.

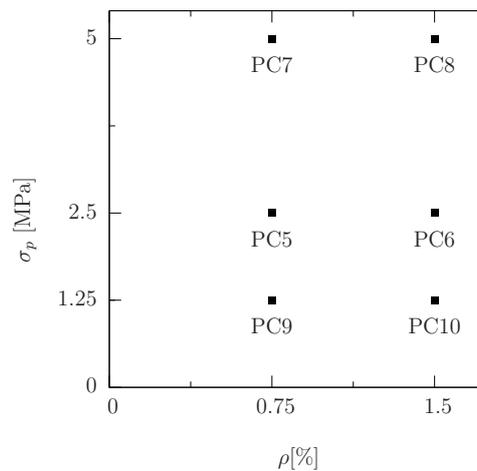
Cette série se compose de six spécimens dont les caractéristiques principales sont données dans le tableau 3.5.

Dalle	$\sigma_p$ [MPa]	$\rho_s$ [%]	$\rho'_s$ [%]	$d$ [mm]	$d'$ [mm]	$f_{ym}$ [MPa]	$f_{cm}$ [MPa]	$E_{cm}$ [MPa]
PC5	2.50	0.800	0.357	201	30	560	33.8	30200
PC6	2.50	1.544	0.358	203	31	585	34.7	31150
PC7	5.00	0.785	0.360	204	32	580	40.5	ND*
PC8	5.00	1.587	0.362	198	33	528	41.9	30170
PC9	1.25	0.766	0.358	210	31	601	37.2	28200
PC10	1.25	1.509	0.354	208	28	548	37.5	29040

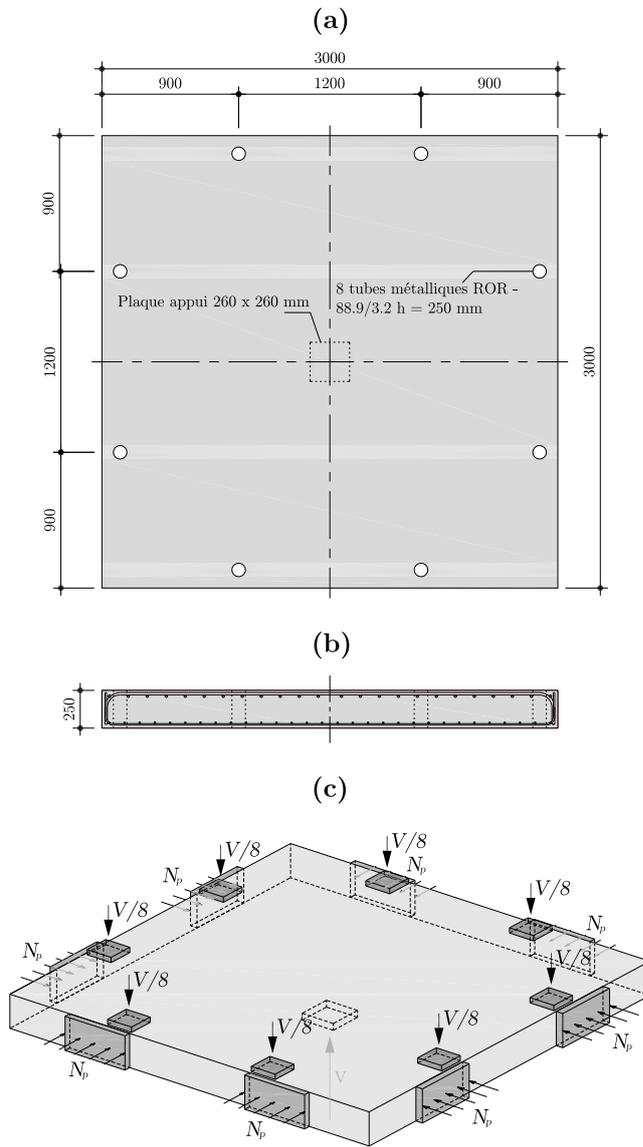
**Tableau 3.5:** Paramètres principaux des dalles PC5 à PC10

Tous les spécimens ont les mêmes dimensions et de surcroît, similaires aux dalles PC1 à PC4. Il s'agit en effet de dalles carrées de 3000 mm de côté et de 250 mm d'épaisseur. Ces dalles s'appuient également sur une plaque en acier carrée de 260 mm de côté. Les dimensions des dalles d'essais ainsi qu'un schéma simplifié de l'introduction des efforts dans la dalle sont donnés à la figure 3.10.

Le bâti de charge ainsi que la procédure de mise en charge sont détaillés dans le rapport d'essai [Clément<sup>2010a</sup>]. Dans cette série d'essai, la valeur de la contrainte normale de compression introduite simulant l'effet de la compression provenant de la précontrainte ainsi que le taux d'armature de flexion dans la zone tendue ont été variés, comme il l'est visible à la figure 3.11.



**Figure 3.11:** Paramètres des dalles PC5 à PC10

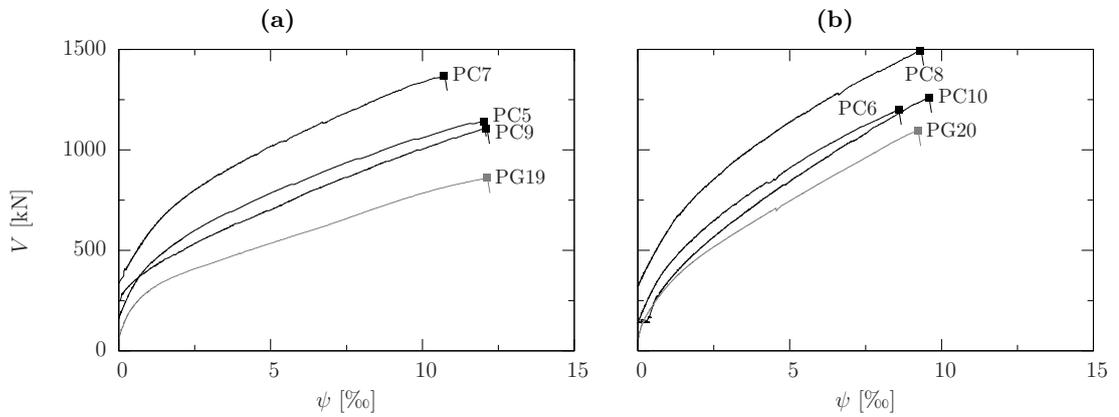


**Figure 3.10:** Dimensions des dalles d'essais au poinçonnement chargées par un effort normal de compression : (a) Plan, (b) Coupe (c) Schéma simplifié du principe de chargement

La résistance à la compression simple du béton  $f_c$  ainsi que la limite d'écoulement des barres d'armature varient aussi légèrement d'un spécimen à l'autre, comme le laisse remarquer le tableau 3.5.

### Comportement des spécimens et observations

Les courbes charge-rotation pour les six dalles d'essais PC5 à PC10 sont visibles à la figure 3.12. La valeur de la charge  $V$  correspond à la valeur de la force mesurée sous la colonne et la valeur de la rotation est celle mesurée par des inclinomètres placés à 1380 mm du centre de la dalle selon l'axe faible, comme le montre la figure 3.6 de la partie précédente. La position de ces capteurs de mesure est donnée en détail dans le rapport d'essai [Clément<sup>2010a</sup>].



**Figure 3.12:** Courbe  $V$ - $\psi$  des dalles d'essais PC5 à PC10 [Clément<sup>2010a</sup>] comparées aux essais de références PG19 et PG20 [Guidotti<sup>2010</sup>] -  $\rho_{nom} = 0.75\%$  (a) et  $\rho_{nom} = 1.5\%$  (b)

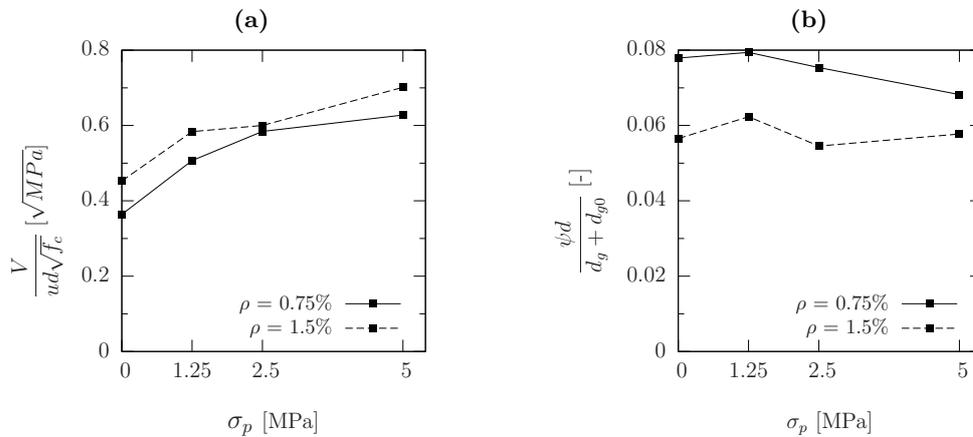
L'effort normal de compression agit lui aussi sur la résistance. D'abord dès la plus faible valeur de contrainte de compression introduite, le gain de résistance est notable (entre 29% et 39% selon le taux d'armature considéré (tableau 3.6).

Dalle	$\rho_{s,nom}$ [%]	$\sigma_{p,nom}$ [kN.m/m]	$V_{norm,PCi}/V_{norm,PCref}$ [-]	$\psi_{norm,PCi}/\psi_{norm,PCref}$ [-]
PC5	0.75	2.50	1.60	0.961
PC6	1.50	2.50	1.32	0.872
PC7	0.75	5.00	1.72	1.012
PC8	1.50	5.00	1.55	0.948
PC9	0.75	1.25	1.39	1.000
PC10	1.50	1.25	1.29	1.069

**Tableau 3.6:** Comparaison des charges de rupture et des rotations à la rupture des dalles d'essais avec effort normal avec les dalles de références

où :

$V_{norm,PCref}$  correspond à  $V_{norm,PG19}$  pour les dalles PC5, PC7 et PC9 et correspond à  $V_{norm,PG20}$  pour les dalles PC6, PC8 et PC10.



**Figure 3.13:** Influence de l'effort normal de compression sur la résistance au poinçonnement (a) et sur la rotation à la rupture (b) des dalles d'essais

Toutefois lorsque le taux d'armature augmente, le gain de résistance dû à la contrainte de compression est moins important que pour des taux d'armature plus faibles. Il est également à noter que le gain de résistance dû à l'effort normal de compression tend à se stabiliser (figure 3.13 (a)).

L'effort normal de compression influe en revanche peu sur la déformation à la rupture des spécimens. Cette observation peut déjà être tirée des résultats d'essais de Moreillon [Moreillon<sup>2008</sup>] qui permettent de constater que quelque soit l'intensité de l'effort normal de compression introduit dans la dalle, sa déformation à la rupture reste approximativement la même (voir figure 2.23 (j)). De plus, lors de la série d'essais PC5 à PC10 et comme le suggèrent les figures 3.12 et 3.13 (b), les rotations à la rupture sont groupées vers 12‰ pour le taux d'armature de 0.75% et vers 10‰ pour le taux d'armature de 1.50%.

### 3.2.3 Série III : Influence combinée d'un effort normal et d'un moment de flexion

S'il est vrai que l'influence de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement a été majoritairement traitée par la mise en place de câble de précontrainte à l'intérieur de la dalle dans les quelques séries d'essais existantes, cette présente série permet de faire le lien avec les deux précédentes, en reproduisant des quantités d'effort normal similaires à celles présentes dans la série d'essai où seul un effort normal était introduit.

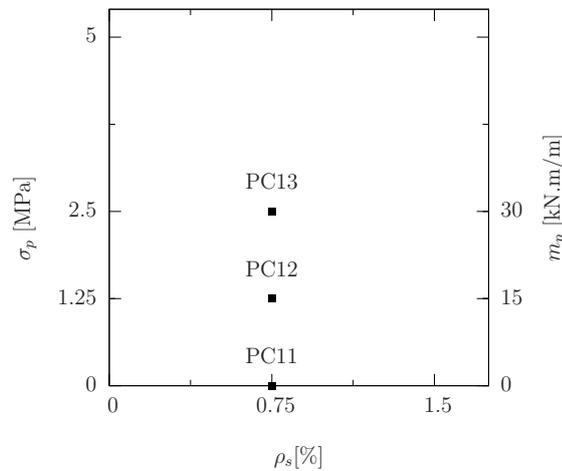
#### Paramètres des essais

Cette série d'essai vise donc l'étude de l'influence combinée d'un effort normal et d'un moment de flexion sur la résistance au poinçonnement. Cette série visant à établir un lien avec les deux précédentes, il a été choisi de reproduire la contrainte normale de compression. Il en résulte que le moment introduit découle directement de cette contrainte et de la géométrie des câbles à l'intérieur des dalles. Toutefois, les câbles ont été placés

de sorte à introduire le moment maximum une fois les nappes d'armatures supérieures mises en place.

Ainsi les contraintes normales de compression utilisées dans les essais  $\sigma_p$  ont été de 0, 1.25 et 2.50 MPa.

Les caractéristiques principales des spécimens de cette série sont données dans le tableau 3.7 pour l'armature passive et le béton et dans le tableau 3.8 pour la précontrainte. La figure 3.14 permet de visualiser les essais de cette série selon les valeurs de contraintes et de moment appliquées.



**Figure 3.14:** Paramètres nominaux des dalles PC11 à PC13

Dalle	$\rho_s$ [%]	$\rho'_s$ [%]	$d$ [mm]	$d'$ [mm]	$f_{ym}$ [MPa]	$f_{cm}$ [MPa]	$E_{cm}$ [MPa]
PC11	0.759	0.355	212	29	584	35.7	30600
PC12	0.766	0.357	210	30	584	35.8	31100
PC13	0.777	0.357	207	30	584	35.2	31400

**Tableau 3.7:** Paramètres principaux relatifs à l'armature passive et au béton des dalles PC11 à PC13

Les trois dalles sont garnies de dix câbles dans les deux directions. Chacun de ces câbles est composé d'un seul toron de type Y 1860 S7 - 15.7 dont la valeur de  $f_{pk}$  vaut 1860 MPa. Les propriétés mécaniques de ces câbles sont disponibles dans le rapport d'essai [Clément<sup>2010b</sup>]. Ces câbles ont été injectés et tendus à différents niveaux de charge comme le mentionne le tableau 3.8.

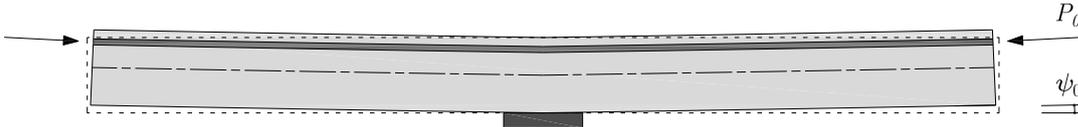
Dalle	$\sigma_p$ [MPa]	$e_{c,moy}$ [mm]	$m_{p,moy}$ [kN.m/m]	$\rho_p$ [%]	$d_p$ [mm]	$f_{pm}$ [MPa]
PC11	0.061	49	0.75	0.275	182	1689
PC12	1.228	51	15.6	0.272	184	1689
PC13	2.458	41	25.1	0.289	173	1689

**Tableau 3.8:** Paramètres principaux effectifs relatifs à la précontrainte des dalles PC11 à PC13

Les spécimens de cette série ont les mêmes dimensions que ceux des deux précédentes séries. Il s'agit donc une fois encore de dalles carrées de 3000 mm de côté pour une épaisseur de 250 mm. Le bâti de charge pour l'introduction de l'effort tranchant est analogue à celui utilisé pour les deux autres séries ; les dalles sont appuyées sur une colonne carrée de 260 mm de côté et chargées sur leur pourtour en huit points comme le montre la figure 3.15 (c).

### Comportement des spécimens et observations

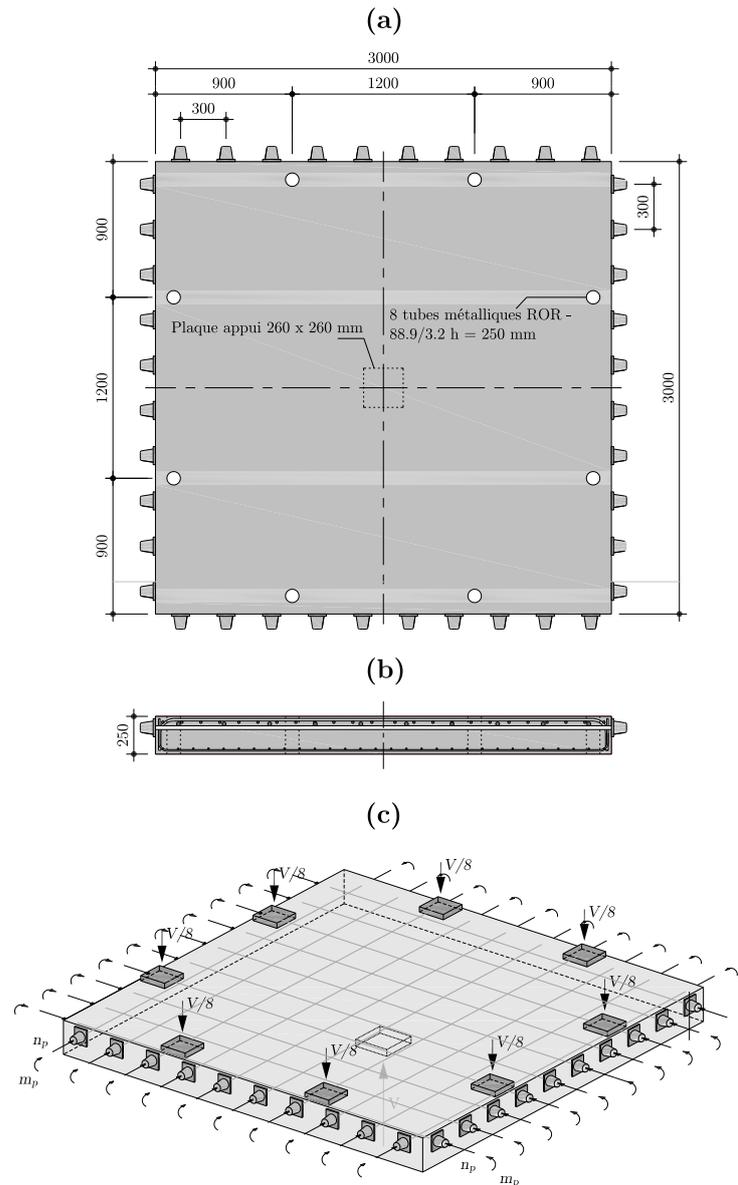
Comme dans les cas précédents, la valeur de la charge  $V$  correspond à la valeur de la force mesurée sous la colonne et la valeur de la rotation est celle mesurée par des inclinomètres placés à 1380 mm du centre de la dalle selon l'axe faible comme l'illustre la figure 3.6. La position de ces capteurs de mesure est donnée en détail dans le rapport d'essai [Clément<sup>2010b</sup>]. Toutefois il est à noter ici que sous l'influence de la mise en tension des câbles de précontraintes avant l'essai, les dalles se sont fait imposer une rotation  $\psi_0$ , dans le sens inverse de la rotation générée par le chargement, figure 3.16. La valeur de  $\psi$  présentée dans les courbes charge-rotation de la figure 3.17 est donc la valeur de la rotation mesurée par les inclinomètres à laquelle a été soustraite la valeur de  $\psi_0$ .



**Figure 3.16:** Rotation initiale  $\psi_0$  de la dalle après la mise en tension des câbles de précontrainte

Concernant la résistance, il est clair que la combinaison effort normal et moment de flexion apporte une augmentation de résistance comme il l'est déjà visible sur la figure 3.17 montrant les courbes charge-rotation des essais PC11 à PC13 relativement à la dalle de référence PG19. Ceci est également montré à la figure 3.18 (a). Ce constat est quantifié dans le tableau 3.6 où le gain de résistance par rapport à la dalle de référence PG19 est de 31 et 23% pour PC12 et PC13 respectivement. La résistance moins élevée de PC13 malgré un effort normal et un moment de flexion plus important peut s'expliquer par la variabilité propre aux essais.

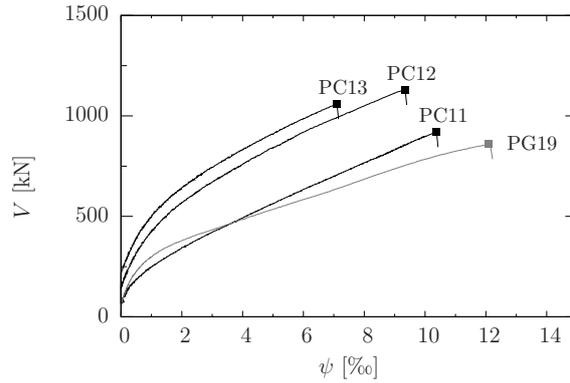
Toutefois il est peut être observé que les rotations sont sensiblement moins groupées que dans les essais où seulement un effort normal était introduit.



**Figure 3.15:** Dimensions des dalles d'essais au poinçonnement garnies de câbles de précontraintes : (a) Plan, (b) Coupe (c) Schéma simplifié du principe de chargement

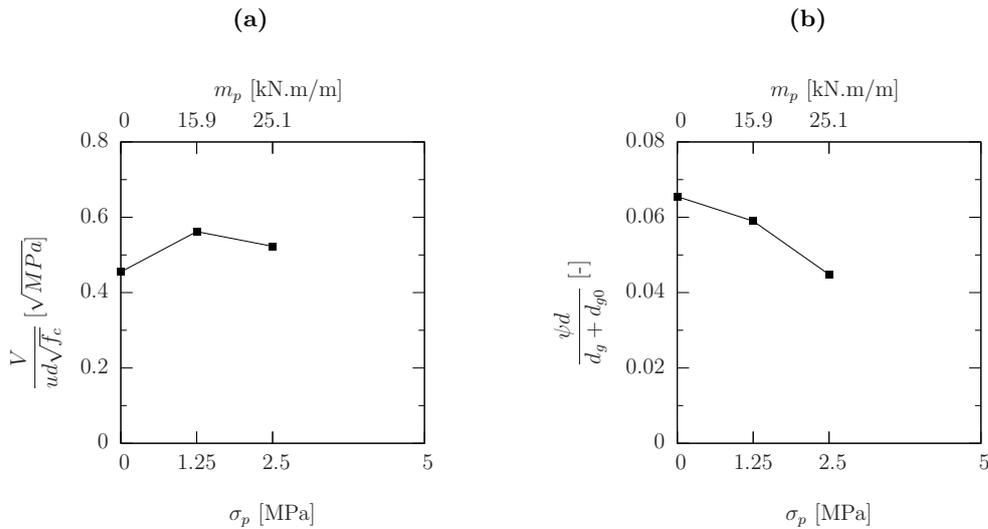
Dalle	$\rho_{s,nom}$ [%]	$\sigma_{p,nom}$ [MPa]	$m_{p,nom}$ [kN.m/m]	$V_{norm,PCi}/V_{norm,PCref}$ [-]	$\psi_{norm,PCi}/\psi_{norm,PCref}$ [-]
PC11	0.75	0.00	0	1.07	0.86
PC12	0.75	1.25	15	1.31	0.79
PC13	0.75	2.50	30	1.23	0.61

**Tableau 3.9:** Comparaison des charges de rupture et des rotations à la rupture des dalles d'essais avec câbles de précontrainte avec les dalles de références



**Figure 3.17:** Courbes  $V$ - $\psi$  des dalles d'essais PC11 à PC13 comparées à l'essai de référence PG19

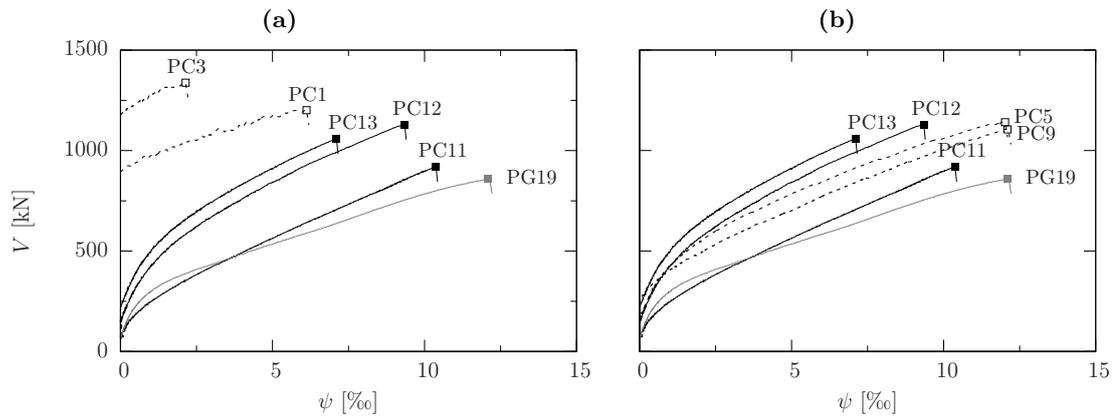
En effet, même si les rotations sont encore proches, une différence à la rupture entre les trois spécimens existe. Ceci montre que même un moment faible (environ 15 kN.m/m pour PC12 et 25 kN.m/m pour PC13) a une influence significative sur la rotation à la rupture, comme le suggère la figure 3.19 (b).



**Figure 3.18:** Influence combinée d'un moment de flexion et d'un effort normal sur la résistance au poinçonnement (a) et sur la rotation à la rupture (b) des dalles d'essais

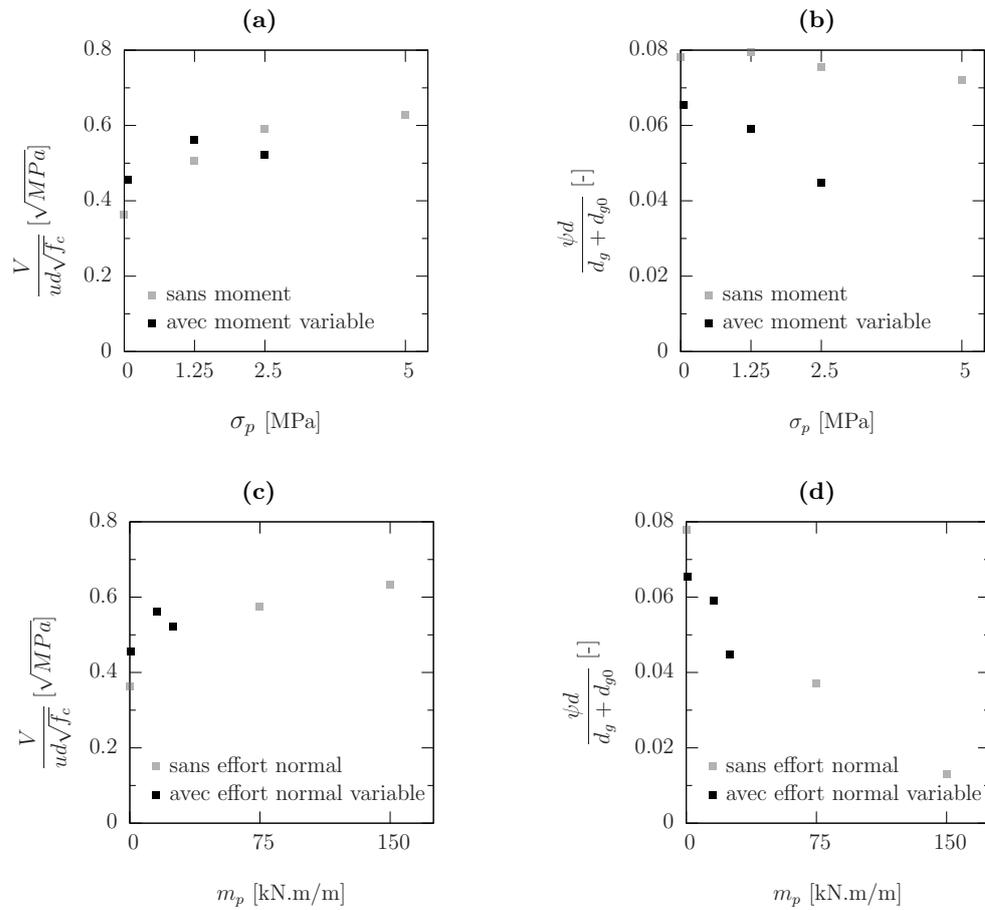
Les figures 3.19 permettent de superposer les courbes charge-rotation pour les essais faisant intervenir moment et moment avec effort normal (a) et effort normal et effort normal avec moment (b).

De la figure 3.19 (a) notamment, il est remarquable que la présence d'un moment tend à augmenter la résistance, mais aussi que cette augmentation tend à se limiter au fur et à mesure que le moment augmente. Le gain de résistance avec un moment semble donc être plafonné (figure 3.20 (c)). En revanche pour ce qui concerne la rotation, le moment la diminue continuellement comme en atteste notamment la figure 3.20 (d).



**Figure 3.19:** Courbe  $V$ - $\psi$  des dalles d'essais PC11 à PC13 comparées aux dalles avec un taux d'armature passive  $\rho_s$  de 0.75% - dalles avec moment (a) et dalle avec effort normal (b)

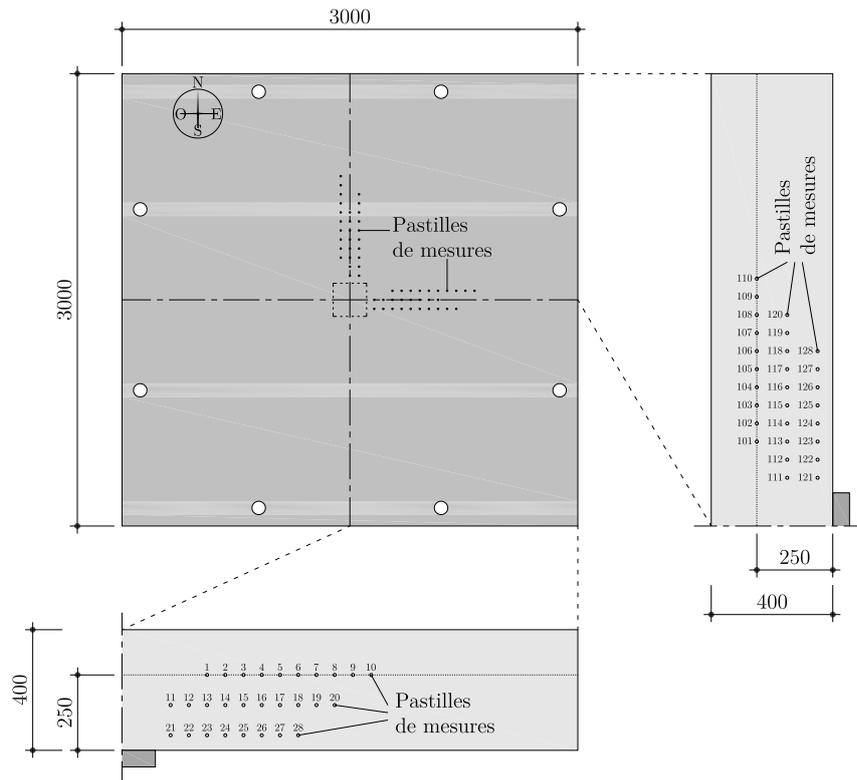
Des figures 3.19 (b) et 3.20 (a), il peut être observé que les couples de dalles présentant la même valeur d'effort normal (PC5 avec PC13 et PC9 avec PC12) engendrent des résistances très similaires. Ce sont les rotations qui sont très différentes. S'il a déjà été remarqué que l'effort normal ne modifie que très peu la rotation à la rupture par rapport à une dalle qui n'est pas contrainte par un quelconque effort normal, ceci n'est plus vrai dès lors qu'un moment est aussi présent. Cette diminution de rotation provient bien du moment aussi faible soit-il et ne peut être imputable à l'effort normal. La figure 3.20 (b) montre en effet une rotation à la rupture sensiblement constante même si l'effort normal augmente pour les dalles sans moment. En revanche, lorsqu'un moment est appliqué, les rotations à la rupture diminuent significativement.



**Figure 3.20:** Influence des différents effets de la précontrainte pour les dalles des séries PC [Clément<sup>2010</sup>],[Clément<sup>2010a</sup>] et [Clément<sup>2010b</sup>] avec une taux d'armature  $\rho_s$  de 0.75% avec la dalle de référence PG19 [Guidotti<sup>2010</sup>] - Influence de la contrainte normale de compression sur la résistance (a) et sur la rotation à la rupture (b) et influence du moment de flexion sur la résistance (c) et sur la rotation à la rupture (d)

### 3.2.4 Série IV : Mesures internes

Cette série d'essai vise la compréhension des mécanismes de transmission des charges à l'intérieur de la dalle au travers de mesures effectuées à l'intérieur du béton. Pour cela des pastilles de mesures disposées à l'intérieur de la dalle comme schématisé à la figure 3.21, ont été placées dans le béton et leurs coordonnées mesurées à différents paliers de charges.



**Figure 3.21:** Positions des patilles de mesures à l'intérieur de la dalle suivant deux axes pour une dalle avec une taille de colonne égale à 220 mm

Plus de détails sont donnés dans [Clément<sup>2012</sup>].

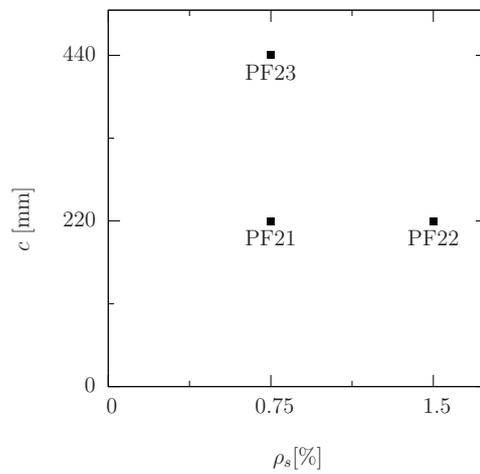
#### Paramètres des essais

Afin de cerner ces mécanismes, les essais de poinçonnement ont été conduits sur des dalles de 400 mm d'épaisseur mais avec des taux d'armature similaires aux précédentes séries d'essais à savoir 0.75 et 1.50%. Les dalles de cette série n'ont pas été précontraintes. Les caractéristiques principales des spécimens de cette série sont données dans le tableau 3.10 pour l'armature passive et le béton. La figure 3.22 permet de visualiser les paramètres variés lors de cette série d'essai.

Les dalles de cette série sont plus épaisses que celles des séries précédentes mais les dimensions en plan sont identiques. Il s'agit donc de dalles carrées de 3000 mm de côté

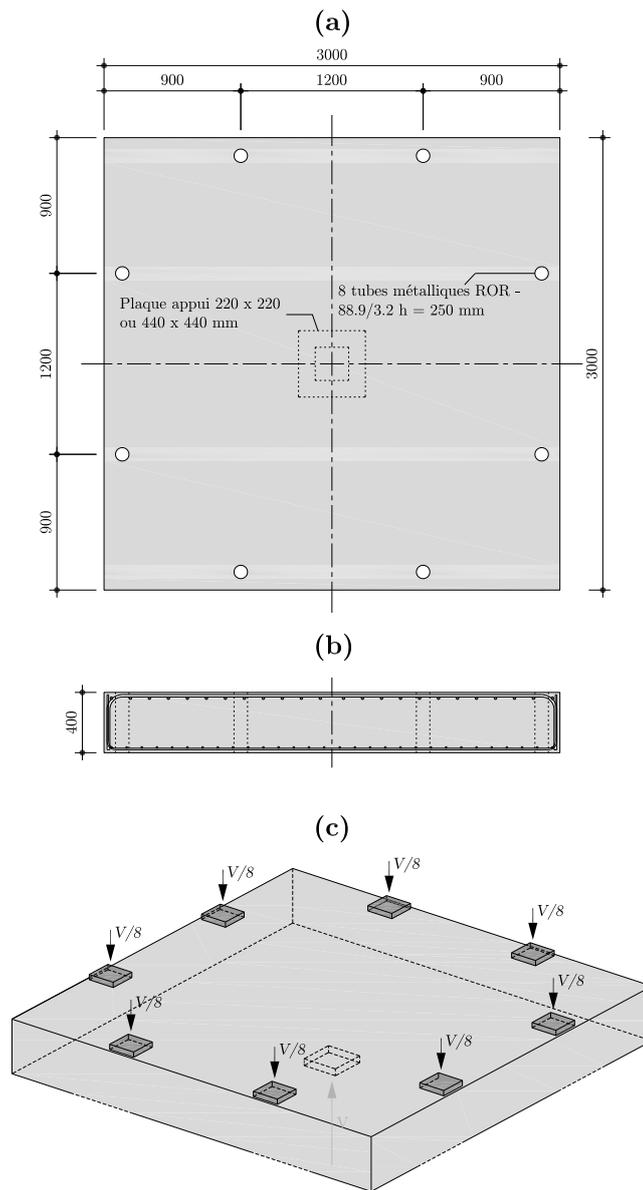
Dalle	$\rho_s$ [%]	$\rho'_s$ [%]	$d$ [mm]	$d'$ [mm]	$f_{ym}$ [MPa]	$f_{cm}$ [MPa]	$E_{cm}$ [MPa]
PF21	0.748	0.22	350	36	541	31.6	29500
PF22	1.530	0.21	346	35	520	33.9	29400
PF23	0.748	0.21	350	34	541	32.3	29500

**Tableau 3.10:** Paramètres principaux relatifs à l'armature passive et au béton des dalles PF21 à PF23



**Figure 3.22:** Paramètres nominaux des dalles PF21 à PF23

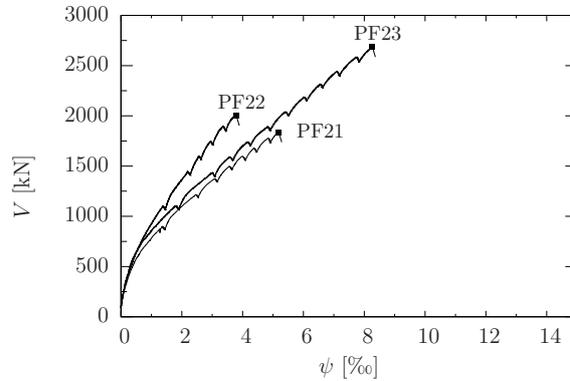
pour une épaisseur de 400 mm, comme il l'est représenté à la figure 3.23. Le bâti de charge pour l'introduction de l'effort tranchant est analogue à celui utilisé pour les autres séries mis à part la variation de taille de la colonne sur laquelle les dalles s'appuient. Cette colonne varie entre 220 et 440 mm de côté et les dalles sont chargées sur leur pourtour en huit points comme le montre la figure 3.23 (c).



**Figure 3.23:** Dimensions des dalles d'essais au poinçonnement avec mesures internes : (a) Plan, (b) Coupe (c) Schéma simplifié du principe de chargement

### Comportement des spécimens et observations

La figure 3.24 montre les courbes charge  $V$  - rotation  $\psi$  des dalles PF21 à PF23.

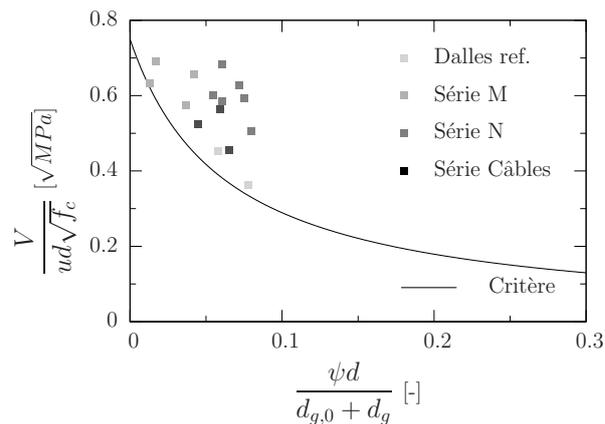


**Figure 3.24:** Courbes  $V$ - $\psi$  des dalles d'essais PF21 à PF23

Il est toutefois à noter que l'intérêt principal de cette série d'essai réside dans l'analyse des résultats fournis par les mesures faites à l'intérieur du béton en vue de la compréhension des mécanismes de transmission des charges au sein de la dalle.

### 3.2.5 Comparaison des essais avec le critère de rupture de Muttoni (2008)

Les résultats des trois séries d'essais, soient PC1 à PC13 ainsi que les dalles de référence PG19 et PG20 sont portés dans le graphique représenté en figure 3.25 sur lequel est également apposé le critère de rupture de Muttoni de 2008 [Muttoni<sup>2008</sup>].



**Figure 3.25:** Résultats des essais PC1 à PC13 ainsi que des dalles de référence PG19 et PG20 par rapport au critère de rupture de Muttoni [Muttoni<sup>2008</sup>]

S'il est vrai que les dalles ne présentant aucun effet de la précontrainte (Dalles ref.) se trouvent proches du critère de rupture, comme il l'a déjà été montré pour des dalles

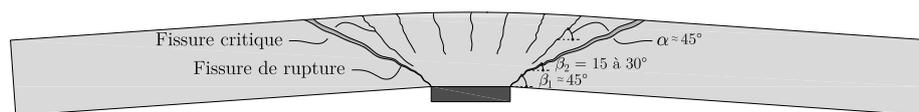
standards [Muttoni<sup>2008</sup>], il n'en est pas de même pour les dalles introduisant un effet de la précontrainte.

Pour les dalles qui présentent un moment de flexion seul, ce qui vient d'être dit peut être nuancé. Les résultats d'essais des dalles avec moment de flexion (Série M) ne sont en effet pas tant éloignées du critère de rupture.

En revanche pour les dalles présentant un effort normal de compression (Série N et Série Câbles), il est clair qu'elles se distancent plus distinctement du critère de rupture, qui sous sa forme actuelle ne tient pas compte des efforts normaux de compression pouvant solliciter l'élément de dalle considéré. Comme il l'a été remarqué sur la figure 3.12 notamment, les rotations à la rupture avec ou sans effort normal sont sensiblement identiques. Il en résulte donc que la résistance n'est plus corrélée simplement à la rotation de la dalle telle qu'il l'est défini dans le critère de rupture actuel.

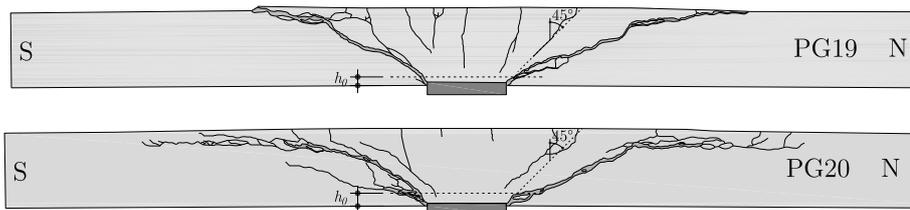
### 3.2.6 Géométrie des fissures sur une tranche de dalle

Sur la base des essais PF21 à PF23, [Clément<sup>2012</sup>], il a été observé qu'il existait deux types de fissures sur la section transversale de dalle. La fissure critique le long de laquelle est transmise une partie des efforts et une fissure de rupture qui apparaît très peu avant la rupture. Il semble que la fissure de rupture ne présente pas une inclinaison constante, mais il apparaît assez clairement dans les essais deux zones pour lesquelles il est possible d'identifier deux inclinaisons différentes de fissure et par là deux zones aux comportements différents. La première zone qui part du bord de la colonne vers un point interne se distingue ainsi par une inclinaison  $\beta_1$  voisine des  $45^\circ$  et dans cette zone le béton paraît écrasé, alors que la suite de la fissure présente une inclinaison plus faible entre  $15$  et  $30^\circ$  selon les paramètres des essais (figure 3.26) et n'apparaît qu'au moment de la rupture, comme il le sera montré plus loin.

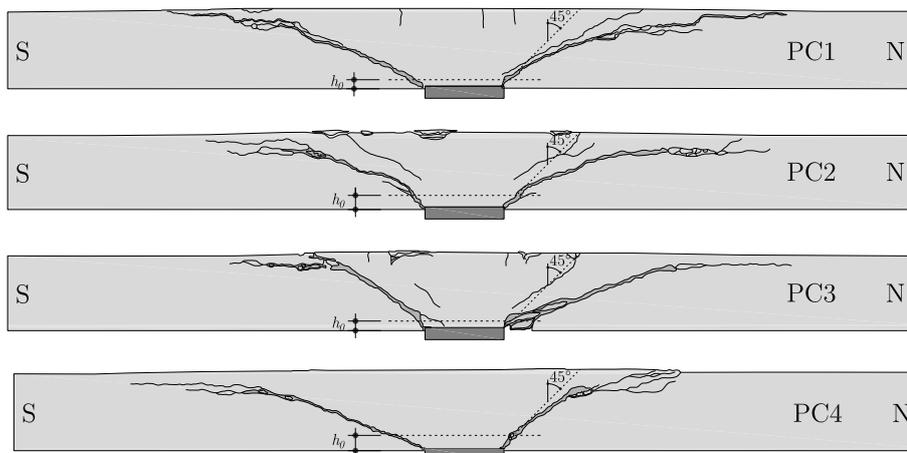


**Figure 3.26:** Identification des différentes fissures sur une coupe de dalle

La suite de figures 3.27 à 3.31 qui montre les coupes après rupture des dalles des différentes séries d'essais, soient PC1 à PC4, PC5 à PC10, PC11 à PC13, PF21 à PF23 ainsi que les deux dalles de référence mettent ainsi en évidence la présence de deux fissures distinctes. La première qui se dessine sur la hauteur de la dalle avec deux angles  $\beta_1$  et  $\beta_2$  différents et qui sera nommée par la suite la fissure de rupture. La seconde qui ne s'étend pas sur toute la hauteur de la dalle et qui se développe avec une inclinaison presque constamment voisine de  $45^\circ$  pour tous les essais, sera nommée par la suite fissure critique.



**Figure 3.27:** Coupe après rupture des dalles de référence PG19 et PG20



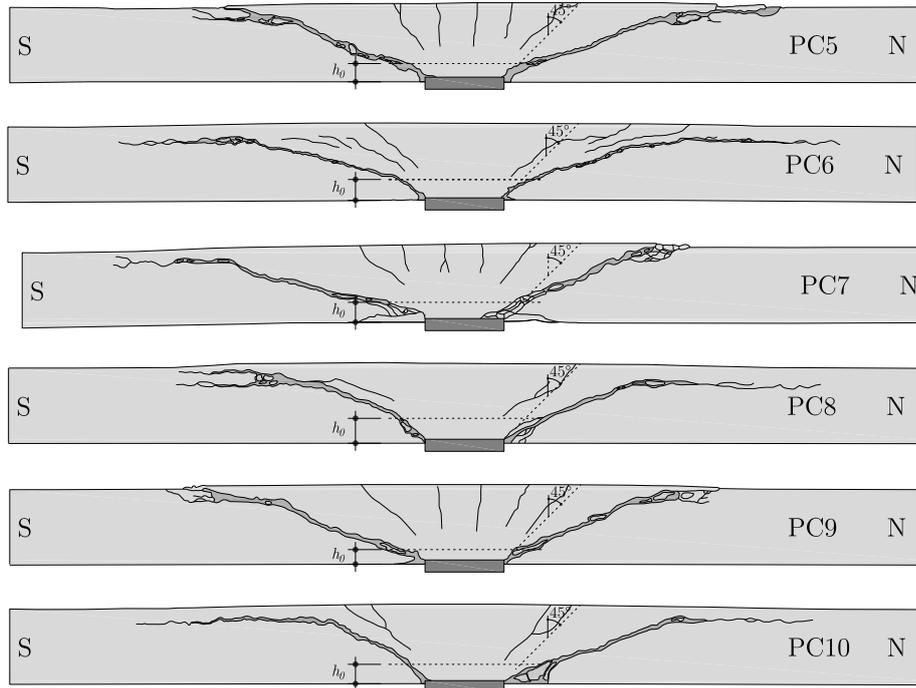
**Figure 3.28:** Coupe après rupture des dalles PC1 à PC4 avec introduction d'un moment seul

Outre le fait de présenter des inclinaisons différentes, ces deux zones semblent se comporter différemment au cours des essais.

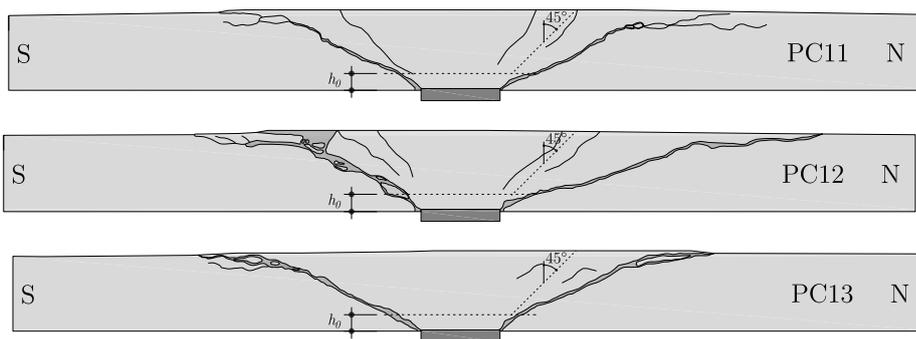
La figure 3.32 montre des photographies des dalles coupées après rupture, sur lesquelles il est possible de distinguer la fissure de rupture. Il semble assez clair que la zone proche de la colonne ait subi un écrasement du béton. En effet, le béton semble ici émietté alors que sur la suite de cette fissure de rupture, ses contours semblent se dessiner plus distinctement. La fissure critique n'est pas directement visible sur ces illustrations à cause de la différence notable d'ouverture entre la fissure critique et la fissure de rupture. Pour la fissure de rupture, apparaissent alors deux zones au comportement différent :

- la première au niveau de l'intrados de la dalle et à proximité de la colonne semble montrer un écrasement du béton
- la seconde qui atteint la surface supérieure en montrant des lèvres régulières semble n'apparaître qu'au moment de la rupture

Ces observations confirment l'identification de deux types de fissures (fissure critique et fissure de rupture) ainsi que le fait que le béton puisse s'écraser dans la zone proche de la colonne.



**Figure 3.29:** Coupe après rupture des dalles PC5 à PC10 avec introduction d'un effort normal de compression seul



**Figure 3.30:** Coupe après rupture des dalles PC11 à PC13 avec câbles de précontraintes injectés

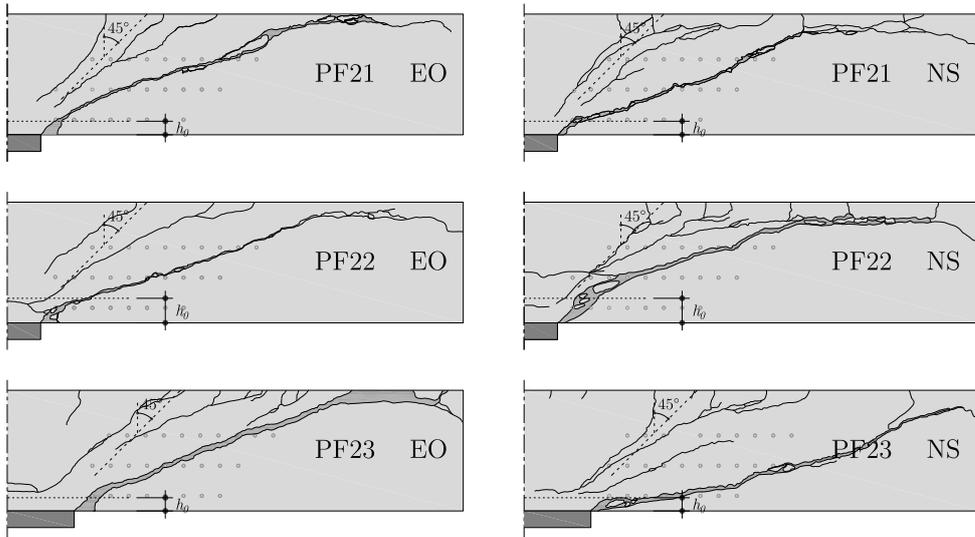


Figure 3.31: Coupe après rupture des dalles PF21 à PF23

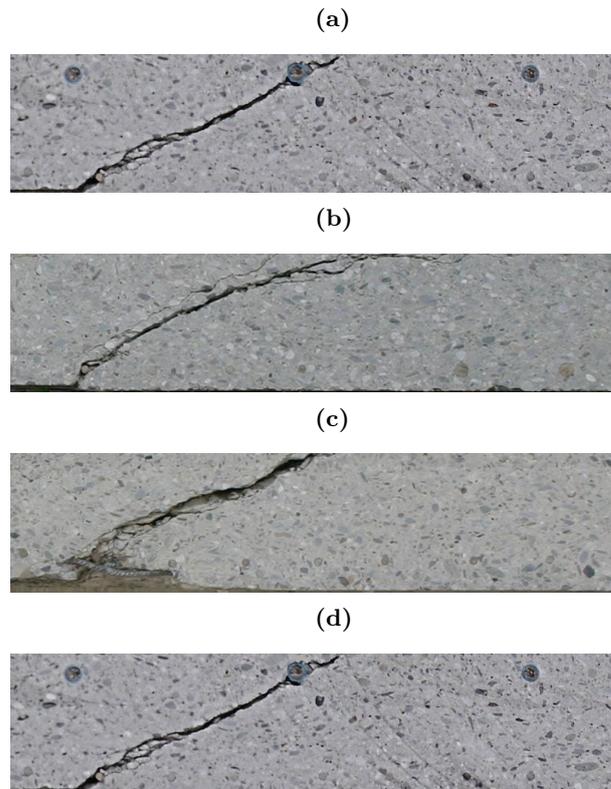


Figure 3.32: Photographies des dalles d'essais coupées sur leur tranche après rupture avec une zone d'écrasement du béton proche de la colonne  
 - PG19 (a), PC1 (b), PC7 (c) et PC13 (d)

## 4 Modélisation du comportement de la dalle

### 4.1 Rupture par flexion de la dalle

Dans cette section, la rupture par flexion de la dalle a été étudiée pour plusieurs raisons. D'abord, cette étude est nécessaire pour la détermination des conditions de compatibilité entre une dalle carrée et une dalle axisymétrique sur laquelle se base la formulation analytique de son comportement. Ensuite, il était nécessaire de vérifier si les spécimens utilisés pouvaient être menés à une rupture par flexion avec plastification des armatures plutôt qu'à une rupture par poinçonnement.

#### 4.1.1 Mécanisme de rupture par flexion

Dans cette section, les différents mécanismes de ruine, envisageables au vu du schéma de mise en charge de la dalle, seront analysés. Ils permettront de déterminer la valeur de la résistance à la flexion de la dalle d'après la méthode de la borne supérieure. Les spécimens PC1 à PC4 de la première série, qui outre le chargement périphérique sur huit points, seront sollicités par un moment de flexion introduit par un couple de force  $[F_{int}, -F_{int}]$  dans les quatre coins de la dalle, comme il l'est visible sur les figures 4.1 et 4.2 (a).

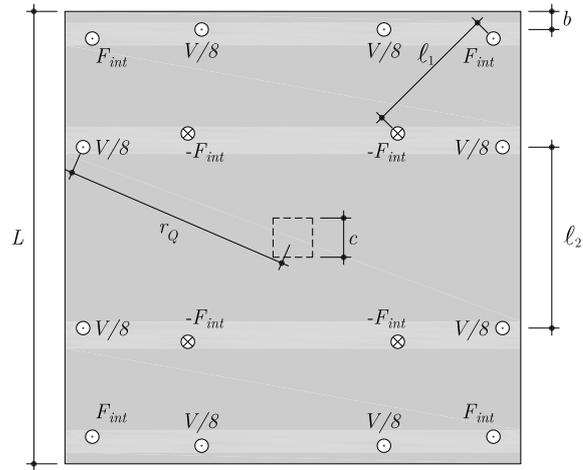


Figure 4.1: Mise en charge des spécimens PC1 à PC4

Dans chaque coin, la valeur du moment introduit s'exprime donc selon l'égalité suivante :

$$M = F_{int} \cdot \ell_1 \tag{4.1}$$

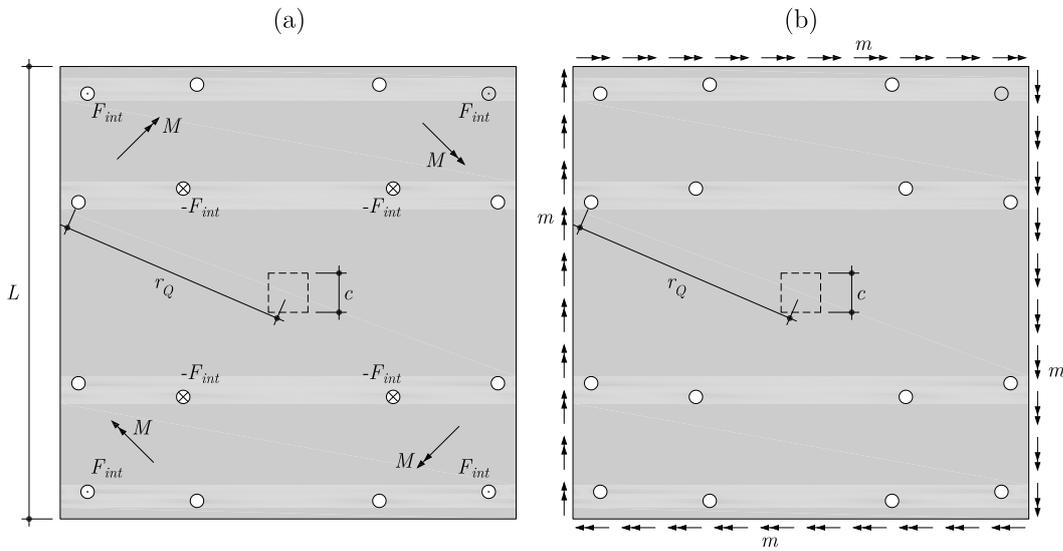


Figure 4.2: Moment  $M$  introduit dans les coins de la dalle lors des essais  
 (a) équivalent à un moment linéaire  $m$  le long des bords de dalle (b)

Ce moment  $M$ , en se projetant sur les côtés de la dalle, traduit un moment linéaire  $m$ , (figure 4.2 (b)), qui peut s'exprimer sous la forme :

$$m = \frac{2F_{int} \cdot \ell_1}{\sqrt{2}L} \tag{4.2}$$

Ce moment  $m$  sera pris en compte dans les différents mécanismes de rupture à la flexion. Les spécimens PC5 à PC10 de la seconde série [Clément<sup>2010a</sup>], seront sollicités par des efforts de compression  $N$  horizontaux sur le pourtour de la dalle qui viendront s'ajouter au chargement périphérique en huit points, comme le montre la figure 4.3. Ces deux types de mise en charge conditionnent le mécanisme de rupture et donc la valeur de la charge maximale de flexion possible.

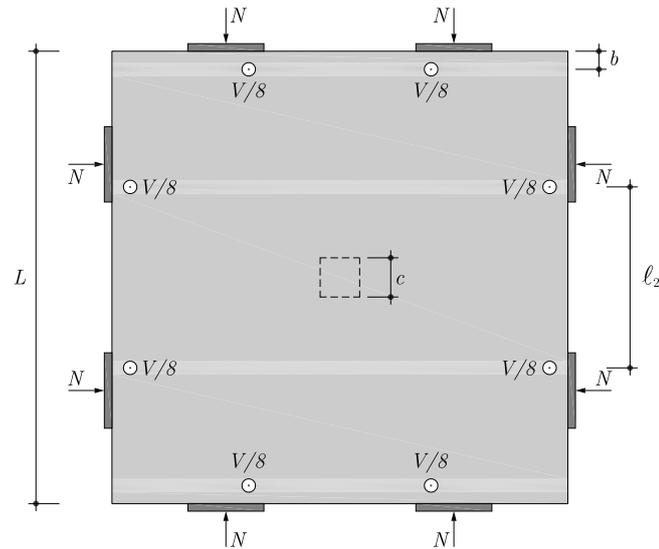


Figure 4.3: Mise en charge des spécimens PC5 à PC10

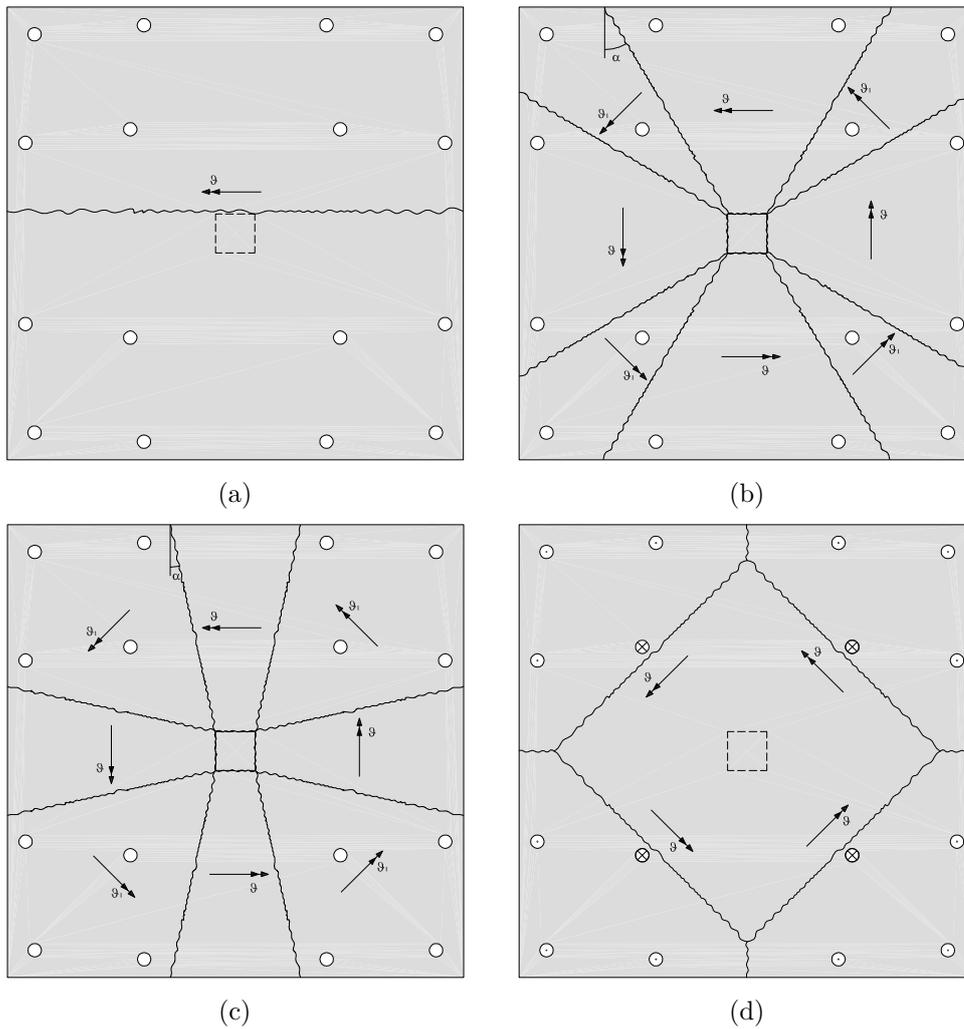
Pour les spécimens de la série PC11 à PC13 qui présentent des câbles de précontraintes, les mécanismes de rupture sont admis analogues à ceux proposés pour les dalles précédentes, les dalles étant soumises à un effort normal et chargées aux huit mêmes points que les autres spécimens (voir chapitre [3] et rapport d'essais [Clément<sup>2010b</sup>]).

Le calcul de la valeur de la charge maximale de flexion utilise le moment plastique relatif à la dalle. Dans tous les spécimens étudiés, l'armature est la même dans les deux directions ce qui a conduit à admettre une valeur de moment résistant équivalente dans les deux directions de la dalle ( $m_{R,x} = m_{R,y}$ ). Pour les dalles étudiées, la différence entre le moment résistant moyen et les moments dans chacune des directions varie entre 3.98% et 5.44% ce qui est tout-à-fait acceptable pour les considérer comme équivalents. La valeur du moment résistant utilisée est donc donnée par la relation (4.3) :

$$m_{R,x} = m_{R,y} = m_R = \rho d_m^2 f_s \left(1 - \frac{\rho f_s}{2f_c}\right) \quad (4.3)$$

où :

$\rho$  taux d'armature passive ( $\rho = A_s/bd_m$ );



**Figure 4.4:** Mécanismes de rupture par flexion possibles pour les dalles d'essais

$A_s$  section d'armature tendue sur une unité de longueur  $b$ , en  $[\text{mm}^2/\text{m}]$  ;

$b$  unité de longueur prise égale à 1 m dans le cas de ces dalles, en  $[\text{mm}]$  ;

$d_m$  hauteur statique moyenne entre les deux directions de la dalle, en  $[\text{mm}]$  ;

$f_s$  limite d'écoulement moyenne de l'acier d'armature, en  $[\text{MPa}]$  ;

$f_c$  résistance moyenne à la compression du béton sur cylindre réduite par  $\eta_{f_c}$ , en  $[\text{MPa}]$  ;

$\eta_{f_c}$  facteur de correction de la résistance du béton pour la prise en compte du comportement plus fragile des bétons à résistance élevée, qui s'exprime selon :

$$\eta_{f_c} = \left( \frac{30}{f_{c,nom}} \right)^{1/3} \leq 1$$

$f_{c,nom}$  résistance nominale moyenne à la compression du béton sur cylindre, en [MPa] ;

### Mécanisme I

La valeur du travail extérieur provoqué par les charges externes et conduisant au mécanisme I présenté au point (a) de la figure 4.4, pour les deux séries d'essais, peut être exprimée par les relations suivantes :

$$W_{ext,I} = \frac{V_{flex}}{8} [L + \ell_2 - 2(b + c)] \theta \quad (4.4)$$

$$W_{ext,I,m} = \frac{V_{flex,m}}{8} [L + \ell_2 - 2(b + c)] \theta - m L \theta \quad (4.5)$$

La valeur du travail intérieur s'exprime selon :

$$W_{int,I} = m_R L \theta \quad (4.6)$$

Pour les deux séries de dalle, la valeur de la charge de flexion s'obtient simplement en égalant les expressions du travail intérieur et extérieur ce qui conduit à la relation (4.7). Pour la série de dalle PC1 à PC4, la valeur de  $m$  est non nulle alors que pour la série PC5 à PC10, cette valeur sera prise égale à zéro.

$$V_{flex,I} = \frac{8(m_R + m)L}{L + \ell_2 - 2(b + c)} \quad (4.7)$$

### Mécanisme II

La valeur du travail extérieur provoqué par les charges externes et conduisant au mécanisme II présenté au point (b) de la figure 4.4, pour les deux séries d'essais, peut être exprimée par les relations suivantes :

$$W_{ext,II} = \frac{V_{flex}}{2} [L - c - 2b] \theta \quad (4.8)$$

$$W_{ext,II,m} = \frac{V_{flex,m}}{2} [L - c - 2b] \theta - \frac{4mL}{\sqrt{2}} \cdot \frac{\cos \alpha}{\cos\left(\frac{\pi}{4}\right)} \cdot \theta \quad (4.9)$$

La valeur du travail intérieur s'exprime selon :

$$W_{int,II} = 4m_R \left[ c + (L - c) \frac{1 + \tan^2 \alpha}{1 + \tan \alpha} \right] \cdot \theta \quad (4.10)$$

La valeur de la charge de flexion s'obtient en égalisant les expressions du travail intérieur et extérieur ce qui conduit à l'expression générale suivante :

$$V_{flex,II} = \left[ 4m_R \left[ c + (L - c) \frac{1 + \tan^2 \alpha}{1 + \tan \alpha} \right] + \frac{4mL}{\sqrt{2}} \cdot \frac{\cos \alpha}{\cos\left(\frac{\pi}{4}\right)} \right] \cdot \frac{2}{L - c - 2b} \quad (4.11)$$

Il s'agit ensuite de minimiser la valeur de cette charge selon le paramètre  $\alpha$ , voir équation (4.12). Celle-ci fait intervenir les différents paramètres de chaque dalle. En effet si les dimensions des différents spécimens sont les mêmes, ceci n'est pas vrai pour le taux d'armature ainsi que pour le moment de flexion introduit et sont alors pris en compte dans l'équation (4.12). Cette équation se résout donc pour chaque dalle et une valeur optimale de l'angle  $\alpha$  est trouvée pour chacun des spécimens.

$$\begin{aligned} \frac{dV_{flex,II}}{d\alpha} &= 0 \\ \Leftrightarrow \\ m_R(L - c) \frac{2 \tan \alpha (1 + \tan \alpha) - (1 + \tan^2 \alpha)}{\cos^2 \alpha (1 + \tan \alpha)^2} &= \\ \frac{mL}{\sqrt{2}} \cdot \frac{\cos \alpha \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4} + \alpha\right) + \sin \alpha \cdot \sin\left(\frac{\pi}{4} + \alpha\right)}{\left[\sin\left(\frac{\pi}{4} + \alpha\right)\right]^2} & \end{aligned} \quad (4.12)$$

### Mécanisme III

La valeur du travail extérieur provoqué par les charges externes et conduisant au mécanisme III présenté au point (c) de la figure 4.4, pour les deux série d'essais, peut être

exprimée par les relations suivantes :

$$W_{ext,III} = \frac{4V_{flex}}{1 - \tan \alpha} \left[ L + \ell_2 - 2(b + c) \right] \theta \quad (4.13)$$

$$W_{ext,III,m} = \frac{4V_{flex,m}}{1 - \tan \alpha} \left[ L + \ell_2 - 2(b + c) \right] \theta - \frac{4mL}{\sqrt{2}} \cdot \frac{\cos \alpha}{\cos\left(\frac{\pi}{4}\right)} \cdot \theta \quad (4.14)$$

La valeur du travail intérieur s'exprime selon :

$$W_{int,III} = 4m_R \left[ c + (L - c) \frac{1 + \tan^2 \alpha}{1 + \tan \alpha} \right] \cdot \theta \quad (4.15)$$

La valeur de la charge de flexion s'obtient en égalisant les expressions du travail intérieur et extérieur ce qui conduit à l'expression générale suivante :

$$V_{flex,III} = \frac{8 \left[ m_R \left[ b(1 + \tan \alpha) + (L - b)(1 + \tan^2 \alpha) \right] + mL \right]}{L + \ell_1 - 2(b + c)} \quad (4.16)$$

En tenant compte des dimensions réelles de la dalle, cette valeur de  $V_{flex,III}$  est minimale pour une valeur de  $\alpha$  correspondant à  $-2.71^\circ$  quelque soit le taux d'armature ou le moment introduit.

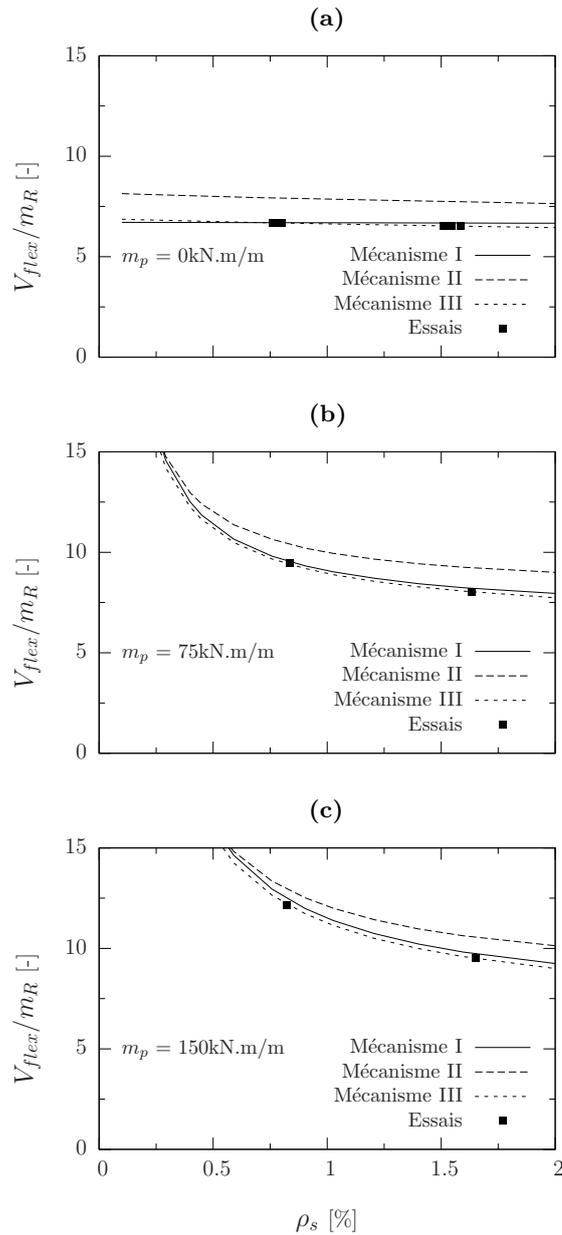
#### Mécanisme IV

Le mécanisme IV représenté à la figure 4.4 (d) dérive de l'introduction du moment de flexion dans la dalle. Celui-ci sollicite en effet les spécimens par le biais d'un couple de force dans les coins de la dalle selon l'axe des diagonales. Il en résulte une ligne de rupture potentielle devant l'introduction de ces forces. Dans le cadre de cette étude qui vise une rupture par poinçonnement de la dalle, ce mécanisme a été exclu. En disposant une armature adéquate sous forme de goujons, l'effort tranchant entre les points d'application du couple de force a pu être contrôlé. Par ailleurs, le moment de flexion introduit a été repris par la mise en place d'une armature de flexion en nappe inférieure sur le pourtour de la dalle, comme il l'est montré sur les plans d'armature de ces dalles disponibles dans [Clément<sup>2010</sup>], [Clément<sup>2010a</sup>] et [Clément<sup>2010b</sup>].

#### Mécanisme déterminant

Après avoir optimisé la valeur de l'angle  $\alpha$ , le mécanisme III s'avère être le mécanisme déterminant de rupture à la flexion pour chacun des essais comme le montre la figure 4.5 selon l'intensité du moment de flexion introduit dans les coins de la dalle qui affecte

le mécanisme de rupture. En effet si les dalles avaient subi une rupture par flexion, alors dans tous les cas, cette rupture serait intervenue par la mise en place du mécanisme III. Il est toutefois à remarquer que ce mécanisme III n'est pas déterminant dans tous les cas de figure. En effet le taux d'armature de l'élément considéré influe sur le rapport  $V_{flex}$  sur  $m_R$  et pour des petits taux d'armatures ( $\rho < 0.6\%$ ), le mécanisme déterminant change selon l'intensité du moment de flexion introduit.



**Figure 4.5:** Comparaison de la charge de flexion des essais de PC1 à PC13 relativement aux mécanismes de rupture I, II et III - pour PC1 et PC2 où  $m_p = 75 \text{ kN.m/m}$  (a), pour PC3 et PC4 où  $m_p = 150 \text{ kN.m/m}$  (b) et pour PC5 à PC13 où  $m_p = 0$  (c)

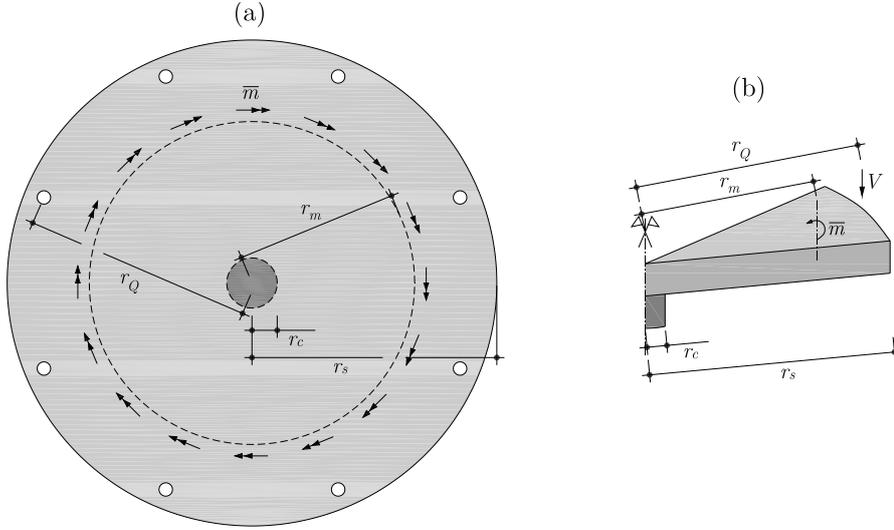
Le tableau 4.1 résume quant à lui le rapport de la charge de rupture à la flexion  $V_{flex}$  sur le moment de résistant  $m_R$  selon les trois mécanismes pour les dalles PC1 à PC13.

Dalle	Mécanisme I	Mécanisme II	Mécanisme III
PC1	9.62	10.46	9.45
PC2	8.08	9.24	8.02
PC3	12.44	12.91	12.16
PC4	9.68	10.48	9.52
PC5	6.69	8.25	6.67
PC6	6.54	8.02	6.52
PC7	6.70	7.97	6.68
PC8	6.56	7.93	6.52
PC9	6.71	7.88	6.68
PC10	6.55	7.92	6.53
PC11	6.72	7.95	6.68
PC12	6.72	7.95	6.68
PC13	6.72	7.95	6.68

**Tableau 4.1:** Rapport entre la charge de rupture par flexion et le moment de plastification pour les différents mécanismes de rupture

## 4.2 Conditions d'équivalence entre dalles d'essais carrées et dalles axisymétriques

Les dalles testées en laboratoire ont été réalisées pour représenter des conditions axisymétriques de chargement et d'armature. Il s'agit toutefois de dalles carrées appuyées sur des colonnes carrées pour lesquelles il convient donc de trouver les conditions qui permettent de les lier à des dalles circulaires complètement axisymétriques. Dans la suite, les conditions d'équivalence seront établies à partir des dalles dans lesquelles un moment de flexion est introduit. Pour les dalles qui ne présentent pas de moment de flexion, il s'agira de ne pas prendre en compte la partie relative à ce moment. Ces relations d'équivalence s'établissent entre la dalle d'essai schématisée à la figure 4.2 et la dalle circulaire équivalente montrée à la figure 4.6.



**Figure 4.6:** Dalle circulaire équivalente - en plan **(a)**, portion **(b)** et mise en évidence des rayons équivalents  $r_s$  et  $r_m$  relatifs au moment dû à la précontrainte dans le cas d'une dalle circulaire

Le rayon équivalent de la colonne  $r_c$  est établi sur la base de l'équivalence de la contrainte de cisaillement sur la section de contrôle à  $d/2$  pour les deux géométries carrée et circulaire. Le rayon de la colonne est donc donné par la relation suivante :

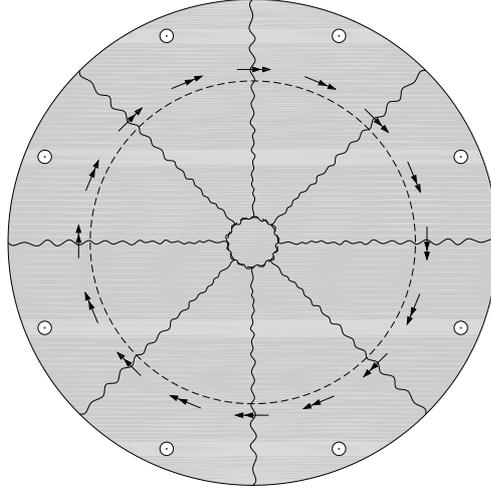
$$r_c = \frac{2}{\pi} c \quad (4.17)$$

Le rayon  $r_Q$  se définissant comme la distance entre le centre de la dalle et le point d'application de la charge est identique dans les deux configurations. En effet les dalles carrées ont été conçues de telle sorte que les points d'applications des huit charges se trouvent sur un cercle, comme il l'est visible au chapitre [3] et dans les rapports d'essais [Clément<sup>2010</sup>], [Clément<sup>2010a</sup>] et [Clément<sup>2010b</sup>].

Pour ce qui est du rayon d'introduction du moment de flexion et du rayon de la dalle elle-même, l'équivalence se base sur l'égalité de la charge à la rupture par flexion  $V_{flex}$  pour les deux géométries de dalle considérées, carrée et circulaire. Lorsqu'un moment est introduit dans les coins de la dalle carrée, le mécanisme déterminant reste celui identifié pour le cas où la dalle n'est chargée que par des charges verticales sur son pourtour (mécanisme III). Dans la présente configuration des essais, l'égalité exprimant la charge de flexion peut être simplifiée selon l'expression :

$$V_{flex} = \frac{4\sqrt{2}M + 4m_R(L^2 - Lc - c^2/4)/(L - c)}{r_Q(\cos \pi/8 + \sin \pi/8) - c} \quad (4.18)$$

Dans une dalle circulaire axisymétrique, pour laquelle le mécanisme de rupture est représenté à la figure 4.7, la charge de rupture à la flexion s'exprime par la relation suivante :



**Figure 4.7:** Mécanisme de rupture à la flexion pour le cas d'une dalle circulaire axisymétrique

$$V_{flex} = 2\pi \frac{m_R \cdot r_s + \bar{m} \cdot r_m}{r_Q - r_c} \quad (4.19)$$

Par identification à partir des relations (4.18) et (4.19), les rayons  $r_s$  et  $r_m$  peuvent être exprimés :

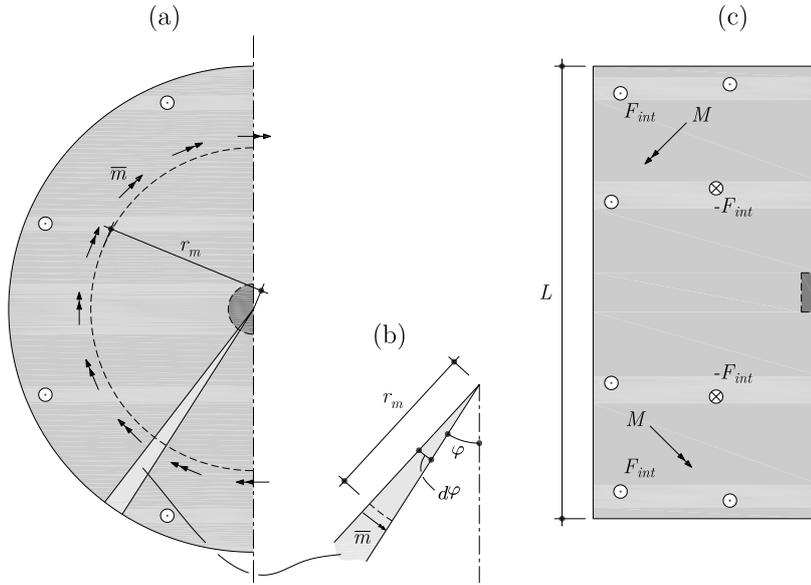
$$r_s = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{L^2 - Lc - c^2/4}{L - c} \cdot \frac{r_Q - r_c}{r_Q (\cos \pi/8 + \sin \pi/8) - c} \quad (4.20)$$

$$r_m = \frac{2\sqrt{2} M}{\pi \bar{m}} \cdot \frac{r_Q - r_c}{r_Q (\cos \pi/8 + \sin \pi/8) - c} \quad (4.21)$$

Toutefois en pratique et pour les essais dans lesquels le moment de flexion est introduit,  $r_m$  et  $\bar{m}$  sont liés et ce n'est que leur produit qui peut être défini de manière univoque, grâce à la relation d'équivalence entre la dalle circulaire et la dalle carrée des essais, comme le schématise la figure 4.8.

En isolant une tranche infinitésimale de dalle circulaire, figure 4.8 (b), l'intégrale des moments verticaux sur une moitié de dalle circulaire, figure 4.8 (a), peut s'exprimer selon la relation (4.22) :

$$M_{vert,r} = \int_0^\pi \bar{m} r_m \cos(\pi/2 - \varphi) d\varphi = 2 \bar{m} r_m \quad (4.22)$$



**Figure 4.8:** Equivalence des moments introduits sur une dalle circulaire (a) et une dalle d'essai carrée (c) - élément infinitésimal de dalle circulaire (b)

De même l'intégrale des moments verticaux sur une demi-dalle d'essai carrée donne :

$$M_{vert,c} = \frac{2 M}{\sqrt{2}} \quad (4.23)$$

Ainsi à partir de (4.22) et (4.23), il est possible d'exprimer le produit  $\bar{m} r_m$  en fonction des mesures de l'essai, en l'occurrence le moment  $M$  :

$$\bar{m} r_m = \frac{M}{\sqrt{2}} \quad (4.24)$$

Pour les dalles PC1 à PC13 des trois séries d'essais avec moment de flexion, effort normal et câbles et précontraintes, la transformation géométrique des dalles carrées en dalles axisymétriques équivalentes donne :

- $r_c = 166$  mm
- $r_Q = 1487$  mm
- $r_s = 1505$  mm

### 4.3 Formulation analytique

Comme il l'a déjà été expliqué au chapitre [2], pour définir la rupture d'une dalle d'essai, il s'agit de croiser une loi de comportement de l'élément considéré reliant la charge

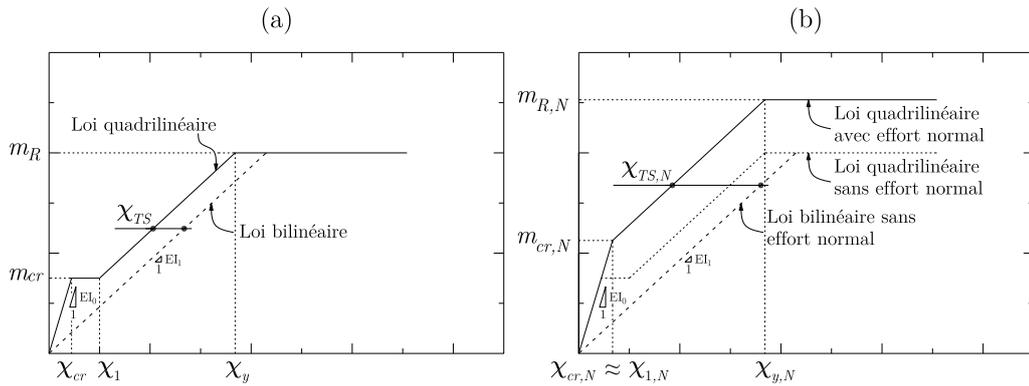
appliquée  $V$  à la rotation  $\psi$  par exemple, avec un critère de rupture. Cette partie s'attelle à la définition d'une loi analytique pour la définition du comportement de la dalle.

### 4.3.1 Loi quadrilinéaire avec prise en compte de la précontrainte

La formulation analytique de la loi quadrilinéaire avec prise en compte d'un effort normal et d'un moment de flexion dûs à la précontrainte, se base sur la loi analytique formulée initialement par Muttoni dans [Muttoni<sup>2008a</sup>] pour des dalles axisymétriques chargées exclusivement par des forces verticales.

#### Définition du diagramme moment-courbure quadrilinéaire

Afin d'exprimer la loi simplifiée du comportement de la dalle, il est d'abord nécessaire de définir un diagramme moment-courbure simplifié, quadrilinéaire, représentatif de la dalle considérée, comme l'illustre la figure 4.9 selon qu'un effort normal sollicite ou non l'élément étudié.



**Figure 4.9:** Diagrammes moment-courbure quadrilinéaires sans (a) et avec effort normal (b) comparés à un diagramme bilinéaire

Selon que la section est sollicitée par un effort normal ou non, le moment de fissuration  $m_{cr}$  s'exprime selon la relation (4.25) :

$$m_{cr} = \begin{cases} \frac{f_{ct} \cdot b \cdot h^2}{6} & \text{sans effort normal} \\ \frac{b \cdot h^2}{6} \left( f_{ct} - \frac{N}{A_c} \right) & \text{avec effort normal} \end{cases} \quad (4.25)$$

où :

- $f_{ct}$  résistance moyenne à la traction du béton, en [MPa];
- $h$  hauteur de la dalle, en [mm];
- $N$  effort normal sollicitant la dalle, (compression négative), en [N];
- $A_c$  section de béton sur laquelle agit l'effort normal, en [mm<sup>2</sup>];

Tant que la section demeure dans un état non fissuré, la rigidité s'exprime selon la relation (4.26), qu'un effort normal sollicite ou non la section :

$$EI_0 = \frac{E_c \cdot b \cdot h^3}{12} \quad (4.26)$$

où :

- $E_c$  module d'élasticité du béton, en [MPa];

La courbure de fissuration  $\chi_r$  peut alors s'exprimer selon (4.27)

$$-\chi_r = \frac{m_{cr}}{EI_0} = \begin{cases} \frac{2f_{ct}}{E_c \cdot h} & \text{sans effort normal} \\ 2 \left( f_{ct} - \frac{N}{A_c} \right) & \text{avec effort normal} \end{cases} \quad (4.27)$$

Après apparition de la première fissure en zone tendue, la hauteur de la zone comprimée peut s'exprimer selon (4.28) en admettant un comportement linéaire élastique de l'acier

et du béton :

$$x = \begin{cases} (\rho + \rho') \cdot d \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \beta \left( \sqrt{1 + 2 \frac{E_c}{E_s} \frac{(\rho + \rho') \frac{d'}{d}}{\beta(\rho + \rho')^2}} - 1 \right) & \text{sans eff. normal} \\ -\frac{E_s}{E_c}(\rho + \rho') \cdot d + \\ d \cdot \sqrt{\frac{E_s}{E_c} \cdot \beta \cdot (\rho + \rho')^2 - 2 \left( \frac{N}{b \cdot d^2 \cdot E_c \cdot \chi} - \frac{E_s}{E_c} \cdot \beta \left( \rho + \rho' \frac{d'}{d} \right) \right)} & \text{avec eff. normal} \end{cases} \quad (4.28)$$

où :

- $\rho'$      taux d'armature comprimée, ( $\rho' = A'_s/bd$ ) ;
- $A'_s$     section d'armature comprimée sur une unité de longueur  $b$ , en [mm<sup>2</sup>/m] ;
- $E_s$     module d'élasticité de l'armature passive, en [MPa] ;
- $d'$     hauteur statique de l'armature comprimée, en [mm] ;

La rigidité à l'état fissurée s'exprime alors selon (4.29) :

$$EI_1 = \begin{cases} b \cdot d^3 \cdot E_s \left[ \frac{E_c}{3E_s} \left( \frac{x}{d} \right)^3 + \rho \cdot \beta \left( 1 - \frac{x}{d} \right)^2 + \rho' \cdot \beta \left( \frac{d'}{d} - \frac{x}{d} \right)^2 \right] & \text{sans eff. normal} \\ b \cdot d^3 \cdot E_s \cdot \rho \cdot \beta \left( 1 - \frac{x}{d} \right) \left( 1 - \frac{h}{2d} \right) + E_c \frac{x^2}{2} \left( \frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + \\ b \cdot d^3 \cdot E_s \cdot \rho' \cdot \beta \left( \frac{x - d'}{d} \right) \left( \frac{h - 2d'}{2d} \right) & \text{avec eff. normal} \end{cases} \quad (4.29)$$

Le coefficient  $\beta$  est un facteur qui tient compte de la disposition orthogonale et non radiale des armatures et de la réduction du rapport entre la rigidité torsionnelle et flexionnelle de la dalle après fissuration. En effet par suite de fissuration de la dalle, celle-ci voit non seulement sa rigidité flexionnelle réduite mais aussi sa rigidité torsionnelle. Ainsi dans le cas des dalles traitées dans le cadre de cette modélisation, un coefficient  $\beta$  égal à 0.6, comme le propose [Muttoni<sup>2008</sup>] et synonyme d'un état fissuré de la dalle conduit à une très bonne corrélation entre les courbes charge-rotation prévues par ce modèle analytique et les courbes obtenues lors des essais comme il l'est visible aux

paragraphes suivants. Une explication plus détaillée de l'influence de la fissuration dans la réponse de l'élément est donnée à la fin de ce chapitre.

Le moment de rupture est calculé selon l'hypothèse que l'acier se comporte selon un régime parfaitement plastique après fissuration et que le béton comprimé se plastifie sur une zone de contrainte rectangulaire. Selon ces hypothèses, la hauteur de la zone plastique  $x_{pl}$  peut-être calculée selon la relation (4.30) :

$$x_{pl} = \begin{cases} \frac{f_s \cdot (A_s - A'_s)}{b \cdot f_c} & \text{sans eff. normal} \\ \frac{f_s \cdot (A_s - A'_s) - N}{b \cdot f_c} & \text{avec eff. normal} \end{cases} \quad (4.30)$$

Il est donc possible d'exprimer le moment de rupture selon l'expression (4.31) :

$$m_R = \begin{cases} b \cdot f_c \cdot x_{pl} \left( d - \frac{x_{pl}}{2} \right) + \beta \cdot \rho' \cdot b \cdot d \cdot f_s (d - d') & \text{sans eff. normal} \\ \beta \cdot \rho \cdot b \cdot d \cdot f_s \left( d - \frac{h}{2} \right) - \beta \cdot \rho' \cdot b \cdot d \cdot f_s \left( d' - \frac{h}{2} \right) - & \\ b \cdot f_c \cdot x_{pl} \left( \frac{x_{pl}}{2} - \frac{h}{2} \right) & \text{avec eff. normal} \end{cases} \quad (4.31)$$

La réduction de courbure qui provient du tension stiffening peut être exprimée selon la relation (4.32) lorsque la section n'est pas sollicitée par un effort normal.

$$\chi_{TS} = \frac{f_{ct}}{\beta \cdot \rho \cdot E_s} \times \frac{1}{6h} \quad (4.32)$$

Dans le cas contraire, il s'agit simplement d'ajouter la contribution de l'effort normal  $\chi_{TS,N}$  au tension stiffening comme il l'est schématisé sur le diagramme moment-courbure quadrilatéral de la figure 4.9 (b).

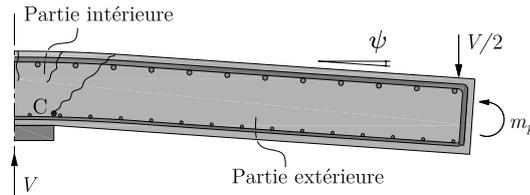
Il est donc désormais possible d'exprimer les courbures  $\chi_1$  et  $\chi_y$  selon les relations (4.33) et (4.34), au début de la phase stabilisée d'ouverture des fissures et à l'écoulement respectivement en fonction de la réduction de courbure due au tension stiffening, désignée par la suite  $\chi_{TS}$  que la section soit soumise ou non à un effort normal.

$$-\chi_1 = \frac{m_{cr}}{EI_1} - \chi_{TS} \quad (4.33)$$

$$-\chi_y = \frac{m_R}{EI_1} - \chi_{TS} \quad (4.34)$$

### Définition des différentes zones de comportement de la dalle

Il reste supposé ici qu'une partie de la dalle au delà de la fissure critique (partie extérieure) se meut comme un corps rigide par rapport à la partie de dalle en deça de la fissure critique (partie intérieure). Ce point de rotation est désigné par C sur la figure 4.10 et permet la justification de la cinématique de la dalle dont une explication plus détaillée sera développée au chapitre [6].



**Figure 4.10:** Mouvement de rotation autour du point C de la partie extérieure comme un corps rigide par rapport à la partie intérieure

Les fissures tangentielles et la courbure radiale sont elles toujours supposées essentiellement concentrées à proximité de la colonne. Il en résulte donc que le moment radial et parallèlement la courbure radiale, chutent rapidement au delà d'un rayon  $r_0$  qui définit la géométrie du cône de poinçonnement, comme le montre la figure 4.11 (a), puis (e). En d'autres termes, il est supposé que la totalité des déformations a lieu dans une région délimitée par un cercle de rayon  $r_0$  et qu'au delà de cette région, la dalle se meut comme un corps rigide.

A l'intérieur du cône de poinçonnement, le moment radial peut être considéré constant comme le suggère la figure 4.11 (e). En effet, la section coupée par la fissure critique est en équilibre par le jeu de force montré à la figure 4.11 (c). A l'intérieur de ce cône de poinçonnement, il est donc supposé que les courbures dans les deux directions sont constantes et égales. Il est donc possible de les exprimer selon la relation (4.35) :

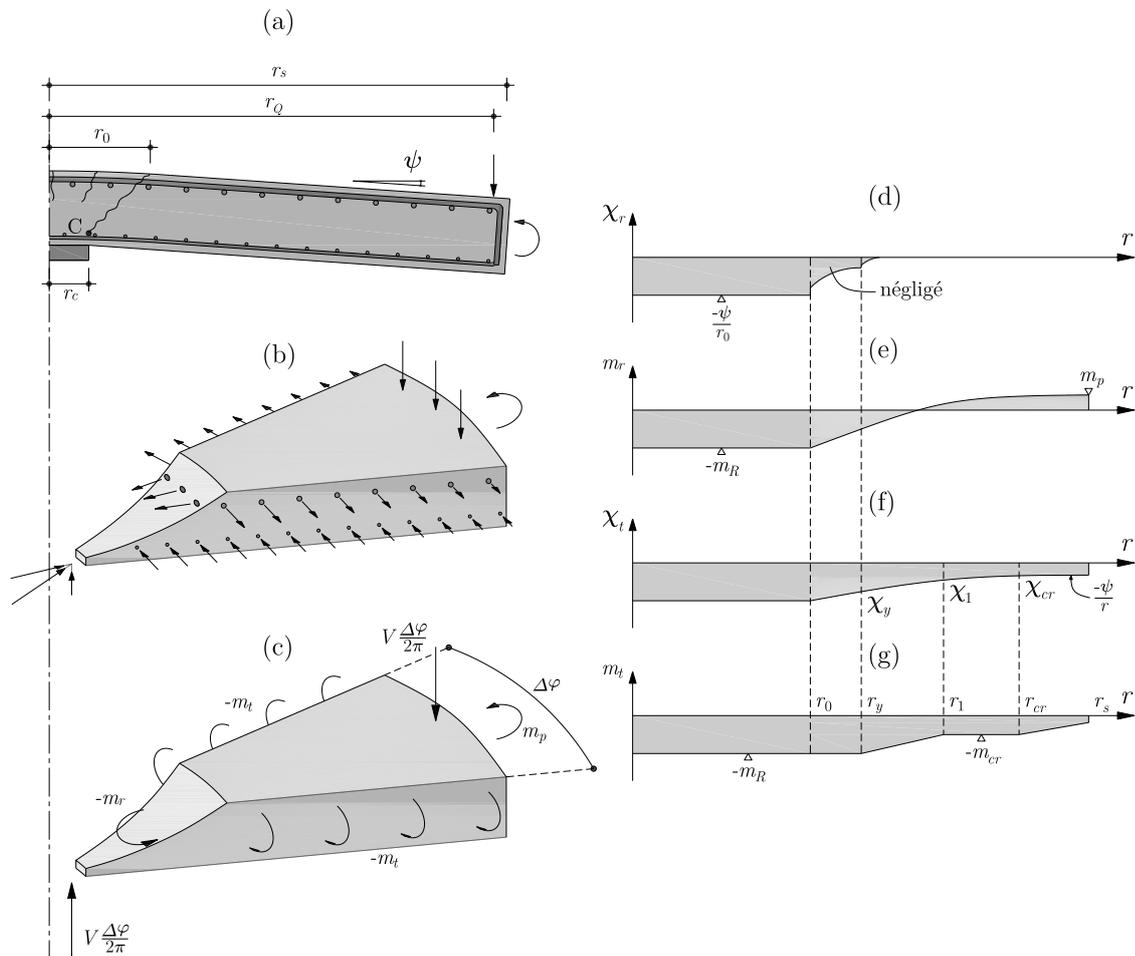
$$\chi_r = \chi_t = -\frac{\psi}{r_0} \quad \text{pour } r < r_0 \quad (4.35)$$

Le diagramme moment-courbure étant connu, il est possible de définir les différentes zones de dalle qui se trouvent dans des états de sollicitations différents, comme l'indique la figure 4.11.

Ainsi le rayon plastique  $r_y$  qui délimite la zone en deça de laquelle les armatures sont supposées s'être écoulées, s'exprime selon l'équation (4.36) :

$$r_y = -\frac{\psi}{\chi_y} \leq r_s \quad (4.36)$$

Le rayon  $r_1$  qui définit la zone en deça de laquelle la fissuration est stabilisée s'exprime



**Figure 4.11:** Comportement d'une dalle axisymétrique appuyée sur une colonne soumise à un effort tranchant, un moment de flexion et un effort normal de compression - Paramètres géométriques de la dalle (a), forces en présence dans l'armature et dans le béton sur une portion de dalle (b), équilibre d'une portion de dalle (c), courbure radiale (d), moment radial (e), courbure tangentielle (f) et moment tangentiel (g)

selon (4.37) :

$$r_1 = -\frac{\psi}{\chi_1} \leq r_s \quad (4.37)$$

Et le rayon  $r_{cr}$  qui définit la zone dans laquelle le béton est fissuré s'exprime selon (4.38) :

$$r_{cr} = -\frac{\psi}{\chi_{cr}} \leq r_s \quad (4.38)$$

Considérant que le moment  $\bar{m}$  notamment représenté à la figure 4.6 équivaut au moment  $m_p$  provenant de la précontrainte, l'équilibre de la portion de dalle présente sur la figure 4.11 (c) peut alors s'écrire comme suit :

$$V \cdot \frac{\Delta\varphi}{2\pi} (r_Q - r_c) = -m_r \cdot \Delta\varphi \cdot r_0 + m_p \cdot \Delta\varphi \cdot r_m - \Delta\varphi \int_{r_0}^{r_s} m_t \cdot dr \quad (4.39)$$

De l'expression initialement formulée par Muttoni dans [Muttoni<sup>2008</sup>], s'en suit l'expression de la charge  $V$  en fonction de la rotation  $\psi$  selon l'expression (4.40) qui tient compte de la présence de l'effort normal du à la précontrainte par le biais du diagramme-moment courbure et du moment de flexion du à la précontrainte directement présent dans l'expression :

$$V = \frac{2\pi}{r_Q - r_c} \left( -m_r \cdot r_0 + m_R \langle r_y - r_0 \rangle + \right. \\ \left. EI_1 \cdot \psi \left\langle \ln \frac{r_1}{r_y} \right\rangle + EI_1 \cdot \chi_{TS} \langle r_1 - r_y \rangle + \right. \\ \left. m_{cr} \langle r_{cr} - r_1 \rangle + EI_0 \cdot \psi \left\langle \ln \frac{r_s}{r_{cr}} \right\rangle + m_p \cdot r_m \right) \quad (4.40)$$

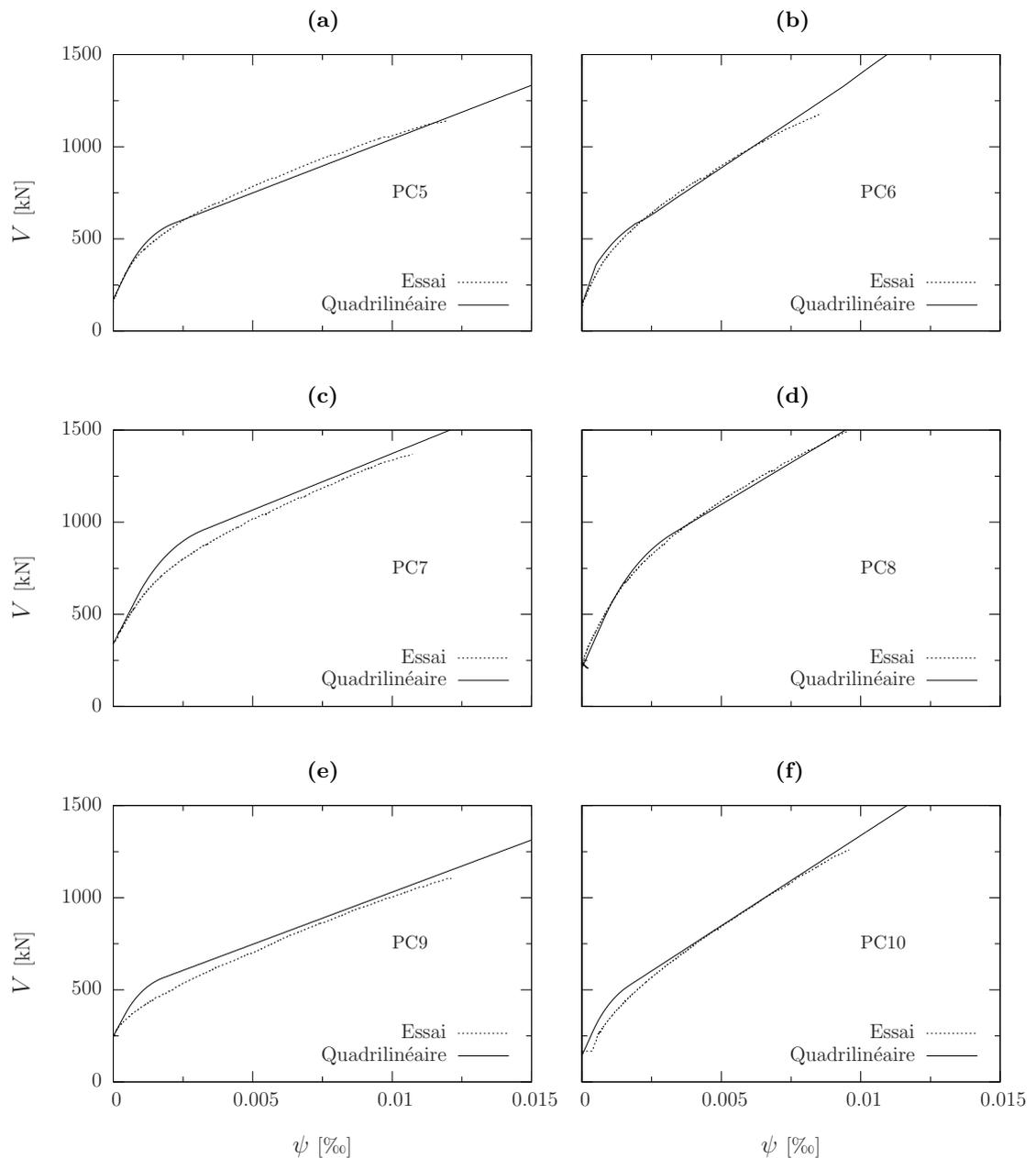
où :

$\langle A \rangle$  opérateur qui vaut  $A$  lorsque  $A > 0$  ou 0 lorsque  $A \leq 0$  ;

### 4.3.2 Comparaison de la loi quadrilinéaire aux essais

#### Dalles avec effort normal seul

Les dalles de cette série ont été chargées par un effort tranchant  $V$  et par une contrainte normale de compression comme il l'est expliqué au chapitre [3]. Les résultats complets relatifs à ces essais sont disponibles dans le rapport d'essais [Clément<sup>2010a</sup>]. Les courbes représentatives de la loi charge-rotation données par la formule (4.40) pour chacune des dalles PC5 à PC10 sont montrées à la figure 4.12. Elles sont comparées à la courbe charge-rotation pour laquelle la mesure de la rotation a été donnée par les valeurs des inclinomètres disposés comme l'indique la figure 4.15. Le comportement de la dalle prévu par la loi quadrilinéaire de la formule (4.40) montre une très bonne cohérence avec le comportement de la dalle observé lors des essais.

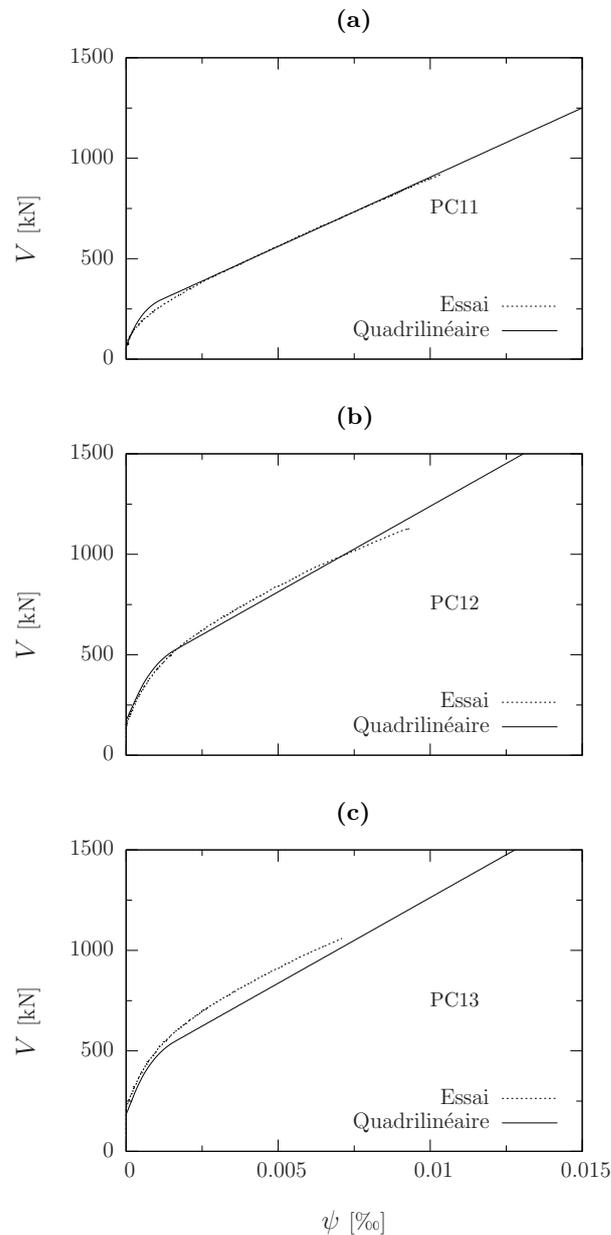


**Figure 4.12:** Comparaison entre la loi quadrilinéaire proposée par la relation (4.40) et les mesures effectuées lors des essais PC5 (a), PC6 (b), PC7 (c), PC8 (d), PC9 (e) et PC10 (f)

### Dalles avec moment de flexion et effort normal

Dans cette série d'essais, les dalles ont à la fois été soumises à un effort normal et à un moment de flexion grâce à la présence de câbles de précontrainte droits et excentrés par rapport au centre de gravité de la dalle. De plus amples informations relatives à cette série d'essais sont disponibles dans le rapport d'essais [Clément<sup>2010b</sup>]. La figure 4.13

compare la courbe charge-rotation des essais avec celle prévue par la formule (4.40).



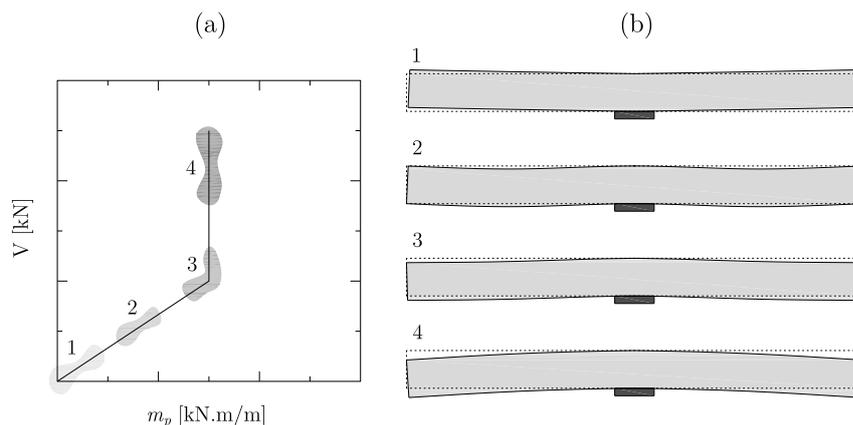
**Figure 4.13:** Comparaison entre la loi quadrilinéaire proposée par la relation (4.40) et les mesures effectuées lors des essais PC11 (a), PC12 (b), PC13 (c)

La courbe charge-rotation des essais a été tracé sur la base des mesure des rotations données par les inclinomètres placés en face supérieure de la dalle comme le montre la figure 4.15. Une fois encore, lorsque la dalle est non seulement soumise à un moment de flexion et à un effort normal, la loi quadrilinéaire dont la formulation est donnée par la formule (4.40) semble relativement bien décrire le comportement de la dalle lors des

essais.

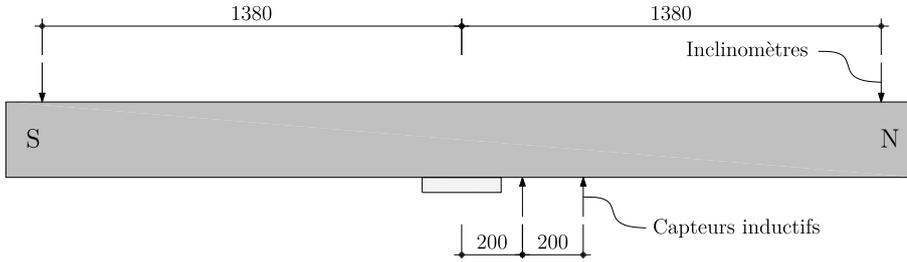
### Dalles avec moment seul

Les dalles PC1 à PC4 dont les résultats complets sont disponibles dans [Clément<sup>2010</sup>] ont été chargées simultanément par un effort tranchant et un moment de flexion comme il l'est expliqué au chapitre [3]. Le moment a été introduit simultanément à la charge qui conduirait la dalle à la rupture par poinçonnement et à partir d'une certaine valeur de  $V$ , le moment de flexion a été maintenu constant dans la dalle, comme le rappelle la figure 4.14 (a). Contrairement aux dalles soumises uniquement à une charge  $V$ , les dalles PC1 à PC4 ne présentent pas une courbure dont le signe reste constant durant l'essai. En effet, l'introduction du moment dans la dalle conduit à une déformée dont l'évolution qualitative en fonction du chargement est donnée à la figure 4.14 (b).



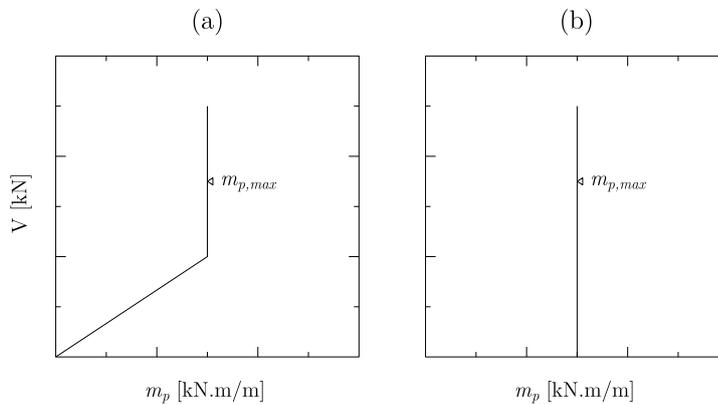
**Figure 4.14:** Evolution qualitative de la forme de la déformée en fonction du chargement - Relation qualitative entre le moment introduit dans la dalle et l'effort tranchant appliqué (a), forme de la déformée (b) associée au niveau de chargement de la dalle

Il est donc difficile de donner une courbe charge-rotation représentative de tout l'essai par la mesure de la rotation en un seul endroit de la dalle. Ainsi la figure 4.17 présente deux courbes charge-rotation. La première mesure dite extérieure est basée sur les résultats donnés par l'inclinomètre présent au niveau de la face supérieure de la dalle comme le montre la figure 4.15. La seconde mesure dite intérieure se base quant à elle sur les résultats donnés par les deux capteurs inductifs placés en face inférieure à 200 et 400 mm du centre de la dalle comme le suggère la figure 4.15.



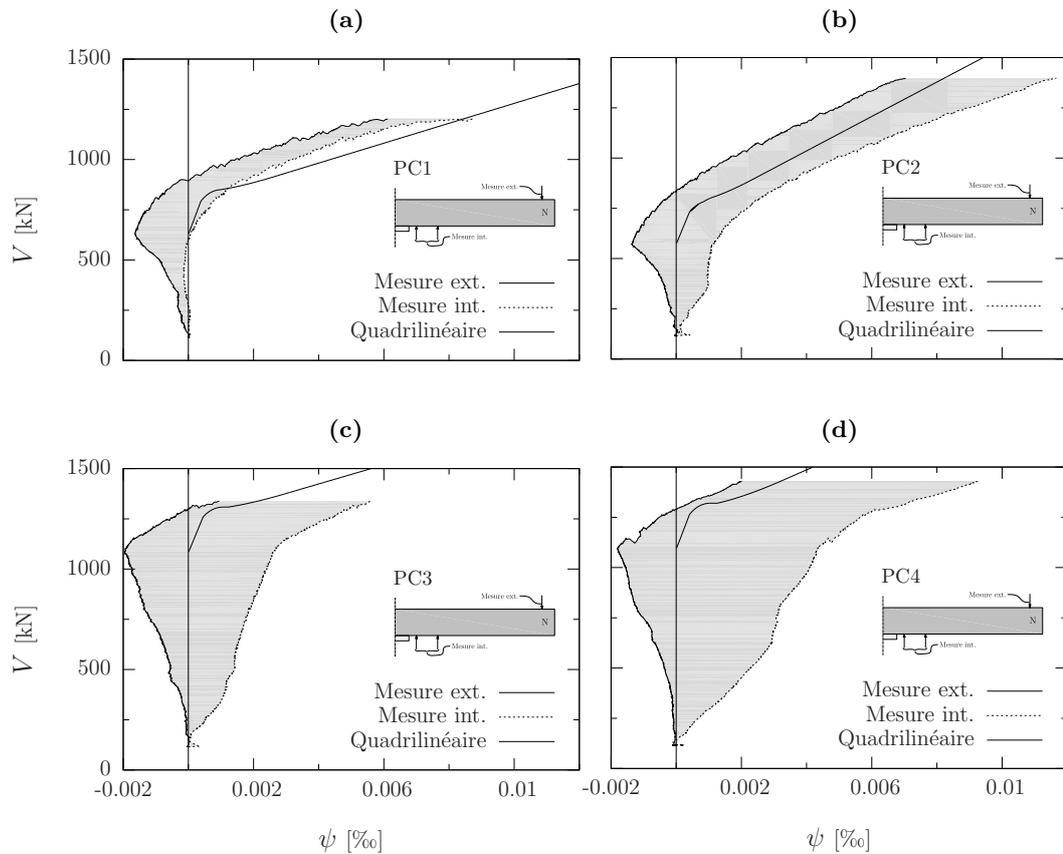
**Figure 4.15:** Positions de mesure de la déformée pour les courbes présentées à la figure 4.17

La courbe charge-rotation calculée selon l'expression (4.40) prévoit la prise en compte d'un moment de flexion qui agit comme une charge extérieure et qui ne dépend donc pas directement de la rotation de la dalle  $\psi$ . Ainsi pour le tracé de la loi quadrilinéaire de la figure 4.17, le moment  $m_p$  pris en compte n'a pas été considéré fonction de la charge comme le montre la figure 4.16 (a) ce qui impliquerait des rotations négatives provenant de la loi quadrilinéaire ce qui n'a pas de sens physique. Il a en revanche été considéré constant comme l'indique la figure 4.16 (b).



**Figure 4.16:** Relation  $V - m_p$  qualitative lors des essais (a) et adoptée pour la loi quadrilinéaire de la relation (4.40) (b)

La prévision de la courbe charge-rotation par la loi quadrilinéaire formulée en (4.40) montre une relativement bonne corrélation avec les essais en se situant globalement entre les deux courbes de mesure comme le montre la figure 4.17 (a) à (d).



**Figure 4.17:** Comparaison entre la loi quadrilinéaire proposée par la relation (4.40) et les mesures effectuées lors des essais par les capteurs indiqués à la figure 4.15 pour les dalles PC1 (a), PC2 (b), PC3 (c) et PC4 (d)

### 4.3.3 Influence du degré de fissuration dans la réponse des dalles

Comme il l'a été mentionné plus haut, le coefficient  $\beta$ , utilisé dans la loi quadrilinéaire présentée préalablement, est un facteur qui tient compte de la disposition des armatures et de la réduction du rapport entre la rigidité torsionnelle et flexionnelle de la dalle après fissuration. Ce deuxième aspect est lié au module de cisaillement de la dalle. Par suite de fissuration de la dalle le module de cisaillement est réduit, comme il l'a été mis en évidence par [Hand<sup>1973</sup>], [Suidan<sup>1973</sup>], [Lin<sup>1975</sup>], [Kabir<sup>1986</sup>]. Cette réduction est le fruit d'observations expérimentales des chercheurs intéressés par ce phénomène.

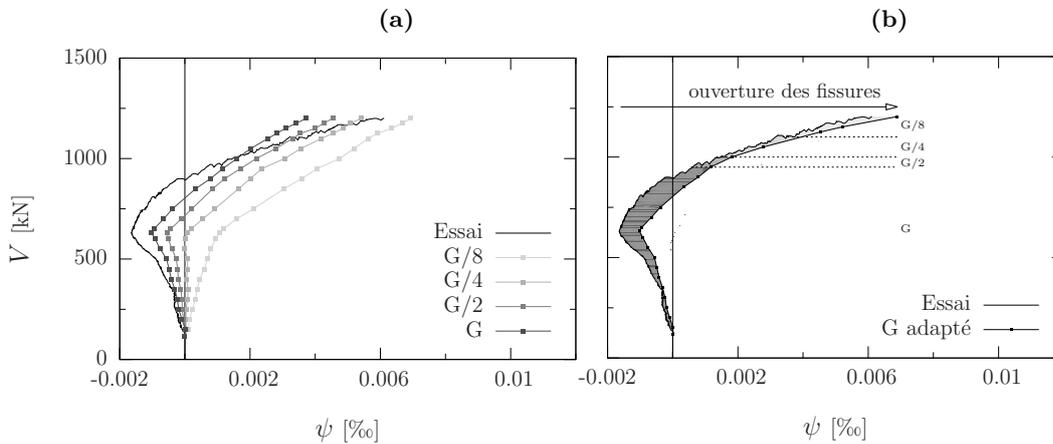
S'il a déjà été remarqué par [Tassinari<sup>2011</sup>], [Vaz Rodrigues<sup>2007</sup>] que dans le cas de dalles axisymétriques chargées exclusivement par des charges verticale, la réduction de la rigidité à la torsion de la dalle par rapport à la rigidité flexionnelle par un facteur voisin de 1/8 conduit à une bonne corrélation entre prévision et résultats expérimentaux, la prise en compte d'un moment de flexion ou d'un effort normal conséquent à une précontrainte

n'a pas été considérée.

Ici, est décrit qualitativement la réduction du module de cisaillement  $G$  sur la base de la mise en parallèle d'une analyse non linéaire par éléments finis avec des résultats expérimentaux sur deux dalles de la série PC1-PC4 (avec moment seul) et de la série PC5-PC10 (avec effort normal seul).

### Dalle avec moment

Les dalles de la série PC1 à PC4 présentent la particularité de s'être vues introduit le moment de flexion dans les coins de la dalle ce qui a engendré des moments de torsion significatifs. Le bâti de charge et le système d'introduction des forces est décrit en détail dans [Clément<sup>2010</sup>]. Il en résulte donc que le module de cisaillement est sensiblement affecté dans ces spécimens et doit être adapté selon l'état de fissuration de la dalle, comme l'avait déjà remarqué [Hand<sup>1973</sup>].



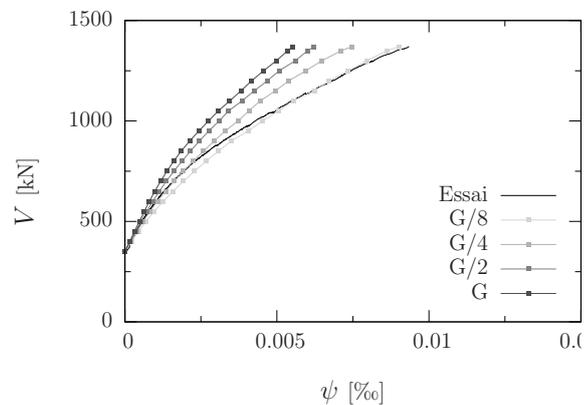
**Figure 4.18:** Comparaison entre la courbe charge-rotation de l'essai PC1 avec la prévision de l'analyse non linéaire par élément finis pour différentes valeurs du module de cisaillement (a) et pour un module de cisaillement adapté en fonction de l'état de fissuration de la dalle (b)

La figure 4.18 (a) superpose la courbe charge-rotation de l'essai PC1 avec des courbes charge-rotation pour différentes réduction du module de cisaillement, calculées à l'aide d'une modélisation tenant compte de la non linéarité matérielle du béton armé utilisé dans ce spécimen. Il apparaît clair que dans ce cas, la réduction du module de cisaillement par un facteur constant ne rend pas bien compte de ce qu'il s'est passé durant l'essai. Sur la figure 4.18 (b), est en revanche proposée une loi charge rotation adaptée qualitativement sur la base de la fissuration observée au cours de l'essai. En effet, la dalle sujette à un moment dans un sens opposé aux charges qui la conduiront à la rupture par poinçonnement tend à conserver un état non fissuré plus longtemps. Par suite de ce moment introduit dans les coins de la dalle, celle-ci n'est quasiment pas fissurée jusqu'à environ une charge voisine de 80% de la charge de rupture. Passé ce niveau de chargement, la dalle se fissure peu à peu et le module de cisaillement doit être réduit. Même si dans ces cas, un module de cisaillement constant ne peut décrire correctement

le comportement de la dalle, il peut être remarqué que proche de la rupture, la dalle se trouvant dans un état de fissuration avancé, la réduction du module par un facteur de 1/8 donne une bonne cohérence avec les résultats d'essais.

### Dalle avec effort normal

Dans le cas des dalles avec effort normal de la série PC5 à PC10, le chargement a été parfaitement axisymétrique et aucune forme de torsion majeure n'a été introduite dans ces spécimens. Même s'il est vrai que les fissures sont moins visibles, il reste néanmoins vrai que les rotations à la rupture des dalles avec effort normal sont similaires à leurs homologues sans effort normal comme il l'est montré dans le chapitre [3]. Le rapport entre la rigidité torsionnelle et flexionnelle de la dalle après fissuration est analogue aux dalles sans effort normal et la réduction du module de cisaillement par rapport à la rigidité flexionnelle peut alors également être admise à un facteur de 1/8 comme le suggère la figure 4.19.



**Figure 4.19:** Comparaison entre la courbe charge-rotation de l'essai PC7 avec la prévision de l'analyse non linéaire par élément finis pour différentes valeurs du module de cisaillement

Ainsi le coefficient  $\beta$  qui tient compte de la disposition des armatures et de la réduction du rapport entre la rigidité torsionnelle et flexionnelle de la dalle après fissuration, en étant pris égal à 0.6 fournit encore de bons résultats pour les dalles avec moment de flexion, pour des charges voisines de la charge de rupture et pour les dalles avec effort normal, les résultats demeurent également très bons en général.



## 5 Aspects normatifs

La présente section vise d'abord l'analyse détaillée des différentes approches pour la prise en compte de la précontrainte dans la résistance au poinçonnement au vu des paramètres étudiés dans les séries d'essais des dalles PC1 à PC13. Ainsi la norme américaine ACI 318 (2011) [ACI<sup>2011</sup>], la norme européenne EC2 (2004) [Eurocode<sup>2004</sup>], la norme suisse SIA 262 (2012) [SIA<sup>2012</sup>] très similaire au Model Code (2010) [FIB<sup>2011</sup>] pour sa prédiction de la résistance au poinçonnement seront étudiées distinctement dans leur manière de considérer les différents effets de la précontrainte, en s'appuyant sur les trois campagnes d'essais menées par l'auteur investiguant l'influence d'un moment seul, d'un effort normal seul et de la combinaison de ces deux effets sur la résistance au poinçonnement, ainsi que sur deux essais de référence PG19 et PG20 conduits par Guidotti [Guidotti<sup>2009</sup>]. Les résultats de ces campagnes d'essais menées par l'auteur sont disponibles dans [Clément<sup>2010</sup>], [Clément<sup>2010a</sup>] et [Clément<sup>2010b</sup>]. Ensuite ces approches sus-mentionnées seront comparées et leur pertinence confrontées au regard des essais tirés de la littérature.

### 5.1 Analyse des formulations des normes en vigueur sur la base des séries PC

Dans ce qui suit vont être comparées les prédictions des normes par rapport aux résultats des essais menées par l'auteur en fonction de la quantité d'effort normal et de moment de flexion introduits. Le tableau 5.1 donne un résumé de ces résultats. Le Model Code (2010) [FIB<sup>2011</sup>] et la SIA 262 (2012) [SIA<sup>2012</sup>] ont des formulations identiques comme il l'est déjà mentionné au chapitre [2], en revanche dans le tableau suivant sont présentés les résultats des ces deux normes en formulation caractéristique ou moyenne, dont le détail de la différence est aussi explicité au chapitre [2].

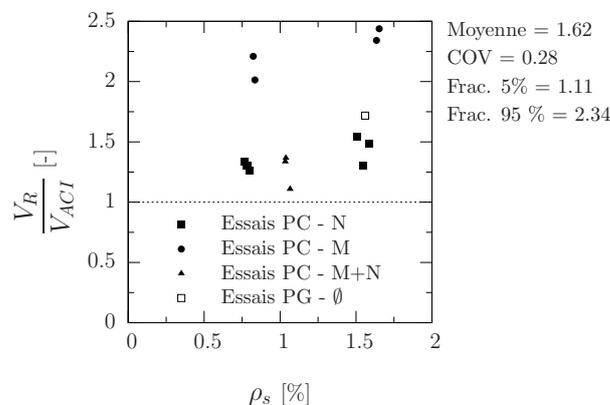
Dalle	Particularités	$V_R$ [kN]	$V_{EC}$ [kN]	$V_{ACI}$ [kN]	$V_{MC}^{k-II}$ [kN]	$V_{MC}^{k-III}$ [kN]	$V_{MC}^{m-II}$ [kN]	$V_{MC}^{m-III}$ [kN]	$\frac{V_R}{V_{EC}}$ [-]	$\frac{V_R}{V_{ACI}}$ [-]	$\frac{V_R}{V_{MC}^{k-II}}$ [-]	$\frac{V_R}{V_{MC}^{k-III}}$ [-]	$\frac{V_R}{V_{MC}^{m-II}}$ [-]	$\frac{V_R}{V_{MC}^{m-III}}$ [-]
PC1	Moment	1201	793	597	850	984	918	1066	1.51	2.01	1.41	1.22	1.31	1.13
PC2	Moment	1397	1002	597	1012	1092	1112	1206	1.39	2.34	1.38	1.28	1.26	1.16
PC3	Moment	1338	802	605	1244	1211	1259	1267	1.67	2.21	1.09	1.10	1.06	1.06
PC4	Moment	1433	982	588	1297	1320	1378	1442	1.46	2.44	1.10	1.09	1.04	0.99
PC5	Effort normal	1141	953	904	776	789	878	904	1.20	1.26	1.47	1.45	1.30	1.26
PC6	Effort normal	1205	1168	925	911	924	1034	1064	1.03	1.30	1.32	1.30	1.17	1.13
PC7	Effort normal	1370	1202	1048	1008	1025	1119	1138	1.14	1.31	1.36	1.34	1.22	1.20
PC8	Effort normal	1494	1368	1004	1107	1123	1233	1252	1.09	1.49	1.35	1.33	1.21	1.19
PC9	Effort normal	1105	936	827	733	745	844	880	1.18	1.34	1.51	1.48	1.31	1.26
PC10	Effort normal	1259	1135	815	889	900	1021	1059	1.11	1.54	1.42	1.40	1.23	1.19
PC11	Câbles	919	929	688	805	824	943	974	0.99	1.34	1.14	1.12	0.97	0.94
PC12	Câbles tendus	1129	1022	827	911	956	1023	1093	1.10	1.37	1.24	1.18	1.10	1.03
PC13	Câbles tendus	1058	1089	955	1013	1079	1114	1208	0.97	1.11	1.04	0.98	0.95	0.88
Moyenne									1.22	1.62	1.29	1.25	1.16	1.11
COV									0.18	0.28	0.12	0.12	0.11	0.11
Frac. 5%									0.96	1.11	1.04	0.98		
Frac. 95%									1.51	2.34	1.47	1.45		

**Tableau 5.1:** Prévisions des résultats d'essais PC1 à PC13 selon les recommandations ACI 318, EC2, MC niveau II et MC niveau III

### 5.1.1 Norme américaine : ACI 318 (2011)

#### Résistance au poinçonnement

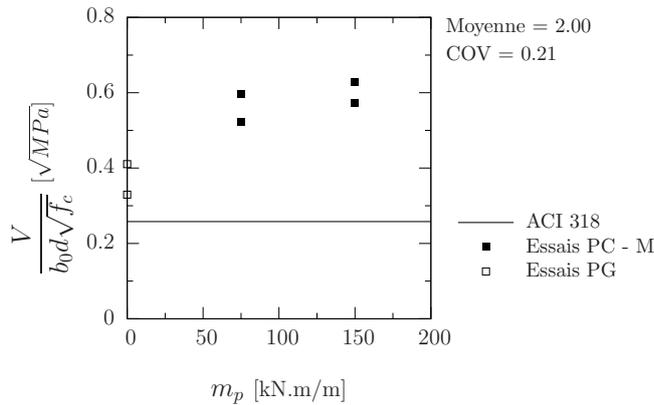
Sur la base des résultats d'essais des dalles PC1 à PC13 et des deux dalles de référence PG19 et PG20, la norme américaine se veut très conservatrice. Comme le montre la figure 5.1, les charges de rupture obtenues lors des essais PC11 à PC13 sont en moyenne 62% plus élevées que les charges de rupture prévues par cette norme. En outre, ces derniers résultats sont assez dispersés ; pour preuve un coefficient de variation de 28% qui s'explique par la formulation relativement simple pour le calcul de la résistance au poinçonnement ne tenant notamment pas compte de l'influence d'un moment de flexion.



**Figure 5.1:** Comparaison des résultats d'essais des séries PC et PG avec les prévisions de la norme américaine ACI 318 (2008) [ACI<sup>2011</sup>]

#### Influence d'un moment de flexion

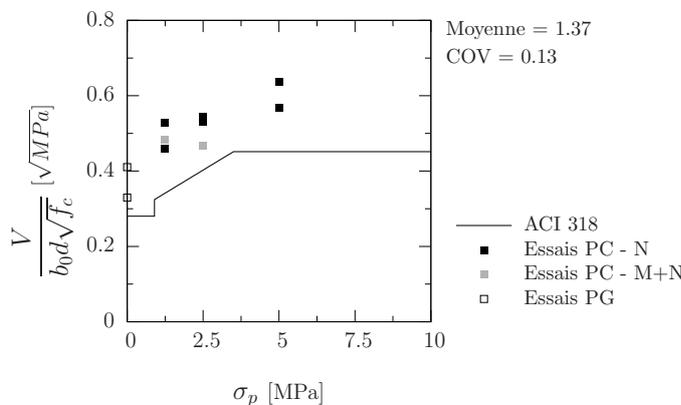
Comme il l'a déjà été évoqué au chapitre [2] dans la formule (2.14), la norme américaine ne prend pas en compte l'influence d'un quelconque moment de flexion pour le calcul de la résistance au poinçonnement. La figure 5.2 compare les résultats d'essais de la série PC et des essais de référence de la série PG avec les prédictions de la norme américaine pour des valeurs de  $f_c$ ,  $b_0$  et  $d$  prises comme étant la moyenne des valeurs des spécimens représentés sur cette figure (séries PC et PG). La moyenne des rapports des valeurs de charges d'essais par rapport aux charges prévues par la norme indique que celle-ci sous-estime de deux fois en moyenne la résistance avec un coefficient de variation de 0.21 pour l'ensemble des points représentés sur la figure 5.2. Outre le fait que cette norme ne considère pas l'influence du moment sur la résistance au poinçonnement, la sous-estimation de résistance peut s'expliquer par la formulation assez simple pour le calcul de la résistance au poinçonnement. Comme le montrait déjà la formule (2.14), la résistance au poinçonnement est seulement liée à hauteur statique de la dalle, au périmètre critique, au type de colonne (intérieure, de bord ou d'angle), à la résistance à la compression du béton et à la quantité d'effort normal introduit. Mais cette résistance à la compression du béton est en outre limitée à 35 MPa et la quantité d'armature de flexion n'est pas prise en compte tout comme l'effet de taille.



**Figure 5.2:** Comparaison des résultats d’essais des séries PC et PG avec les prévisions de la norme américaine ACI 318 (2008) [ACI<sup>2011</sup>]

### Influence d’un effort normal

Concernant l’effort normal, la norme ACI 318 [ACI<sup>2011</sup>] en tient compte de manière linéaire pour une plage de contrainte comprise en 0.9 et 3.5 MPa. La figure 5.3 positionne les points d’essais des série PC et PG en fonction de l’effort normal introduit par rapport à la prédiction de la norme américaine pour des valeurs de  $f_c$ ,  $b_0$  et  $d$  prises comme étant la moyenne des valeurs des spécimens représentés sur cette figure, comme fait précédemment. S’il est vrai que les prédictions de cette norme pour la prise en compte d’un effort normal sont nettement meilleures que pour un moment de flexion, il reste néanmoins vrai que ceci est surtout valable pour des essais pour lesquels l’effort normal est compris entre 0.9 et 3.5 MPa. Dès que ces valeurs sont dépassées et notamment vers le haut les prédictions sont significativement dépréciées.

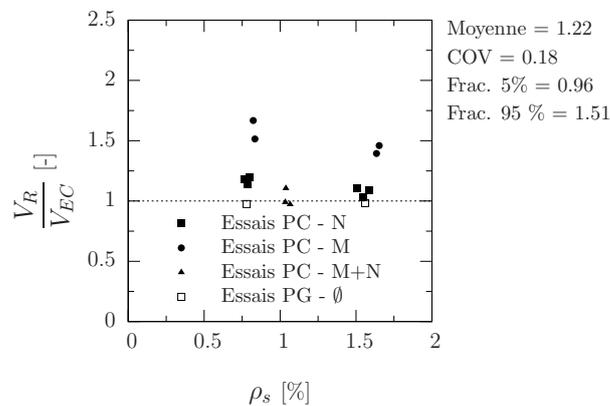


**Figure 5.3:** Comparaison des résultats d’essais des séries PC et PG avec les prévisions de la norme américaine ACI 318 (2008) [ACI<sup>2011</sup>]

## 5.1.2 Norme européenne : EC2 (2004)

### Résistance au poinçonnement

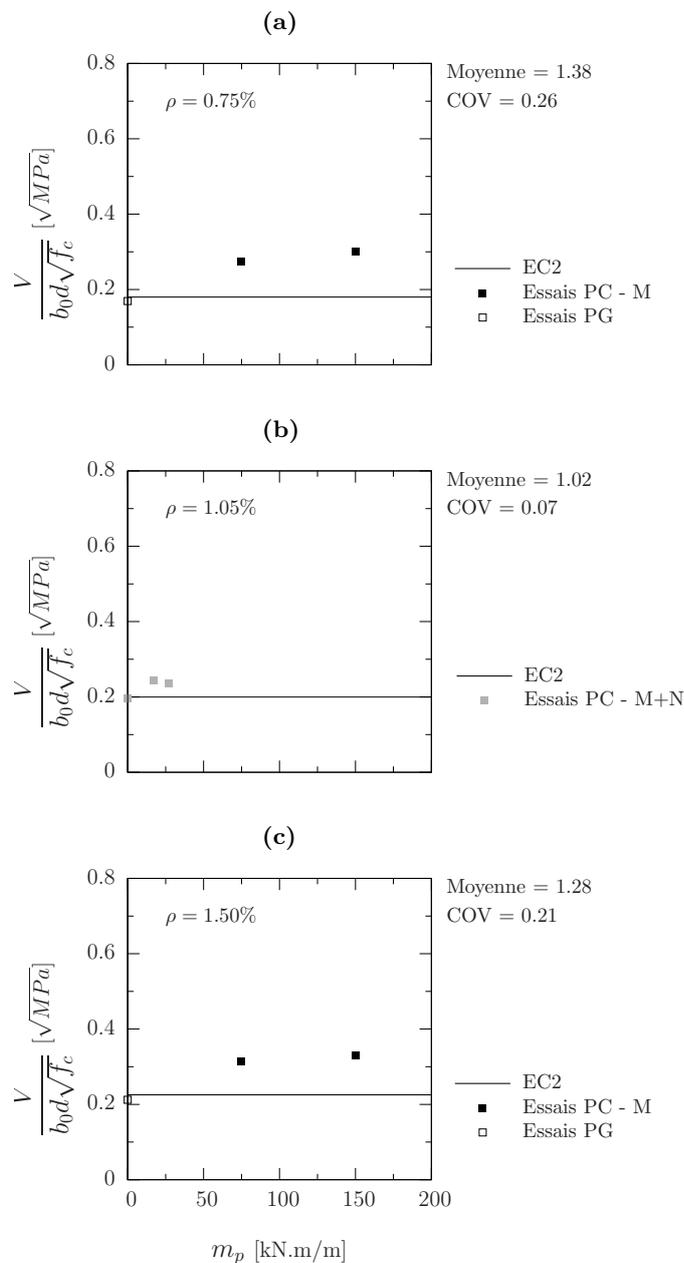
Sur la base de la même série d'essais que celle empruntée pour la norme américaine, la norme européenne EC2 (2004) semble mieux prédire les résultats d'essais. Comme le montre la figure 5.4, les charges de rupture obtenues lors des essais PC11 à PC13 sont en moyenne 22% plus élevées que les charges de rupture prévues par cette norme. Sur ces résultats, un coefficient de variation de 0.18 est à observer. Cette relative grande valeur s'explique essentiellement par la moins bonne prévision des essais dans lesquels seul un moment de flexion avait été introduit ; dans les autres cas les prédictions demeurent assez cohérentes.



**Figure 5.4:** Comparaison des résultats d'essais des séries PC et PG avec les prévisions de la norme européenne EC2

### Influence d'un moment de flexion

L'Eurocode 2 [Eurocode<sup>2004</sup>] ne prend pas en compte le moment de flexion pour le calcul de la résistance au poinçonnement. C'est dans ce cas, où les spécimens ne sont sollicités, outre la charge verticale, que par un moment de flexion, que les prévisions sont les moins bonnes comme le représente la figure 5.5 selon la quantité d'armature présente dans les spécimens. Pour chacune des figures 5.5, (a), (b) et (c), les prévisions ont été calculées sur la base des périmètres  $b_0$  et des hauteurs statiques  $d$  moyens relatifs aux spécimens représentés sur la figure considérée (séries PC et PG). Ces prévisions sont ici toutefois nettement meilleures que celles prévues par la norme américaine dans la mesure où l'Eurocode est plus complète dans sa formulation en tenant compte de la quantité d'armature et de la résistance réelle du béton sans devoir la limiter à une valeur maximale comme le stipule la norme américaine.

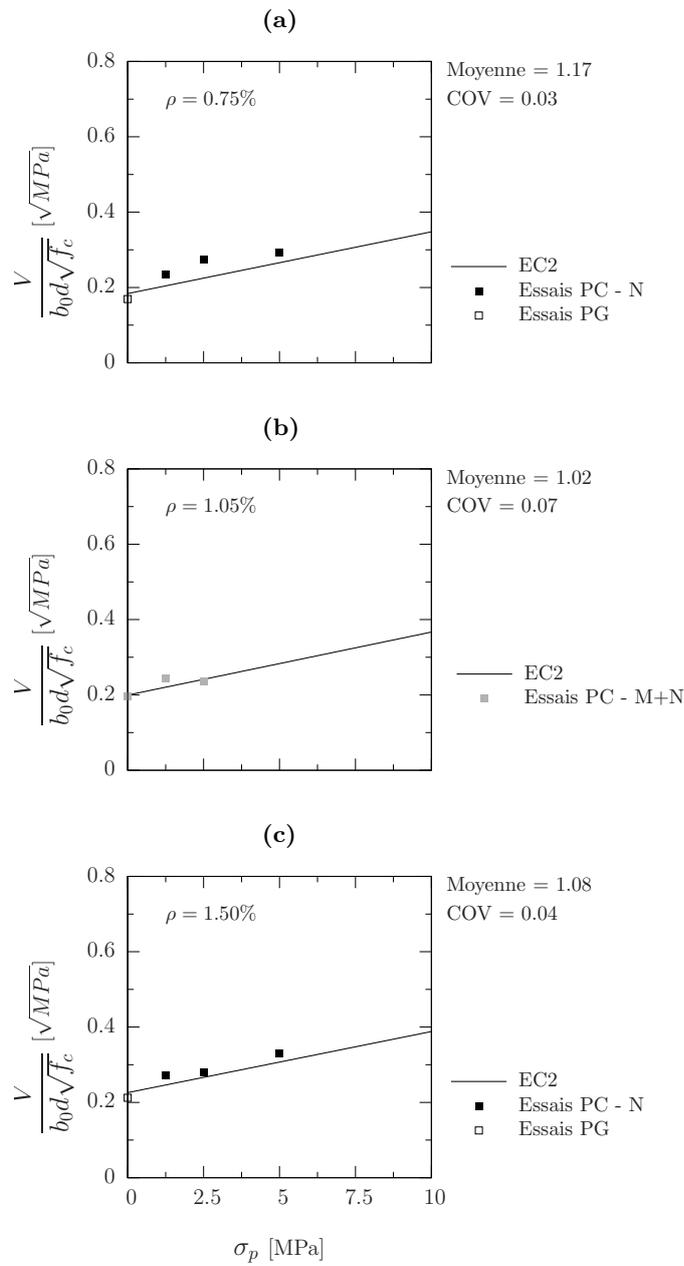


**Figure 5.5:** Comparaison des résultats d'essais des séries PC et PG avec les prévisions de la norme européenne EC2 [Eurocode<sup>2004</sup>] selon la quantité de moment de flexion introduit pour  $\rho = 0.75\%$  (a),  $\rho = 1.1\%$  (b) et  $\rho = 1.5\%$  (c)

### Influence d'un effort normal

L'Eurocode tient compte de l'effort normal pour le calcul de la résistance au poinçonnement sous une forme similaire à celle proposée par la norme américaine, comme il l'est montré dans la relation (2.15). La résistance de l'élément est linéairement proportionnelle

avec la quantité d'effort normal introduit. En revanche la contrainte appliquée, égale en pratique la contrainte normale dans la section critique, n'est pas bornée ni par une valeur supérieure, ni par une valeur inférieure comme le recommande la norme américaine. Il en résulte donc une relativement bonne corrélation entre les valeurs prévues par la norme et les valeurs d'essais comme le montre la figure 5.6 selon la quantité d'armature présente dans les spécimens. Les prévisions de cette norme pour la prise en compte de l'effort normal sur la résistance au poinçonnement ont été calculées de manière analogue à celle explicitée pour la prise en compte du moment de flexion.



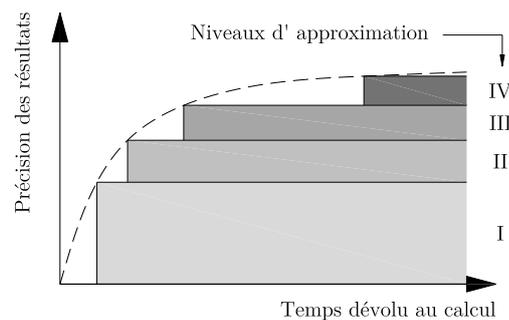
**Figure 5.6:** Comparaison des résultats d'essais des séries PC et PG avec les prévisions de la norme européenne EC2 [Eurocode<sup>2004</sup>] selon la quantité d'effort normal introduit pour  $\rho = 0.75\%$  (a),  $\rho = 1.1\%$  (b) et  $\rho = 1.5\%$  (c)

### 5.1.3 Norme suisse : SIA 262 (2012) et Model Code (2010) - Formulation caractéristique

#### Résistance au poinçonnement

Comme il l'a déjà été montré au chapitre [2], les deux normes SIA 262 (2012) [SIA<sup>2012</sup>] et Model Code (2010) [FIB<sup>2011</sup>] ont des formulations pour le calcul de la résistance au poinçonnement très similaires ce qui conduit à des résultats eux aussi très similaires. En effet pour l'ensemble des essais des séries PC, l'écart maximal entre les prévisions de la SIA et du Model Code ne s'élevait qu'à 1.1%, écart provenant de l'expression de la contrainte de cisaillement  $\tau_c$  légèrement différente dans les deux approches. Aussi, ici sera admis que les prévisions de résistance pour les deux normes sont identiques.

Le Model Code (2010) ainsi que la SIA 262 (2012) se basent sur la méthode des niveaux d'approximation, explicitée en détails dans [Muttoni<sup>2012</sup>] et [Muttoni<sup>2012a</sup>]. Cette approche consiste à aborder un calcul par niveau de complexité croissant amenant à une précision des résultats croissante. Toutefois, cette précision des résultats ne varie pas linéairement avec le temps dévolu au calcul comme l'illustre la figure 5.7.



**Figure 5.7:** Approche par niveaux d'approximation pour le Model Code 2010 et la SIA 262 (2012)

Si la formulation pour le calcul de la résistance au poinçonnement a déjà été donnée au chapitre [2] par la formule (2.17), ici seront traités d'abord la pertinence du rapport  $V/8$  pour le niveau d'approximation II puis le détail du calcul de la rotation  $\psi$  selon que l'élément considéré est sollicité ou non par de la précontrainte, pour le niveau d'approximation III.

#### *Commentaire sur le rapport $V/m_s$ au niveau II*

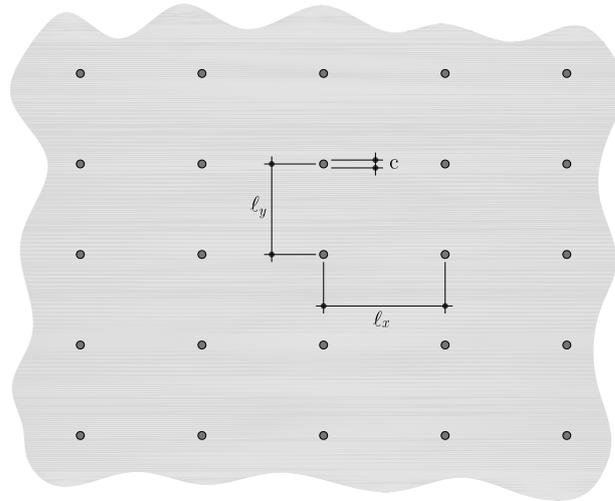
Au niveau II, il est stipulé dans la norme SIA 262 (2012) [SIA<sup>2012</sup>] et dans le Model Code (2010) [FIB<sup>2011</sup>] que le moment  $m_s$  peut être estimé à  $V/8$  tant que le rapport des portées  $\ell_x/\ell_y$  est compris entre 0.5 et 2. Pour un plancher-dalle standard qui respecte ces valeurs de portées et pour lequel le rapport entre le diamètre ou le côté de la colonne  $c$  et la hauteur statique de la dalle  $d$  est voisin de 1, cette estimation est tout-à-fait satisfaisante.

Toutefois, la valeur de  $V/m_s$  est non seulement fonction du rapport entre les portées  $\ell_x$

et  $\ell_y$  schématisées à la figure 5.8, mais aussi du rapport de la taille de la colonne à la portée dans les directions  $x$  et  $y$ . Au niveau II,  $m_s$  est estimé à  $V/8$  ce qui équivaut au niveau III à un rapport  $V/\alpha$  avec  $\alpha$  donné par la formule (5.1) :

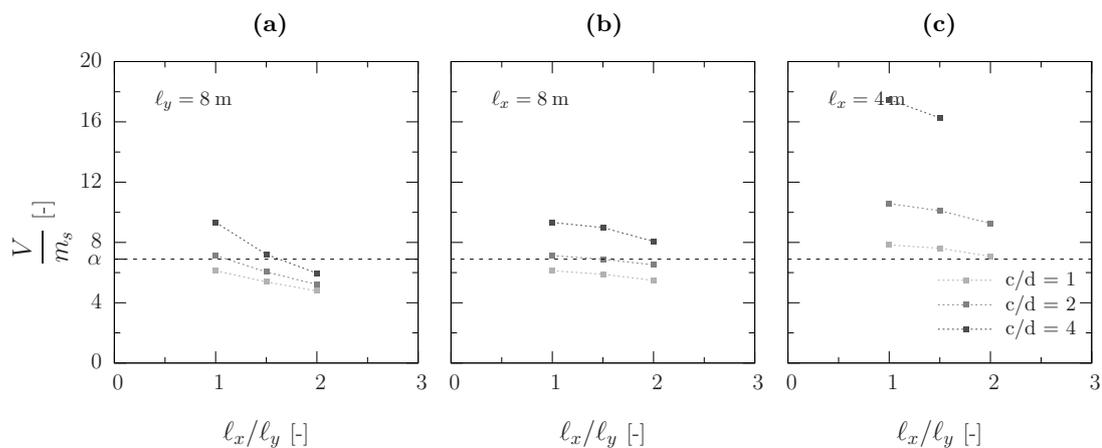
$$\alpha = \frac{1}{\left(\frac{1.5}{1.2} \cdot \left(\frac{1}{8}\right)^{1.5}\right)^{1/1.5}} \approx 6.89 \quad (5.1)$$

Ainsi pour mettre en évidence la justesse du rapport  $V/8$ , une modélisation par éléments finis au niveau III a été réalisée. La pertinence du rapport  $V/8$  au niveau II, correspondant donc environ à  $V/6.89$  au niveau III, a été étudiée par le calcul du rapport  $V/m_s$  en faisant varier le rapport des portées  $\ell_x/\ell_y$  et des rapports du diamètre de la colonne  $c$  aux portées  $\ell_x$  et  $\ell_y$  sur la base d'un champ de dalle montré à la figure 5.8.

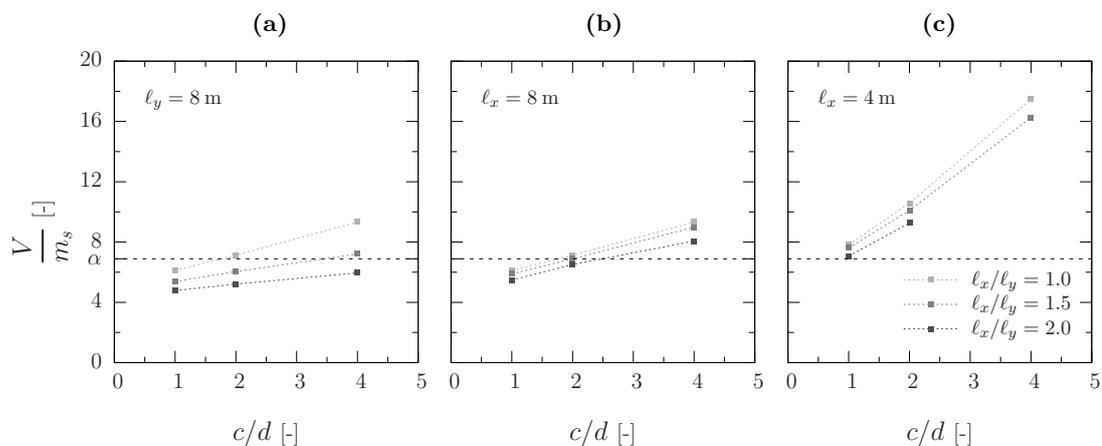


**Figure 5.8:** Plancher type de dimension  $\ell_x$  par  $\ell_y$  avec un diamètre de colonne valant  $c$  et une hauteur statique valant  $d$

La figure 5.9 montre que le rapport  $V/m_s$  n'est pas systématiquement voisins de  $\alpha$ . Au niveau II, il n'est pas toujours prudent d'estimer le moment  $m_s$  à  $V/8$  et donc une analyse au niveau III est alors recommandée. Ce même constat peut se faire au travers de la figure 5.10 mettent en évidence l'importance de la taille de la colonne par rapport à la portée.

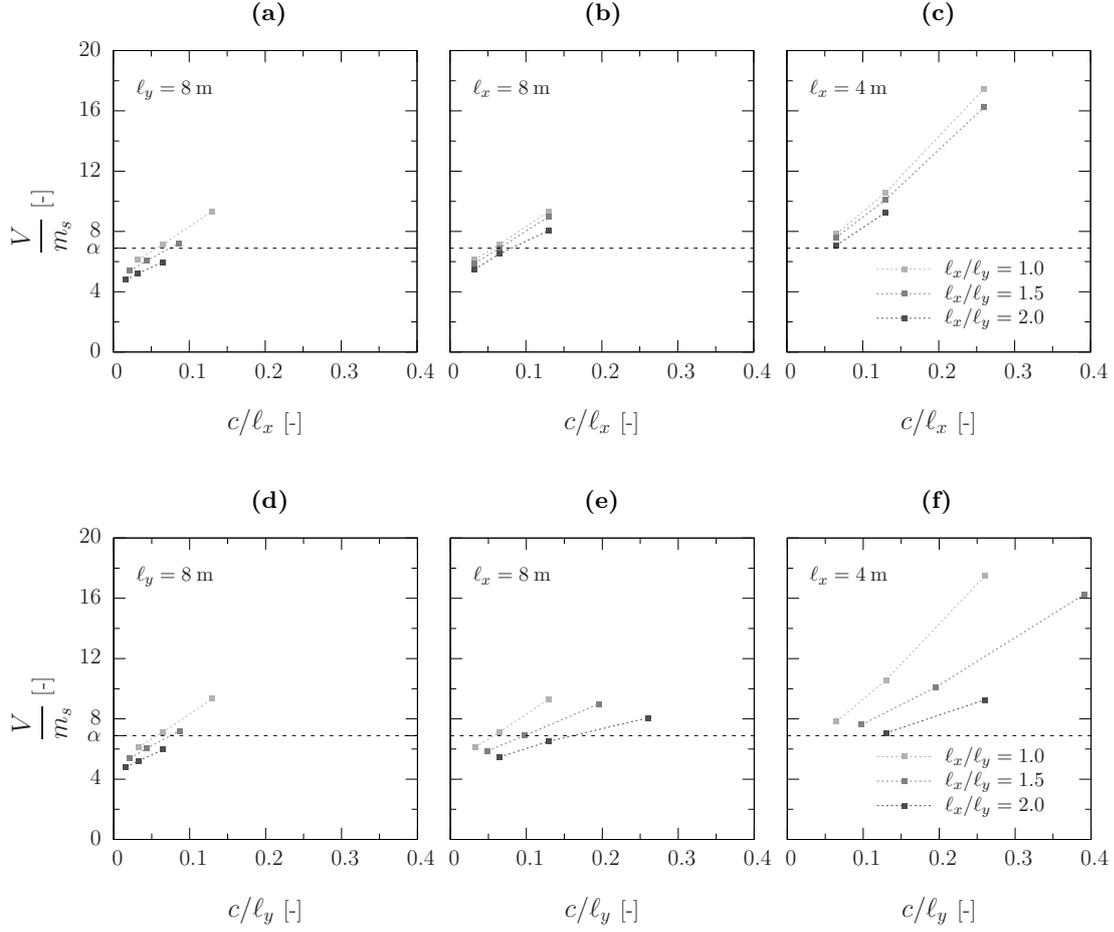


**Figure 5.9:** Evolution du rapport  $V/m_s$  pour différents rapports  $l_x/l_y$  pour différentes portées de base ( $l_y = 8$  m (a),  $l_x = 8$  m (b) et  $l_x = 4$  m (c)) en fonction du rapport  $c/d$  pour une hauteur statique constante  $d$  de 0.26 m



**Figure 5.10:** Evolution du rapport  $V/m_s$  pour différents rapports  $c/d$  pour différentes portées de base ( $l_y = 8$  m (a),  $l_x = 8$  m (b) et  $l_x = 4$  m (c)) en fonction du rapport  $c/d$  pour une hauteur statique constante  $d$  de 0.26 m

La figure 5.11 montre aussi que pour des portées standards (voisines de 8 m) avec des rapports de portées eux aussi standards (entre 0.5 et 2), l'estimation de  $V/m_s$  à 8 est relativement bonne. Toutefois lorsque la portée devient grande par rapport à la colonne ( $c/l_x$  ou  $c/l_y < 0.05$ ), cette estimation n'est plus correcte et un recours au niveau III est alors nécessaire.



**Figure 5.11:** Evolution du rapport  $V/m_s$  pour différents rapports de portées  $l_x/l_y$  pour différentes portées de base en fonction du rapport de la taille de la colonne  $c$  à la portée selon la direction  $x$  **(a)**, **(b)** et **(c)** et en fonction du rapport de la taille de la colonne  $c$  à la portée selon la direction  $y$  **(d)**, **(e)** et **(f)** pour une hauteur statique constante  $d$  de 0.26 m

*Expression de la rotation  $\psi$  au niveau III*

Dans le cas où la dalle n'est chargée que par des forces verticales, la rotation  $\psi$  est donnée par l'expression suivante :

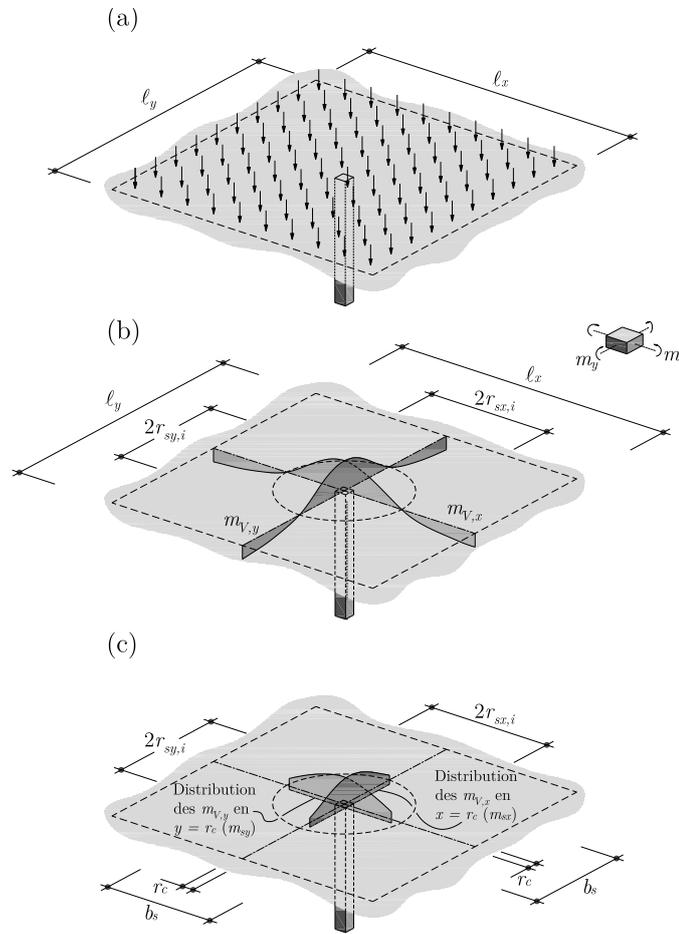
$$\psi = 1.2 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left( \frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{3/2} \tag{5.2}$$

La valeur du moment  $m_{sd}$  est estimée par la biais d'une modélisation linéaire non fissurée dont une explication plus détaillée est fournie ci-après.

Pour cela est considéré un champ de dalle carré ( $l_x = l_y$ ) exclusivement chargé par des

forces verticales dont une représentation schématique est donnée à la figure 5.12 (a). Les diagrammes des moments  $m_{V,x}$  et  $m_{V,y}$  au centre de la dalle sont représentés sur la figure 5.12 (b). Il est alors possible d'identifier la zone de moment nul de rayon  $r_{sx,i} = r_{sy,i}$  qui dans ce cas vaut environ  $0.22\ell_x = 0.22\ell_y$ . A partir de cette zone de moment nul, peut être calculée la grandeur  $b_s$ , longueur sur laquelle est intégrée le moment  $m_{V,x}$  respectivement  $m_{V,y}$ , qui se définit par l'équation (5.3) :

$$b_s = 1.5\sqrt{r_{sx,i} \cdot r_{sy,i}} \quad (5.3)$$

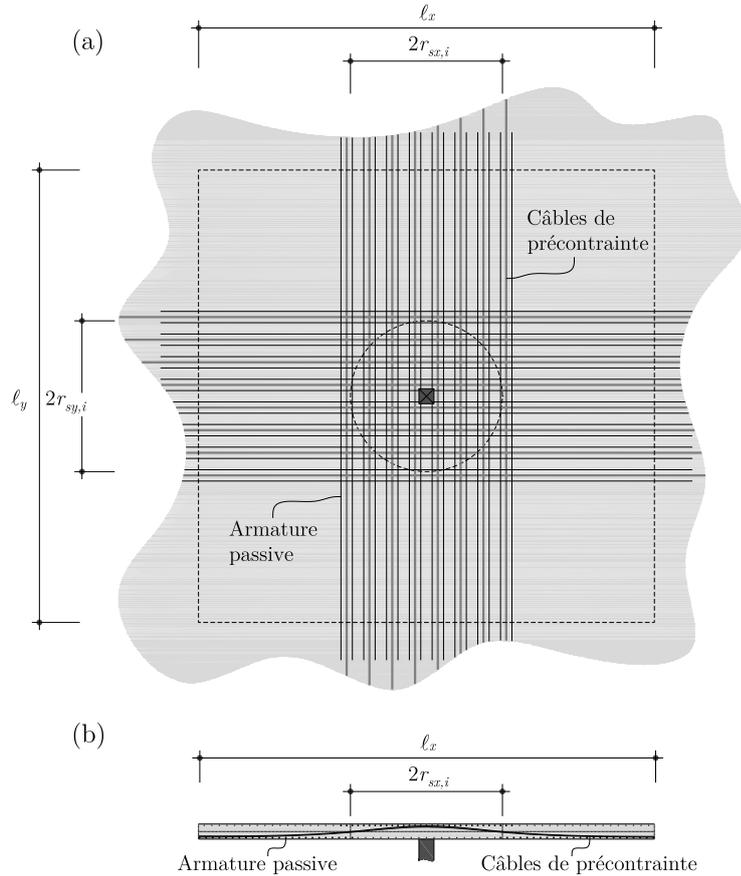


**Figure 5.12:** Estimation du moment  $m_s$  pour une dalle sans précontrainte - Champ de dalle exclusivement chargé par des forces verticales (a), diagramme des moments  $m_{V,x}$  et  $m_{V,y}$  au centre de la dalle et dans ses deux directions (b) et distribution des moments  $m_{V,x}$  et  $m_{V,y}$  sur une longueur  $b_s$  (c)

Le moment  $m_{sx}$  respectivement  $m_{sy}$  correspond donc à la surface de la distribution des  $m_{V,x}$ , respectivement  $m_{V,y}$  en  $x = r_c$ , respectivement  $y = r_c$  et peut alors se calculer

comme suit selon l'équation (5.4) :

$$m_{sx} = \frac{\int_{-bs/2}^{bs/2} m_{V,x} dx}{b_s} \quad \text{respectivement} \quad m_{sy} = \frac{\int_{-bs/2}^{bs/2} m_{V,y} dy}{b_s} \quad (5.4)$$



**Figure 5.13:** Dimensions caractéristiques d'un champ de dalle précontraint

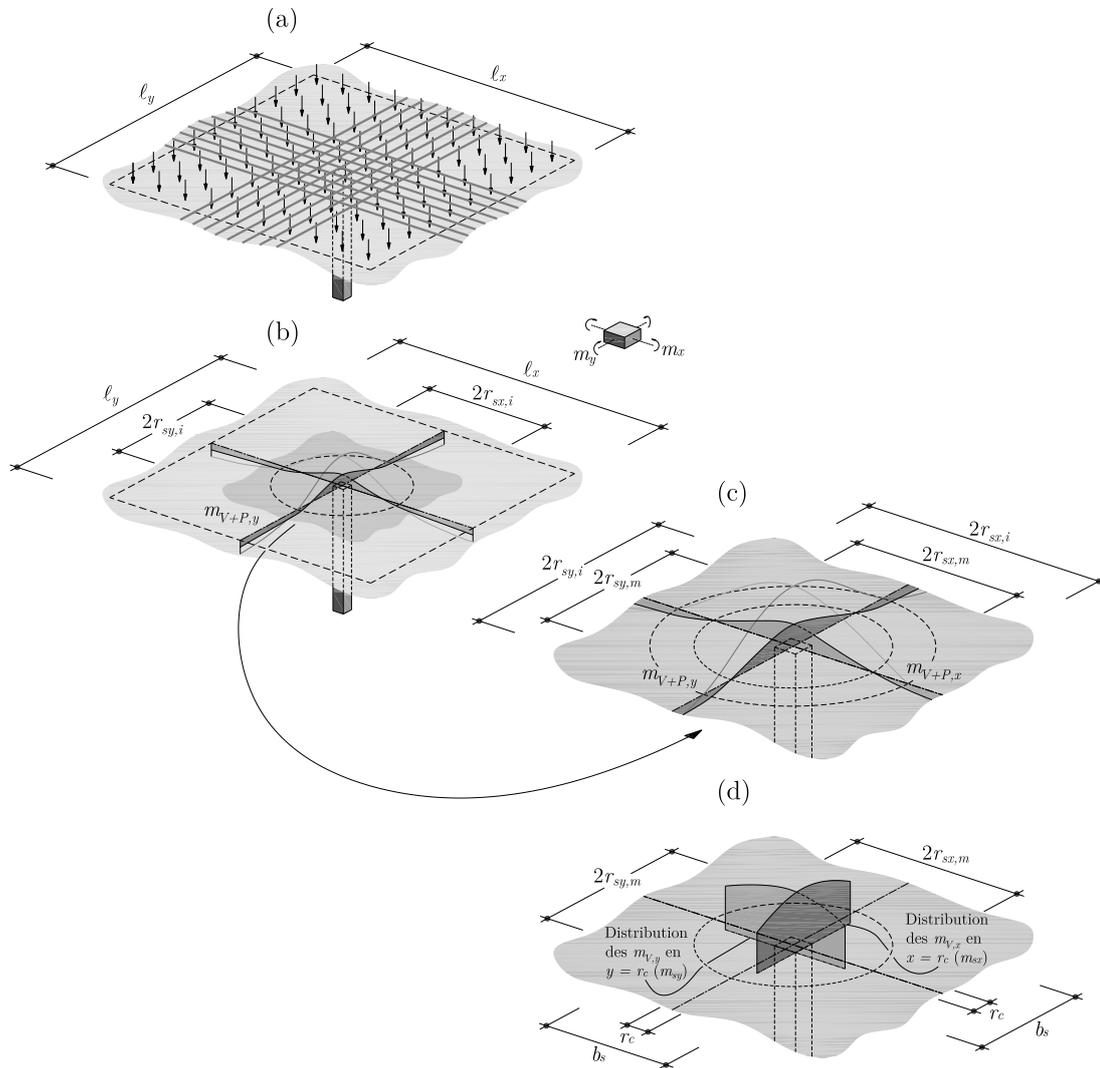
Si la dalle est cette fois précontrainte comme le suggère la vue en plan (a) et en coupe (b) de la figure 5.13, l'expression de  $\psi$  est alors donnée par l'équation (5.5) :

$$\psi = 1.2 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left( \frac{m_{sd} - m_{Pd}}{m_{Rd} - m_{Pd}} \right)^{3/2} \quad (5.5)$$

Il est désormais nécessaire de considérer le même champ de dalle, mais étoffé par la présence des câbles de précontrainte 5.14 (a). Pour cela, il est nécessaire de considérer la précontrainte de manière cohérente pour le calcul des différents termes présents dans l'expression de  $\psi$  ; par exemple en la considérant comme une force.

Calcul de  $r_s$

Du fait de cette précontrainte, le diagramme des moments initial dûs aux charges verticales seules en est modifié, comme le montre la représentation de la figure 5.14 (b) ainsi qu'un agrandissement de sa zone centrale présentée plus en détails à la figure 5.14 (c). Avec la précontrainte, l'étendue de la zone de moment nul de dimensions  $2r_{sx,i}$  selon  $x$  et  $2r_{sy,i}$  selon  $y$  se limite alors à  $2r_{sx,m}$  et  $2r_{sy,m}$ . C'est à partir de ces nouvelles valeurs, qu'il est maintenant possible d'exprimer la longueur  $b_s$  en tenant en compte de la présence de la précontrainte, comme l'indique l'équation (5.6).

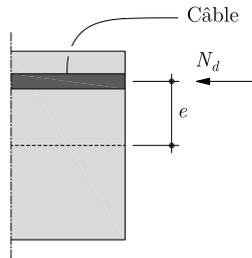


**Figure 5.14:** Estimation du moment  $m_s$  pour une dalle précontrainte - Champ de dalle chargé par des forces verticales et tracé de la ligne moyenne de la précontrainte (a), diagramme des moments  $m_{V+P,x}$  et  $m_{V+P,y}$  au centre de la dalle et dans ses deux directions (b) et (c) et distribution des moments  $m_{V+P,x}$  et  $m_{V+P,y}$  sur une longueur  $b_s$  (d)

$$b_s = 1.5\sqrt{r_{sx,m} \cdot r_{sy,m}} \quad (5.6)$$

#### Calcul de $m_{sd}$

La précontrainte étant considérée comme une force,  $m_{sd}$  est le moment dû aux charges verticales  $m_{s,V}$  auquel est soustrait le moment dû à la précontrainte qui vaut  $N_d \cdot e$ ,  $N_d$  étant l'effort de précontrainte et  $e$  l'excentricité du câble au niveau de la section de contrôle, comme le montre la figure 5.15.



**Figure 5.15:** Excentricité de la force de précontrainte par rapport au centre de gravité de la section considérée

Le moment  $m_{sx}$  respectivement  $m_{sy}$  correspond maintenant à la surface de la distribution des  $m_{V,x}$ , respectivement  $m_{V,y}$  en  $x = r_c$ , respectivement  $y = r_c$  sans tenir compte dans l'expression de ce moment de l'influence de la précontrainte. En d'autres termes  $m_{V,x}$  et  $m_{V,y}$  sont les moments dûs aux charges verticales ( $V$ ) seulement. Les moments  $m_{sx}$  respectivement  $m_{sy}$  peuvent alors se calculer selon l'équation (5.4) développée plus haut mais sur une largeur  $b_s$  modifiée par rapport au cas sans précontrainte.

#### Calcul de $m_{Rd}$

Le moment résistant  $m_{Rd}$  calculé en considérant la précontrainte comme une force peut s'exprimer selon la relation suivante :

$$m_{Rd} = m_{Rd}^{ac} - N_d \cdot e \quad (5.7)$$

où :

$m_{Rd}^{ac}$  moment de dimensionnement moyen au niveau de l'appui selon l'approche autocontrainte ;

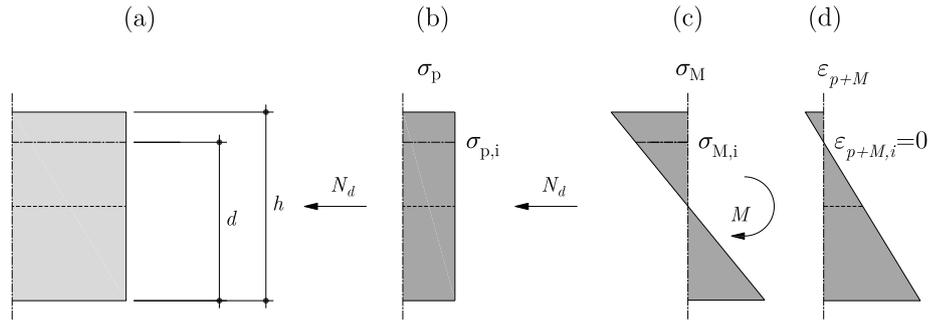
$N_d$  force de précontrainte présente dans le câble ;

$e$  excentricité du câble au niveau de la section de contrôle ;

Calcul de  $m_{Pd}$ 

La précontrainte étant considérée comme une force et son excentricité ayant déjà été prise en compte dans l'expression de  $m_{sd}$ , l'expression du moment de décompression ne considère pas une nouvelle fois la force de précontrainte comme étant excentrée ; le moment de décompression étant le moment qui ramène la déformation au niveau de la fibre qui se situe à  $d$  de la base à une déformation nulle. En d'autres termes, les contraintes dans cette fibre dûes à la précontrainte présente et au moment de décompression à appliquer doivent être égales. Le moment de décompression s'exprime alors par la relation (5.8), comme le suggère également la représentation de la figure 5.16 :

$$m_{Pd} = \frac{N_d h^2}{12} \cdot \left( \frac{1}{d - \frac{h}{2}} \right) \approx N_d \cdot \left( \frac{h}{2} - \frac{d}{3} \right) \quad (5.8)$$



**Figure 5.16:** Section soumise à un effort normal centré (a), état de contrainte associé (b), état de contrainte résultant du moment de décompression  $M$  (c) ramenant à une déformation nulle au niveau de la hauteur statique  $d$  de la section (d)

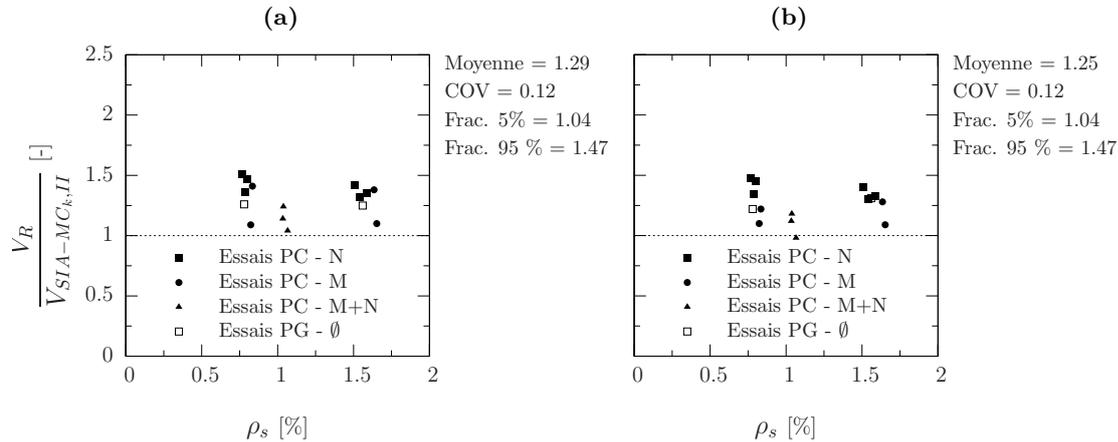
L'expression (5.5) peut alors s'écrire comme suit :

$$\begin{aligned} \psi &= 1.2 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left( \frac{m_{sd} - m_{Pd}}{m_{Rd} - m_{Pd}} \right)^{3/2} \\ &= 1.2 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left( \frac{m_{sd,V} - N_d \cdot e - m_{Pd}}{m_{Rd}^{ac} - N_d \cdot e - m_{Pd}} \right)^{3/2} \\ &= 1.2 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left( \frac{m_{sd,V} - m_{Pd_e}}{m_{Rd}^{ac} - m_{Pd_e}} \right)^{3/2} \end{aligned} \quad (5.9)$$

où  $m_{Pd_e}$  s'exprime selon (5.10) :

$$m_{Pd_e} = N_d \left[ \frac{h^2}{12} \cdot \left( \frac{1}{d - \frac{h}{2}} \right) + e \right] \approx N_d \cdot \left( \frac{h}{2} - \frac{d}{3} + e \right) \quad (5.10)$$

Ainsi, la norme suisse SIA 262 (2012) [SIA<sup>2012</sup>] et le Model Code (2010) [FIB<sup>2011</sup>] introduisent la possibilité de tenir compte d'un moment de flexion et d'un effort normal. Pour les dalles PC1 à PC13, les charges de rupture réelles par rapport aux charges prédites sont en moyenne 29% et 25% plus élevées pour les niveaux II et III respectivement. Comme il l'est visible sur la figure 5.17, la dispersion des résultats prévus est quant à elle largement meilleure que celle qui peut exister pour les autres normes avec un coefficient de variation de 0.12 et des fractiles à 5% très voisins de 1.00, témoins d'une bonne répartition des résultats.



**Figure 5.17:** Comparaison des résultats d'essais des séries PC et PG avec les prévisions des normes SIA 262 (2012) [SIA<sup>2012</sup>] et MC (2010) [FIB<sup>2011</sup>] selon les formulations caractéristiques pour les niveaux II (a) et III (b)

### Influence d'un moment de flexion

Sur la base des considérations énoncées préalablement, il est donc possible de montrer que la norme suisse SIA 262 sous sa version de 2012 [SIA<sup>2012</sup>] permet la prise en compte du moment dû à la précontrainte en accord avec la tendance observée dans les essais et présentée au chapitre [3] qui montrait une augmentation de résistance avec l'augmentation de moment introduit, voir figure 5.18. De plus il avait déjà été observé que l'augmentation de résistance semblait être bornée par une certaine valeur. Cette norme prévoit la prise en compte de cet aspect comme il l'est visible sur la figure 5.18. En effet l'expression de la rotation donnée par la formule (5.5) implique une rotation positive de la dalle, c'est-à-dire qu'il est supposé que la dalle se déforme dans la direction des

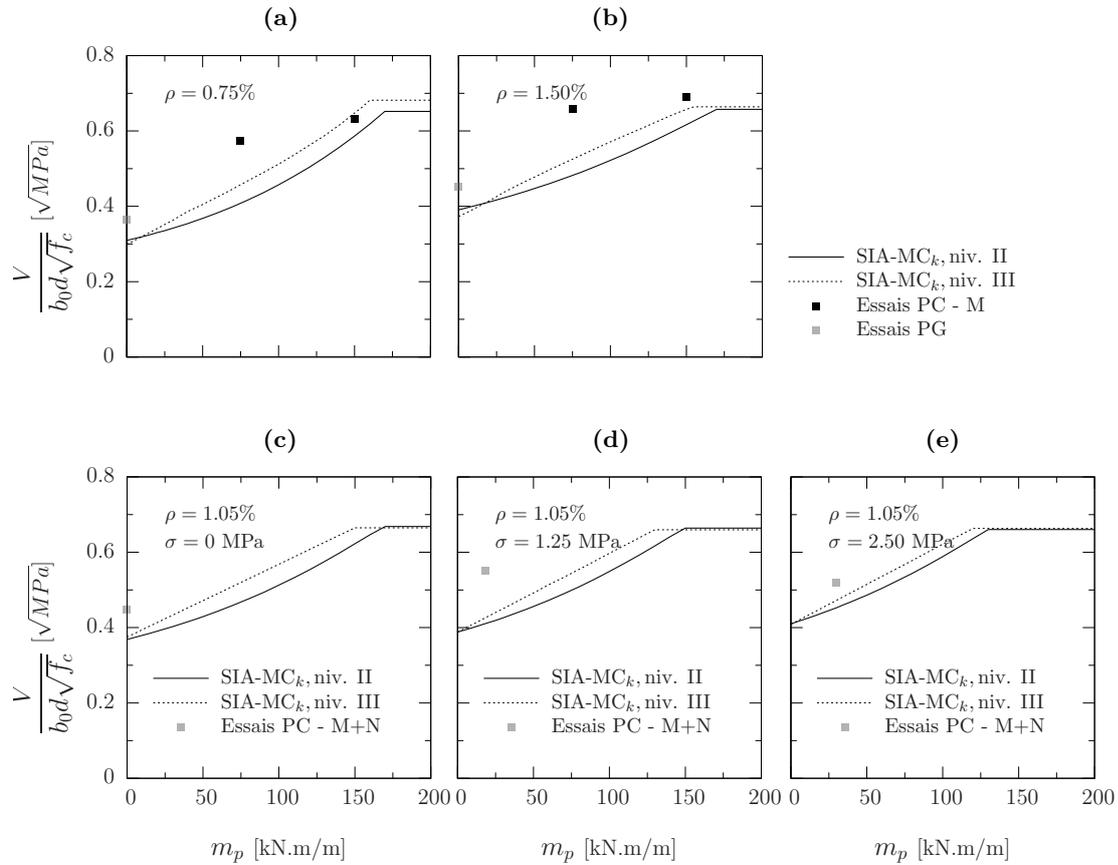
charges verticales. Il en résulte donc que le rapport  $(m_{sd} - m_{Dd})/(m_{Rd} - m_{Dd})$  doit être strictement positif.

Les conditions suivantes s'imposent donc :

$$\begin{aligned} m_{sd} - m_{Dd} &> 0 \\ \text{et} \\ m_{Rd} - m_{Dd} &> 0 \end{aligned} \tag{5.11}$$

Lorsque la rotation  $\psi$  tend vers 0, il est alors possible de déterminer la limite de résistance, comme le montre la relation (5.12) et dont les paliers sont visibles sur le jeu de courbes présentées à la figure 5.18.

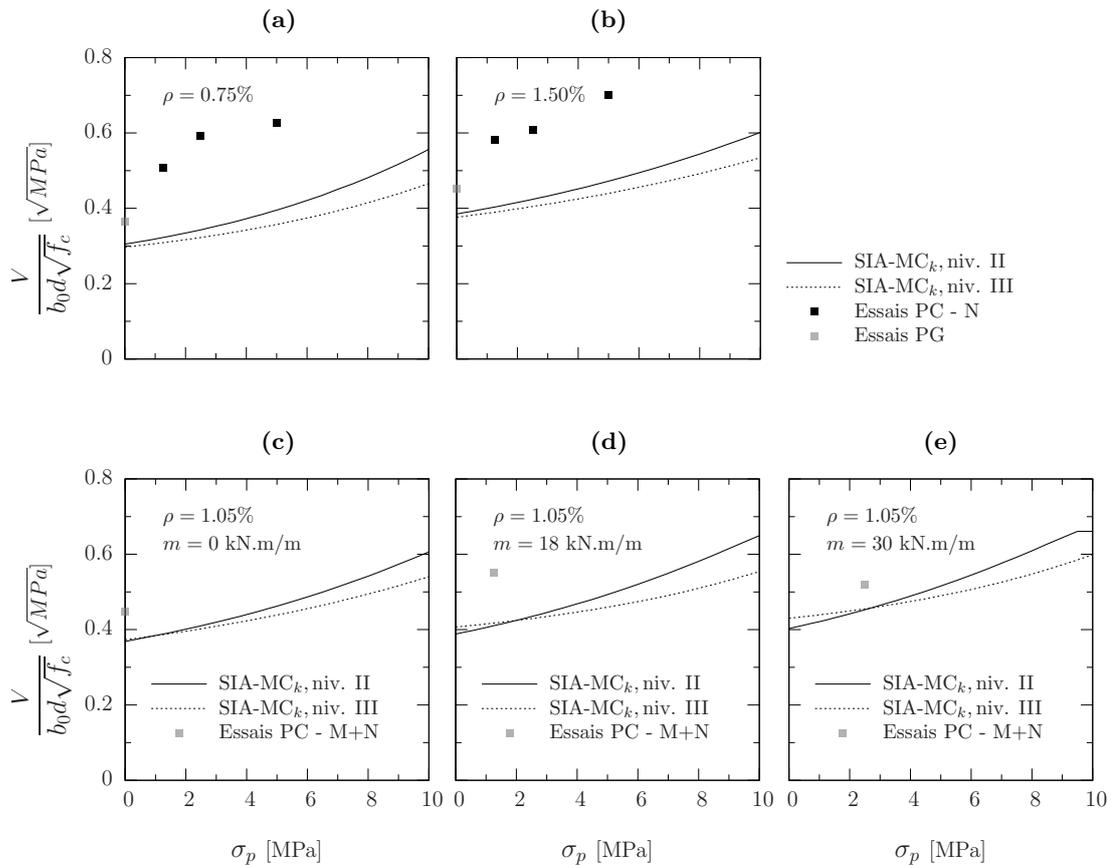
$$\begin{aligned} \lim_{\psi \rightarrow 0} \frac{V}{ud\sqrt{f_c}} &= \lim_{\psi \rightarrow 0} \frac{k_r \tau_c du}{ud\sqrt{f_c}} = \frac{0.3 \cdot \sqrt{f_c} du}{0.45 \cdot ud\sqrt{f_c}} \\ &= \frac{2}{3} \end{aligned} \tag{5.12}$$



**Figure 5.18:** Comparaison des résultats d’essais des séries PC et PG avec les prévisions des normes SIA 262 (2012) [SIA<sup>2012</sup>] et MC (2010) [FIB<sup>2011</sup>] selon les formulations caractéristiques pour les niveaux II et III selon la quantité de moment de flexion introduit pour  $\rho = 0.75\%$  (a),  $\rho = 1.50\%$  (b) et  $\rho = 1.05\%$  avec  $\sigma = 0$  MPa (c),  $\sigma = 1.25$  MPa (d) et  $\sigma = 2.50$  MPa (e)

### Influence d’un effort normal

L’effort normal est également pris en considération dans la formulation de la SIA et du Model Code à travers le moment de décompression. Dans ce cas aussi, les prévisions de la norme suivent la tendance d’augmentation de la résistance avec l’augmentation de l’effort normal. Il est toutefois à remarquer que dans cette formulation l’effort normal influence moins la résistance au poinçonnement que le moment de flexion et la limite du rapport  $V/ud\sqrt{f_c}$  de 2/3, si elle existe toujours n’est pas visible sur tous les graphiques de la figure 5.19 dans la mesure où avec les efforts normaux introduits, cette résistance n’est pas systématiquement atteinte.



**Figure 5.19:** Comparaison des résultats d'essais des séries PC et PG avec les prévisions des normes SIA 262 (2012) [SIA<sup>2012</sup>] et Model Code (2010) [FIB<sup>2011</sup>] selon les formulations caractéristiques pour les niveaux II et III selon la quantité d'effort normal introduit pour  $\rho = 0.75\%$  (a),  $\rho = 1.50\%$  (b) et  $\rho = 1.05\%$  avec  $m = 0$  kN.m/m (c),  $m = 18$  kN.m/m (d) et  $m = 30$  kN.m/m (e)

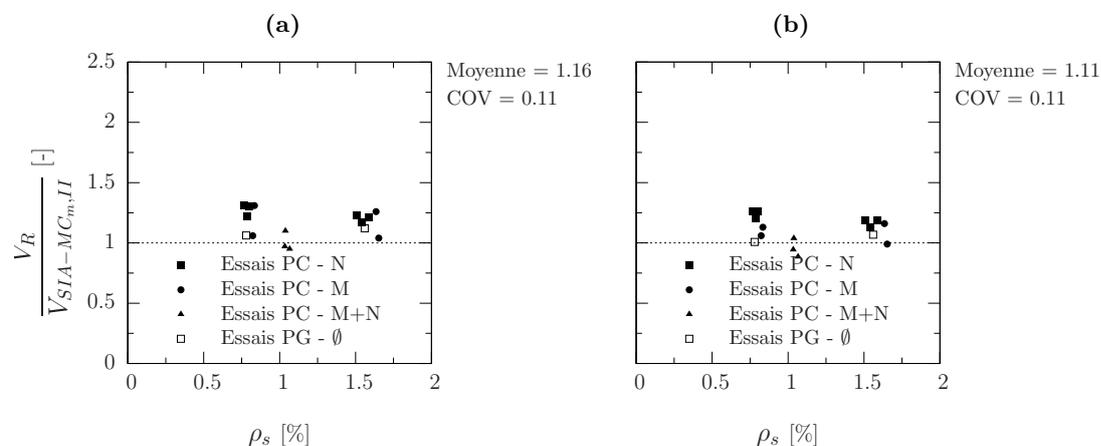
### 5.1.4 Norme suisse : SIA 262 (2012) et Model Code (2010) - Formulation moyenne

#### Résistance au poinçonnement

La résistance au poinçonnement selon les formulations moyennes découle du critère de base de la théorie de la fissure critique comme il l'a été explicité dans [Muttoni<sup>2008</sup>]. Les formulations caractéristiques sont adaptées pour les normes par le biais de l'introduction de facteurs correcteurs tenant compte des irrégularités des spécimens et de la disposition des charges notamment. Dans les formulations moyennes ces facteurs ne sont pas pris en compte et la formulation est alors celle qui est donnée par la relation 2.17 du chapitre [2].

Sur la base des formulations moyennes, les prévisions sont alors plus proches des valeurs

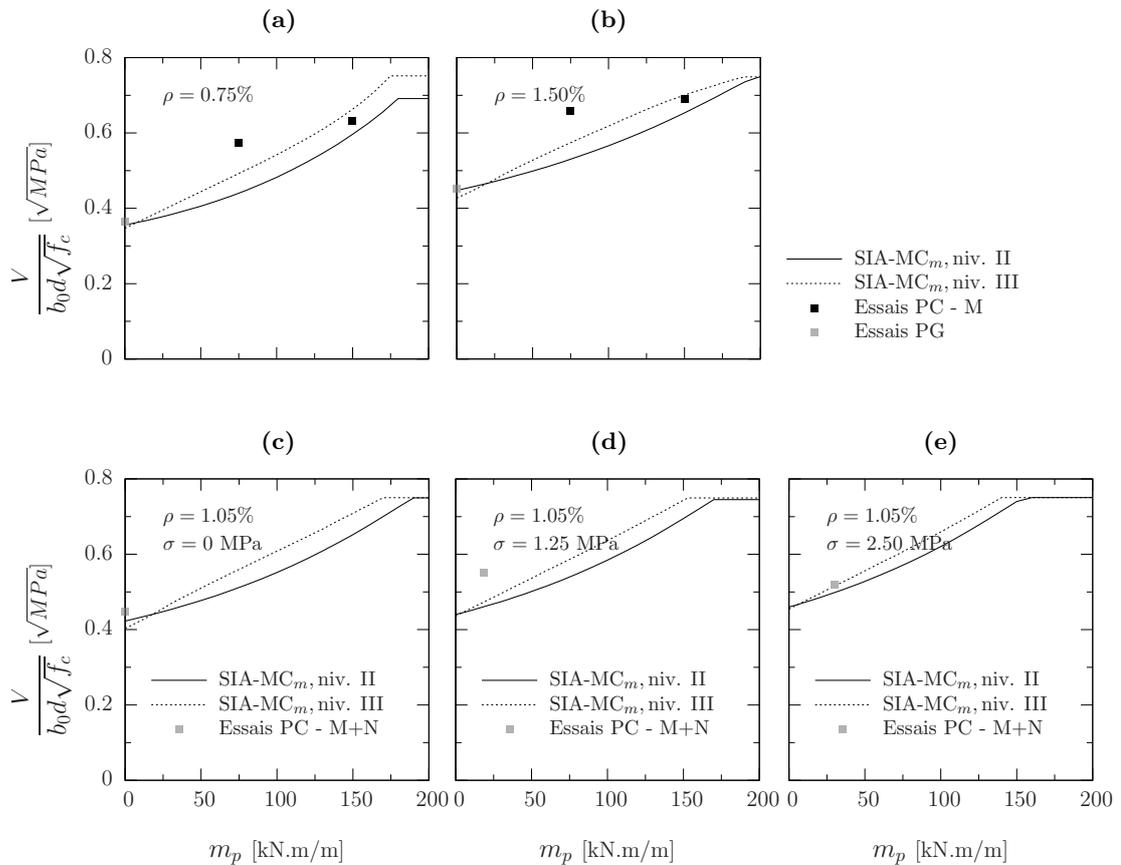
des résultats d'essais comme en témoignent les figures 5.20 (a) et (b). Les moyennes sont alors sensiblement améliorées passant de 1.30 à 1.18 pour le niveau II et de 1.31 à 1.14 pour le niveau III. La dispersion en est aussi légèrement améliorée avec des coefficients de variation de 0.11 pour chacun des deux niveaux.



**Figure 5.20:** Comparaison des résultats d'essais des séries PC et PG avec les prévisions des normes SIA 262 (2012) et MC (2010) selon les formulations moyennes pour les niveaux II (a) et III (b)

### Influence d'un moment de flexion

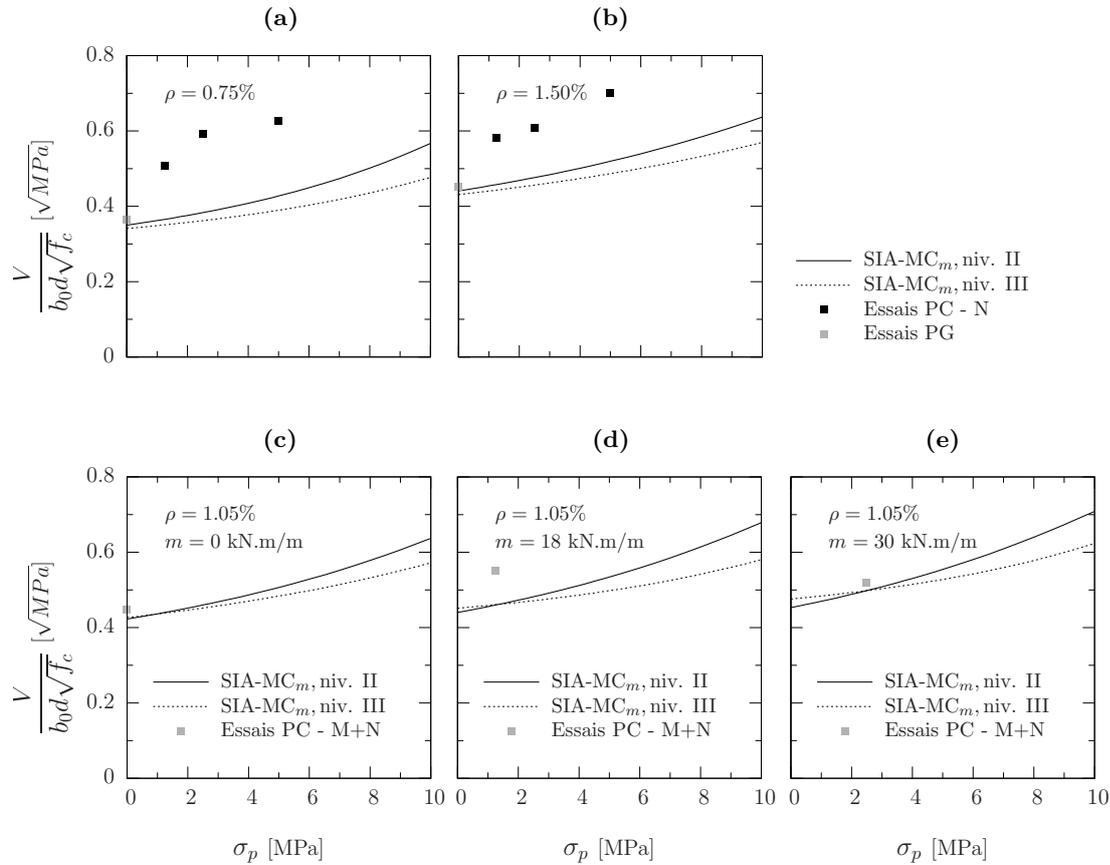
Si l'attention est portée sur l'influence du moment de flexion, il est à remarquer que les prévisions selon les formulations moyennes conduisent à des meilleures estimations de la résistance au poinçonnement, comme le montre le jeu de courbes présentées à la figure 5.21.



**Figure 5.21:** Comparaison des résultats d'essais des séries PC et PG avec les prévisions des normes SIA 262 (2012) et MC (2010) selon les formulations moyennes pour les niveaux II et III selon la quantité de moment de flexion introduit pour  $\rho = 0.75\%$  (a),  $\rho = 1.50\%$  (b) et  $\rho = 1.05\%$  avec  $\sigma = 0$  MPa (c),  $\sigma = 1.25$  MPa (d) et  $\sigma = 2.50$  MPa (e)

### Influence d'un effort normal

Il en va de même pour l'influence de l'effort normal. Les formulations moyennes permettent aux prévisions des normes de mieux coller à la réalité des résultats d'essai comme il l'est visible sur l'ensemble des courbes de la figure 5.22



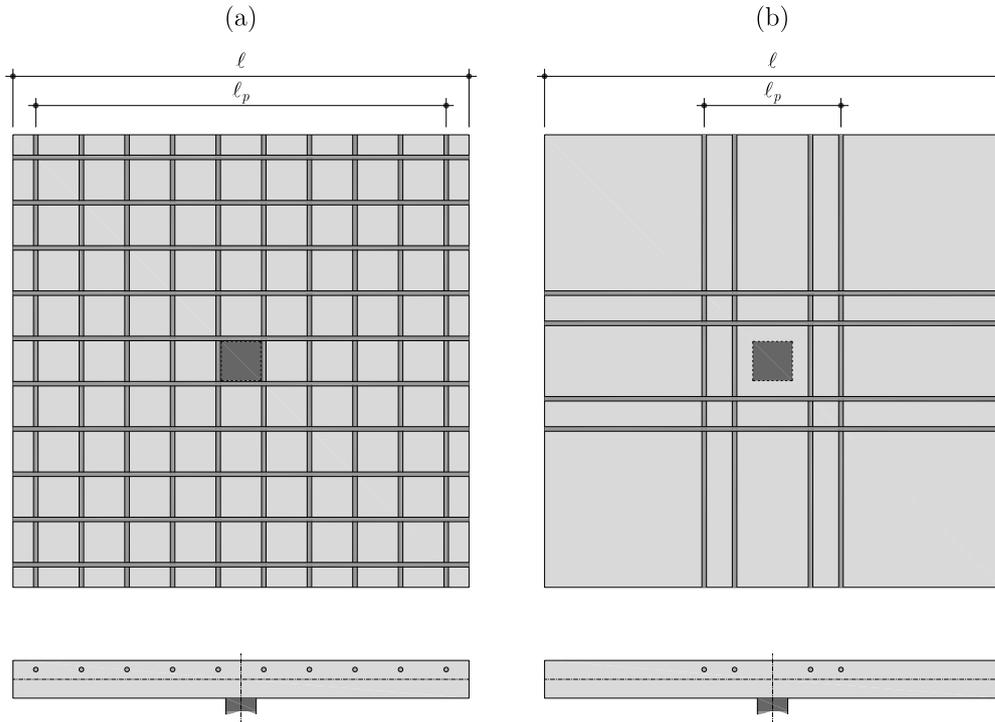
**Figure 5.22:** Comparaison des résultats d’essais des séries PC et PG avec les prévisions des normes SIA 262 (2012) et MC (2010) selon les formulations moyennes pour les niveaux II et III selon la quantité d’effort normal introduit pour  $\rho = 0.75\%$  (a),  $\rho = 1.50\%$  (b) et  $\rho = 1.05\%$  avec  $m = 0$  kN.m/m (c),  $m = 18$  kN.m/m (d) et  $m = 30$  kN.m/m (e)

## 5.2 Comparaison des prévisions des normes selon les essais de la littérature

Dans le but de cerner la pertinence des différentes normes selon les différents paramètres de la précontrainte, les résultats d’essais de la littérature connus de l’auteur ont été comparés par rapport aux prédictions desdites normes. C’est ainsi que 96 essais de la littérature ont été rassemblés. Leurs caractéristiques et propriétés générales sont disponibles dans l’annexe A.

Pour chacun des essais et pour chacune des normes le rapport  $V_R^*/V_{norme}$  correspondant à la charge de rupture effective de l’essai sur la charge de rupture prévue par la norme en question, a été calculé. Ce rapport a été confronté dans la suite à différents paramètres des essais que sont :

- le taux d’armature total  $\rho$  intégrant l’armature passive et l’armature de précontrainte, (figure 5.24)
- le rapport entre le périmètre de contrôle  $u$  et la hauteur statique de la dalle  $d$ , (figure 5.25)
- la quantité de moment  $m_p$  introduit, normalisée par rapport à la hauteur statique de la dalle  $d$  au carré et la résistance à la compression du béton  $f_c$ , (figure 5.26)
- la quantité d’effort normal introduit  $\sigma_p$ , normalisée par rapport à la résistance à la compression du béton  $f_c$ , (figure 5.27)
- la composante verticale due à l’inclinaison des câbles de précontraintes sur le périmètre de contrôle relatif à chaque norme dont une illustration est donnée à la figure 2.25 (c) du chapitre [2], normalisée par rapport à la résistance de la dalle lors de l’essai, (figure 5.28)
- l’étendue des câbles de précontrainte  $\ell_p$ , visible sur la figure 5.23 par rapport à la longueur totale de la dalle  $\ell$ , (figure 5.29)



**Figure 5.23:** Définition de la longueur d'étendue des câbles de précontrainte  $\ell_p$  par rapport à la longueur totale de la dalle  $\ell$  pour deux dispositions **(a)** et **(b)** des câbles de précontraintes

Le tableau 5.2 compare tous les résultats d'essais par rapport aux différentes normes. La signification des différentes valeurs est donnée ici :

- $V_R$  valeur de la résistance à la rupture obtenue lors de l'essais, en [kN] ;
- $V_{p,0.5d}$  valeur de la composante verticale des câbles de précontrainte au niveau d'un périmètre de contrôle situé à  $0.5 d$  du bord de la colonne, en [kN] ;
- $V_{p,2d}$  valeur de la composante verticale des câbles de précontrainte au niveau d'un périmètre de contrôle situé à  $2 d$  du bord de la colonne, en [kN] ;
- $V_{EC}$  valeur de la résistance de l'élément prévue par l'Eurocode 2 (2004) [Eurocode<sup>2004</sup>] selon la formulation explicitée au chapitre [2], en [kN] ;
- $V_{ACI}$  valeur de la résistance de l'élément prévue par l'ACI 318 (2008) [ACI<sup>2011</sup>] selon la formulation explicitée au chapitre [2], en [kN] ;
- $V_{SIA,k,II}^{MC}$  valeur de la résistance de l'élément prévue par la formulation caractéristique de la SIA 262 (2012) et du Model Code (2010) au niveau II [SIA<sup>2012</sup>], [FIB<sup>2011</sup>] selon les formulations explicitées au chapitre [2], en [kN] ;

- $V_{MC,k,III}^{SIA}$  valeur de la résistance de l'élément prévue par la formulation caractéristique de la SIA 262 (2012) et du Model Code (2010) au niveau III [SIA<sup>2012</sup>], [FIB<sup>2011</sup>] selon les formulations explicitées au chapitre [2], en [kN] ;
- $V_{MC,m,II}^{SIA}$  valeur de la résistance de l'élément prévue par la formulation moyenne de la SIA 262 (2012) et du Model Code (2010) au niveau II [SIA<sup>2012</sup>], selon les formulations explicitées au chapitre [2], en [kN] ;
- $V_{MC,m,III}^{SIA}$  valeur de la résistance de l'élément prévue par la formulation moyenne de la SIA 262 (2012) et du Model Code (2010) au niveau III [SIA<sup>2012</sup>], selon les formulations explicitées au chapitre [2], en [kN].
- $V_R^*$  valeur de la résistance de référence au regard de la norme considérée, en [kN] qui vaut :
- $V_R$  pour l'ACI 318 (2008)
  - $V_R - V_{p,2d}$  pour l'Eurocode 2 (2004)
  - $V_R - V_{p,0.5d}$  pour la SIA 262 (2012) et pour le Model Code (2010)

Il apparaît de manière assez claire que la norme américaine est très conservatrice avec des résultats d'essais en moyenne 46% plus haut que les prévisions de cette norme. La norme européenne semble elle plus juste dans son approche, les résultats d'essais n'étant alors en moyenne que 23% au delà des prévisions de la norme. Les approches similaires de la SIA et du Model Code fournissent des résultats similaires pour lesquels il est intéressant de constater que l'approche par niveau est pertinente et permet de gagner en précision dans le cas de ces deux normes. Il est en outre à constater que la norme américaine, tout comme la norme européenne fournissent des résultats très dispersés comme en témoignent les valeurs des coefficients de variation et des fractiles 5% et 95% visibles à la fin du tableau 5.2. En revanche les approches de la norme suisse et du Model Code permettent de réduire significativement cette dispersion avec cette fois-ci une influence très minime du niveau de précision sur la dispersion des résultats.

5. ASPECTS NORMATIFS

Chercheurs	Spécimens	$V_R$ [kN]	$V_{p,0.5d}$ [kN]	$V_{p,2d}$ [kN]	$V_{EC}$ [kN]	$V_{ACI}$ [kN]	$V_{SI}^{A,k,II}$ [kN]	$V_{SI}^{A,k,III}$ [kN]	$V_{SI}^{A,m,II}$ [kN]	$V_{SI}^{A,m,III}$ [kN]	$\frac{V_R^*}{V_{EC}}$ [-]	$\frac{V_R^*}{V_{ACI}}$ [-]	$\frac{V_R^*}{V_{SI}^{A,k,II}}$ [-]	$\frac{V_R^*}{V_{SI}^{A,k,III}}$ [-]	$\frac{V_R^*}{V_{SI}^{A,m,II}}$ [-]	$\frac{V_R^*}{V_{SI}^{A,m,III}}$ [-]
Grow et Vanderbilt	G2	119	5.2	10.4	77	99	(i)	-	-	-	1.41	1.21	-	-	-	-
Grow et Vanderbilt	G3	114	7.6	15.2	80	106	(i)	-	-	-	1.24	1.08	-	-	-	-
Grow et Vanderbilt	G4	119	7.0	14	82	111	(i)	-	-	-	1.28	1.07	-	-	-	-
Grow et Vanderbilt	G5	125	7.6	15.2	88	122	(i)	-	-	-	1.25	1.03	-	-	-	-
Grow et Vanderbilt	G6	115	7.6	15.2	89	124	(i)	-	-	-	1.12	0.92	-	-	-	-
Grow et Vanderbilt	G7	125	7.6	15.2	92	132	(i)	-	-	-	1.19	0.95	-	-	-	-
Grow et Vanderbilt	G8	142	9.3	18.6	96	142	(i)	-	-	-	1.29	1.00	-	-	-	-
Grow et Vanderbilt	G10	145	10.4	20.8	99	147	(i)	-	-	-	1.25	0.99	-	-	-	-
Grow et Vanderbilt	G12	155	12.8	15.6	104	147	(i)	-	-	-	1.34	1.06	-	-	-	-
Kinnunen, Nyländer et Ingvarsson	PI1	709	70.3	140.6	824	864	1019	542	1075	575	0.69	0.82	0.63	1.18	0.59	1.11
Kinnunen, Nyländer et Ingvarsson	PI2	796	70.4	210.9	906	813	(a)	622	-	654	0.65	0.98	-	1.17	-	1.11
Kinnunen, Nyländer et Ingvarsson	PI3	920	70.4	211.2	894	836	(a)	634	-	667	0.79	1.10	-	1.34	-	1.27
Kinnunen, Nyländer et Ingvarsson	PI4	701	70.4	211.2	878	812	(a)	622	-	656	0.56	0.86	-	1.01	-	0.96
Kinnunen, Nyländer et Ingvarsson	PI6	659	70.3	140.6	738	792	(a)	565	-	604	0.70	0.83	-	1.04	-	0.97
Pralong, Brandli et Thurlimann	P5	568	0.0	0	528	332	480	551	550	553	1.08	1.71	1.18	1.03	1.03	1.03
Pralong, Brandli et Thurlimann	P7	767	106.5	160	514	625	617	624	595	641	1.18	1.23	1.07	1.06	1.11	1.03
Pralong, Brandli et Thurlimann	P8	683	106.5	160	391	606	527	522	519	541	1.34	1.13	1.09	1.10	1.11	1.07
Pralong, Brandli et Thurlimann	P9	820	106.5	160	408	638	537	537	529	566	1.62	1.29	1.33	1.33	1.35	1.26
Shehata	SP1	988	177	177	483	512	(b)	511	-	515	1.68	1.93	-	1.59	-	1.57
Shehata	SP2	624	88	88	551	387	(b)	532	-	562	0.97	1.61	-	1.01	-	0.95
Shehata	SP3	416	0	0	499	217	353	383	404	412	0.83	1.92	1.18	1.09	1.03	1.01
Shehata	SP4	884	177	296	591	512	(b)	550	634	575	1.00	1.73	-	1.29	1.12	1.23
Shehata	SP5	780	133	222	483	468	517	438	558	488	1.16	1.67	1.25	1.48	1.16	1.33
Shehata	SP6	728	118.0	118	452	453	538	477	569	521	1.35	1.61	1.13	1.28	1.07	1.17
Regan	DT1	780	0.0	0	761	451	608	568	677	922	1.02	1.73	1.28	1.37	1.15	0.85
Regan	DT2	832	40.2	160.8	973	727	(a)	710	-	791	0.69	1.15	-	1.12	-	1.00
Regan	DT3	962	80.4	321.6	1187	1074	(a)	957	-	969	0.54	0.90	-	0.92	-	0.91
Regan	DT4	715	12.6	50.4	670	647	795	596	874	625	0.99	1.11	0.88	1.18	0.80	1.12
Regan	DT6	832	40.2	160.8	1008	727	(a)	803	-	827	0.67	1.15	-	0.99	-	0.96
Regan	DT8	676	9.9	39.6	683	537	718	834	787	565	0.93	1.26	0.93	0.80	0.85	1.18
Regan	DT9	806	40.2	160.8	992	727	(a)	811	-	833	0.65	1.11	-	0.94	-	0.92
Regan	DT10	832	40.2	160.8	1030	727	(a)	807	-	835	0.65	1.15	-	0.98	-	0.95
Regan	BD1	293	0.0	0	348	225	288	256	315	275	0.84	1.30	1.02	1.14	0.93	1.07
Regan	BD2	268	0.0	0	152	140	181	206	201	221	1.76	1.92	1.48	1.30	1.33	1.21
Regan	BD5	208	0.0	0	77	136	106	166	122	175	2.70	1.53	1.96	1.25	1.70	1.19

Comparaison des prévisions des normes selon les essais de la littérature

Chercheurs	Spécimens	$V_R$ [kN]	$V_{p,0.5d}$ [kN]	$V_{p,2d}$ [kN]	$V_{EC}$ [kN]	$V_{ACI}$ [kN]	$V_{MC,k,II}^*$ [kN]	$V_{MC,k,III}^*$ [kN]	$V_{MC,m,II}^*$ [kN]	$V_{MC,m,III}^*$ [kN]	$\frac{V_R^*}{V_{EC}}$ [-]	$\frac{V_R^*}{V_{ACI}}$ [-]	$\frac{V_R^*}{V_{MC,k,II}^*}$ [-]	$\frac{V_R^*}{V_{MC,k,III}^*}$ [-]	$\frac{V_R^*}{V_{MC,m,II}^*}$ [-]	$\frac{V_R^*}{V_{MC,m,III}^*}$ [-]
Kordina et Nolting	V1	450	74.1	74.1	322	357	357	349	398	391	1.17	1.26	1.05	1.08	1.17	0.96
Kordina et Nolting	V2	525	71.9	71.9	360	355	417	412	468	464	1.26	1.48	1.09	1.10	1.09	0.98
Kordina et Nolting	V3	570	134.1	134.1	357	468	397	379	431	437	1.22	1.22	1.10	1.15	1.01	1.00
Kordina et Nolting	V6	375	0.0	0	281	251	305	300	344	352	1.33	1.49	1.23	1.25	1.09	1.07
Kordina et Nolting	V7	475	77.1	77.1	317	355	353	344	393	396	1.34	1.49	1.13	1.16	1.01	1.00
Kordina et Nolting	V8	518	77.1	77.1	319	361	352	352	402	446	1.38	1.43	1.22	1.25	1.10	0.99
Hassanzadeh	A1	668	75.0	184	372	542	563	525	599	570	1.30	1.23	1.05	1.13	0.99	1.04
Hassanzadeh	A2	564	0.0	59	339	428	532	488	568	542	1.49	1.32	1.06	1.16	0.99	1.04
Hassanzadeh	B1	439	0.0	0	495	451	362	401	409	452	0.89	0.97	1.21	1.09	1.07	0.97
Hassanzadeh	B2	827	0.0	0	395	432	579	548	642	612	2.09	1.92	1.43	1.51	1.29	1.35
Hassanzadeh	B3	1113	74.0	178	619	700	752	751	818	830	1.51	1.59	1.38	1.38	1.27	1.25
Hassanzadeh	B4	952	0.0	52.6	608	604	738	757	807	838	1.48	1.58	1.29	1.26	1.18	1.14
Melges	M1	441	0.0	0	368	234	333	346	373	390	1.20	1.89	1.32	1.27	1.18	1.13
Melges	M4	772	46.0	92	479	440	544	554	600	595	1.42	1.76	1.33	1.31	1.21	1.22
Moreillon	B1-01	262	0.0	0	209	102	178	274	219	280	1.25	2.57	1.47	0.96	1.19	0.94
Moreillon	B1-02	294	0.0	0	207	132	235	311	272	308	1.42	2.23	1.25	0.95	1.08	0.95
Moreillon	B1-03	330	0.0	0	200	130	268	333	305	328	1.65	2.55	1.23	0.99	1.08	1.01
Moreillon	B1-04	376	0.0	0	214	130	284	342	318	335	1.75	2.90	1.32	1.10	1.18	1.12
Ramos	AR2	258	0.0	0	208	154	211	261	242	265	1.24	1.68	1.22	0.99	1.07	0.97
Ramos	AR3	270	0.0	0	219	181	227	266	256	263	1.23	1.49	1.19	1.02	1.05	1.03
Ramos	AR4	252	0.0	0	237	196	240	276	270	271	1.06	1.29	1.05	0.91	0.93	0.93
Ramos	AR5	251	0.0	0	230	208	234	264	261	258	1.09	1.21	1.07	0.95	0.96	0.97
Ramos	AR6	250	0.0	0	232	206	242	271	270	264	1.08	1.21	1.03	0.92	0.93	0.95
Ramos	AR7	288	0.0	0	256	228	262	285	292	279	1.13	1.26	1.10	1.01	0.99	1.03
Ramos	AR8	380	72.2	72.2	230	200	247	280	274	296	1.34	1.90	1.25	1.10	1.12	1.04
Ramos	AR10	371	56.4	56.4	224	188	241	277	270	287	1.40	1.97	1.31	1.14	1.17	1.10
Ramos	AR11	342	40.1	40.1	212	176	225	268	254	277	1.43	1.94	1.34	1.13	1.19	1.09
Ramos	AR12	280	32.8	32.8	198	179	225	249	248	251	1.25	1.56	1.10	0.99	1.00	0.98
Ramos	AR13	261	0.0	68.2	211	191	230	258	254	262	0.91	1.37	1.13	1.01	1.03	1.00
Ramos	AR14	208	0.0	60.5	194	174	219	247	242	241	0.76	1.20	0.95	0.84	0.86	0.86
Ramos	AR15	262	0.0	32.7	205	186	227	264	251	252	1.12	1.41	1.15	0.99	1.04	1.04
Ramos	AR16	351	73.4	73.4	206	186	225	256	252	260	1.34	1.88	1.23	1.08	1.10	1.07

Chercheurs	Spécimens	$V_R$ [kN]	$V_{p,0.5d}$ [kN]	$V_{p,2d}$ [kN]	$V_{EC}$ [kN]	$V_{ACT}$ [kN]	$V_{MC,k,II}$ [kN]	$V_{MC^{k,III}}$ [kN]	$V_{MC^{m,II}}$ [kN]	$V_{MC^{m,III}}$ [kN]	$\frac{V_R^*}{V_{EC}}$ [-]	$\frac{V_R^*}{V_{ACT}}$ [-]	$\frac{V_R^*}{V_{MC,k,II}}$ [-]	$\frac{V_R^*}{V_{MC^{k,III}}}$ [-]	$\frac{V_R^*}{V_{MC^{m,II}}}$ [-]	$\frac{V_R^*}{V_{MC^{m,III}}}$ [-]
Silva	A1	380	8.2	50.8	263	247	272	271	299	308	1.25	1.54	1.37	1.37	1.25	1.21
Silva	A2	315	9.0	48.9	237	227	244	262	270	297	1.12	1.39	1.25	1.17	1.12	1.03
Silva	A3	352	0.0	17.4	260	243	264	268	289	299	1.29	1.45	1.34	1.31	1.22	1.18
Silva	A4	321	0.0	16.4	207	196	219	238	244	267	1.48	1.64	1.47	1.24	1.32	1.20
Silva	B1	582	30.5	92.5	351	392	375	414	447	447	1.40	1.49	1.47	1.36	1.33	1.23
Silva	B2	488	27.3	61.8	285	326	303	351	337	401	1.49	1.50	1.52	1.31	1.37	1.15
Silva	B3	520	11.5	48.7	319	353	346	366	383	399	1.48	1.47	1.47	1.39	1.33	1.27
Silva	B4	459	11.5	47.1	270	307	288	325	321	351	1.53	1.49	1.55	1.38	1.39	1.27
Silva	C1	720	33.9	104.3	401	496	421	485	468	524	1.54	1.45	1.63	1.41	1.47	1.31
Silva	C2	557	33.6	63	322	408	333	409	371	442	1.54	1.37	1.57	1.28	1.41	1.18
Silva	C3	637	16.8	61.6	382	476	402	461	444	507	1.51	1.34	1.54	1.35	1.40	1.22
Silva	C4	497	14.6	50.9	312	396	321	397	359	435	1.43	1.26	1.50	1.22	1.34	1.11
Silva	D1	497	9.7	46.9	299	326	328	357	362	395	1.51	1.52	1.49	1.36	1.35	1.23
Silva	D2	385	12.6	40.8	279	310	294	328	328	363	1.24	1.24	1.27	1.14	1.14	1.03
Silva	D3	395	0.0	31.3	268	300	304	347	337	382	1.36	1.32	1.30	1.14	1.17	1.03
Silva	D4	531	35.9	72.3	351	435	359	422	403	465	1.31	1.22	1.38	1.17	1.23	1.06
Clément	PC1	1201	0.0	0	793	597	850	984	918	1066	1.51	2.01	1.41	1.22	1.31	1.13
Clément	PC2	1397	0.0	0	1002	597	1012	1092	1112	1206	1.39	2.34	1.38	1.28	1.26	1.16
Clément	PC3	1338	0.0	0	802	605	1244	1211	1259	1267	1.67	2.21	1.08	1.10	1.06	1.06
Clément	PC4	1433	0.0	0	982	588	1297	1320	1378	1442	1.46	2.44	1.10	1.09	1.04	0.99
Clément	PC5	1141	0.0	0	953	904	776	789	878	904	1.20	1.26	1.47	1.45	1.30	1.26
Clément	PC6	1205	0.0	0	1168	925	911	924	1034	1064	1.03	1.30	1.32	1.30	1.17	1.13
Clément	PC7	1370	0.0	0	1202	1048	1008	1025	1119	1138	1.14	1.31	1.36	1.34	1.22	1.20
Clément	PC8	1494	0.0	0	1368	1004	1107	1123	1233	1252	1.09	1.49	1.35	1.33	1.21	1.19
Clément	PC9	1105	0.0	0	936	827	733	745	844	880	1.18	1.34	1.51	1.48	1.31	1.26
Clément	PC10	1259	0.0	0	1135	815	889	900	1021	1059	1.11	1.54	1.42	1.40	1.23	1.19
Clément	PC11	919	0.0	0	929	688	805	824	943	974	0.99	1.34	1.14	1.12	0.97	0.94
Clément	PC12	1129	0.0	0	1022	827	911	956	1023	1093	1.10	1.37	1.24	1.18	1.10	1.03
Clément	PC13	1058	0.0	0	1089	955	1013	1079	1114	1208	0.97	1.11	1.04	0.98	0.95	0.88
MOYENNE											1.23	1.46	1.26	1.17	1.14	1.10
COV											0.27	0.28	0.16	0.14	0.15	0.12
Frac. 5%											0.65	0.92	0.95	0.92		
Frac. 95%											1.67	2.23	1.54	1.41		

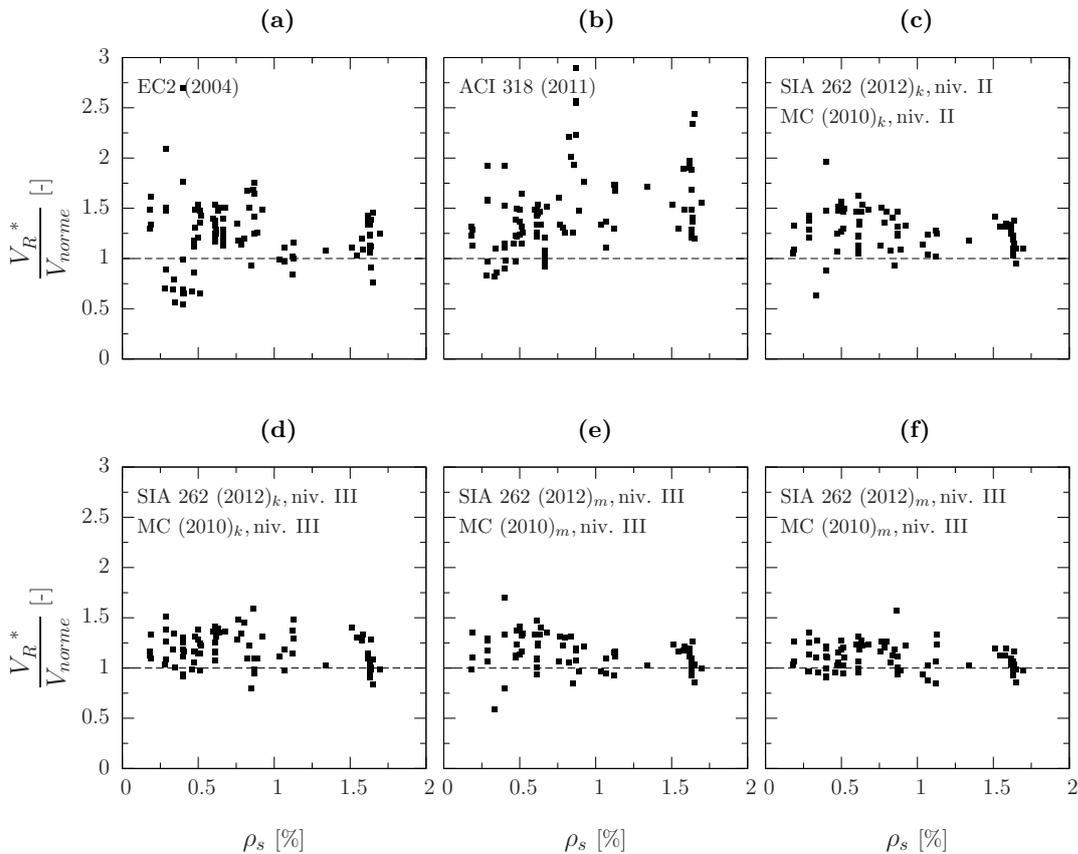
Tableau 5.2: Comparaison des résultats d'essais connus de la littérature avec les prévisions de normes

Il est à noter que parfois les calculs de prédictions de certains essais avec la norme suisse SIA 262 (2012) et le Model code (2010) n'ont pu être effectués. Ces essais sont répertoriés dans le tableau 5.2 par les indices (i), (a) ou (b) qui ont les significations suivantes :

- (i) toutes les données nécessaires pour le calcul n'ont pu être récoltées
- (a) les dalles ne sont pas carrées et la précontrainte est très élevée si bien que le moment de décompression  $m_P$  devient plus grand que le moment  $m_s$  et la rotation  $\psi$  n'est alors mathématiquement plus déterminée au niveau II
- (b) la précontrainte est très élevée si bien que le moment de décompression  $m_P$  devient plus grand que le moment  $m_s$  et la rotation  $\psi$  n'est alors mathématiquement plus déterminée au niveau II

### 5.2.1 Influence du taux d'armature

La figure 5.24 montre le rapport entre la charge de l'essai et la charge prévue par chacune des normes en fonction du taux d'armature. Il apparaît de manière assez claire que la norme américaine (figure 5.24 (b)), ne tenant pas compte du taux d'armature, présente des résultats très dispersés et trop conservateurs. L'Eurocode tient compte de l'armature directement par le taux d'armature et il apparaît assez net que les prévisions sont alors moins dispersées. Si les prévisions de cette norme demeurent globalement conservatrices, il reste vrai que quelques résultats d'essais donnent des valeurs plus faibles que ce que prédit cette norme. Ces essais sont précontraints et chargés dans une seule direction, il semble donc que cette norme européenne ne considère pas de façon optimale un cas qui ne serait pas parfaitement axisymétrique (au niveau de sa géométrie ou des points d'application des charges). Cette tendance est moins marquée par l'approche de la SIA et du Model Code surtout au niveau III pour lequel il est possible de définir précisément la répartition des moments autour de la colonne et donc de tenir compte d'une éventuelle non symétrie. Il en résulte donc que l'approche SIA et Model Code permet d'obtenir des résultats peu dispersés et globalement bien prédits.

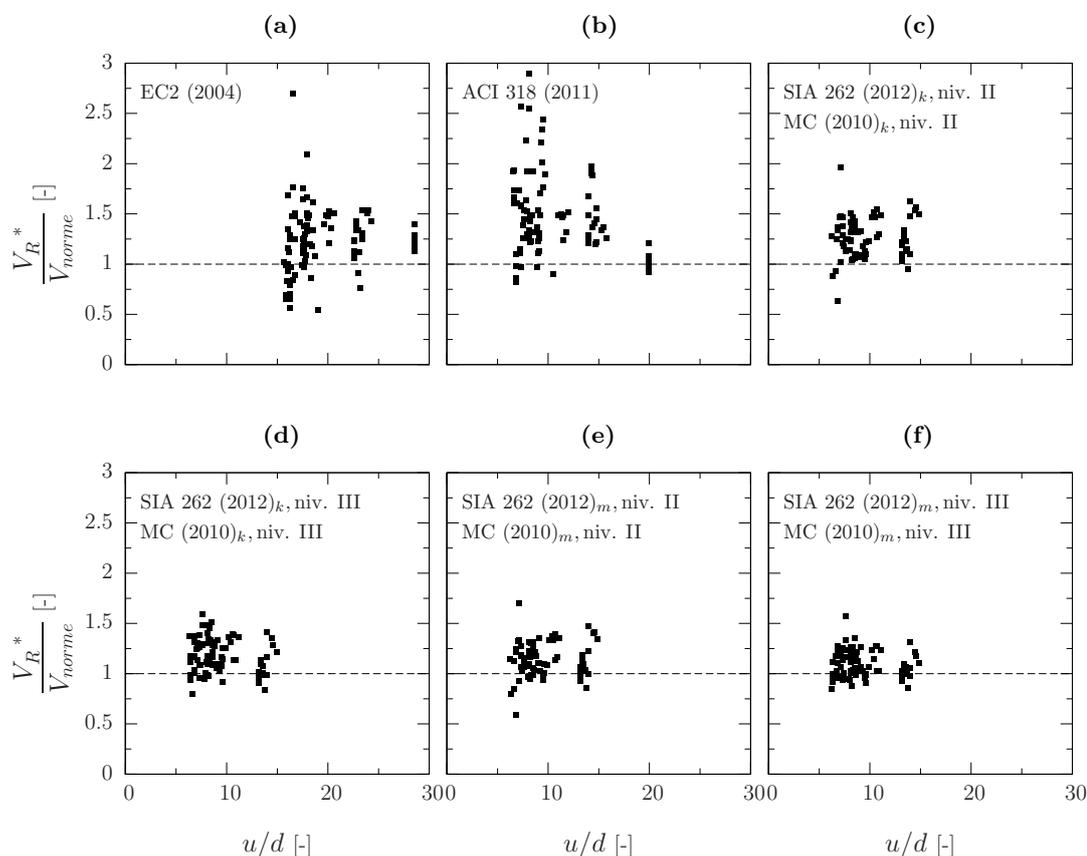


**Figure 5.24:** Prédications de la résistance au poinçonnement pour les essais tirés de la littérature en fonction du taux d'armature total selon les différentes normes - Eurocode 2 (2004) (a), ACI 318 (2011) (b), SIA 262 (2012) et MC (2010) - formulation caractéristique, niveau II (c), SIA 262 (2012) et MC (2010) - formulation caractéristique, niveau III (d), SIA 262 (2012) et MC (2010) - formulation moyenne, niveau II (e) et SIA 262 (2012) et MC (2010) - formulation moyenne, niveau III (f)

## 5.2.2 Influence du rapport du périmètre de contrôle sur la hauteur statique de la dalle

La norme européenne se distingue des autres normes également par la définition du périmètre de contrôle qu'elle place à  $2d$  du bord de la colonne contrairement aux autres normes qui le placent à  $0.5d$ . Il semble que les prédictions sont largement sous-estimées pour les plus faibles rapport  $u/d$  alors qu'elles deviennent meilleures lorsque ce rapport augmente, figure 5.25. Le choix d'un périmètre de contrôle situé à  $2d$  n'est donc pas toujours pertinent. La norme américaine semble également montrer une tendance similaire à celle observée pour la norme européenne. S'il est vrai que pour la SIA et le Model Code, cette tendance est beaucoup plus ténue, elle reste toutefois présente. Il est donc vrai que la section critique dépend des proportions dimensionnelles de la dalle, mais

l'approche de SIA et Model Code permettant de prendre en compte l'effet de taille, rend moins perceptible la variation de changement de périmètre de contrôle en fonction de la géométrie de la dalle. Le choix d'un périmètre à  $0.5d$  semble donc être le plus pertinent.

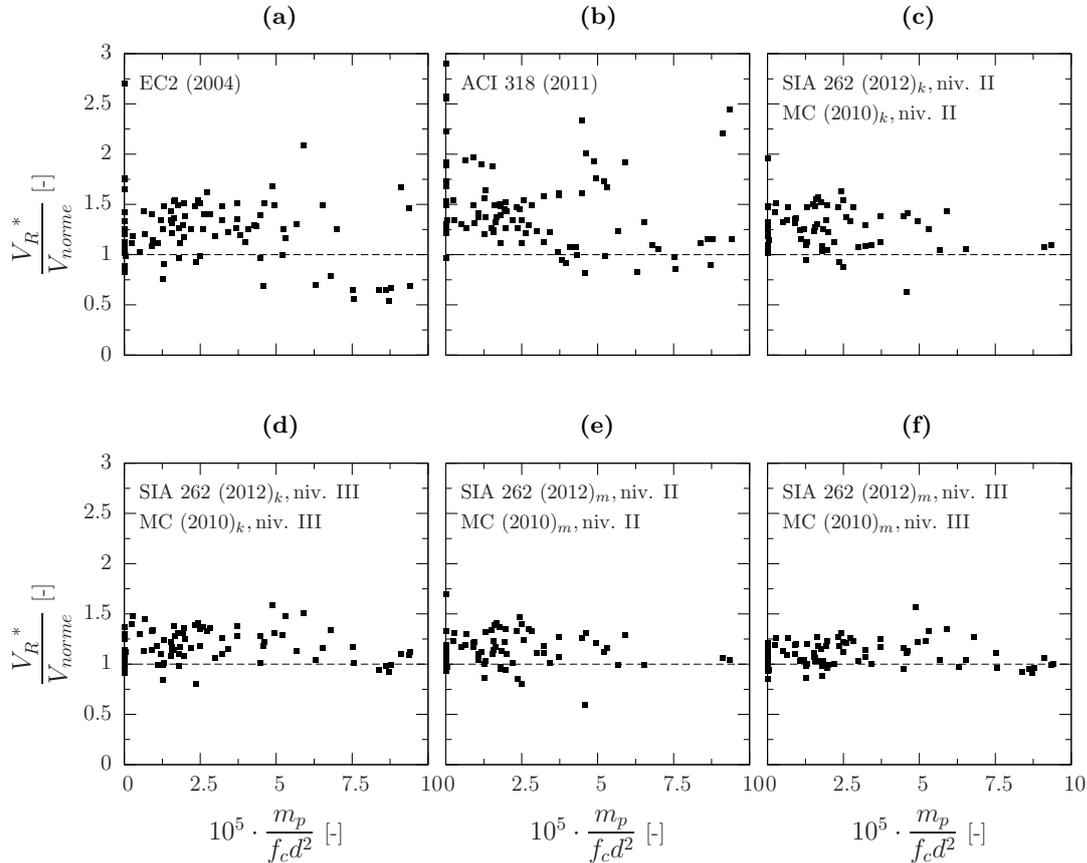


**Figure 5.25:** Prédiction de la résistance au poinçonnement pour les essais tirés de la littérature en fonction du rapport entre le périmètre de contrôle et la hauteur statique selon les différentes normes - Eurocode 2 (2004) (a), ACI 318 (2011) (b), SIA 262 (2012) et MC (2010) - formulation caractéristique, niveau II (c), SIA 262 (2012) et MC (2010) - formulation caractéristique, niveau III (d), SIA 262 (2012) et MC (2010) - formulation moyenne, niveau II (e) et SIA 262 (2012) et MC (2010) - formulation moyenne, niveau III (f)

### 5.2.3 Influence de la quantité de moment introduit

Dans une grande majorité des essais de la littérature, les dalles ont été précontraintes à l'aide de câbles de précontraintes non droits. Il en résulte donc, dans ces spécimens, la présence simultanée des trois effets de la précontrainte que sont le moment, l'effort normal et la composante verticale. Ni la norme européenne, ni la norme américaine ne tient compte de l'influence du moment de flexion sur la résistance au poinçonnement ; néanmoins aucune tendance claire n'apparaît dans le cas de ces deux normes montrant

seulement des résistances sous estimées pour de grandes comme pour de petites valeurs de moment introduit, comme en témoigne la figure 5.26. Ceci n'est en revanche pas vrai pour la SIA ou le Model Code qui montre une relativement bonne prévision des résultats quelle que soit la valeur du moment introduit.

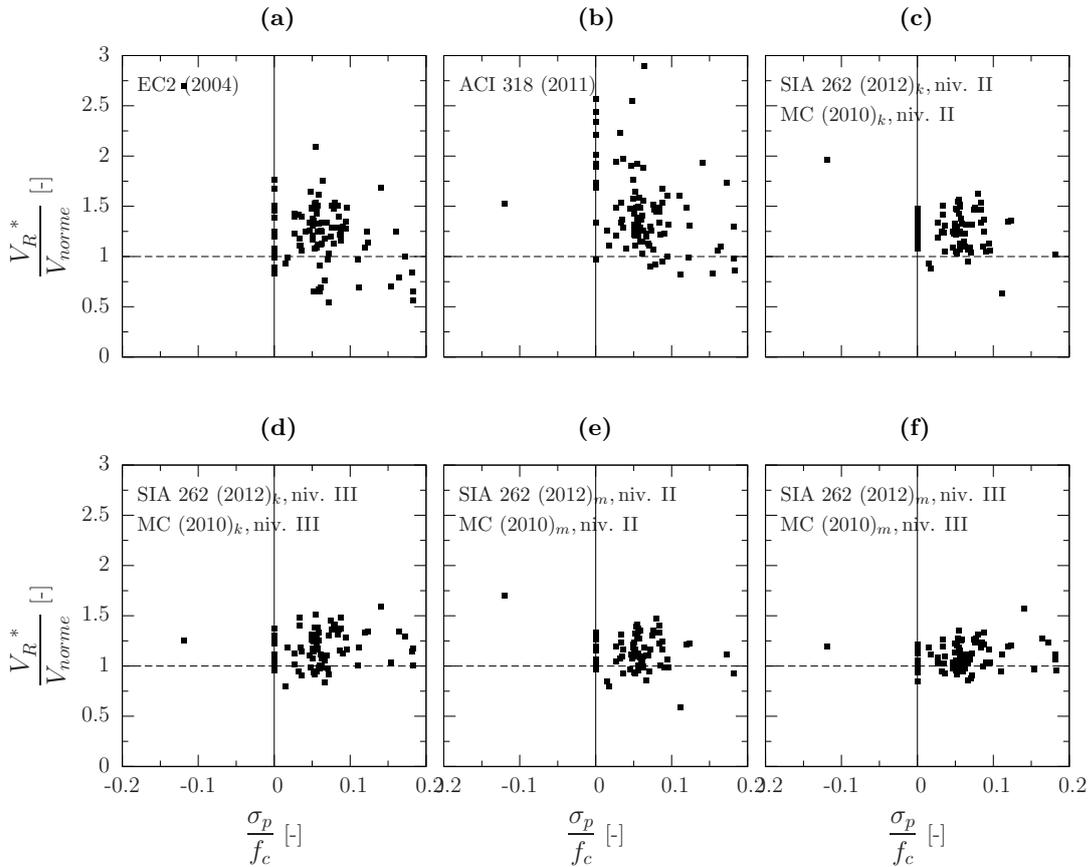


**Figure 5.26:** Prédications de la résistance au poinçonnement pour les essais tirés de la littérature en fonction de la quantité de moment introduit selon les différentes normes - Eurocode 2 (2004) (a), ACI 318 (2011) (b), SIA 262 (2012) et MC (2010) - formulation caractéristique, niveau II (c), SIA 262 (2012) et MC (2010) - formulation caractéristique, niveau III (d), SIA 262 (2012) et MC (2010) - formulation moyenne, niveau II (e) et SIA 262 (2012) et MC (2010) - formulation moyenne, niveau III (f)

## 5.2.4 Influence de la quantité d'effort normal introduit

Chacune des normes tient compte de la quantité d'effort normal introduit mais des tendances claires apparaissent selon la norme considérée, comme le montre la figure 5.27. L'Eurocode a tendance à sous-estimer la résistance pour de faibles valeurs de contrainte ou des contraintes négatives. Cette tendance est d'autant plus marquée dans la norme américaine. Ceci peut s'expliquer notamment par le fait que la norme ACI considère une

influence de l'effort normal pour une plage de contrainte seulement située entre 0.9 et 3.5 MPa. Or il est clair, voir chapitres [2] et [3], que la présence d'une contrainte normale même inférieure à 0.9 MPa a une influence significative sur la résistance au poinçonnement. Dans l'approche de la SIA et du Model Code cette tendance est moins perceptible ; mais au niveau de calcul II dans la SIA et le Model Code, le résultat d'essai, pour lequel la contrainte normale est de traction, est nettement plus haut que ce que prévoit la norme. Ceci n'est plus le cas au niveau III. En effet ce résultat est relatif à un essai de dalle carrée précontrainte dans une direction seulement et chargée non pas sur son pourtour mais sur deux lignes de même direction que celle de la précontrainte [Regan<sup>1983</sup>]. Il en résulte donc que le niveau III qui permet de rendre compte du champ de moment réel qui sollicite la dalle semble être une bonne voie pour l'estimation de la résistance au poinçonnement et qu'il apporte clairement une meilleure prise en considération des phénomènes réels qui peuvent affecter l'élément de structure considéré.

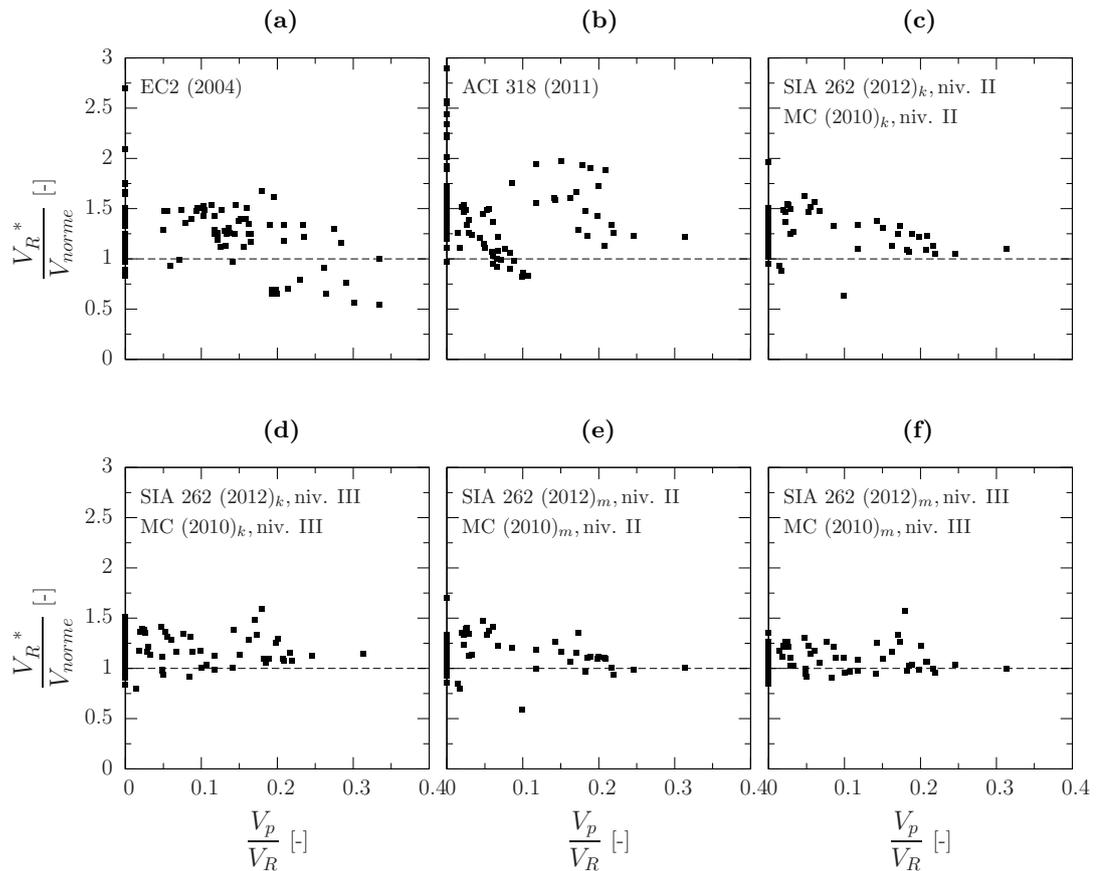


**Figure 5.27:** Prédications de la résistance au poinçonnement pour les essais tirés de la littérature en fonction de la quantité d'effort normal introduit selon les différentes normes - Eurocode 2 (2004) (a), ACI 318 (2011) (b), SIA 262 (2012) et MC (2010) - formulation caractéristique, niveau II (c), SIA 262 (2012) et MC (2010) - formulation caractéristique, niveau III (d), SIA 262 (2012) et MC (2010) - formulation moyenne, niveau II (e) et SIA 262 (2012) et MC (2010) - formulation moyenne, niveau III (f)

### 5.2.5 Influence de l'intensité de la composante de force verticale

La figure 5.28 montre le rapport de la charge de rupture obtenue lors de l'essai sur la charge de rupture prévue par les différentes normes en fonction du rapport entre la composante verticale du câble au niveau de la section de contrôle et de la charge de rupture lors de l'essai. La norme européenne calcule la composante des charges verticales au niveau d'un périmètre de contrôle situé à  $2d$  du bord de la colonne. Sur la figure 5.28 (a), il apparaît que ce rapport  $V_R/V_{norme}$  diminue quand  $V_p/V_R$  augmente. Et c'est justement pour les grandes valeurs de ce dernier rapport que l'Eurocode surestime les valeurs des charges obtenues lors des essais. Il semble donc clair une fois encore que la

définition de ce périmètre de contrôle à  $2d$  n'est pas optimal. Pour ce qui est de la norme américaine, les résultats sont trop dispersés pour cerner une quelconque tendance. Mais pour l'approche similaire de la norme SIA et du Model Code qui consiste à considérer la section de contrôle à une distance de  $0.5d$  du bord de la colonne, les résultats ne sont que peu dispersés et aucune tendance n'est distinctement décelable. Cela signifie donc que le choix d'une section de contrôle à  $0.5d$  semble une fois encore raisonnable.

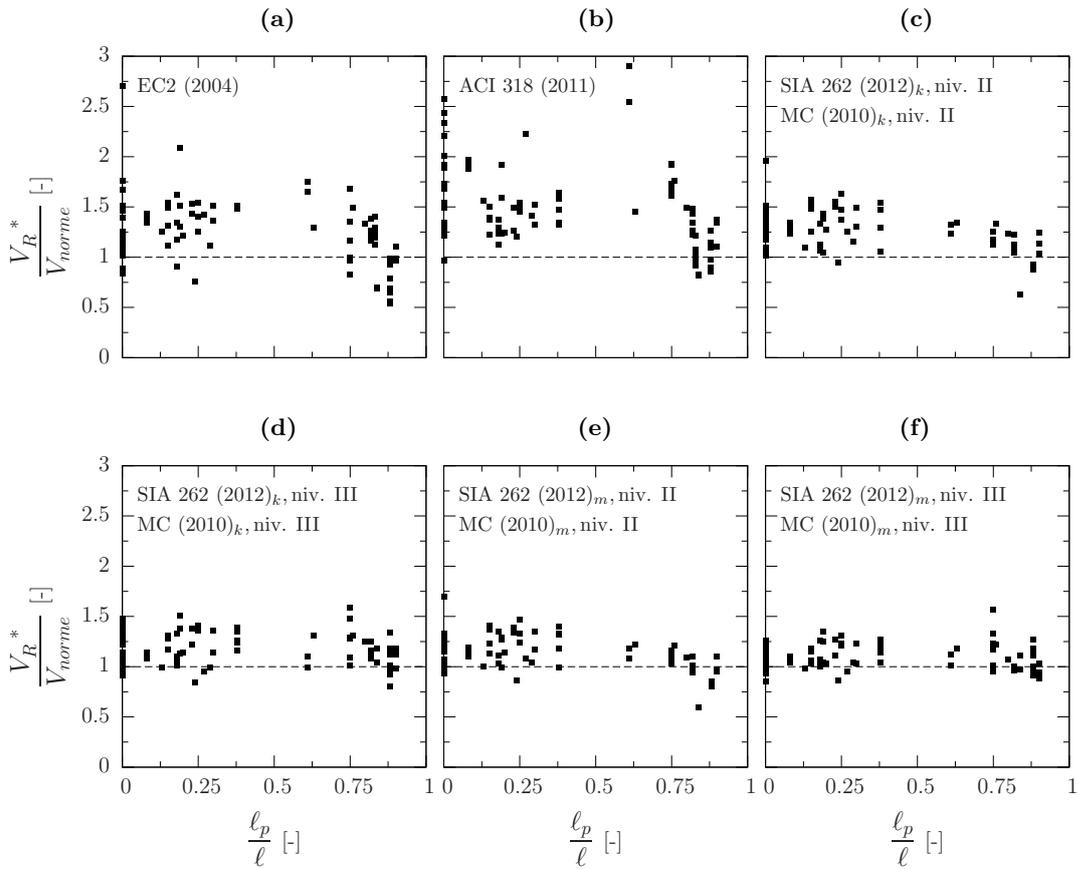


**Figure 5.28:** Prédications de la résistance au poinçonnement pour les essais tirés de la littérature en fonction de la composante de force verticale selon les différentes normes - Eurocode 2 (2004) (a), ACI 318 (2011) (b), SIA 262 (2012) et MC (2010) - formulation caractéristique, niveau II (c), SIA 262 (2012) et MC (2010) - formulation caractéristique, niveau III (d), SIA 262 (2012) et MC (2010) - formulation moyenne, niveau II (e) et SIA 262 (2012) et MC (2010) - formulation moyenne, niveau III (f)

## 5.2.6 Influence de l'étendue des câbles sur la longueur de la dalle

La figure 5.29 met en évidence un dernier aspect de la précontrainte, à savoir l'étendue des câbles sur la longueur de la dalle. Cet aspect n'a pas fait l'objet d'une campagne

expérimentale dans le cadre ce travail, les résultats et conclusions donnés ici se basent donc sur les essais de la littérature mentionnés plus haut. Pour la norme européenne et la norme américaine, il semble que les résultats d'essais sont globalement plus haut que les prédictions de la norme lorsque la précontrainte ne se développe que sur peu de distance au dessus de la colonne et que les résultats s'améliorent lorsque les câbles s'étendent sur toute la longueur de la dalle. Ceci n'est pas vrai ni pour la SIA ni pour le Model Code. En considérant la répartition réelle des moments  $m_s$  (voir équation (5.4)) au dessus de la colonne, les prévisions sont bonnes quelle que soit l'étendue des câbles le long de la dalle.



**Figure 5.29:** Prédications de la résistance au poinçonnement pour les essais tirés de la littérature en fonction du rapport de l'étendue des câbles sur la longueur totale de la dalle selon les différentes normes - Eurocode 2 (2004) (a), ACI 318 (2011) (b), SIA 262 (2012) et MC (2010) - formulation caractéristique, niveau II (c), SIA 262 (2012) et MC (2010) - formulation caractéristique, niveau III (d), SIA 262 (2012) et MC (2010) - formulation moyenne, niveau II (e) et SIA 262 (2012) et MC (2010) - formulation moyenne, niveau III (f)

## 6 Critère de rupture

La théorie de la fissure critique proposée par Muttoni dans [Muttoni<sup>2008a</sup>] permet de formuler des critères de rupture à l'effort tranchant et au poinçonnement pour des éléments structurels soumis à des efforts de cisaillement. Ces critères semi-empiriques s'appuient sur des analyses mécaniques théoriques pour la détermination de paramètres physiques et leur formulation mathématique est vérifiée sur la base des résultats d'essais.

Guidotti dans [Guidotti<sup>2010</sup>], formule ces critères de rupture de manière théorique et ses résultats d'essais permettent de valider la formulation du critère de rupture.

En s'appuyant sur les bases développées par Guidotti, le but de cette section est d'étendre la validité de la théorie de la fissure critique pour des éléments qui, en plus d'être soumis à un effort de cisaillement, seraient également sollicités par un effort normal, comme peuvent l'être des dalles précontraintes par exemple. Pour cela, les mécanismes de transmission des efforts seront analysés et la cinématique au niveau de la fissure critique sera adaptée et généralisée afin de tenir compte de la présence d'un effort normal, en plus de l'effort de cisaillement, de sorte à pouvoir également formuler le critère de manière théorique.

### 6.1 Transmission de l'effort tranchant

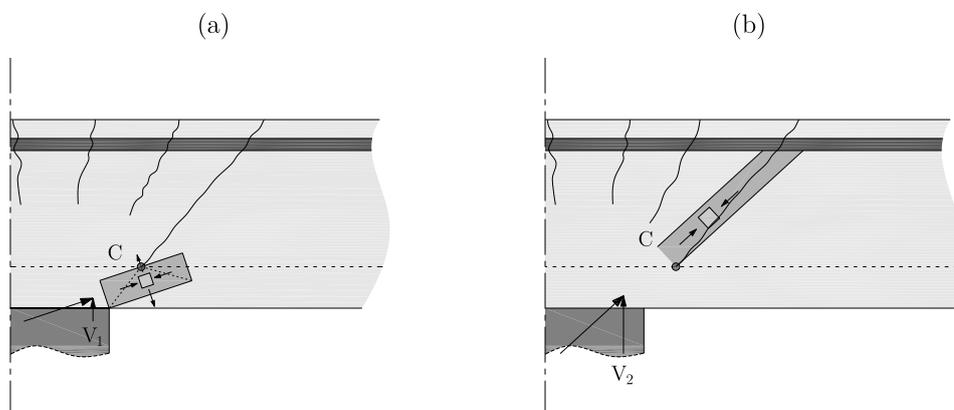
Dans le cas des dalles sujettes au risque de poinçonnement, leur résistance est conditionnée par leur état de fissuration. La théorie de la fissure critique désigne une fissure comme étant critique ; c'est elle qui conditionne la résistance finale de l'élément. Ainsi afin de déterminer la résistance au poinçonnement d'une dalle, il est nécessaire de connaître les différents mécanismes qui permettent la transmission de l'effort tranchant le long de la fissure critique. Certains d'entre eux ont déjà été identifiés [Fenwick<sup>1968</sup>] et [Kani<sup>1964</sup>] notamment dans les années soixante :

- engrènement des granulats le long de la fissure critique
- résistance résiduelle à la traction le long de la fissure critique
- flexion dans les zones non fissurées
- effet goujon des barres d'armature

Selon la cinématique adoptée par Guidotti dans [Guidotti<sup>2010</sup>], ces sont les deux premiers mécanismes qui sont majoritaires dans la transmission des efforts le long de la fissure critique. Toutefois l'analyse de l'état des dalles après rupture, visibles à la figure 6.8,

montre deux zones comme il le sera développé plus loin. Sur la partie haute, l'engrènement des granulats peut avoir lieu de façon active. Mais sur la partie basse, le béton semble subir un écrasement. L'engrènement et la résistance à la traction résiduelle ne semblent donc pas être les deux seuls mécanismes vecteurs de l'effort tranchant sur la colonne. En effet la fissure critique conditionne également l'état de déformation dans la zone comprimée au voisinage de la colonne qui peut également transmettre une part de l'effort tranchant à celle-ci.

La charge d'effort tranchant se transmet donc selon un premier mécanisme à travers une bielle inclinée dans la partie inférieure de la dalle en reprenant aussi la zone comprimée (figure 6.1 (a)) et selon un second mécanisme le long de la fissure critique par engrènement des granulats et grâce à une résistance résiduelle à la traction (figure 6.1 (b)).



**Figure 6.1:** Mécanismes de transmission de l'effort tranchant - à travers une bielle inclinée (a) et par engrènement des granulats et résistance résiduelle à la traction le long de la fissure critique (b)

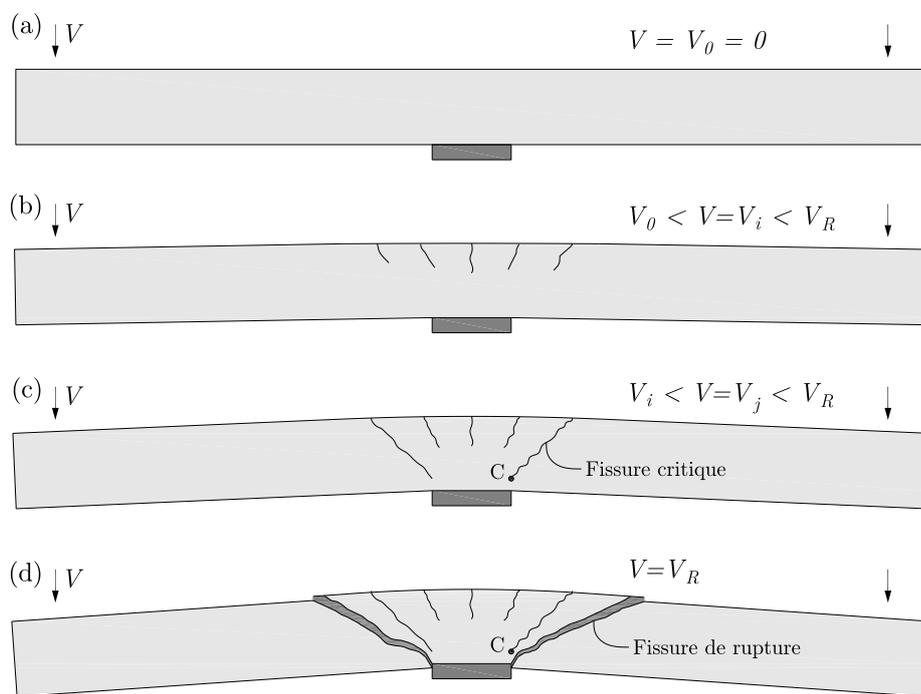
## 6.2 Cinématique développée

L'analyse de la cinématique de la dalle au cours de son chargement complète les observations faites par Guidotti dans [Guidotti<sup>2010</sup>] sur la base des essais PF21 à PF23 sur lesquels des mesures à l'intérieur de la dalle ont été réalisées. Le descriptif de ces essais ainsi que les résultats obtenus sont donnés dans [Clément<sup>2012</sup>]. La géométrie ainsi que la cinématique de la fissure critique y seront donc décrites selon le chargement de la dalle. Les résultats d'essais en laboratoire notamment permettront de justifier ces nouvelles géométrie et cinématique.

### 6.2.1 Cinématique de la dalle

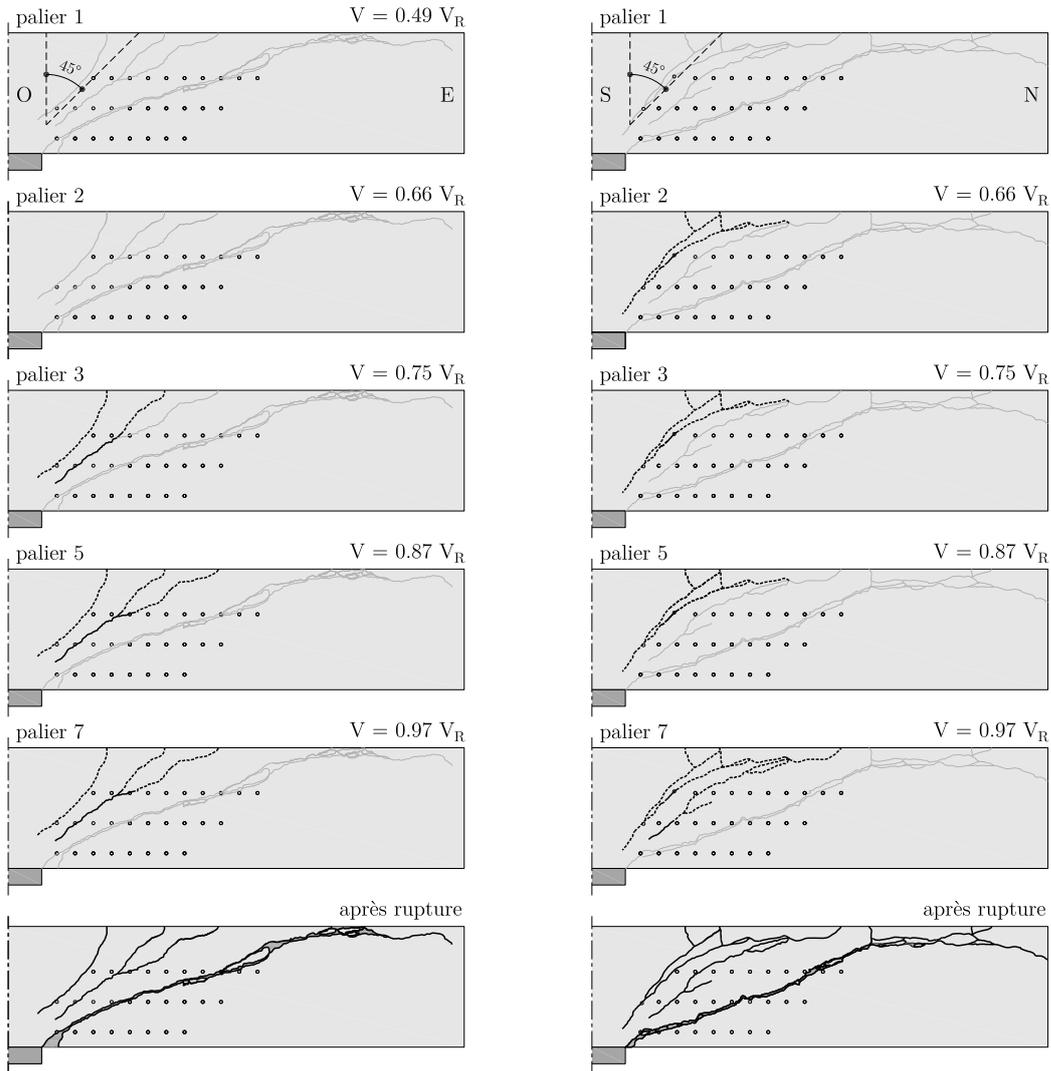
Au fur et à mesure du chargement de la dalle, celle-ci se fissure au niveau de la face supérieure tendue des suites de la flexion, figure 6.2 (b). A partir d'une certaine valeur

de charge, il a déjà été montré dans [Guandalini<sup>2002</sup>], que le mouvement de la dalle au delà de ce qui deviendra la fissure critique, peut être assimilé à un mouvement de corps rigide autour d'un point C, figure 6.2 (c). C'est seulement très peu avant la rupture que se formera la fissure de rupture, figure 6.2 (c), comme il le sera montré à travers les figures 6.3 et 6.4 .

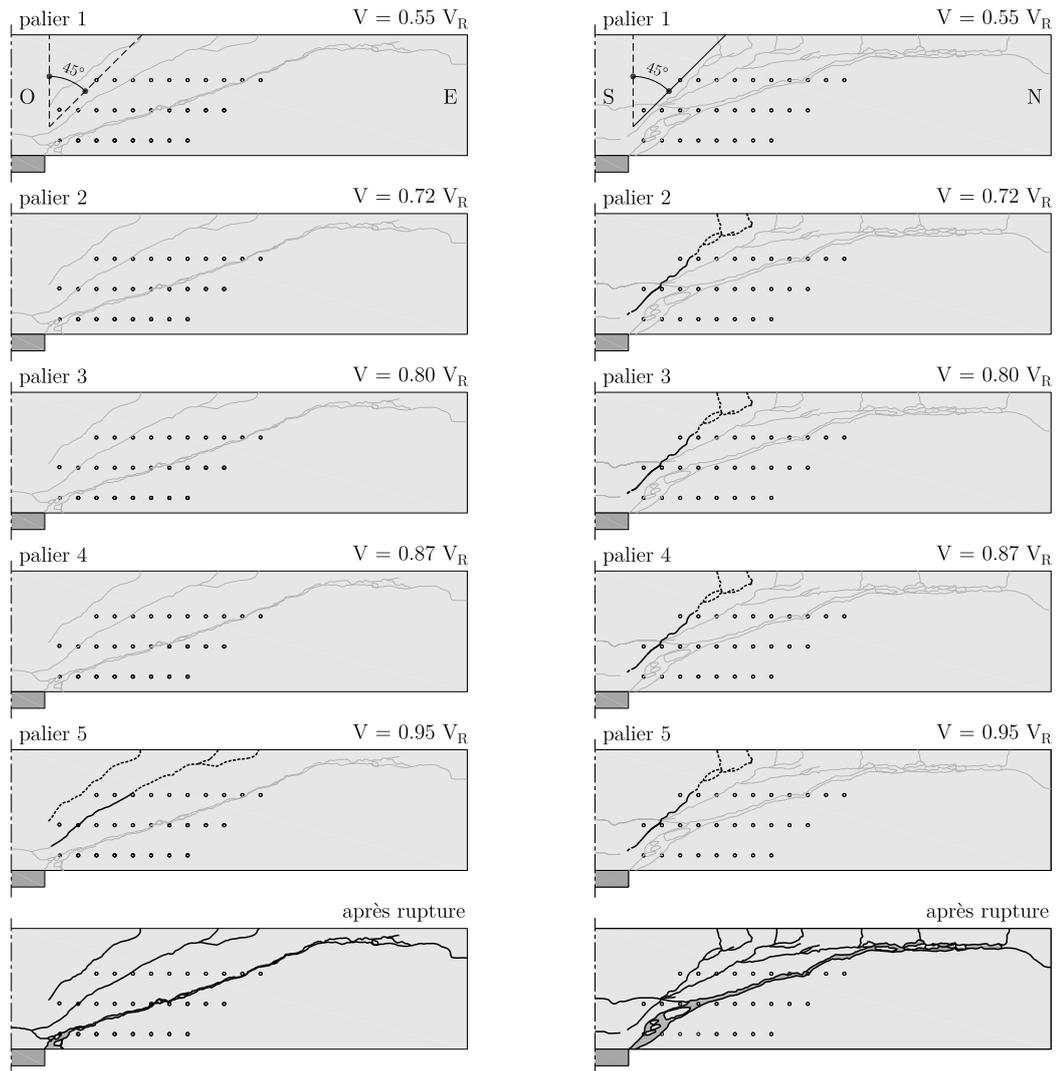


**Figure 6.2:** Evolution schématique de la fissuration dans les dalles jusqu'à la rupture

La campagne d'essais effectués sur les spécimens PF21 à PF23 dont les résultats sont donnés en détails dans [Clément<sup>2012</sup>] permet de visualiser l'évolution de la fissuration à l'intérieur de la dalle. En s'appuyant sur les figures 6.3 et 6.4, il est possible de constater que la fissuration se concentre dans une fissure principale inclinée à 45° environ, dite fissure critique.

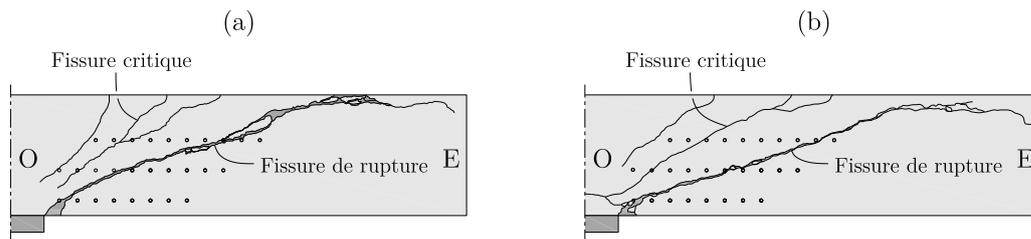


**Figure 6.3:** Evolution de la fissuration selon les axes Est-Ouest et Nord-Sud de la dalle PF21 - En gris : état de fissuration final, en pointillé noir : fissure ouverte (supposée) en trait continu noir : fissure ouverte (mesurée)



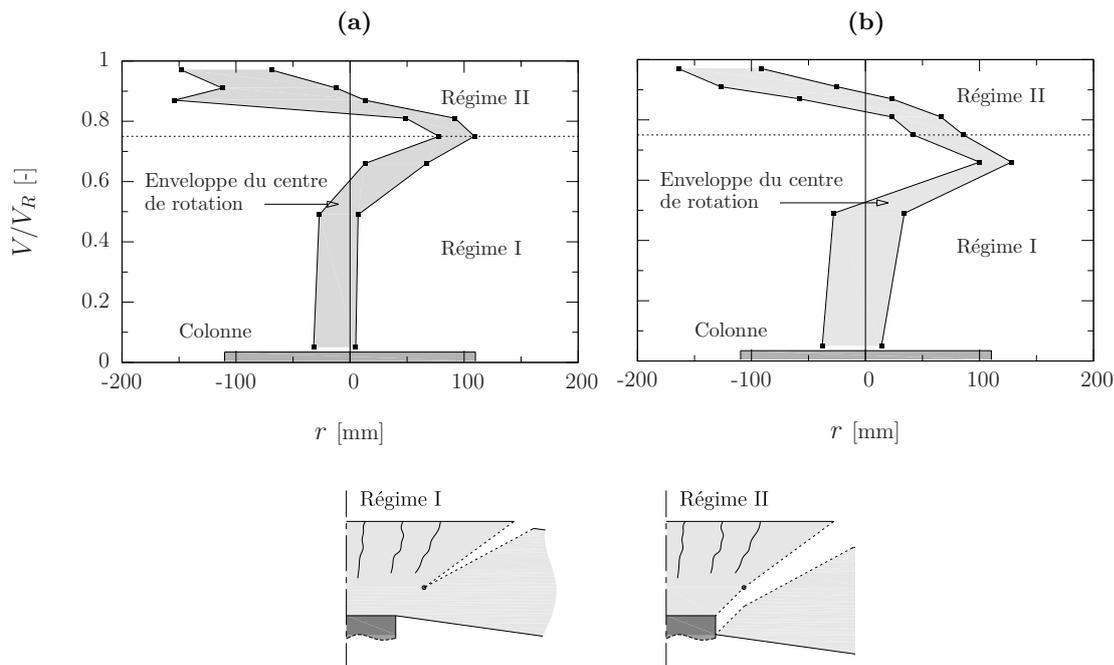
**Figure 6.4:** Evolution de la fissuration selon les axes Est-Ouest et Nord-Sud de la dalle PF22 - En gris : état de fissuration final, en pointillé noir : fissure ouverte (supposée) en trait continu noir : fissure ouverte (mesurée)

C'est le long de cette fissure critique que la dalle va se déplacer. Cette fissure critique est à distinguer de la fissure de rupture, qui n'apparaît qu'à la toute fin de l'essai, comme le justifient les figures 6.3 et 6.4 et le désignent les figures 6.2 et 6.5. En conséquence, puisque cette fissure n'est pas présente pendant le chargement de la dalle, elle n'est pas responsable des mécanismes de transmission des efforts qui sont alors conduits au travers de la fissure critique.



**Figure 6.5:** Distinction entre les fissures critiques et de rupture pour les coupes de dalle PF21 EO (a) et PF22 EO (b)

Une partie de la transmission des efforts se fait au travers de la fissure critique qui s'ouvre autour d'un centre de rotation  $C$ , au fur et à mesure du chargement de la dalle. Les mesures réalisées sur les dalles PF21 à PF23 ont permis de mettre en évidence l'évolution de la position du centre de rotation  $C$  selon les différents paliers de chargement de la dalle, comme le représente la figure 6.6 pour la dalle PF21. Les mêmes graphiques pour les dalles PF22 et PF23 sont données dans le rapport d'essais [Clément<sup>2012</sup>] duquel les mêmes conclusions peuvent être tirées.

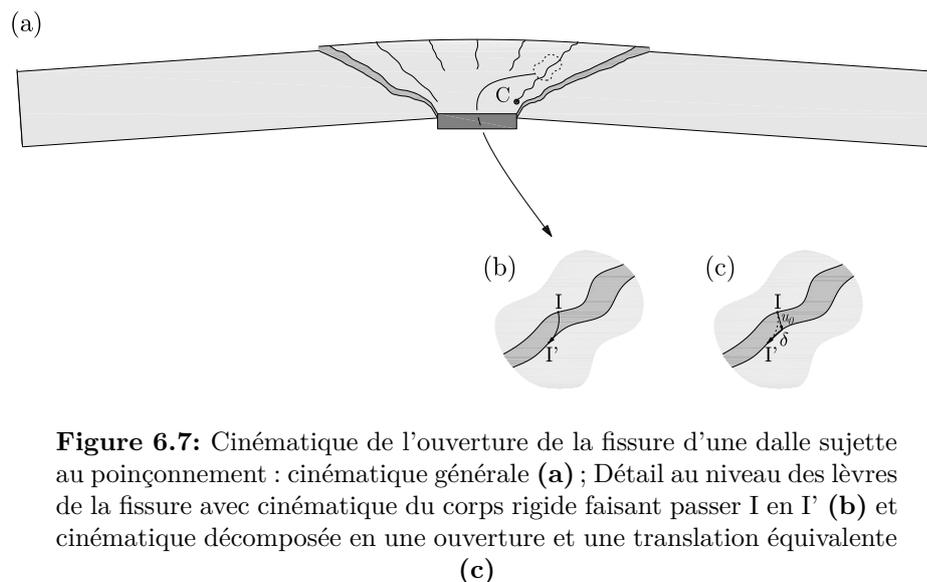


**Figure 6.6:** Evolution de la position du centre de rotation de la dalle PF21 dans la direction EO (a) et NS (b)

Deux régimes semblent se distinguer. Pendant le régime I, se forment les fissures de flexion (6.2 (b)) puis s'ouvre la fissure critique (6.2 (c)), le long de laquelle la partie de dalle externe se déplace comme un corps rigide autour du point  $C$ . La figure 6.6 permet donc de justifier la position radiale du point  $C$  proche de la colonne et légitime ainsi la cinématique de rotation autour de ce point. Toutefois, à partir de 75 à 80% de la charge

de rupture, la position du centre de rotation varie considérablement et se déplace dès lors dans le sens inverse. Une explication à cette observation sera donnée plus loin.

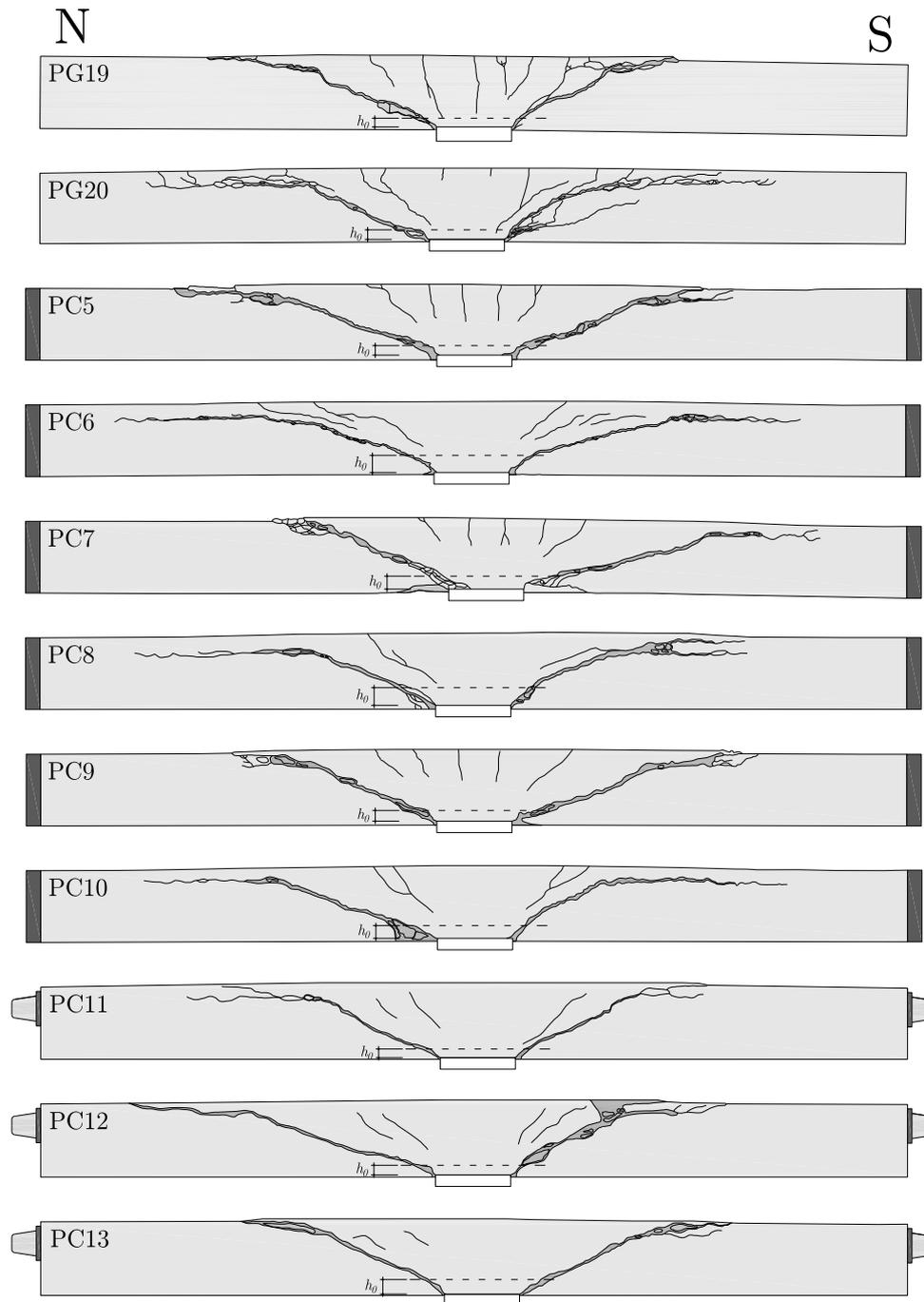
Jusqu'à 75-80% de la charge de rupture, il semble approprié donc de considérer que le mouvement de la partie de dalle qui s'éloigne du futur cône de poinçonnement par le biais de la fissure et qui est assimilé à une rotation autour du point C, peut se décomposer en un déplacement  $u_0$  perpendiculaire au plan de la fissure et une translation  $\delta$ , comme le suggère la figure 6.7 (c) et qui avait déjà été relevé par Guidotti [Guidotti<sup>2010</sup>]. La partie de dalle qui se meut comme un corps rigide s'est donc déplacée selon différentes combinaisons  $[u_0; \delta]$ , ce qui équivaut à une rotation autour d'un point C, présent à l'intérieur de la dalle, qui se déplace en fonction du chargement comme le montre la figure 6.2. En effet, la fissure se propage depuis l'extrados de la dalle, figure 6.2 (b) vers l'intrados de celle-ci, figure 6.2 (c) et (d).



**Figure 6.7:** Cinématique de l'ouverture de la fissure d'une dalle sujette au poinçonnement : cinématique générale (a) ; Détail au niveau des lèvres de la fissure avec cinématique du corps rigide faisant passer I en I' (b) et cinématique décomposée en une ouverture et une translation équivalente (c)

## 6.2.2 Géométrie de la fissure critique

Sur la figure 6.8, sont représentées les coupes au centre des dalles selon l'axe faible après rupture. Les dalles PC5 à PC10 sont les dalles testées par Clément [Clément<sup>2010a</sup>] dans lesquelles un effort normal sans câble de précontrainte a été introduit ( $\sigma = 1.25, 2.50$  et  $5.00$  MPa avec des taux d'armature  $\rho = 0.75$  et  $1.50\%$ ). Les dalles PC11 à PC13 sont les dalles testées par Clément [Clément<sup>2010b</sup>] dans lesquelles l'effort normal a été introduit grâce à des câbles de précontraintes ( $\sigma = 0, 1.25$  et  $2.50$  MPa avec un taux d'armature  $\rho = 0.75\%$ ). Les dalles PG19 et PG20 sont des dalles de référence testées par Guidotti [Guidotti<sup>2010</sup>] avec des taux d'armature  $\rho = 0.75$  et  $1.50\%$  mais sans effort normal.



**Figure 6.8:** Coupe au centre des dalles testées par Guidotti [Guidotti<sup>2010</sup>] et Clément [Clément<sup>2012</sup>] selon l'axe faible après rupture

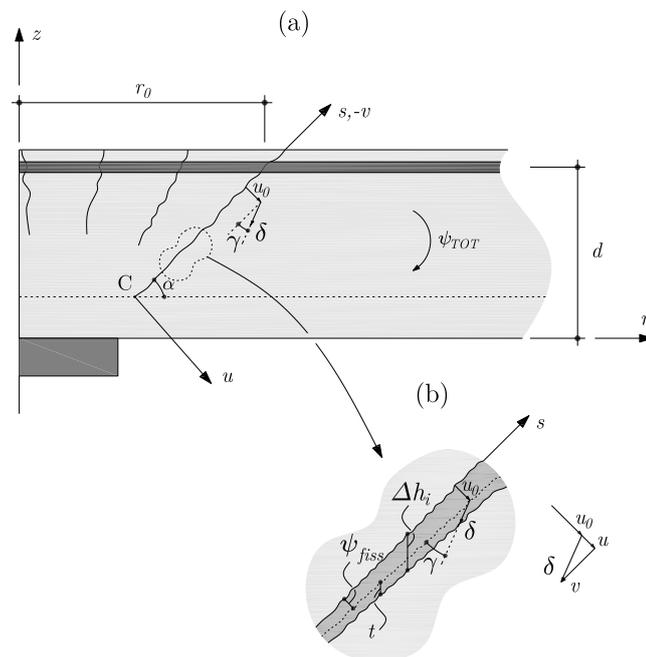
Il peut être remarqué que la fissure de rupture ne présente pas systématiquement un angle constant depuis la face supérieure jusqu'à la face inférieure comme il l'est montré sur cette figure par la délimitation représentée en pointillé et déjà relevé au chapitre [3]. Il semble en effet que la partie inférieure de la dalle ait subi plutôt un écrasement

du béton comprimé alors que la partie supérieure au delà de la zone pointillée apparaît seulement au moment de la rupture comme le montre les figure 6.3 et 6.4.

Si cet écrasement du béton est présent, il provient de la rupture d'une zone qui n'est plus suffisamment résistante pour faire passer toute la force jusqu'à l'appui. Ceci est également vrai dans le cas des dalles soumises à un effort normal. La résistance de cette zone est explicité par la suite au paragraphe 6.4.

### 6.2.3 Paramètres et cinématique de la fissure critique

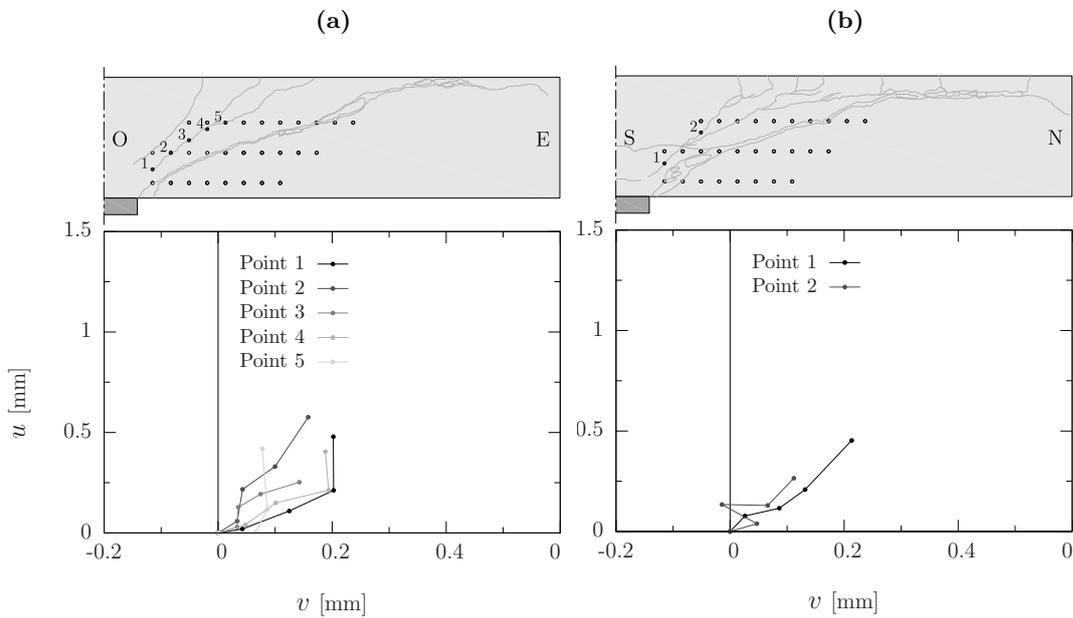
Cette partie décrit comment les deux lèvres de la fissures se meuvent l'une par rapport à l'autre au cours du chargement de la dalle. En d'autres termes, ce sont les intensités des vecteurs déplacements  $u_0$  et  $\delta$  représentés à la figure 6.7 qui seront quantifiés ici. Cette cinématique se définit comme la suite de celle proposée par Guidotti [Guidotti<sup>2010</sup>] et les principes de base sont donc conservés. Mais il est montré ici que l'ouverture de la fissure critique qui mène un point I au point I' (figure 6.7) par le biais des vecteurs déplacement de mesure algébrique  $u_0$  et  $\delta$  respectivement, se compose d'une rotation  $\psi_{fiss}$  et d'une ouverture  $t$ , comme l'illustre la figure 6.9. Ceci permettra de justifier la résistance de l'élément comme étant la contribution des efforts transmis le long de la fissure par engrenements des granulats et résistance résiduelle à la traction et la contribution de la bielle comprimée dans la zone proche de la colonne.



**Figure 6.9:** Cinématique de la fissure critique au niveau de l'interface entre les deux lèvres : schématisation globale sur une tranche de dalle (a) et détails de la cinématique au front des lèvres (b)

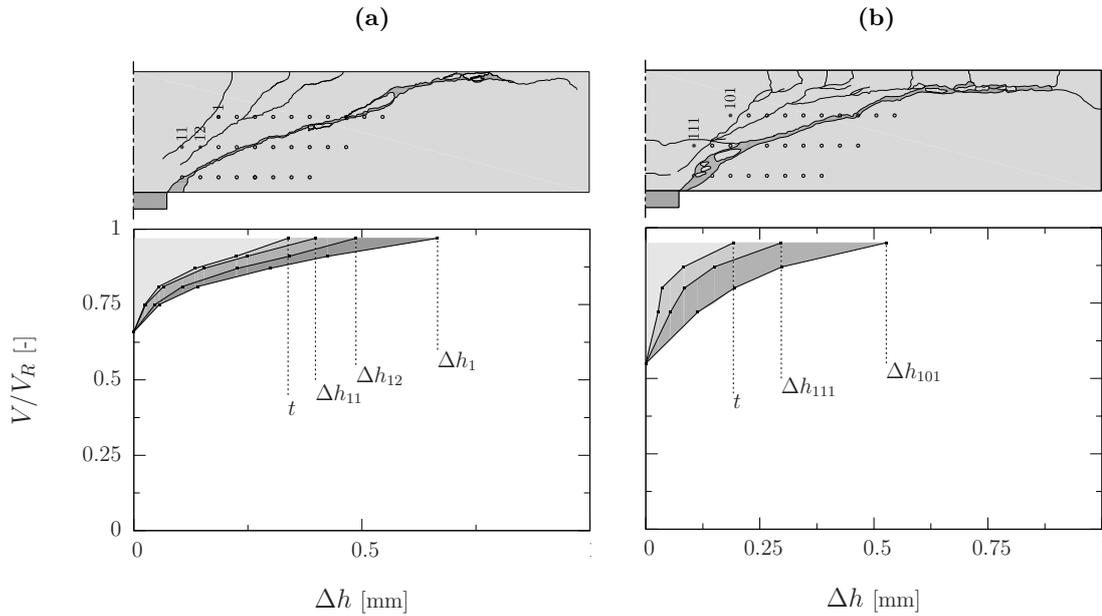
Pour ce qui est de la contribution de l'engrènement des granulats le long de la fissure

critique, la figure 6.10 qui représente les intensités des déplacements  $u$  et  $v$  du corps rigide au delà de la fissure le justifie en montrant sa présence sur les dalles PF21 et PF22. Le rapport d'essais relatif aux dalles PF21 à PF23 [Clément<sup>2012</sup>] donne ces mêmes graphiques pour chaque direction EO et NS des trois dalles et les mêmes conclusions qualitatives peuvent être tirées.



**Figure 6.10:** Représentation des composantes d'ouverture de la fissure  $u$  et  $v$  pour différents paliers de charge pour les dalles PF21 dans la direction EO (a) et PF22 dans la direction NS (b)

La figure 6.11 justifie la présence d'une ouverture  $t$  avec une intensité croissante pendant tout le chargement de la dalle, mais qui s'accroît notablement au voisinage de 80% de la charge de rupture environ.



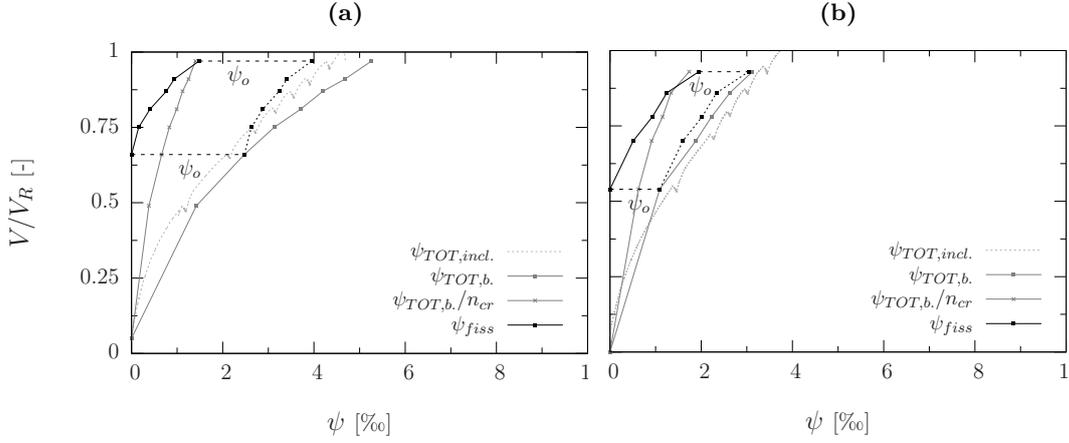
**Figure 6.11:** Représentation de la part d'ouverture  $t$  par rapport à l'ouverture totale  $\Delta h_{i,j}$  de la fissure critique pour les dalles PF21 (a) et PF22 (b)

Ceci signifie donc qu'à un tel niveau de charge, des déformations d'effort tranchant non négligeables commencent à apparaître. Ces déformations d'effort tranchant seront à prendre en compte pour la définition de la résistance de la zone comprimée à proximité de la colonne qui sera décrite plus loin au paragraphe 6.4.

Tenant notamment compte de ces observations expérimentales, les paramètres de la cinématique de la fissure critique vont dès lors être développés.

### 1. Vecteurs déplacements

Grâce aux mesures internes faites dans les dalles PF21 à PF23 et dont les résultats complets sont disponibles dans [Clément<sup>2012</sup>], il est possible de quantifier la rotation  $\psi_{fiss}$  imputable au mouvement de la fissure critique par rapport à la rotation totale  $\psi_{TOT}$  de la dalle. Ceci est représenté à la figure 6.12 pour les dalles PF21 et PF22.



**Figure 6.12:** Représentation de la rotation  $\psi_{fiss}$  au niveau de la fissure critique par rapport à la rotation totale  $\psi_{TOT}$  selon le niveau de chargement des dalles PF21 **(a)** et PF22 **(b)** - avec  $\psi_{TOT,incl.}$  étant la rotation totale mesurée grâce aux inclinomètres et  $\psi_{TOT,b.}$  étant la rotation totale mesurée grâce points en surface inférieure de la dalle, voir [Clément<sup>2012</sup>]

Guidotti [Guidotti<sup>2010</sup>] proposait que la rotation du corps rigide le long de la fissure critique selon l'axe  $s$  visible à la figure 6.9 est une portion de la rotation totale  $\psi_{TOT}$  de la dalle qui dépend du nombre  $n_{cr}$  de fissures présentes avant la fissure critique. L'ouverture initiale  $u_0$  de la fissure en fonction de la valeur de  $s$  sur l'axe de cette fissure peut donc s'exprimer selon la relation (6.1) :

$$u_0(s) = \frac{\psi_{TOT}}{n_{cr}} s \quad (6.1)$$

Le nombre de fissures  $n_{cr}$  s'estime selon la relation 6.2 et à partir de la distance minimale qui sépare deux fissure  $s_{cr}$ , estimée selon le Model Code 2010 [FIB<sup>2011</sup>].

$$n_{cr} = \frac{s_{cr}}{r_0} \quad (6.2)$$

La grandeur  $\psi_{TOT}/n_{cr}$  est représentée à la figure 6.12 et semble être une relativement bonne approximation de l'ouverture de la fissure critique au cours du chargement de la dalle.

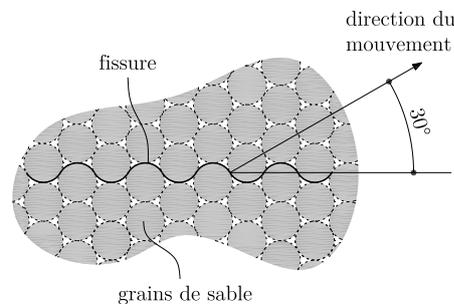
Les vecteurs déplacements  $u$  et  $v$  représentant respectivement l'ouverture et le glissement en un point le long de la fissure sont représentés sur la figure 6.9 (c) et peuvent être décrit par les relations suivantes :

$$\begin{aligned} u &= u_0 + \delta \sin \gamma \\ v &= \delta \cos \gamma \end{aligned} \quad (6.3)$$

L'angle  $\gamma$  conduit une droite qui est l'asymptote de la trajectoire des granulats quand ils se déplacent dans un mouvement de frottement les uns contre les autres. La valeur de cet angle dépend de l'effort normal appliqué.

## 2. Angle de glissement $\gamma$

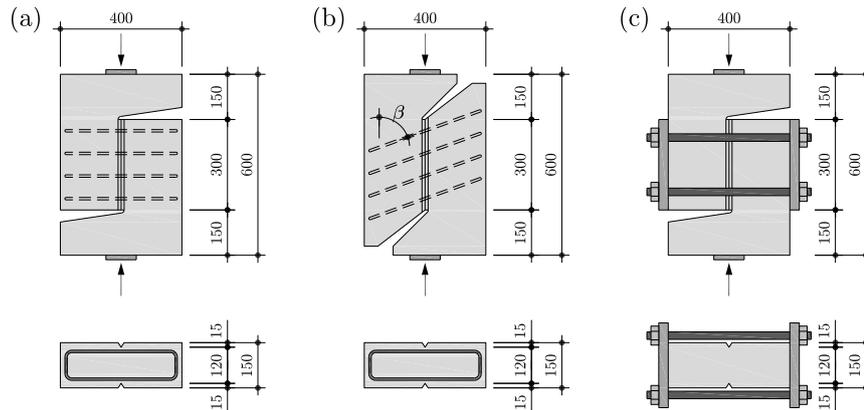
L'angle de glissement  $\gamma$  a été mis en évidence lors des essais de push-off de Mattock [Mattock<sup>1974</sup>] dans les années 70. Selon lui, cet angle est directement conditionné par les granulats qui glissent les uns contre les autres. Dans le cas de grains de sable parfaitement circulaires qui s'organisent selon l'arrangement décrit à la figure 6.13, l'angle  $\gamma$  entre la direction du mouvement des grains de sable et le plan de la fissure est de  $30^\circ$ .



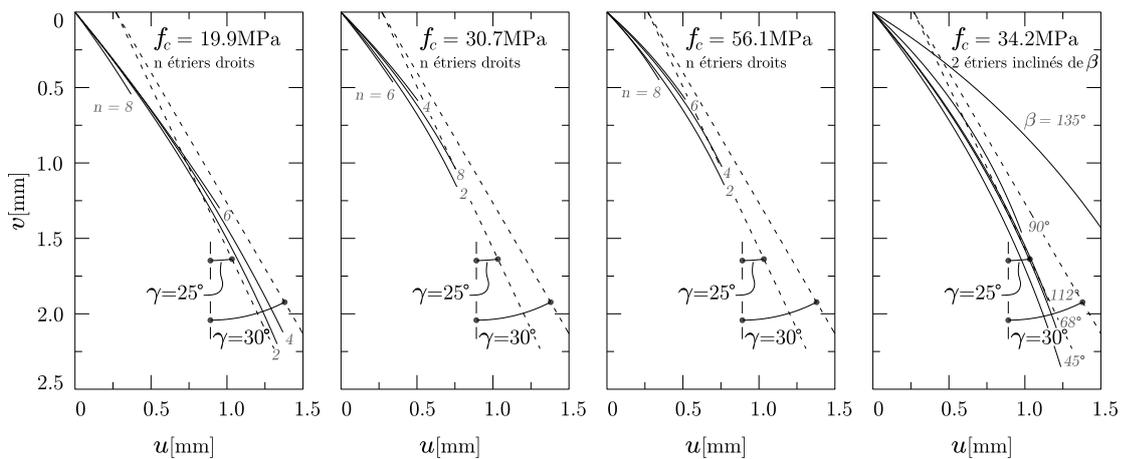
**Figure 6.13:** Arrangement granulaire de grains de sable parfaitement circulaires et orientation de la fissure par rapport à une direction de mouvement imposée

Les essais réalisés par Walraven [Walraven<sup>1980</sup>] montrent une justesse relative de cet angle idéal de  $30^\circ$ . Les échantillons de ces essais de push-off dont la géométrie est montrée à la figure 6.14, sont réalisés sur un béton pré-fissuré dans le sens de l'introduction de la charge de push-off et garnis d'étriers recouvrant la fissure, (figure 6.14 (a) et (b)), ou précontraints dans la direction perpendiculaire à celle d'introduction de la charge, (figure 6.14 (c)).

La figure 6.15 représente les courbes ouverture de la fissure  $u$  - glissement  $v$  pour différentes situations impliquant la résistance à la compression du béton, le nombre d'étriers utilisés ainsi que leur inclinaison. Il ressort de ces essais que ces paramètres ne semblent pas jouer un rôle majeur sur la valeur de l'angle  $\gamma$ . La droite asymptote portée par l'angle  $\gamma = 30^\circ$  décrit certes une tendance, mais ce qui est mis en scène par Walraven, de par l'utilisation de béton et la présence d'étriers, ne peut être directement comparé aux grains de sable parfaitement sphériques sur lesquels s'appuyaient Mattock. La droite asymptote d'une pente découlant d'un angle  $\gamma = 25^\circ$  semble mieux décrire les résultats d'essais de Walraven comme le montre la figure 6.15.

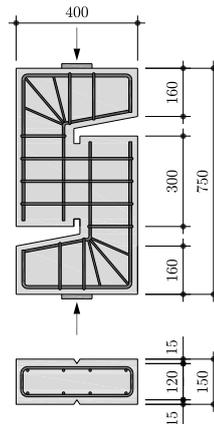


**Figure 6.14:** Echantillons des essais de push-off réalisés par Walraven [Walraven<sup>1980</sup>] et [Walraven<sup>1981a</sup>] : avec étriers droits (a), avec étriers inclinés d'un angle  $\beta$  (b) et précontraints dans la direction perpendiculaire à l'introduction de la charge (c) - Dimensions en [mm]



**Figure 6.15:** Courbes ouverture de la fissure  $u$  - glissement  $v$  dans différentes configurations variant la résistance à la compression du béton, la quantité et l'inclinaison des étriers pour les essais de Walraven décrits dans [Walraven<sup>1980</sup>] et [Walraven<sup>1981a</sup>]

Mansur dans [Mansur<sup>2008</sup>] a également réalisé des tests similaires sur des échantillons en béton dont la géométrie est représentée à la figure 6.16. La résistance à la compression du béton ainsi que la quantité d'armature empêchant l'ouverture de la fissure sont les paramètres variés dans ces essais.



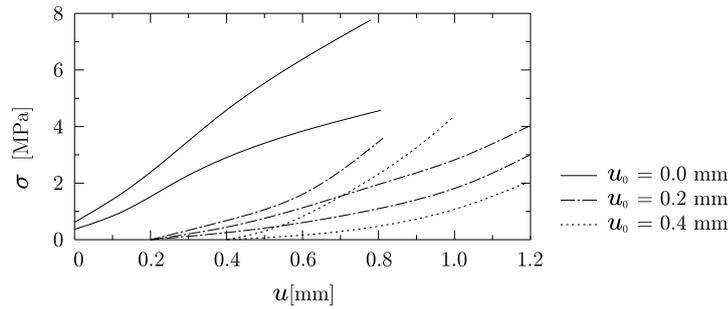
**Figure 6.16:** Echantillons des essais de push-off réalisés par Mansur [Mansur<sup>2008</sup>] - Dimensions en [mm]

Le tableau 6.1 récapitule la valeur de la résistance à la compression du béton ainsi que la quantité d'armature présente pour les essais desquels il a été possible de tirer l'angle  $\gamma$ . Les résultats de ces essais montrent eux aussi une influence modérée de la résistance du béton ou de la quantité d'armature sur la valeur de l'angle  $\gamma$ . En revanche, cet angle  $\gamma$  ne semble pas pouvoir être assimilé à une valeur constante de  $30^\circ$ .

Essais	$f_c$ [MPa]	$\rho f_y$ [MPa]	$\gamma$ [°]
B1-4	106.4	2.67	19.4
B2-4	95.2	2.67	20.9
B3-4	84.9	2.67	19.9
B4-4	105.0	4.02	23.4
B4-5	105.0	3.36	25.3
B4-6	105.0	2.67	20.1
Moyenne			21.2
COV			0.087

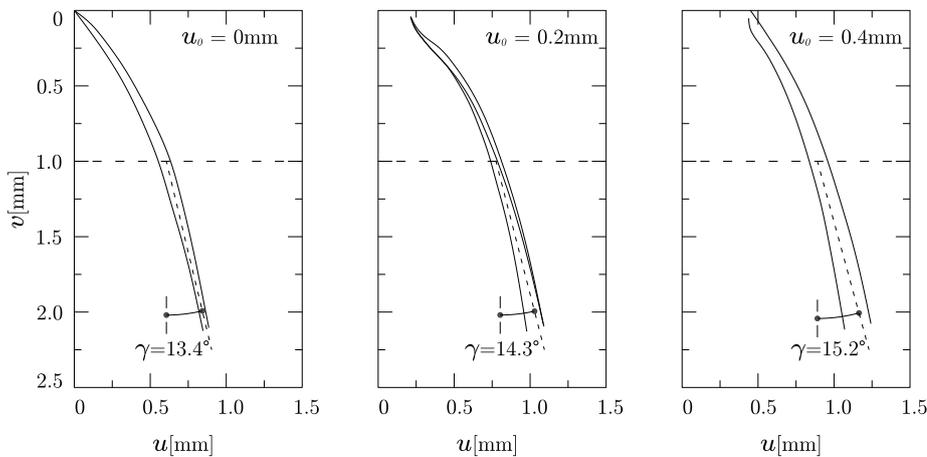
**Tableau 6.1:** Paramètres des essais de Mansur [Mansur<sup>2008</sup>] et valeur de l'angle  $\gamma$  associé

Si la résistance à la compression du béton ou la quantité d'armature recouvrant la fissure ne semblent pas modifier significativement la valeur de l'angle  $\gamma$ , qui ne peut toutefois être admise constamment égale à  $30^\circ$ , une précontrainte perpendiculaire à la direction de la fissure paraît elle influencer significativement la valeur de cet angle  $\gamma$ . Les essais de Walraven présentés à la figure 6.14 (c), sont également des essais de push-off mais retenus par des barres dans le sens opposés à l'ouverture de la fissure. La figure 6.17 représente la contrainte équivalente dans le béton en fonction de l'ouverture de la fissure pour trois niveaux d'ouverture initiale de fissure. Ce dispositif équivaut donc à une précontrainte de l'échantillon, variable selon l'ouverture de la fissure imposée initialement.



**Figure 6.17:** Courbes contrainte normale de compression dans le béton  $\sigma$  - ouverture de la fissure  $u$  relatives aux essais de Walraven décrits dans [Walraven<sup>1980</sup>]

La figure 6.18 représente quant à elle les courbes ouverture  $u$  - glissement  $v$  pour les essais de push-off précontraints. L'angle  $\gamma$  de  $30^\circ$ , n'est plus valable pour ces essais où cette fois il varie entre  $13.4^\circ$  et  $15.2^\circ$  selon une ouverture initiale de fissure comprise respectivement entre 0 et 0.4 mm, représentant différents niveaux de contraintes normales de compression développées dans le béton comme le montre la figure 6.17.



**Figure 6.18:** Courbes ouverture de la fissure  $u$  - glissement  $v$  pour les essais précontraints de Walraven décrits dans [Walraven<sup>1980</sup>]

A partir de la figure 6.17, deux valeurs d'ouverture de fissure ont été choisies. La contrainte  $\sigma$  associée pour les différents échantillons a été sélectionnée et mise en relation avec l'angle  $\gamma$ . Il en découle la figure 6.19 sur laquelle il est possible de constater que l'effort normal réduit significativement la valeur de l'angle  $\gamma$ .

D'après ce qui précède, l'angle  $\gamma$  semble donc être influencé par la contrainte normale qui retient l'ouverture de la fissure. Pour de grandes valeurs de contrainte et sur la base des essais à disposition, cet angle semble être voisin de la valeur  $\gamma_0 = 13.5^\circ$ . Les bornes des valeurs de  $\gamma$  sont donc données par le jeu de limites

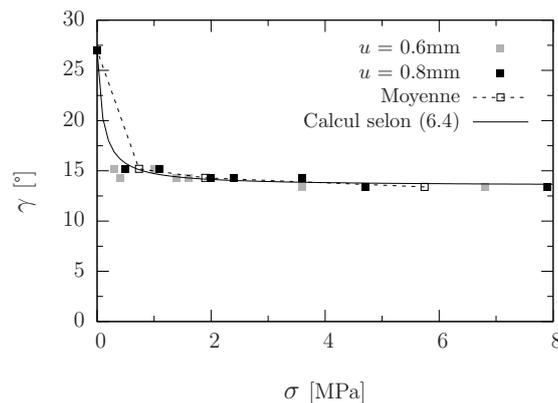
proposées en (6.4) :

$$\lim_{\sigma \rightarrow \infty} \gamma = \gamma_0 \quad \text{et} \quad \lim_{\sigma \rightarrow 0} \gamma = 2 \cdot \gamma_0 \quad (6.4)$$

Ceci permet de retrouver la valeur de  $\gamma$  suggérée dans le modèle de Guidotti fixée à  $\gamma = 27^\circ$  et effectivement comprise entre  $25$  et  $30^\circ$  qui semblent les valeurs limites de cet angle comme il l'a été évoqué plus haut.

Ainsi, sur la base de ces considérations il est possible de déterminer une loi empirique décrivant la relation entre la valeur de l'angle  $\gamma$  et la contrainte normale présente selon la relation (6.5).

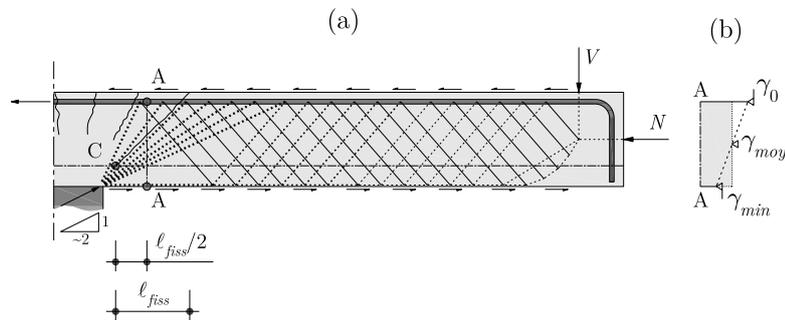
$$\gamma = \gamma_0 \cdot \left( 1 + \frac{1}{1 + 800 \frac{\sigma}{f_c}} \right) \quad (6.5)$$



**Figure 6.19:** Courbes contraintes  $\sigma$  - angle de glissement  $\gamma$  de la fissure pour différentes ouvertures initiales de la fissure

Dans le cas des dalles précontraintes donc potentiellement soumises à un effort normal  $N$  comme l'illustre la figure 6.20 (a), l'effort normal aurait également une influence sur l'angle de glissement  $\gamma$ . Dans le cas du poinçonnement, la fissure le long de laquelle se mobilise l'engrènement donne lieu à deux lèvres qui se meuvent l'une par rapport à l'autre dans une direction différente de celle de la droite qui porte la fissure. Il en résulte donc que selon l'ouverture de cette fissure, l'angle de glissement serait variable. En d'autres termes, l'angle de glissement ne serait pas constant sur toute la longueur de la fissure. Comme le propose en effet la figure 6.20 (b), l'angle  $\gamma$  étant influencé par l'effort normal, est plus faible au voisinage de la face inférieure de la dalle étant donné que l'effort normal y est vraisemblablement plus important. Mais pour être en accord avec l'hypothèse de corps rigide, l'angle de glissement doit être admis constant sur toute l'étendue de la fissure avec une valeur moyenne  $\gamma_{moy}$  en considérant que tout l'effort normal est présent dans une

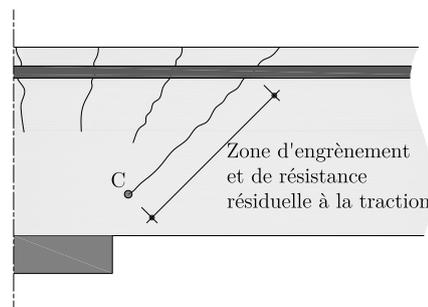
section  $A - A$  au milieu de la fissure de longueur  $\ell_{fiss}$ .



**Figure 6.20:** Région d'appui direct au voisinage de la colonne lorsque la dalle est chargée par une charge verticale  $V$  et un effort normal  $N$  (a), allure du profil de l'angle de glissement sur la hauteur de la dalle (b)

## 6.3 Transmission des efforts le long de la fissure

La résistance finale de l'élément de structure considéré est la somme de ce qui se passe dans la partie supérieure de la dalle sous forme d'engrènement des granulats et de traction résiduelle et dans la partie inférieure de celle-ci sous forme d'écrasement de la base comprimée. Dans cette section sont développés les mécanismes de transmission des efforts le long de la fissure critique comme le schématise la figure 6.21.



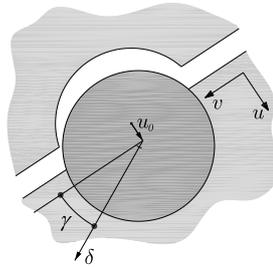
**Figure 6.21:** Zone d'engrènement des granulats le long de la fissure critique

### 6.3.1 Engrènement des granulats

Ici est développée comment la charge peut se transférer d'une lèvres à l'autre de la fissure critique sur la base de l'engrènement des granulats. Plusieurs mécanismes ont déjà été étudiés afin d'estimer la valeur des contraintes de cisaillement et des contraintes normales qui peuvent se développer le long d'une fissure lorsque les deux lèvres de celle-ci se déplacent l'une par rapport à l'autre. Walraven [Walraven<sup>1980</sup>] propose un modèle mathématique pour le calcul de ces contraintes, Ulaga [Ulaga<sup>2003</sup>] reprend les travaux

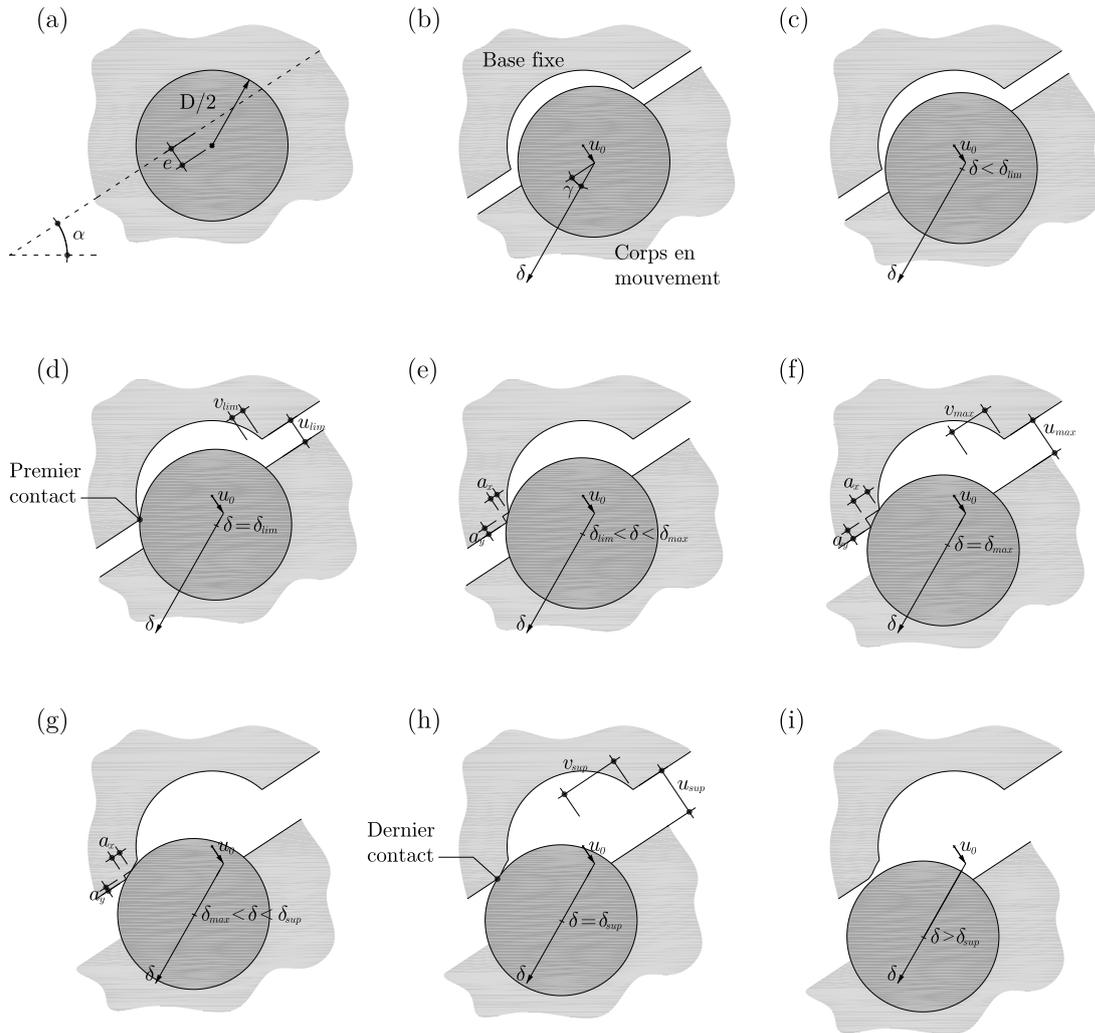
de Walraven en y modifiant la cinématique et plus récemment, Guidotti [Guidotti<sup>2010</sup>] combine les cinématiques de Walraven et Ulaga. C'est la base de la cinématique de Guidotti qui sera utilisée dans ce qui suit.

Comme il l'a déjà été expliqué plus haut, la cinématique de la dalle peut être assimilée à une rotation de corps rigide autour d'un point C. Cette rotation peut se décomposer en une ouverture initiale  $u_0$  et un déplacement  $\delta$  le long d'un axe orienté de  $\gamma$  par rapport au plan de la fissure, comme le rappelle la figure 6.22.



**Figure 6.22:** Déplacement d'une lèvres de la fissure par rapport à l'autre des vecteurs  $u_0$  et  $\delta$  au niveau d'un granulat

Le modèle d'engrènement utilisé se base sur l'approche statistique de Walraven décrit dans [Walraven<sup>1980</sup>],[Walraven<sup>1981</sup>] qui consiste à prévoir le nombre de granulats interceptés le long de la fissure considérée et sur la cinématique de Guidotti [Guidotti<sup>2010</sup>] dont un rappel des différentes phases est donné à la figure 6.23. Le modèle complet est explicité en détails dans [Guidotti<sup>2010</sup>], les principaux points sont en revanche rappelés ici. Après que la fissure s'est formée, un déplacement initial  $u_0$  du corps rigide est imposé, 6.23 (b). Ensuite, le corps en mouvement se meut 6.23 (c), jusqu'à ce que le granulat entre en contact avec la lèvres supérieure de la fissure 6.23 (d). S'en suit la pénétration du granulat dans la matrice cimentaire de la lèvres supérieure 6.23 (e) jusqu'à atteindre un état de contact maximal entre le granulat et la dite lèvres 6.23 (f). A la suite de quoi, la surface de contact entre le granulat et cette lèvres diminue 6.23 (g) jusqu'au dernier point de contact 6.23 (h) pour ensuite ne plus être en contact du tout 6.23 (i).



**Figure 6.23:** Déplacement d'un granulat de référence au voisinage de la fissure - Etat initial avant formation de la fissure **(a)**, ouverture de la fissure **(b)**, déplacement selon l'angle  $\gamma$  **(c)**, premier point de contact du granulat avec la lèvres supérieure de la fissure **(d)**, déplacement dans la phase de contact croissant **(e)**, phase de contact maximal entre le granulat et la lèvres supérieure **(f)**, déplacement dans la phase de contact décroissant **(g)**, dernier point de contact **(h)** et déplacement dans la phase de d'éloignement du granulat par rapport à la lèvres supérieure - Adapté de [Guidotti<sup>2010</sup>]

Les contraintes qui peuvent transiter le long de la fissure dépendent des surfaces de contact projetées  $a_x$  et  $a_y$  entre les granulats et la lèvres supérieure. Ces surfaces s'expriment de manières différentes selon les phases d'ouverture de la fissure :

– Phase de non contact ( $0 < \delta \leq \delta_{lim}$ )

$$a_x = a_y = 0 \quad (6.6)$$

– Phase de contact croissant ( $\delta_{lim} < \delta \leq \delta_{max}$ )

$$\begin{aligned} a_x &= \frac{1}{2} \left[ v - \frac{u}{\sqrt{u^2 + v^2}} \sqrt{D^2 - (u^2 + v^2)} + \sqrt{D^2 - 4(e + u)^2} \right] \\ a_y &= \frac{v}{2\sqrt{u^2 + v^2}} \sqrt{D^2 - u^2 - v^2} - \frac{u}{2} - e \end{aligned} \quad (6.7)$$

– Phase de contact décroissant ( $\delta_{max} < \delta \leq \delta_{sup}$ )

$$\begin{aligned} a_x &= \frac{1}{2} \sqrt{D^2 - 4(e + u)^2} - \frac{D}{2} \sin \gamma \\ a_y &= \frac{D}{2} \cos \gamma - (e + u) \end{aligned} \quad (6.8)$$

– Phase d'éloignement ( $\delta > \delta_{sup}$ )

$$a_x = a_y = 0 \quad (6.9)$$

Il est ensuite possible de déterminer les surfaces moyennes de contact en intégrant le produit de la densité de probabilité de l'enfoncement  $e$  du granulat par rapport au plan de la fissure et de la surface de contact projetée associée.

$$\begin{aligned} \bar{a}_x &= \int_e p(e) a_x de \\ \bar{a}_y &= \int_e p(e) a_y de \end{aligned} \quad (6.10)$$

où  $p(e)$  est la densité de probabilité de l'enfoncement du granulat par rapport à l'axe de la fissure et s'exprime selon la relation (6.11) :

$$p_e = \frac{2}{D} \quad (6.11)$$

Puis, il s'agit de déterminer les projections sur les axes  $x$  et  $y$  de la surface totale par

unité de longueur de la fissure, soient  $\bar{A}_x$  et  $\bar{A}_y$  qui s'expriment alors selon (6.12) :

$$\begin{aligned}\bar{A}_x &= \int_D n(D) \bar{a}_x dD \\ \bar{A}_y &= \int_D n(D) \bar{a}_y dD\end{aligned}\tag{6.12}$$

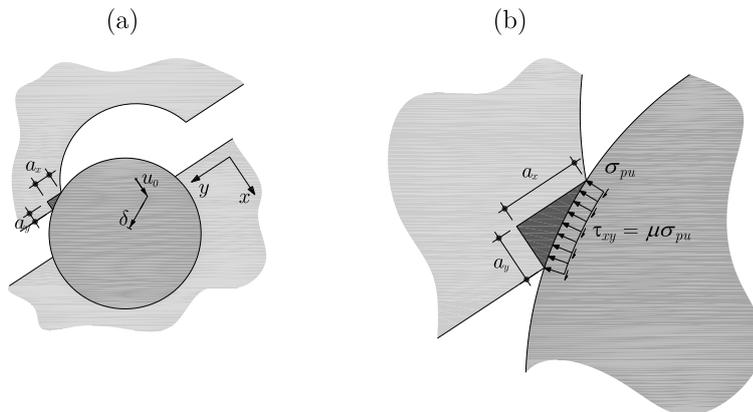
où  $n(D)$  est le nombre de granulats coupés par un cercle de diamètre  $D$ .

Enfin les contraintes totales  $\sigma_c$  et  $\tau_c$  peuvent être déterminées selon le jeu d'équation (6.13) :

$$\begin{aligned}\sigma_c &= -\sigma_{pu} (\bar{A}_x - \mu \bar{A}_y) \leq 0 \\ \tau_c &= \sigma_{pu} (\mu \bar{A}_x + \bar{A}_y)\end{aligned}\tag{6.13}$$

où les surfaces  $a_x$  et  $a_y$  sont représentées à la figure 6.24 (a) et les contraintes  $\sigma_{pu}$  et  $\tau_{pu}$  à la figure 6.24 (b) et dont les expressions de la contrainte de plastification de la matrice cimentaire  $\sigma_{pu}$  et du coefficient de frottement  $\mu$  sont rappelées dans la relation (6.14) initialement évoquée par Walraven [Walraven<sup>1981</sup>].

$$\begin{aligned}\sigma_{pu} &= 6.39 \cdot f_{cc}^{0.56} \text{ en [MPa]} \\ \mu &= 0.4\end{aligned}\tag{6.14}$$

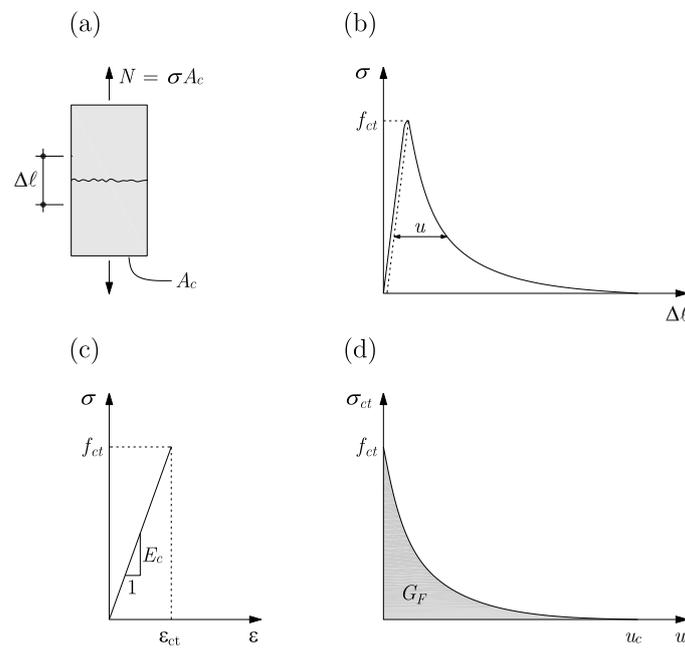


**Figure 6.24:** Zone de contact entre un granulat et la matrice cimentaire  
- surfaces de contact projetées sur  $x$  et  $y$  (a) et définition des contraintes  
de compression et de cisaillement découlant de ce contact (b)

### 6.3.2 Résistance à la traction

Pour la transmission de l'effort tranchant, non seulement la résistance à la traction du béton intervient dans une part non négligeable qu'il convient de considérer, mais son comportement adoucissant au delà de la phase fissurée permet aussi la reprise d'une part d'effort tranchant. Ceci a déjà été explicité dans [Guidotti<sup>2010</sup>], mais les principaux points sont rappelés ici.

Le comportement d'un élément de béton soumis à une force de traction 6.25 (a) suit une loi adoucissante dans une représentation du comportement est donnée à la figure 6.25 (b).



**Figure 6.25:** Modèle de résistance à la traction d'un tirant - Epreuve soumise à une force de traction (a), courbe contrainte  $\sigma$  - déplacement  $\Delta\ell$  correspondante autour de la fissure (b), loi adoptée pour la modélisation du comportement du béton tendu dans la phase non-fissurée (c) et dans la phase d'ouverture de la fissure (d)

La loi adoptée dans le modèle pour tenir compte de cette résistance résiduelle à la traction se distingue en deux parties. Un comportement linéaire jusqu'à ce que la contrainte atteigne la valeur de  $f_{ct}$ , visible à la figure 6.25 (c) et un comportement adoucissant représenté à la figure 6.25 (d) et dont l'expression de la résistance à la traction résiduelle est donnée par la relation (6.15), développée initialement par Hordijk [Hordijk<sup>1991</sup>, Hordijk<sup>1992</sup>] :

$$\sigma_{ct} = f_{ct} \left[ \left( 1 + \left( c_1 \frac{u}{u_c} \right)^3 \right) e^{-c_2 u/u_c} - \frac{u}{u_c} \left( 1 + c_1^3 \right) e^{-c_2} \right] \quad (6.15)$$

où  $c_1$  et  $c_2$  sont des constantes du modèle valant respectivement 3.00 et 6.93.

La grandeur  $u_c$  représentant la valeur de l'ouverture de la fissure pour laquelle il n'est plus possible de transmettre aucun effort, est donnée par la relation (6.16) :

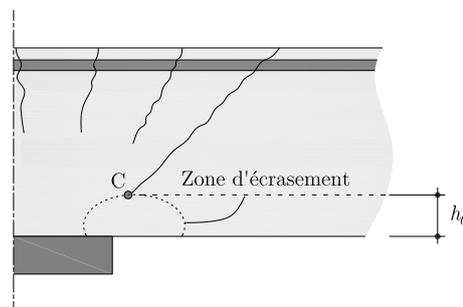
$$u_c = 5.14 \cdot \frac{G_F}{f_{ct}} \quad (6.16)$$

où  $G_F$  correspond à l'énergie de fissuration qui peut être déterminée selon les recommandations du Model Code 2010 [FIB<sup>2011</sup>] :

$$G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0.18} \text{ en [N/m]} \quad (6.17)$$

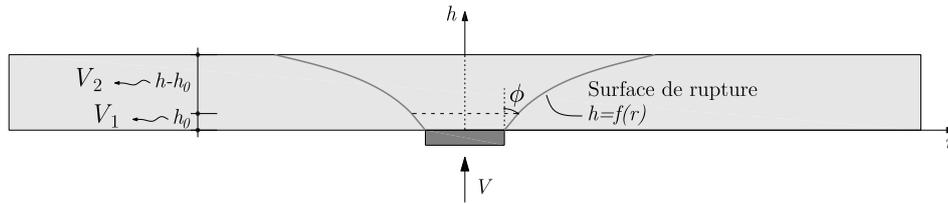
## 6.4 Transmission des efforts dans la base comprimée

Si une partie des efforts se développe le long de la fissure critique comme il l'a été montré au paragraphe précédent, une autre partie de ces efforts est transmise dans la base comprimée de la dalle comme l'illustre la figure 6.26. Cette section s'attelle à la présentation du mécanisme de transmission des efforts au sein de ladite base comprimée.



**Figure 6.26:** Zone d'écrasement de la dalle dans la partie comprimée vectrice d'une part des efforts

Pour la détermination de la hauteur de la base comprimée  $h_0$  et par là, la charge qu'elle peut véhiculer, la méthode se base sur les travaux de Braestrup et Nielsen [Braestrup<sup>1976</sup>], [Nielsen<sup>1999</sup>] relatifs à l'étude du phénomène de poinçonnement par le biais de la théorie de la plasticité. Celui-ci expliquait que la charge de poinçonnement  $V$  peut être trouvée par le théorème de la borne supérieure en égalisant le travail dû à cette charge à l'énergie dissipée le long d'une surface de rupture décrite par une chaînette dont la géométrie est donnée à la figure 6.27. En outre, il était supposé que le mécanisme de rupture consistait en le poinçonnement d'une zone délimitée par un cône de révolution, le reste de la dalle demeurant un corps rigide, comme le montre la figure 6.27 et que la surface de rupture se trouvait dans un état plan de déformation. Ces hypothèses ici sont conservées.



**Figure 6.27:** Géométrie de la surface de rupture selon Braestrup et Nielsen [Braestrup<sup>1976</sup>], [Nielsen<sup>1999</sup>] et distinction des deux parties de la surface de rupture amenant à la détermination de deux composantes  $V_1$  et  $V_2$  de la résistance totale  $V_R = V_1 + V_2$

Toutefois, pour satisfaire aux conditions aux limites proches de la zone d'appui, cette courbe ne peut pas être complètement déterminée par la chaînette. Ainsi sur une hauteur  $h_0$ , montrée à la figure 6.27, la géométrie de la surface de rupture est décrite par une droite et sur le reste de la hauteur  $h - h_0$ , l'expression de la chaînette reste valable. Il en résulte donc que l'expression de la charge totale de poinçonnement  $V_R$ , décrite en détail dans [Nielsen<sup>1999</sup>], doit aussi être décomposée en deux parties  $V_1$  sur une hauteur  $h_0$  et  $V_2$  sur une hauteur  $h - h_0$  correspondant aux deux courbes représentatives de la surface de rupture, comme le montre la figure 6.27.

Sur la base des observations expérimentales, il est raisonnable d'admettre comme hypothèse que cette hauteur  $h_0$  vérifie la relation (6.18), comme il l'est représenté sur les figures 6.8 et 6.28. En effet, en négligeant la composante horizontale de l'effort tranchant dans cette zone proche de la colonne, il apparaît que l'effort normal tend à se transmettre sur cette hauteur  $h_0$ , calculée sur la base d'un mécanisme de flexion comme représenté à la figure 4.4 (a). La figure 6.20 permet également de le visualiser.

$$h_0 = x_{pl} = \frac{-N + A_s f_s}{b f_c} \quad (6.18)$$

où :

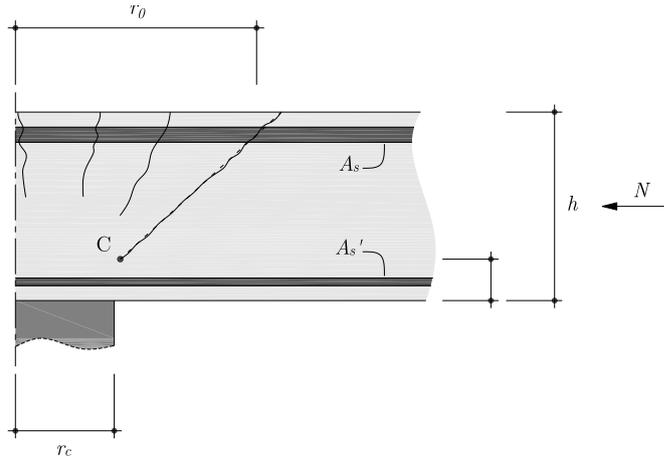
$-N$  effort normal de compression

$A_s$  section d'armature tendue

$f_s$  limite d'écoulement de l'acier des armatures tendues

$f_c$  résistance moyenne du béton à la compression mesurée sur cylindre

$b$  largeur de la section

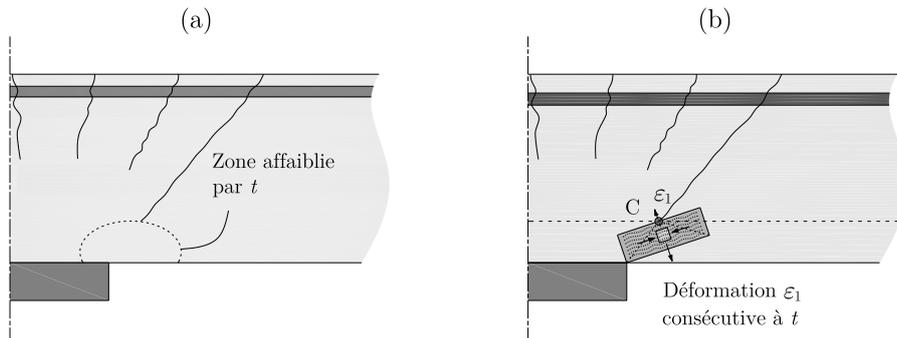


**Figure 6.28:** Géométrie d'une coupe de dalle avec effort normal, armatures tendues et comprimées et position du centre de rotation C

Il est ensuite possible d'exprimer la charge qui peut être transmise sur la hauteur  $h_0$  comme le propose Braestrup dans [Braestrup<sup>1976</sup>] selon l'expression (6.19) :

$$V_1 = \pi f_{c,max} \frac{h_0}{2} \cdot \frac{(2 \cdot r_c \cos \phi + h_0 \sin \phi) (1 - \sin \phi)}{\cos^2 \phi} \quad (6.19)$$

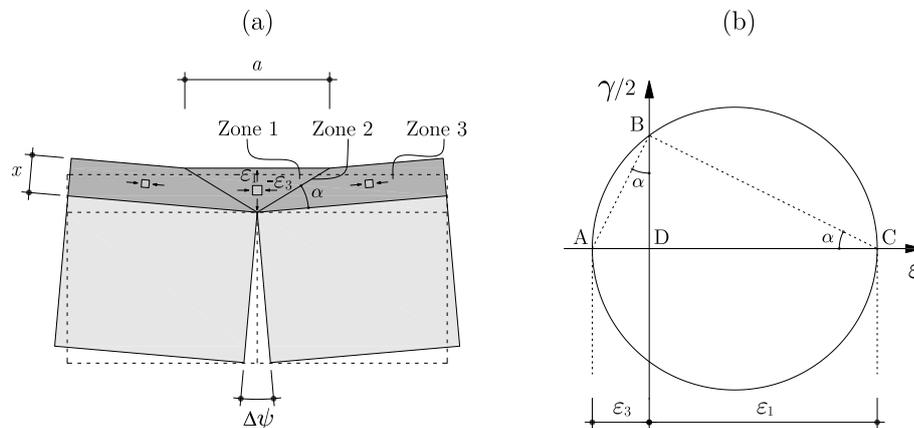
Dans cette zone, cette base comprimée n'est pas intègre. La résistance à la compression doit être réduite en fonction de l'état de déformation de l'élément. Ces déformations, dénommées dans ce qui suit  $\varepsilon_1$ , selon la direction perpendiculaire à la bielle ont été observées expérimentalement. En effet, la figure 6.6 montre l'évolution de la position du centre de rotation de la dalle. Si dans le régime II, le centre de rotation se déplace de cette manière, cela peut justement être expliqué par les déformations d'efforts tranchants qui se manifestent. Celles-ci sont d'ailleurs quantifiées à la figure 6.11. Ramos dans [Ramos<sup>2003</sup>] a lui aussi observé ces déformations d'efforts tranchants comme le rappelle la figure 2.21 au chapitre [2]. Ainsi la dalle pour accepter ces déformations d'efforts tranchants et pour respecter la compatibilité des déformations dans la zone comprimée, doit alors subir des déformations  $\varepsilon_1$  qui la fragilise et réduisent sa résistance, comme le schématise la figure 6.29.



**Figure 6.29:** Déformations d'effort tranchant dans la zone comprimée

Kanellopoulos dans [Kanellopoulos<sup>1986</sup>] a identifié dans une poutre fléchie soumise à l'ouverture localisée d'une fissure comme l'illustre la figure 6.30 au sein de laquelle règne un état plan de déformation, trois zones à l'état de déformation différent.

- La zone 1 est soumise aux déformations dans les deux directions principales 1 et 3. Une compression ( $\varepsilon_3$ ) et une déformation ( $\varepsilon_1$ ) dans l'axe perpendiculaire à l'axe longitudinal de la poutre.
- La zone 2 correspond à une ligne de discontinuité où se concentrent les déformations.
- La zone 3 n'est soumise qu'à une déformation dans l'axe longitudinal de la poutre.



**Figure 6.30:** Etat de déformation dans une zone de poutre ouverte par une fissure concentrée (a) et cercle de Mohr correspondant au niveau de la zone de discontinuité (b) - Adaptée de [Kanellopoulos<sup>1986</sup>]

Géométriquement, il est possible de relier  $x$  à  $a$  par le biais de la relation (6.20) suivante :

$$\tan(\alpha) = \frac{2x}{a} \quad (6.20)$$

Ensuite, d'après la représentation du cercle de Mohr (figure 6.30 (b)), il est possible d'écrire algébriquement :

$$\left[ \frac{AD}{BD} \right]^2 = \frac{AD}{BD} \cdot \frac{BD}{DC} = \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1} = \tan(\alpha)^2 \quad (6.21)$$

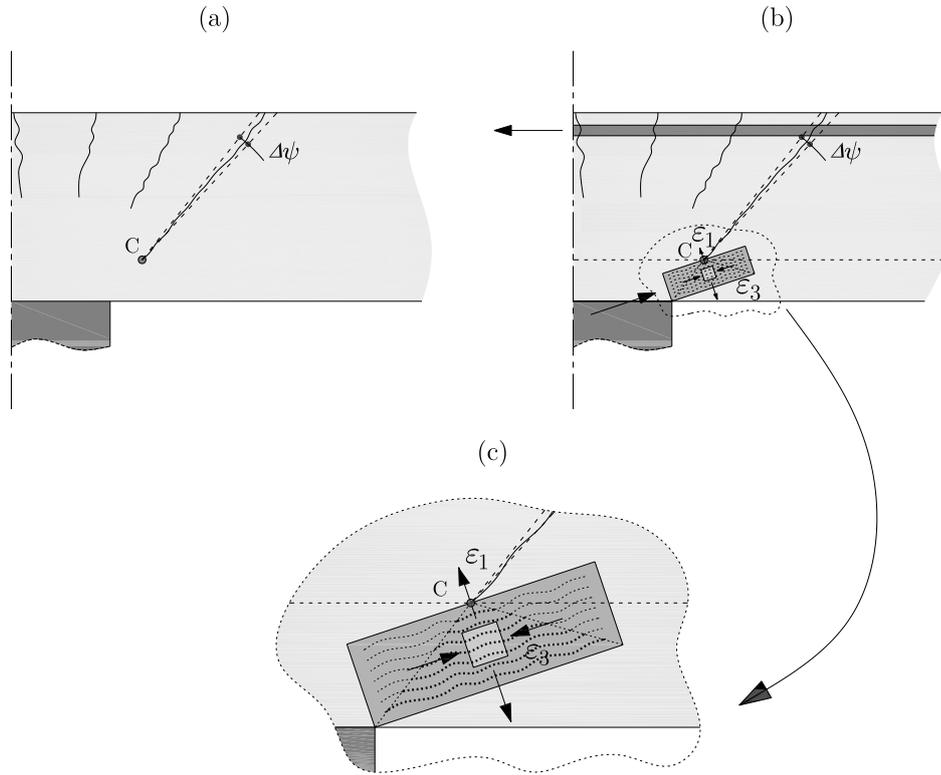
Puis, comme le développe Kanellopoulos dans [Kanellopoulos<sup>1986</sup>], l'ouverture de la fissure  $\Delta\psi$  est liée à la déformation  $\varepsilon_1$  selon l'expression (6.22) :

$$\Delta\psi = \frac{4x}{a}\varepsilon_1 \quad (6.22)$$

Enfin, étant donné le rapport de  $\varepsilon_3/\varepsilon_1$  admis à 1/4 comme le rappelle par exemple Nielsen dans [Nielsen<sup>1999</sup>] et selon les relations (6.20) et (6.21), la relation (6.22) devient alors :

$$\Delta\psi = \varepsilon_1 \quad (6.23)$$

Dans une dalle, la bielle de compression qui transmet une partie de la charge à la colonne est analogue à la zone comprimée de la poutre de la figure 6.30, comme le montre la figure 6.31. La dalle tourne comme un corps rigide autour du point C (figure 6.31 (a)), comme il l'a déjà été montré plus haut. La fissure s'ouvre autour de ce centre de rotation C de la quantité  $\Delta\psi$  et l'ouverture de cette fissure conduit à l'état de déformation montré à la figure 6.31 (b) où il est possible de mettre en évidence les trois zones de comportement déformationnels différents (figure 6.31 (c)), de la même manière que pour la poutre soumise à une fissure concentrée.



**Figure 6.31:** Ouverture de la fissure critique à proximité de la bielle comprimée - Ouverture de  $\Delta\psi$  de la fissure critique (a) autour du centre de rotation C, état de déformation de la dalle sujette au poinçonnement analogue à la poutre de la figure 6.30 (b) et identification des trois zones aux états de déformations différents (c)

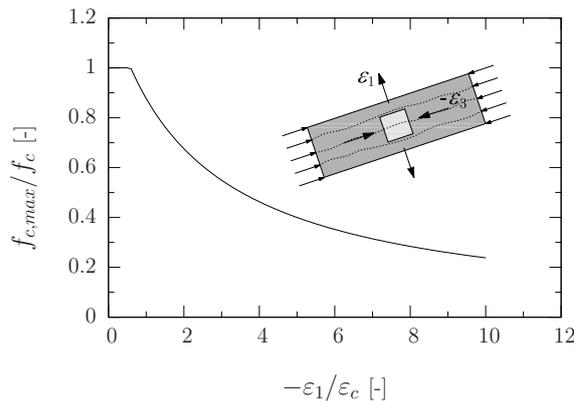
Il est ensuite possible de réduire la résistance à la compression de cette dernière bielle en fonction de l'état de déformation  $\varepsilon_1$  qui l'affecte. En admettant une réduction de résistance de la bielle selon les travaux de Vecchio et Collins [Vecchio<sup>1986</sup>] pour des éléments membranaires, celle-ci s'exprime alors selon la relation (6.24) dont une représentation est donnée à la figure 6.32 :

$$f_{c,max} = \frac{f_c}{0.8 - 0.34 \varepsilon_1 / \varepsilon_c} \quad (6.24)$$

Or d'après la figure 6.11 et des mêmes observations faites sur les autres dalles de la série PF21 à PF23 dont les résultats sont disponibles dans [Clément<sup>2012</sup>], il semble que proche de la colonne, toutes les déformations observées ne soient imputables à une rotation pure mais également à cette composante d'ouverture verticale préalablement nommée  $t$ . Il a en effet été observé que la rotation qui affecte cette zone correspond en général à environ 50% de la rotation totale de la dalle. Un facteur  $k$  (en accord avec d'autres travaux théoriques comme [Tassinari<sup>2011</sup>] ou [Fernández Ruiz<sup>2009</sup>]) pour réduire la rotation totale à la rotation effectivement en relation avec la bielle inclinée admis à une valeur de 0.5

semble donc donner de bons résultats comme le montre plus loin le tableau 6.3. La relation (6.24) devient alors :

$$f_{c,max} = \frac{f_c}{0.8 - 0.34 k \psi / \varepsilon_c} \quad (6.25)$$



**Figure 6.32:** Représentation de la loi reliant la résistance maximale à la compression en fonction de la déformation  $\varepsilon_1$  selon la relation (6.24) proposée par [Vecchio<sup>1986</sup>]

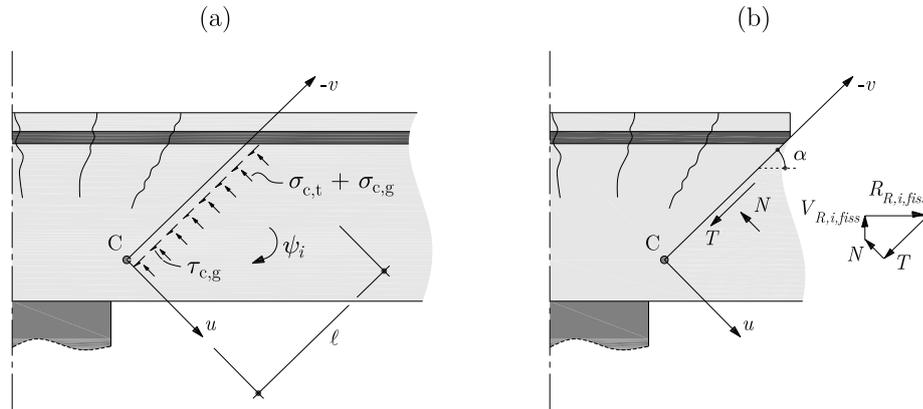
La résistance de la base comprimée est alors déterminée par la relation (6.19) pour laquelle, la résistance à la compression du béton  $f_{c,max}$  est donnée par la relation (6.25).

## 6.5 Critère de résistance

### 6.5.1 Détermination du critère

D'après ce qui vient d'être décrit plus haut, la résistance de l'élément considéré est donc la combinaison de la résistance qui peut être activée par engrenement des granulats, par résistance à la traction résiduelle et par ce qui peut encore être transmis par la base comprimée.

La procédure pour obtenir la partie du critère de rupture relatif à l'engrenement le long de la fissure et à la résistance à la traction résiduelle est déjà décrite dans [Guidotti<sup>2010</sup>]. Il s'agit de déterminer la force maximale qui peut être transmise le long de la fissure pour une valeur de  $\psi_i$  donnée. Pour cela, il est nécessaire de déterminer les contraintes de cisaillement  $\tau_{c,g}$  découlant de l'engrenement des granulats et les contraintes normales à la fissure  $\sigma_{c,g}$  et  $\sigma_{c,t}$  découlant de l'engrenement des granulats et de la résistance à la traction résiduelle respectivement, comme le montre la figure 6.33, selon ce qu'il a été explicité plus haut dans le paragraphe (6.3.1).



**Figure 6.33:** Cône de poinçonnement sur lequel est calculé la résistance provenant de l’engrènement des granulats et de la résistance à la traction résiduelle le long de la fissure - Contraintes normales et tangentielles (a) et composantes colinéaire et normale à la fissure résultantes (b)

A partir de là, il est possible de déterminer les résultantes  $N$  et  $T$  des contraintes normales et tangentielles, visibles à la figure 6.33 (b) selon les relations présentées en (6.26) :

$$N = \int_{A,fiss} (\sigma_{c,t} + \sigma_{c,g}) dA \quad (6.26)$$

$$T = \int_{A,fiss} \tau_{c,g} dA$$

Puis, il est possible d’en déduire la composante verticale de la résultante des contraintes normales et tangentielles selon (6.27) :

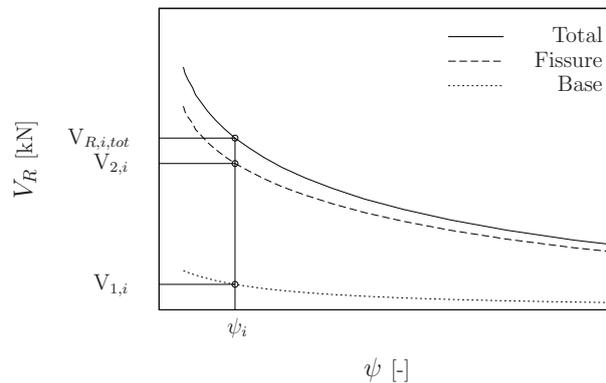
$$V_{R,i,fiss} = V_2 = T \sin(\alpha) + N \cos(\alpha) \quad (6.27)$$

Ici, il est toutefois à remarquer que ce critère se définit sur une fissure inclinée d’un angle  $\alpha$  égal à  $45^\circ$  et sur une longueur  $\ell$  qui part du centre de rotation  $C$  jusqu’à l’extrados de la dalle, comme le montre la figure 6.33 (a).

Pour obtenir la part de résistance provenant de la bielle comprimée, la procédure est décrite plus haut et la résistance s’exprime selon la relation (6.19).

La résistance totale est donc la somme de ces deux contributions, comme l’indique la relation (6.28) et le schématise la figure 6.34 :

$$V_{R,tot} = V_1 + V_2 \quad (6.28)$$



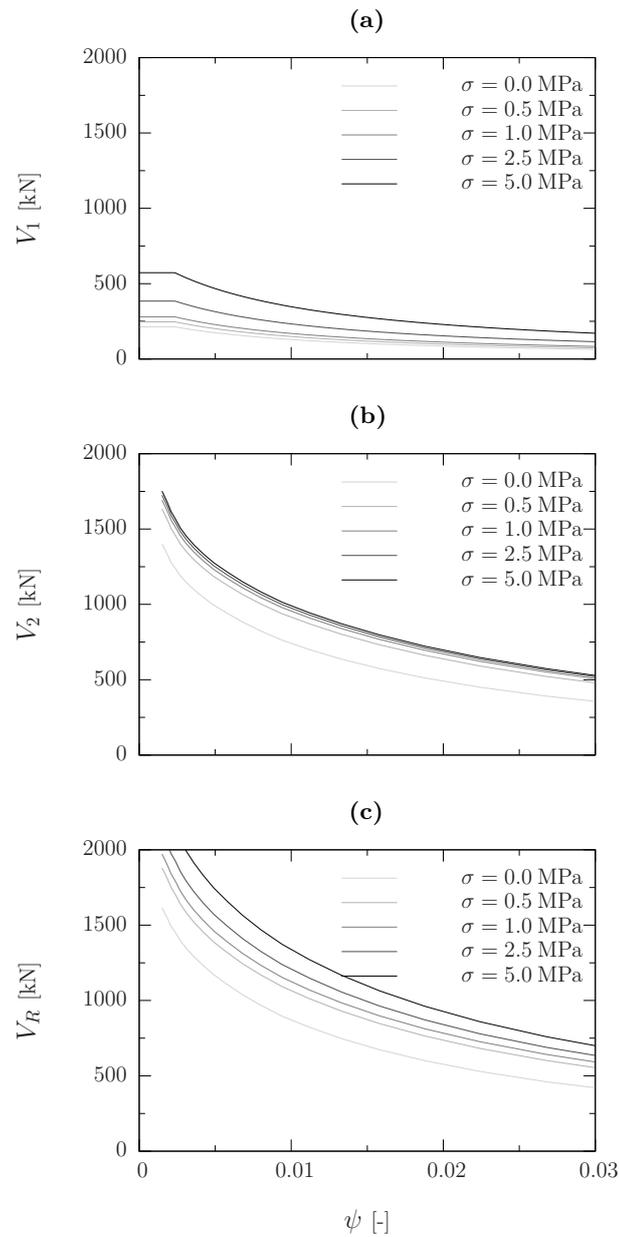
**Figure 6.34:** Représentation du critère de rupture total formé par la résistance qui peut être mobilisée le long de la fissure par engrenement et par traction résiduelle d'une part et par la résistance de la base comprimée d'autre part

### 6.5.2 Prise en compte de l'effort normal

Dès lors, pour les deux parties qui composent le critère de rupture, il est possible de prendre en compte l'influence de l'effort normal.

Concernant la partie du critère qui s'établit le long de la fissure, celui-ci influence la longueur  $\ell$  sur laquelle les forces sont transmises par le biais de la hauteur  $h_0$  proportionnelle à l'effort normal comme l'indique la relation (6.18). L'effort normal joue également un rôle sur la valeur de l'angle  $\gamma$  selon la relation (6.5). Il en découle la relation reliant la charge  $V$  à la rotation  $\psi$  visible à la figure 6.35 (a).

Concernant la partie du critère établie sur la base comprimée, sa résistance a été exprimée plus haut selon la relation (6.19) qui dépend de la rotation de la dalle par le fait que la résistance de la bielle comprimée dépend elle même de l'état de déformation de la zone proche de la colonne comme il l'a été montré au travers des relations (6.22) et (6.24). L'effort normal influence lui la hauteur de cette zone comprimée,  $h_0$  étant proportionnelle à l'effort normal comme explicité plus haut. La figure 6.35 (a) montre l'influence de l'effort normal sur la relation reliant la charge qui peut être transmise le long de la fissure critique à la rotation d'une dalle de référence avec un taux d'aramature de 0.75%, une résistance à la compression du béton de 30 MPa, une hauteur de dalle de 250 mm et une colonne carrée de 260 mm de côté. La relation reliant la charge  $V$  imputable à l'effort transmissible dans la zone comprimée à la rotation  $\psi$  est quant à elle visible à la figure 6.35 (b). La figure 6.35 (c) représente la somme des deux contributions.



**Figure 6.35:** Représentation des deux contributions au critère de rupture tenant compte de l'effort normal - Relation entre la charge  $V$  transmise le long de la fissure par engrenement et résistance résiduelle à la traction et la rotation  $\psi$  **(a)**, relation entre la charge  $V$  transmise dans la base comprimée et la rotation  $\psi$  **(b)** et composition des deux contributions **(c)**

Il est donc désormais possible d'établir un critère de rupture composé de la résistance provenant de ce qui peut être mobilisé le long de la fissure à savoir la résistance par engrenement et par traction résiduelle du béton et de ce qui peut être mobilisé sur la base comprimée au voisinage de la colonne, comme l'illustre la figure 6.34 et la figure

6.35 (c) avec la prise en compte de l'influence de l'effort normal. Le tableau 6.2 donne les résultats des prévisions de résistance selon ce modèle avec la distinction des parts  $V_1$  et  $V_2$  pour les dalles de références PG19 et PG20 d'une épaisseur de 250 mm, les dalles avec effort normal des séries PC et les dalles de référence de 400 mm d'épaisseur PF21 à PF23.

Dalle	$V_{mod}$	$V_1$	$V_2$	$\frac{V_1}{V_{mod}}$	$\frac{V_2}{V_{mod}}$
	[kN]	[kN]	[kN]	[%]	[%]
PG19	847	141	706	16.6	83.4
PG20	1148	221	927	19.2	80.8
PC5	1064	157	907	14.7	85.3
PC6	1348	290	1058	21.5	78.5
PC7	1348	254	1094	18.8	81.2
PC8	1531	355	1176	23.1	76.9
PC9	1086	117	969	10.7	89.3
PC10	1376	232	1144	16.8	83.2
PC11	946	173	773	18.2	81.8
PC12	1142	215	927	18.8	81.2
PC13	1168	238	930	20.4	79.6
PF21	1789	310	1479	17.3	82.7
PF22	2398	695	1703	29.0	71.0
PF23	2423	265	2158	10.9	89.1

**Tableau 6.2:** Charge de rupture calculée selon le modèle  $V_{mod}$  et parts des composantes d'effort au niveau de la base comprimée ( $V_1$ ) et le long de la fissure critique ( $V_2$ ) pour les dalles des séries PC [Clément<sup>2010a</sup>] et [Clément<sup>2010a</sup>], les dalles de 250 mm d'épaisseur [Guidotti<sup>2009</sup>] et les dalles de 400 mm d'épaisseur [Clément<sup>2012</sup>]

Le tableau 6.3 compare les résultats d'essais  $V_R$  des séries avec effort normal (PC5 à PC10 et PC11 à PC13), des essais de référence avec une épaisseur des dalles de 250 mm (PG19 et PG20) et de la série avec une épaisseur des dalles de 400 mm (PF21 à PF23) avec les prévisions données par la théorie de la fissure critique ( $V_{TFC}$ ) [Muttoni<sup>2008</sup>] et celles tenant compte des modifications qui lui sont apportées et explicitées dans ce chapitre ( $V_{mod}$ ). Sur ce panel d'essais les prévisions donnent une moyenne de 0.99 avec un coefficient de variation de 0.07.

Dalle	$V_R$ [kN]	$V_{TFC}$ [kN]	$V_{mod}$ [kN]	$\frac{V_R}{V_{TFC}}$ [-]	$\frac{V_R}{V_{mod}}$ [-]
PG19	860	845	847	1.02	1.02
PG20	1094	1058	1148	1.04	0.96
PC5	1141	877	1064	1.31	1.08
PC6	1205	972	1348	1.24	0.9
PC7	1370	1003	1348	1.37	1.02
PC8	1494	1095	1531	1.37	0.98
PC9	1105	918	1092	1.21	1.02
PC10	1259	993	1376	1.27	0.92
PC11	919	831	946	1.11	0.98
PC12	1129	945	1142	1.2	0.99
PC13	1058	940	1168	1.13	0.91
PF21	1838	1658	1789	1.11	1.03
PF22	2007	1850	2398	1.09	0.84
PF23	2685	2130	2423	1.27	1.11
Moyenne				1.20	0.99
COV				0.10	0.07

**Tableau 6.3:** Comparaison des résultats d'essais avec précontrainte des séries PC [Clément<sup>2010a</sup>] et [Clément<sup>2010a</sup>], des essais de références sur dalles de 250 mm d'épaisseur [Guidotti<sup>2009</sup>] et des essais de références sur dalles de 400 mm d'épaisseur [Clément<sup>2012</sup>] avec la théorie de la fissure critique établie par Muttoni [Muttoni<sup>2008</sup>] et les modifications apportées à celle-ci selon les indications mentionnées plus haut

## 6.6 Généralisation du critère de rupture

### 6.6.1 Cas de dalles précontraintes

Il a déjà été évoqué plus haut que le critère initialement proposé par Muttoni dans [Muttoni<sup>2008</sup>] ne tient pas compte de l'influence de l'effort normal qui peut être induit par une précontrainte par exemple. Sur la base du critère de Muttoni et du modèle développé plus haut tenant compte de l'effort normal pour le calcul de la résistance au poinçonnement, est développé ici un critère simplifié qui tient compte de l'effort normal dans sa formulation.

En se référant aux résultats d'essais de la littérature présentés au chapitre [2] et aux essais de la série de dalles PC5 à PC10 dont les résultats sont présentés à la figure 3.13 du chapitre [3], il a été montré qu'une augmentation d'effort normal conduit à une augmentation de la résistance au poinçonnement pour une rotation comparable. En outre, il a été montré que la résistance au poinçonnement se développe au travers de deux mécanismes vecteurs des efforts. Le premier transmet une partie de la charge par une bielle inclinée et le second par engrenement et résistance résiduelle à la traction le long de la fissure critique. L'effort normal augmente l'engrenement des granulats en réduisant l'angle de glissement  $\gamma$  explicité plus haut dans la formule (6.5) et augmente la taille de la hauteur de la zone comprimée donc potentiellement la charge qui peut être transmise par la bielle inclinée. Il est donc possible de modifier l'expression du critère de rupture en s'attendant à modifier le terme lié au fait que pour une même rotation les déformations sont moins importantes (réduction de l'angle de glissement) et que la hauteur sur laquelle la bielle inclinée transmet les efforts est plus importante si un effort normal est présent. De ces considérations, en résulte l'expression suivante formulée en termes de valeurs moyennes :

$$\frac{V_R}{ud\sqrt{f_c}} = \frac{3/4}{1 + 15 \cdot \left( \psi + \frac{20\sigma}{E_c} \right) \frac{d}{d_{g,0} + d_g}} \quad (6.29)$$

où :

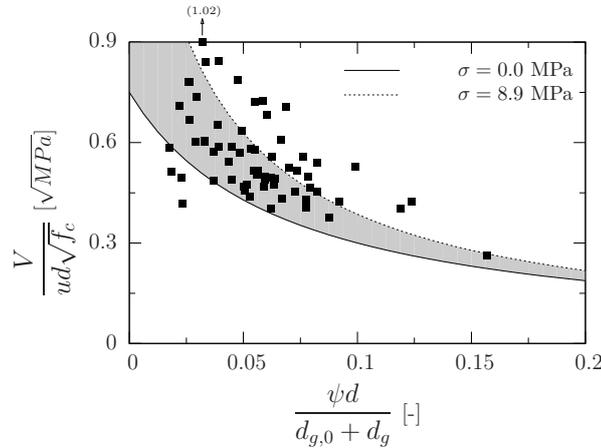
$\sigma$  contrainte normale appliquée, (compression négative), en [MPa]

$E_c$  module d'élasticité du béton, en [MPa]

... les autres termes ayant la même signification que dans le critère de rupture initial

Ainsi, il est possible de représenter les essais par rapport aux critères de rupture associés (un pour chaque valeur d'effort normal), comme le propose la figure 6.36.

Sur cette figure, ne sont représentés que les deux critères enveloppes. Il s'agit en effet des critères tracés pour  $\sigma = 0$  et pour  $\sigma = 8.9$  MPa qui sont les deux valeurs extrêmes des



**Figure 6.36:** Résultats d'essais comparés avec les enveloppes des critères de rupture pour  $\sigma = 0$  et  $\sigma = 8.9$  MPa

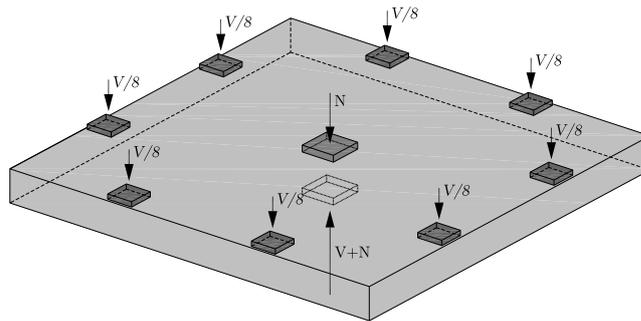
efforts normaux de compression introduits dans les essais tirés de la littérature. Le critère pour un effort normal de traction relatif à un seul essai de Regan [Regan<sup>1983</sup>], n'est pas tracé ici pour des raisons de lecture du graphique. Toutefois, il est possible de considérer dans ce critère des efforts normaux de traction pour l'estimation de la résistance au poinçonnement. Il peut ainsi être remarqué qu'une majeure partie des essais se trouve entre ces critères limites. Une estimation de la résistance des dalles tirées de la littérature a été réalisée sur la base de ce critère modifié croisé avec une loi charge rotation au niveau III, comme le propose la formule 5.5 du chapitre [5]. Il en résulte les résultats présentés dans le tableau 6.4 :

Chercheurs	Date	Nombre d'essais	$V_R/V_{calc}$	
			Moyenne	COV
Kinnunen, Nylander et Ingvarson	1977	5	1.00	0.11
Pralong, Brändli et Thürlimann	1979	4	1.16	0.06
Shehata	1982	6	1.08	0.14
Regan	1983	11	1.07	0.12
Kordina et Nölting	1984	6	1.02	0.06
Hassanzadeh	1998	6	1.09	0.14
Melges	2001	2	1.14	0.02
Ramos	2003	14	1.05	0.08
Silva	2005	16	1.17	0.07
Moreillon	2008	4	1.06	0.08
Clément	2011	9	1.08	0.08
Total		83	1.08	0.10

**Tableau 6.4:** Essais tirés de la littérature avec une résistance calculée selon le critère de rupture modifié selon l'expression (6.29)

### 6.6.2 Extension au cas de dalles avec colonnes superposées fortement sollicitées

Il s'agit ici de dalles dont les dimensions sont identiques à celles testées dans le cadre de ce travail ( $3000 \times 3000 \times 250$  mm) testées au poinçonnement mais pour lesquelles la colonne reçoit un effort normal  $N$  qui s'ajoute à la charge d'effort tranchant  $V$  comme le schématise la figure 6.37 et comme il l'est explicité plus en détails dans [Guidotti<sup>2010a</sup>].



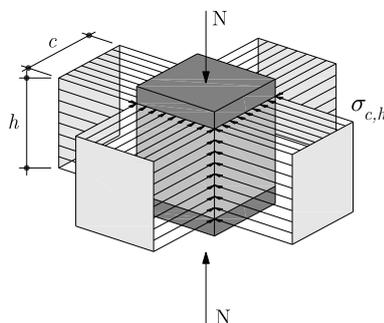
**Figure 6.37:** Principe de chargement des essais sur dalles avec colonnes fortement sollicitées par un effort normal testées par Guidotti [Guidotti<sup>2010a</sup>]

La contrainte qui agit sur la colonne des suites de la présence de l'effort normal vertical peut s'exprimer par la relation (6.30) :

$$\sigma_{c,v} = \frac{N}{A_c} \quad (6.30)$$

où :

$A_c$  surface sur laquelle agit l'effort normal  $N$

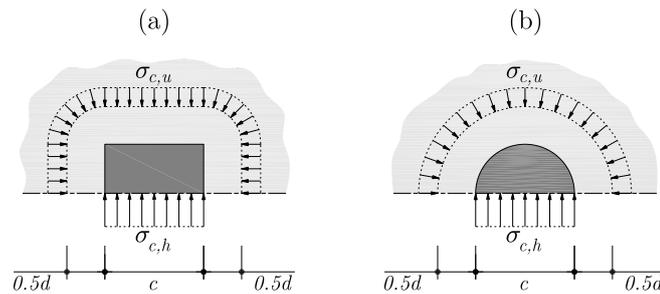


**Figure 6.38:** Représentation des contraintes horizontales nées au voisinage de la colonne des suites de la présence de l'effort normal qu'elle reçoit

En admettant que le béton se comporte comme un matériau de Mohr-Coulomb pour lequel l'angle de frottement interne est admis à  $37^\circ$ , il est alors possible d'exprimer la contrainte  $\sigma_{c,h}$ , illustrée à la figure 6.38, et qui se développe horizontalement dans le béton dûe à la présence de l'effort normal  $N$  selon la relation (6.31), comme il l'a déjà été exprimé dans [Guidotti<sup>2010a</sup>].

$$\sigma_{c,h} = \frac{1}{4} (\sigma_{c,v} - f_c) \quad (6.31)$$

D'après ce qui précède, il a été remarqué que l'effort normal influence notamment la transmission des efforts le long des lèvres de la fissure critique en réduisant l'angle de glissement  $\gamma$ . Il a été admis plus haut que sur une section placée au milieu de la fissure critique (voir figure 6.20), il était possible de calculer la charge transmise le long de la fissure en admettant un angle de glissement constant. Cette section se trouve approximativement à  $d/2$  du bord de la colonne. Pour le cas des dalles avec colonnes sollicitées par un effort normal, il est alors possible de calculer la contrainte présente au niveau de cette section critique placée à  $d/2$  du bord de la colonne, comme l'illustre la figure 6.39 et l'exprime la relation (6.32) :



**Figure 6.39:** Equilibre des contraintes horizontales  $\sigma_{c,h}$  au bord de la colonne consécutive à un effort normal  $N$  sur la colonne avec les contraintes horizontales  $\sigma_{c,u}$  qui se développent sur un périmètre situé à  $0.5d$  du bord d'une colonne carrée (a) ou ronde (b)

$$\sigma_{c,u} = \frac{\sigma_{c,h}}{1 + \frac{d}{c}} \quad (6.32)$$

où :

$d$  hauteur statique de la dalle

$c$  côté ou diamètre de la colonne

Il est ensuite possible d'estimer la résistance au poinçonnement des dalles avec colonnes soumises à un effort normal dont les caractéristiques principales sont rappelées dans le

tableau 6.5 et extraites de [Guidotti<sup>2010a</sup>], ce à l'aide de l'expression (6.29) et en ayant estimé la contrainte  $\sigma$  au niveau de la section critique placée à  $0.5d$  du bord de la colonne.

Dalle	$\rho$ [%]	$d$ [mm]	$f_c$ [MPa]	$N$ [kN]	$\sigma_{c,v}$ [MPa]	$V_R$ [kN]
PG11	0.77	208	31.5	0	0	763
PG12	0.81	198	34.5	3868	57.2	957
PG13	0.82	195	33.9	6611	97.8	1027
PG20	1.56	201	51.7	0	0	1094
PG21	1.61	195	47.3	4227	62.5	1105
PG22	1.57	200	48.4	7275	107.6	1428

**Tableau 6.5:** Caractéristiques principales des essais de poinçonnement avec colonnes soumises à un effort normal, tirées de [Guidotti<sup>2010a</sup>]

Les résultats sont donnés dans le tableau 6.6.

Dalle	$V_R$ [kN]	$V_{calc}$ [kN]	$\frac{V_R}{V_{calc}}$ [-]
PG11	763	723	1.06
PG12	957	840	1.14
PG13	1027	1125	0.91
PG20	1094	1043	1.05
PG21	1105	1086	1.02
PG22	1428	1518	0.94
Moyenne			1.02
COV			0.08

**Tableau 6.6:** Résultats d'essais des dalles avec colonnes sollicitées par un effort normal comparés aux prédictions du critère de rupture simplifié selon l'expression (6.29)

Pour cette série d'essai aussi, les résultats fournis par l'expression simplifiée du critère de rupture sont assez bons en ne proposant de surcroît qu'une faible dispersion des résultats avec un coefficient de variation de 0.08. Il semble donc que ce critère modifié améliore sensiblement le critère initial en rendant possible la prise en compte de l'effort normal dans le calcul de la résistance au poinçonnement.

## 7 Conclusion

Le travail de recherche mené au cours de cette thèse a permis la compréhension dissociée des différents effets de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement ainsi qu'une amélioration générale de la compréhension de ce phénomène du point de vue des mécanismes de transmission des efforts qui le gouverne.

En séparant les différents effets de la précontrainte lors de différentes campagnes expérimentales, les résultats obtenus lors des essais ont permis de valider et de quantifier l'influence des différents effets de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement. C'est aussi grâce à une dernière campagne d'essais réalisés sur des dalles de référence non précontrainte qu'il a été possible de valider les mécanismes de transmission des efforts dans le cas des dalles élancées et axisymétriques. Grâce à celà, il a été possible de formuler une loi charge-rotation ainsi qu'un critère de rupture qui permettent de déterminer la rupture par poinçonnement d'un élément en tenant compte de tous les effets de la précontrainte. Ainsi, la prise en compte de tous les effets de la précontrainte selon les études menées dans la cadre de ce travail a également été intégrée à la nouvelle norme suisse SIA 262 (2012) ainsi qu'au Model Code (2010). La théorie de la fissure critique a pu être validée et élargie pour le cas des éléments précontraints.

### 7.1 Conclusions de cette recherche

#### 7.1.1 Résultats d'essais

Sur la base des quatre séries d'essais différentes dont les spécimens ont des dimensions, des quantités d'armatures et des propriétés des matériaux comparables (sauf pour les essais PF21 - PF23), il est possible de formuler les conclusions suivantes :

1. Un moment de flexion dû à la précontrainte agissant dans le sens inverse par rapport au charges habituelles auxquelles est soumise la dalle tend à augmenter la résistance poinçonnement. Ce même moment tend en revanche à diminuer les déformations à la rupture.
2. Un effort normal de compression dû à la précontrainte tend également à faire augmenter la résistance au poinçonnement. Les déformations à la rupture sont toutefois similaires à celles d'éléments qui ne seraient soumis à aucun effort normal de compression.
3. Les câbles de précontraintes peuvent introduire en plus du moment de flexion et de l'effort normal une composante verticale au niveau de la colonne qui s'oppose

aux charges verticales. Le tracé et la disposition des câbles a une grande influence sur la charge de rupture.

4. Avant de poinçonner, une dalle transmet les charges à la colonne qui la supporte par le biais de deux mécanismes différents qui se superposent. Le premier permet le transfert des efforts le long d'une fissure critique et le second au travers d'une bielle inclinée dans la zone inférieure comprimée de la dalle.

### 7.1.2 Comportement de la dalle et critère de rupture

Afin de pouvoir évaluer la charge de rupture au poinçonnement d'une dalle précontrainte, les contributions suivantes ont été apportées :

1. Une loi charge rotation dite quadrilinéaire basée sur les travaux de Muttoni [Muttoni<sup>2008</sup>] permet de prendre en compte l'influence du moment et de l'effort normal de compression dans le comportement de l'élément considéré.
2. Un modèle développé pour la dérivation théorique d'un critère de rupture s'appuyant sur les travaux de Guidotti [Guidotti<sup>2010</sup>] permet de tenir compte de l'effort normal de compression dans sa formulation. En outre, formulé de manière théorique, il intègre les mécanismes de transmission des charges observés lors des essais : transmission par engrenement des granulats et résistance résiduelle à la traction le long de la fissure critique et au travers d'une bielle inclinée dans la partie comprimée de la dalle. Le tout reste en accord avec la théorie de la fissure critique stipulant que la résistance de l'élément est lié à sa capacité de déformation.
3. Un critère de rupture simplifié pour la prise en compte de l'effort normal a été proposé sur la base du critère de Muttoni et des résultats du modèle. Ce critère de rupture simplifié s'accorde également bien avec les dalles dont les colonnes sont sujettes à un effort normal.

### 7.1.3 Aspects normatifs

La travail mené au cours de cette recherche a également permis une avancée sur un plan normatif :

1. Une formulation pour la norme SIA 262 (2012) et pour le Model Code (2010) a été proposée pour tenir compte des tous les effets de la précontraintes sur la résistance au poinçonnement.
2. Un panel de 96 essais tirés de la littérature mettant en scène des dalles précontraintes majoritairement avec câbles a été rassemblé et comparé vis à vis des principales normes en vigueur dont la norme SIA 262 (2012) et le Model Code (2010), mais aussi la norme européenne, Eurocode 2 (2004) et américaine, ACI 318 (2011). Il apparaît que la nouvelle formulation intégrée dans la SIA 262 (2012) et le Model Code (2010) conduit aux résultats les moins dispersés, les plus fiables et les plus cohérents avec les observations expérimentales.

## 7.2 Travaux futurs

Par suite des observations et conclusions tirées de ce travail, de nouveaux champs à investiguer se sont révélés. Voici donc les principales pistes possibles à suivre :

1. Compréhension plus détaillée de la zone comprimée proche de la colonne au travers de mesures expérimentales plus fines d'abord, puis au travers d'une modélisation numérique par éléments finis raffinée au sein de cette zone ou par les champs de contraintes en trois dimensions pour mieux corrélérer la résistance de la bielle inclinée à la rotation de la dalle.
2. Estimation de la répartition de l'effort normal sur la hauteur de la dalle en tenant compte de son état de fissuration.
3. Extension des mécanismes de transmission des efforts pour le cas de dalles moins élancées comme peuvent le représenter les dalles de fondations par exemple.
4. Définition avec précision pour n'importe quel type de dalles de la part des mécanismes de transmission des charges (transfert le long de la fissure et au travers d'une bielle inclinée dans la zone comprimée) pour aboutir comme cela peut être le cas pour les poutres régies par une rupture par effort tranchant, à différents régimes de transmission des charges en fonction de l'élancement des spécimens.
5. Définition d'une loi charge-rotation non linéaire pour décrire le comportement de la dalle en prenant en compte l'influence de la torsion.
6. Etablissement d'une méthode directe intégrant la loi charge-rotation et le critère de rupture dans une seule formulation en vue d'un calcul plus directe de la résistance au poinçonnement.



## Bibliographie

- [ACI<sup>2011</sup>] **ACI**; *Building Code Requirements for Structural Concrete*; ACI 318-08, American Concrete Institute; ACI Committee 318; 503 p.; Detroit; 2011.
- [Billington<sup>2008</sup>] **Billington D. P.**; *Robert Maillart - Builder, Designer and Artist*; 331 p.; New York; Etats-Unis; 2008.
- [Bosc<sup>2001</sup>] **Bosc J.-L., Chauveau J.-M., Degenne J et Marrey B.**; *Joseph Monier et la naissance du ciment armé*; Editions du Linteau; 182 p.; France; 2001.
- [Braestrup<sup>1976</sup>] **Braestrup M. W., Nielsen M. P., Jensen B. C. et Bach F.**; *Axisymmetric Punching of Plain and Reinforced Concrete*; Afdelingen for Baerende Konstruktioner - Danmarks Tekniske Højskole; Rapport N° 75; 33 p.; Lyngby; Danemark; 1976.
- [Broms<sup>1990</sup>] **Broms C. E.**; *Punching of Flat Plates - A Question of Concrete Properties in Biaxial Compression and Size Effect*; ACI Structural Journal; Vol. 87 - N°3; pp. 292-304; mai; 1990.
- [Broms<sup>2000</sup>] **Broms C. E.**; *Elimination of Flat Plate Punching Failure Mode*; ACI Structural Journal; Vol. 97 - N°1; pp. 94-101; Jan./Feb.; 2000.
- [Broms<sup>2000a</sup>] **Broms C. E.**; *A method to avoid the punching failure mode*; International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs; pp. 117-124; Stockholm; Suède; juin; 2000.
- [Broms<sup>2005</sup>] **Broms C. E.**; *Concrete flat slabs and footings - Design method for punching and detailing for ductility*; Department of Civil and Architectural Engineering - Division of Structural Design and Bridges - Royal Institute of Technology (KTH); 80p.; Stockholm; Suède; 2005.
- [Burns<sup>1977</sup>] **Burns N. H. et Hemakon R.**; *Test of Scale Model Post-tensioned Flat Plate*; Journal of the Structural Division; Vol. 103 - N°ST6; pp. 1237-1255; juin; 1977.
- [Burns<sup>1985</sup>] **Burns N. H. et Hemakon R.**; *Test of Post-Tensioned Flat Plate with Banded Tendons*; Journal of the Structural Division; Vol. 111 - N°9; pp. 1899-1915; septembre; 1985.
- [Carvalho Silva<sup>2005</sup>] **Carvalho Silva R. J., Regan P. E. et Melo G. S.**; *Punching resistances of unbonded post-tensioned slabs by decompression*

- sion methods*; fib; Fédération Internationale du Béton; Vol. 6 - N°1; pp. 9-21; Brasilia; Brésil; mars; 2005.
- [Clément<sup>2010</sup>] **Clément T., Muttoni A. et Fernández Ruiz M.**; *Essais de poinçonnement sur dalles en béton armé avec introduction d'un moment de flexion*; Rapport d'essai IBETON; 64 p.; Lausanne; Suisse; décembre; 2010.
- [Clément<sup>2010a</sup>] **Clément T., Muttoni A. et Fernández Ruiz M.**; *Essais de poinçonnement sur dalles en béton armé avec introduction d'un effort normal de compression*; Rapport d'essai IBETON; 78 p.; Lausanne; Suisse; décembre; 2010.
- [Clément<sup>2010b</sup>] **Clément T., Muttoni A. et Fernández Ruiz M.**; *Essais de poinçonnement sur dalles en béton armé et précontraint avec câbles de précontraintes*; Rapport d'essai IBETON; 57 p.; Lausanne; Suisse; décembre; 2010.
- [Clément<sup>2012</sup>] **Clément T., Fraccaro M., Muttoni A. et Fernández Ruiz M.**; *Essais de poinçonnement sur dalles en béton armé - Mesures internes*; Rapp; Rapport d'essais IBETON; 80 p.; Lausanne; Suisse; 2012.
- [Condit<sup>1968</sup>] **Condit C. W.**; *American building*; The University of Chicago Press; Chicago; Etats-Unis; 1968.
- [Delhumeau<sup>1999</sup>] **Delhumeau G.**; *L'invention du béton armé : Hennebique : 1890-1914*; Norma Editions; 344 p.; Paris; France; 1999.
- [Eurocode<sup>2004</sup>] **Eurocode**; *Eurocode 2 : Design of concrete structures - Part 1-1 : General rules and rules for buildings*; European Committee for Standardization (CEN); Bruxelles; décembre; 2004.
- [Fenwick<sup>1968</sup>] **Fenwick R. C. et Paulay T.**; *Mechanisms of shear resistance of concrete beams*; Journal of the Structural Division; Proceedings of the American Society of Civil Engineers; Vol. 94, No. ST10; pp. 2325-2350; octobre; 1968.
- [Fernández Ruiz<sup>2009</sup>] **Fernández Ruiz M. et Muttoni A.**; *Applications of the critical shear crack theory to punching of R/C slabs with transverse reinforcement*; ACI Structural Journal; Vol. 106 - N° 4; pp. 485-494; Etats-Unis; 2009.
- [FIB<sup>2001</sup>] **FIB**; *Punching of structural concrete slabs*; fib bulletin 12; 307 p.; Lausanne; Suisse; avril; 2001.
- [FIB<sup>2011</sup>] **FIB**, *fib Model Code 2010 Final Draft*, fib, 653 p., Lausanne, Suisse, septembre, 2011.
- [Fürst<sup>1997</sup>] **Fürst A. et Marti P.**; *Robert Maillart's Design Approach for Flat Slabs*; ASCE Journal of Structural Engineering; pp. 1102-1110; août; 1997.
- [Gardner<sup>1990</sup>] **Gardner N. J.**; *Relation of the Punching Shear Capacity of Reinforced Concrete Slabs with Concrete Strength*; ACI Structural Journal; Vol. 87; pp. 66-71; Detroit; Etats-Unis; 1990.

- [Gardner<sup>1996</sup>] **Gardner N. J.** et **Shao X.** ; *Punching Shear of Continuous Flat Reinforced Concrete Slabs* ; ACI Structural Journal ; Vol. 93 ; pp. 218-228 ; Detroit ; Etats-Unis ; mars ; 1996.
- [Gardner<sup>1998</sup>] **Gardner N. J.** et **Kallage M. R.** ; *Punching Shear Strength of Continuous Post-Tensioned Concrete Flat Plates* ; ACI Materials Journal ; Vol. 95 ; pp. 272-283 ; Etats-Unis ; mai ; 1998.
- [Gardner<sup>2002</sup>] **Gardner N. J.** ; *Punching shear provisions for reinforced and prestressed concrete flat slabs* ; Canadian Journal of Civil Engineering ; Vol. 23 ; pp. 502-510 ; Canada ; 2002.
- [Gardner<sup>2005</sup>] **Gardner N. J.** ; *ACI 318-05, CSA A23.3-04, Eurocode 2 (2003), DIN 1045-1 (2001), BS 8110-97 and CEB-FIP MC 90 Provisions for Punching Shear of Reinforced Concrete Flat Slabs* ; ACI ; N° SP232-1 ; pp. 1-22 ; Detroit ; Etats-Unis ; octobre ; 2005.
- [Gasparini<sup>2002</sup>] **Gasparini D. A.** ; *Contributions of C. A. P. Turner to Development of Reinforced Concrete Flat Slabs 1905-1909* ; ASCE Journal of Structural Engineering ; Vol. 128 - N°10 ; pp. 1243-1252 ; Etats-Unis ; octobre ; 2002.
- [Gerber<sup>1971</sup>] **Gerber L. L.** et **Burns N. H.** ; *Ultimate strength tests of post-tensioned flat slabs* ; Journal of the Prestressed Concrete Institute ; Vol. 16 - N°6 ; pp. 40-58 ; 1971.
- [Giedion<sup>1997</sup>] **Giedion S.** ; *Space, time and architecture : the growth of a new tradition* ; Harvard University Press ; 897 p. ; Cambridge ; Angleterre ; 1997.
- [Gomes<sup>1999</sup>] **Gomes R. B.** et **Regan P. E.** ; *Punching Resistance of RC Flat Slabs with Shear Reinforcement* ; ASCE Journal of Structural Engineering ; Vol. 125 - N°6 ; pp. 684-692 ; Reston ; Etats-Unis ; juin ; 1999.
- [Grow<sup>1967</sup>] **Grow J.B.** et **Vanderbilt M. D.** ; *Shear Strength of Prestressed Lightweight Aggregate Concrete Flat Plates* ; PCI Journals ; Vol. 12 - N°4 ; pp. 18-28 ; août ; 1967.
- [Guandalini<sup>2002</sup>] **Guandalini S., Muttoni A.** et **Burdet O.** ; *Evaluation des règles de poinçonnement de la norme SIA 262, rapport interne* ; rapport interne ; Lausanne ; Suisse ; juin ; 2002.
- [Guandalini<sup>2004</sup>] **Guandalini S.** et **Muttoni A.** ; *Essais de poinçonnement symétrique des dalles en béton armé sans armature à l'effort tranchant* ; Rapport d'essai ; 85 p. ; Lausanne ; Suisse ; 2004.
- [Guandalini<sup>2005</sup>] **Guandalini S.** ; *Poinçonnement symétrique des dalles en béton armé* ; Thèse EPFL n° 4812 ; 289 p. ; Lausanne ; Suisse ; décembre ; 2005.
- [Guandalini<sup>2009</sup>] **Guandalini S., Burdet O.** et **Muttoni A.** ; *Punching tests of slabs with low reinforcement ratios* ; ACI Structural Journal ; Vol. 106 - N°1 ; pp. 87-95 ; Etats-Unis ; 2009.

- [Guidotti<sup>2009</sup>] **Guidotti R., Fernández Ruiz M. et Muttoni A.**; *Essais de poinçonnement de dalles en béton vibré et béton autocompactant avec différentes tailles maximales du granulat*; Rapport d'essai; Lausanne; Suisse; décembre; 2009.
- [Guidotti<sup>2010</sup>] **Guidotti R.**; *Poinçonnement des planchers-dalles avec colonnes superposées fortement sollicitées*; Thèse EPFL n° 4812; 230 p.; Lausanne; Suisse; septembre; 2010.
- [Guidotti<sup>2010a</sup>] **Guidotti R., Fernández Ruiz M., Muttoni A.**, *Durchstanzen von Flachdecken bei hohen Stützenlasten*, Beton- und Stahlbetonbau, 105, 19-26, Berlin, Germany, janvier, 2010.
- [Hallgren<sup>1996</sup>] **Hallgren M.**; *Punching Shear Capacity of Reinforced High Strength Concrete Slabs*; Doctoral thesis; KTH Stockholm; Stockholm; Suède; 1996.
- [Hallgren<sup>1998</sup>] **Hallgren M., Kinnunen S. et Nylander B.**; *Punching Shear Tests On Column Footings*; Nordic concrete research; 23 p.; Stockholm; Suède; janvier; 1998.
- [Hand<sup>1973</sup>] **Hand F. R., Pecknold D. A. et Schnobrich W. C.**; *Non-linear Layered Analysis of RC Plates and Shells*; Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers; Vol. 99; pp. 1491-1505; Etats-Unis; 1973.
- [Hassanzadeh<sup>1998</sup>] **Hassanzadeh G.**; *Betongplattor pa pelare Dimensioneringsmetoder för plattor med icke vidhäftande spännarmering*; Institutionen för Byggekonstruktion, Kungl. Tekniska Högskolan; Vol. 43; 162 p.; Stockholm; Suède; 1998.
- [Hassanzadeh<sup>1998a</sup>] **Hassanzadeh G. et Sundquist H.**; *Strengthening of bridge slabs on columns*; Nordic concrete research; Vol. 21 - N°2; 12 p.; Stockholm; Suède; 1998.
- [Hordijk<sup>1991</sup>] **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<sup>1992</sup>] **Hordijk D. A.**; *Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses*; Heron; Vol.37 - N°1; Delft; Pays-Bas; 1992.
- [Kabir<sup>1986</sup>] **Kabir A.**; *Non linear analysis of reinforced concrete structural slabs*; Thèse de doctorat; Strathclyde; Angleterre; 1986.
- [Kanellopoulos<sup>1986</sup>] **Kanellopoulos A.**; *Zum unelastischen Verhalten und Bruch von Stahlbeton*; Birkhäuser Verlag; Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich; 153 p., Basel; Suisse, 1986.
- [Kani<sup>1964</sup>] **Kani G. N. J.**; *The riddle of shear failure and its solution*; ACI Journal; Etats-Unis; avril; 1964.
- [Kinnunen<sup>1960</sup>] **Kinnunen S. et Nylander H.**; *Punching of Concrete Slabs Without Shear Reinforcement*; Transactions of the Royal Institute of Technology; Vol. 158; 112 p.; Stockholm; Suède; 1960.

- [Kinnunen<sup>1963</sup>] **Kinnunen S.**; *Punching of Concrete Slabs with two-way Reinforcement*; Transactions of the Royal Institute of Technology; Vol. 198; Stockholm; Suède; 1963.
- [Kordina<sup>1984</sup>] **Kordina K., Hegger J. et Teutsch M.**; *Anwendung der Vorspannung ohne Verbund*; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Wilhelm Ernst & Sohn; Vol. 355; pp. 71-133; Berlin; Allemagne; 1984.
- [Kordina<sup>1986</sup>] **Kordina K. et Nölting D.**; *Tragfähigkeit durchstanzgefährdeter Stahlbetonplatten*; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Vol. 371; 167 p.; Berlin; Allemagne; 1986.
- [Kordina<sup>1987</sup>] **Kordina K. et Hegger J.**; *Schubtragverhalten von Spannbetonbauteilen mit Vorspannung ohne Verbund*; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Wilhelm Ernst & Sohn; Vol. 381; pp. 1-72; Berlin; Allemagne; 1987.
- [Kordina<sup>1989</sup>] **Kordina K., Hegger J. et Teutsch M.**; *Shear strength of prestressed concrete beams with unbonded tendons*; ACI Structural Journal; Vol. 86; pp. 143-148; mars; 1989.
- [Lin<sup>1975</sup>] **Lin C. et Scordelis A. C.**; *Non Linear Analysis of RC Shells of General Form*; Journal of the Structural Division; Vol. 101 - N°3; pp. 523-538; 1975.
- [Mansur<sup>2008</sup>] **Mansur M. A., Vinayagam T. et Tan K. H.**; *Shear Transfer across a Crack in Reinforced High-Strength Concrete*; Journal of Materials in Civil Engineering; Vol. 20 - N°4; pp 294-302; 2008.
- [Mattock<sup>1974</sup>] **Mattock A. H.**; *Effect of Aggregate Type on Single Direction Shear Transfer in Monolithic Concrete*; Department of Civil Engineering; University of Washington, Report SM; Vol. 74 - N°2; Seattle; Etats-Unis; août; 1974.
- [Melges<sup>2001</sup>] **Melges J. L. P.**, *Analise experimental da punçao em lajes de concreto armado e protendido*, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 414, São Carlos, Brazil, 2001.
- [Moody<sup>1954</sup>] **Moody K.G., Viest I. M., Elstner R. C. et Hognestad E.**; *Shear Strength of reinforced Concrete Beams - Part 1 : Test of Simple Beams*; ACI Journal; Vol. 51 - N°4; 317-332; 1954.
- [Moreillon<sup>2008</sup>] **Moreillon L.**; *Poinçonnement de dalles minces en béton à hautes performances*; Ecole d'ingénieurs et d'architectes de Fribourg; 83 p.; Suisse; 2008.
- [Muttoni<sup>1986</sup>] **Muttoni A. et Thürlimann B.**; *Schubversuche an Balken und Flachdecken ohne Schubbewehrung*; Institute of Structural Engineering, ETH, unpublished report; 1986.
- [Muttoni<sup>1991</sup>] **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<sup>2002</sup>] **Muttoni A., Burdet O. et Guandalini S.**; *Punching of Prestressed Slabs - Application to Slab Bridges*; fib-CH; Swiss Contribution to the First fib Congress in Osaka; Zürich; Suisse; octobre; 2002.
- [Muttoni<sup>2003</sup>] **Muttoni A.**; *Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung*; Beton- und Stahlbetonbau; Vol. 98 - N°2; pp. 74-84; Berlin; Allemagne; février; 2003.
- [Muttoni<sup>2007</sup>] **Muttoni A., Fernández Ruiz M. et Guandalini S.**; *Poinçonnement des ponts-dalles*; Documentation SIA; 4. FBH/ASTRA Studientagung 'Neues aus der Brückenforschung'; D0223; pp. 85-94; Berne; Suisse; novembre; 2007.
- [Muttoni<sup>2007a</sup>] **Muttoni A. et Fernández Ruiz M.**; *Shear strength predictions according to the critical shear crack theory and the Swiss code SIA 262 (2003)*; Workshop on assessment methods for determining the shear strength of existing structures; 14 p.; Rotterdam; Pays-Bas; décembre; 2007.
- [Muttoni<sup>2008</sup>] **Muttoni A.**; *Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement*; ACI Structural Journal; [Excel sheet](/MC2010Punching/V_psi_am_2.xls); Vol. 105 - N°4; pp. 440-450; Etats-Unis; juillet; 2008.
- [Muttoni<sup>2008a</sup>] **Muttoni A. et Fernández Ruiz M.**; *Shear strength in one- and two-way slabs according to the critical shear crack theory*; fib Symposium; Amsterdam; Pays-Bas; 2008.
- [Muttoni<sup>2011</sup>] **Muttoni A. et Fernández Ruiz M.**; *Structures en béton - Polycopié de cours 4<sup>ème</sup> semestre*; EPFL - ENAC - IBETON; Lausanne; Suisse; 2011.
- [Muttoni<sup>2012</sup>] **Muttoni A., Fernández Ruiz M.**, *Levels-of-approximation approach in codes of practice*, Structural Engineering International, 2012 Vol. 2, pp. 190-194, Zurich, Switzerland, May, 2012.
- [Muttoni<sup>2012a</sup>] **Muttoni A., Fernández Ruiz M.**, *The levels-of-approximation approach in MC 2010 : application to punching shear provisions*, Structural Concrete, Vol. 13, pp. 32-41, 2012.
- [Nielsen<sup>1999</sup>] **Nielsen M. P.**; *Limit analysis and concrete plasticity*; CRC Press; 908 p.; Copenhagen; Danemark; 1999.
- [Nölting<sup>1984</sup>] **Nölting D.**; *Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton - Tragverhalten, Berechnung, Bemessung -*; Thèse de doctorat; 180 p.; Braunschweig; Allemagne; 1984.
- [Nylander<sup>1977</sup>] **Nylander H., Kinnunen S. et Ingvarsson H.**; *Genomstansning av pelarunderstödd plattbro av betong med spänd och ospänd armering*; Test Report KTH; N°123; 56 p.; Stockholm; Suède; 1977.

- [Polak<sup>1998</sup>] **Polak M. A.**; *Modeling Punching Shear of Reinforced Concrete Slabs Using Layered Finite Elements*; ACI Structural Journal; N°95; pp. 71-80; Detroit; Etats-Unis; janvier; 1998.
- [Polak<sup>2005</sup>] **Polak M. A.**; *Punching Shear in Reinforced Concrete Slabs*; ACI; SP 232; 302 p.; Etats-Unis; 2005.
- [Pralong<sup>1979</sup>] **Pralong J., Brändli W. et Thürlimann B.**; *Durchstanzer-suche an Stahlbeton und Spannbetonplatten*; Birkhäuser Verlag; Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich; Vol.7305 - N°3; Suisse; 1979.
- [Pralong<sup>1982</sup>] **Pralong J.**; *Poinçonnement symétrique des planchers-dalles*; Birkhäuser Verlag; Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich; N°131; Suisse; 1982.
- [Ramos<sup>2003</sup>] **Ramos A.P.**; *Punçoamento em lajes fungiformes pré-esforçadas*; Universidade Tecnica de Lisboa - Instituto Superior Tecnico; 292 p.; Lisboa; Portugal; 2003.
- [Regan<sup>1971</sup>] **Regan P. E.**; *Behaviour of reinforced and prestressed concrete subjected to shear forces*; Proceeding of the institution of civil engineers; Vol. 50, Supplement XVII; pp. 337-364; 1971.
- [Regan<sup>1983</sup>] **Regan P. E.**; *Punching Shear in Prestressed Concrete Slab Bridges*; Engineering Structures Research group, Polytechnic of Central London; 230 p.; Londres; Grande-Bretagne; janvier; 1983.
- [Regan<sup>1986</sup>] **Regan P. E.**; *Symmetric Punching of Reinforced Concrete Slabs*; Magazine of Concrete Research; Vol. 38; pp. 115-128; Angleterre; 1986.
- [Regan<sup>2001</sup>] **Regan P. E. et Samadian F.**; *Shear Reinforcement against punching in reinforced concrete flat slabs*; The Structural Engineer; pp. 24-31; Londres; Angleterre; mai; 2001.
- [Roca<sup>1989</sup>] **Roca P., Mari A. R. et Scordelis A. C.**; *Non linear analysis of reinforced and prestressed concrete axisymmetric shells*; Bulletin of the International Association for Shell and Spatial Structures; Vol.30 - N°1; pp. 4-16; avril; 1989.
- [Sagaseta<sup>2008</sup>] **Sagaseta J.**; *The influence of aggregate fracture on the shear strength of reinforced concrete beams*; PhD thesis; Imperial College London; Londres; Grande-Bretagne; septembre; 2008.
- [Scordelis<sup>1958</sup>] **Scordelis A. C., Lin T. Y. et Mayo H.R.**; *Shearing Strength of Prestressed Lift Slabs*; ACI Journal; Vol.55 - N°10; pp. 485-506; octobre; 1958.
- [Shehata<sup>1982</sup>] **Shehata I. A. E. M.**; *Punching of Prestressed and Non-Prestressed Reinforced Concrete Flat Slabs*; MPhil Thesis, Polytechnic of Central London; 336 p.; Grande-Bretagne; 1985.
- [Shehata<sup>1989</sup>] **Shehata I. A. E. M. et Regan P. E.**; *Punching in R.C. Slabs*; Journal of Structural Engineering; Vol. 115 - N°7; pp. 1726-1740; Etats-Unis; juillet; 1989.

- [Shehata<sup>1990</sup>] **Shehata I. A. E. M.**; *Rational Method for Designing RC Slabs to Resist Punching*; Journal of Structural Engineering; Vol. 116 - N°7; pp. 2055-2060; Etats-Unis; juillet; 1990.
- [SIA<sup>2003</sup>] **SIA**; *SIA 262 - Construction en béton*; Société Suisse des Ingénieurs et Architectes; 94 p.; Zürich; Suisse; 2003.
- [SIA<sup>2012</sup>] **SIA**; *SIA 262 - Construction en béton*; Société Suisse des Ingénieurs et Architectes; révision partielle de 2012; 102 p.; Zürich; Suisse; 2012.
- [Silfwerbrand<sup>2000</sup>] **Silfwerbrand J.** et **Hassanzadeh G.**; *International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs*; Royal Institute of Technology; 527 p.; Stockholm; Suède; 2000.
- [Silfwerbrand<sup>2000a</sup>] **Silfwerbrand J.**, **Hassanzadeh G.** et **Sundquist H.**; *Punching of bridge slabs with a special reference to non-symmetrical moment distribution, non eccentric column and scale effect*; International Workshop on Punching Shear Capacity on RC Slabs; Vol. 57; Stockholm; Suède; 2000.
- [Silfwerbrand<sup>2000b</sup>] **Silfwerbrand J.**, **Hassanzadeh G.** et **Sundquist H.**; *Influence of post-tensioned reinforcement distribution on design of prestressed reinforcement in column supported flat slab*; International Workshop on Punching Shear Capacity on RC Slabs; Vol. 57; Stockholm; Suède; 2000.
- [Silva<sup>2005</sup>] **Silva R. J. C.**; *Punching resistances of unbonded post-tensioned slabs by decompression methods*; Thomas Telford and fib, Structural Concrete; N°1; 21 p.; 2005.
- [Silva<sup>2007</sup>] **Silva R. J. C.**, **Regan P. E.** et **Melo G. S.**; *Punching of Post-Tensioned Slabs - Tests and Codes*; ACI Structural Journal; Vol. 4 - N°2; pp. 123-132; Etats-Unis; mars; 2007.
- [Smith<sup>1974</sup>] **Smith S.W.**; *Post-tensioned Flat Plate to Column Connection Behaviour*; PCI Journal; Vol. 19 - N°3; pp. 74-91; mai; 1974.
- [Stefanou<sup>1993</sup>] **Stefanou G. D.**; *Punching shear resistance of prestressed concrete slabs*; Engineering Fracture Mechanics; Pergamon Press; Vol. 44 - N°1; pp. 137-153; Grande-Bretagne; janvier; 1993.
- [Suidan<sup>1973</sup>] **Suidan M.** et **Schnobrich W. C.**; *Finite Element analysis of reinforced concrete*; Journal of the Structural Division; Vol. 99 - N°10; pp. 2109-2122; 1973.
- [Sundquist<sup>2000</sup>] **Sundquist H.**; *Punching of Bridge Slabs with a Special Reference to Non-symmetrical Moment Distribution, Non-eccentric Column Load and Scale Effect*; International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs; pp. 375-386; Stockholm; Suède; juin; 2000.
- [Tassinari<sup>2011</sup>] **Tassinari L.**; *Poinçonnement symétrique des dalles en béton armé avec armature de poinçonnement*; Thèse EPFL n° 5030; 197 p.; Lausanne; Suisse; juin; 2011.

- [Turner<sup>1905</sup>] **Turner C.A.P.**; *reinforced concrete warehouse for Northwest Kinitting Co., Minneapolis*; Engineering News; pp. 593-595; Etats-Unis; 1905.
- [Turner<sup>1905a</sup>] **Turner C.A.P.**; *Letter*; Engineering News; pp. 393-384; Etats-Unis; 1905.
- [Turner<sup>1905b</sup>] **Turner C.A.P.**; *The ferry bridge across the ship canal at Duluth, Minnesota*; Transportation American Society of Civil Engineering; pp. 322-340; Etats-Unis; 1905.
- [Turner<sup>1906</sup>] **Turner C.A.P.**; *Building departments and reinforced concrete constructions - A test of a warehouse floor*; Engineering News; Vol. 14; pp. 361-362; Etats-Unis; 1906.
- [Turner<sup>1909</sup>] **Turner C.A.P.**; *Advance in reinforced concrete construction : An argument for multiple-way reinforcement in floor slabs*; Engineering News; Vol. 18; pp. 178-181; Etats-Unis; 1909.
- [Turner<sup>1910</sup>] **Turner C.A.P.**; *The mushroom system as applied to bridges*; Cement Age; Vol. X(1); pp. 7-12; Etats-Unis; 1910.
- [Ulaga<sup>2003</sup>] **Ulaga T.**; *Betonbauteile mit Stab- und Lamellenbewehrung : Verbund- und Zuggliedmodellierung*; Dissertation; Zürich; Suisse; 2003.
- [Vaz Rodrigues<sup>2007</sup>] **Vaz Rodrigues R.**; *Shear Strength of Reinforced Concrete Bridge Deck Slabs*; Thèse EPFL n° 3739; 289 p.; Lausanne; Suisse; mars; 2007.
- [Vecchio<sup>1986</sup>] **Vecchio F. J. et Collins M. P.**; *The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear*; ACI Journal; Vol. 83, No. 2; pp. 219-231; Etats-Unis; mars; 1986.
- [Walraven<sup>1980</sup>] **Walraven J. C.**; *Aggregate interlock : a theoretical and experimental analysis*; Delft University of Technology; Faculty of Civil Engineering; 197 p.; Delft; Pays-Bas; 1980.
- [Walraven<sup>1981</sup>] **Walraven J. C.**; *Fundamental Analysis of Aggregate Interlock*; ASCE Journal of Structural Engineering; Vol. 107 - N°11; pp. 2245-2270; Etats-Unis; 1981.
- [Walraven<sup>1981a</sup>] **Walraven J. C.**; *Theory and Experiments on the Mechanical Behaviour of Cracks in Plain and Reinforced Concrete Subjected to Shear Loading*; Heron; Vol. 26 - N°1A; 1981.



# Annexes



# A Dimensions et paramètres des spécimens de la littérature

Afin de pouvoir comparer facilement les différents essais entre eux, quelques paramètres représentatifs ont été choisis.

## 1. Colonne

Selon les essais la colonne peut être circulaire ou carrée. La dimension  $\phi$  ou  $c$  donne le diamètre de la colonne circulaire ou la longueur du côté de la colonne carrée respectivement.

## 2. Armature passive

La hauteur statique  $d_s$  et le taux d'armature passive  $\rho_s$  associé sont donnés. La hauteur statique  $d_s$  est calculée comme suit :

$$d_s = \frac{d_{s,x} + d_{s,y}}{2} \quad (\text{A.1})$$

où  $d_{s,x}$  et  $d_{s,y}$  représentent les hauteurs statiques dans les directions  $x$  et  $y$  respectivement.

Le taux d'armature est calculé selon l'expression suivante :

$$\rho_s = \sqrt{\rho_{s,x} \cdot \rho_{s,y}} \quad (\text{A.2})$$

où  $\rho_{s,x}$  et  $\rho_{s,y}$  représentent les taux d'armature dans les directions  $x$  et  $y$ , calculés selon la relation A.3.

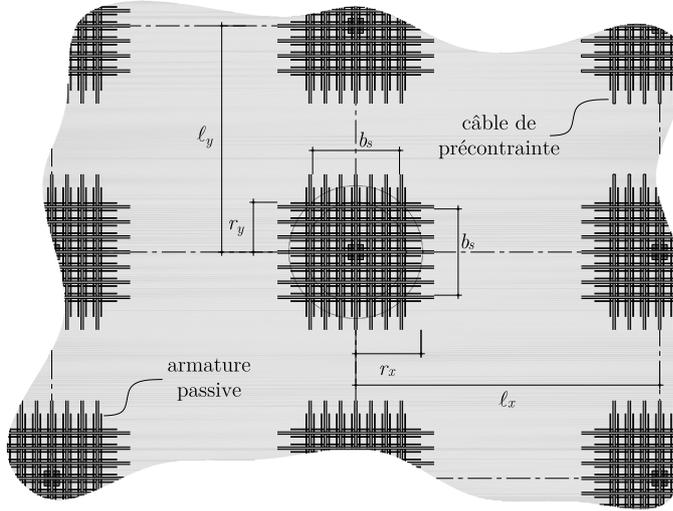
$$\rho_{s,i} = \frac{A_{s,i}}{b_s \cdot d_{s,i}} \quad (\text{A.3})$$

où

- $A_{s,i}$  représente la quantité d'armature en  $[\text{mm}^2]$  disposée dans la direction  $i$ ,
- $b_s$  représente la largeur en  $[\text{mm}]$  de la bande d'appui sur laquelle l'armature est disposée. Elle se calcule selon l'expression (A.4) :

$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt{r_{s,x} \cdot r_{s,y}} \quad (\text{A.4})$$

où  $r_{s,x}$  et  $r_{s,y}$ , visibles sur le figure A.1, représentent les rayons de moments nuls selon les directions  $x$  et  $y$  que l'on peut approximer à  $0.22\ell_x$  et  $0.22\ell_y$  respectivement.



**Figure A.1:** Dimensions de la bande d'appui

–  $d_{s,i}$  représente la hauteur statique en [mm] dans la direction  $i$

### 3. Câbles de précontrainte

De manière analogue à l'armature passive la hauteur statique  $d_p$  ainsi que le taux d'armature de précontrainte  $\rho_p$  sont donnés. La hauteur statique  $d_p$  est calculée comme suit :

$$d_p = \frac{d_{p,x} + d_{p,y}}{2} \quad (\text{A.5})$$

où  $d_{p,x}$  et  $d_{p,y}$  représentent les hauteurs statiques dans les directions  $x$  et  $y$  respectivement.

Pour la précontrainte, le taux de précontrainte est également calculé sur une largeur correspondant à celle de la bande d'appui.

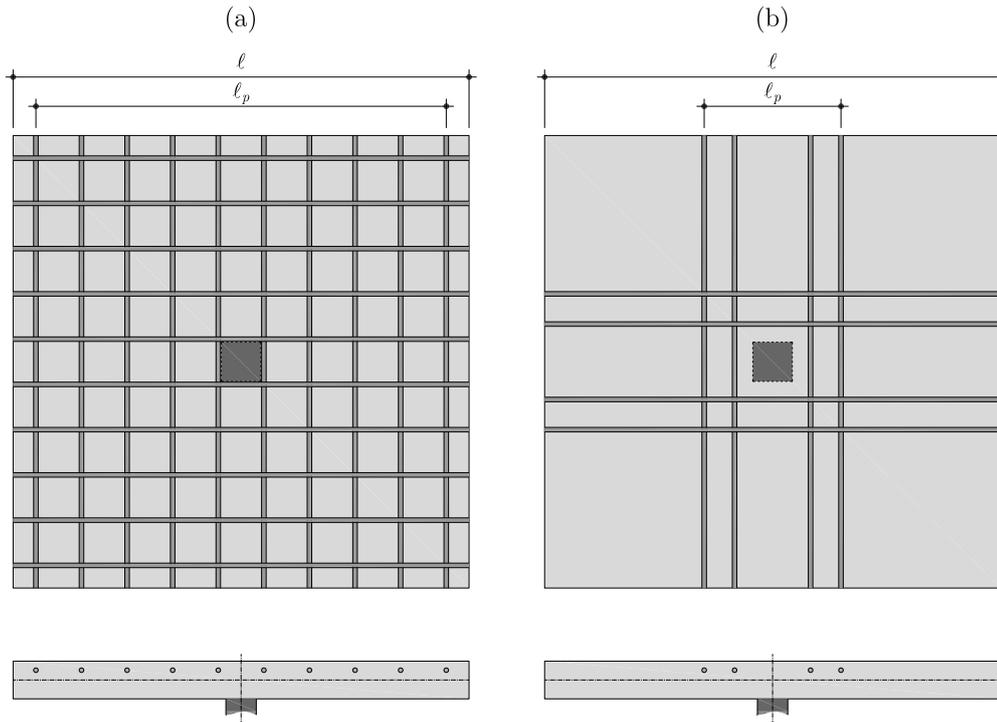
$$\rho_p = \sqrt{\rho_{p,x} \cdot \rho_{p,y}} \quad (\text{A.6})$$

où  $\rho_{p,x}$  et  $\rho_{p,y}$  représentent les taux de précontrainte dans les directions  $x$  et  $y$ , calculés selon la relation (A.7).

$$\rho_{s,i} = \frac{A_{p,i}}{b_s \cdot d_{p,i}} \quad (\text{A.7})$$

L'étendue  $\ell_p$  sur laquelle se trouvent les câbles de précontrainte est également une donnée géométrique variable selon les essais. Pour ce paramètre géométrique, il

a été convenu de différencier les essais les uns des autres au travers du rapport entre cette étendue  $\ell_p$  et la longueur  $\ell$  du côté sur lequel sont présents les câbles de précontrainte comme l'illustre la figure A.2 pour deux configurations de câbles différentes (a) et (b).



**Figure A.2:** Définition de l'étendue sur laquelle sont placés les câbles de précontraintes

#### 4. Paramètres de la précontrainte

- La contrainte  $\sigma_p$  représente la somme des forces introduites dans la dalle par les câbles de précontraintes ou par un autre dispositif divisée par la surface de la dalle sur laquelle se déploient ces forces. Cette surface correspond à la largeur de la dalle d'essai multipliée par sa hauteur. Si la précontrainte n'est introduite que dans une seule direction, la valeur donnée est celle de la contrainte relative à la direction afférente. Si la contrainte est appliquée dans les deux directions de la dalle, la valeur  $\sigma_p$  correspond à la moyenne des contraintes dans les deux

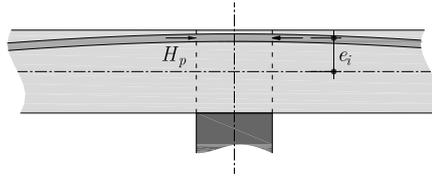
directions.

$$\sigma_p = \begin{cases} \frac{\sum \ell_i N_p}{A_{dalle, \ell_i}} & \text{si la précontrainte n'est disposée que} \\ & \text{dans une direction suivant le côté de} \\ & \text{longeur } \ell_i \text{ de la dalle} \\ \frac{\sum \ell_x N_{p,x} + \sum \ell_y N_{p,y}}{2} & \text{si la précontrainte est disposée sui-} \\ & \text{vant les deux directions de la dalle} \end{cases} \quad (\text{A.8})$$

- Le moment  $m_p$  représente le moment calculé au droit du bord de la colonne sur une étendue égale à la distance  $b_s$ . Pour chaque direction  $x$  et  $y$ , il correspond au produit de la composante horizontale  $H_p$  l'effort  $N_p$  dans les câbles présents sur la distance  $b_s$  par l'excentricité  $e_x$  ou  $e_y$  du câble au droit de la colonne par rapport au centre de gravité de la section.

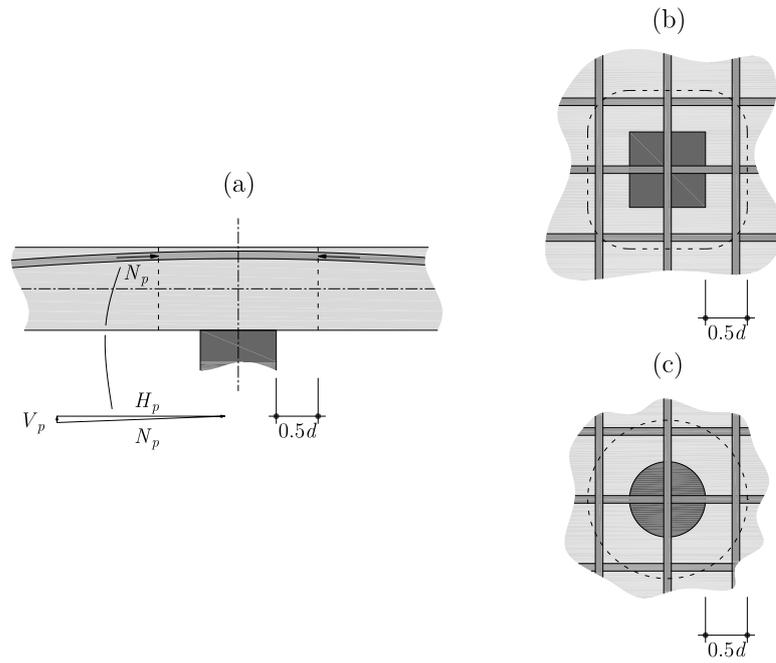
$$m_p = N_p \cdot e_i \quad (\text{A.9})$$

L'effort normal  $N_p$  dans le câble et l'excentricité correspondante sont montrés sur la figure A.3.



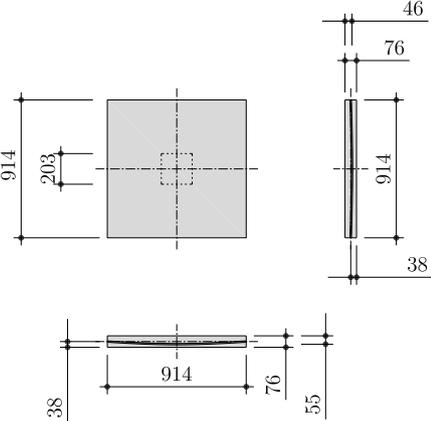
**Figure A.3:** Identification des paramètres au droit de la colonne pour le calcul de  $m_p$

- La composante verticale  $V_R$  est la somme des composantes verticales des forces présentes dans tous les câbles qui sont présents à l'intérieur d'une surface dont le périmètre est situé à  $0.5 d$  du bord de la colonne, voir figure A.4.



**Figure A.4:** Identification des paramètres au voisinage de la colonne pour le calcul de  $V_p$  (a), périmètre à  $0.5d$  pour une colonne carrée (b) et pour une colonne circulaire (c)

### A.1 Essais de Grow et Vanderbilt (1967)

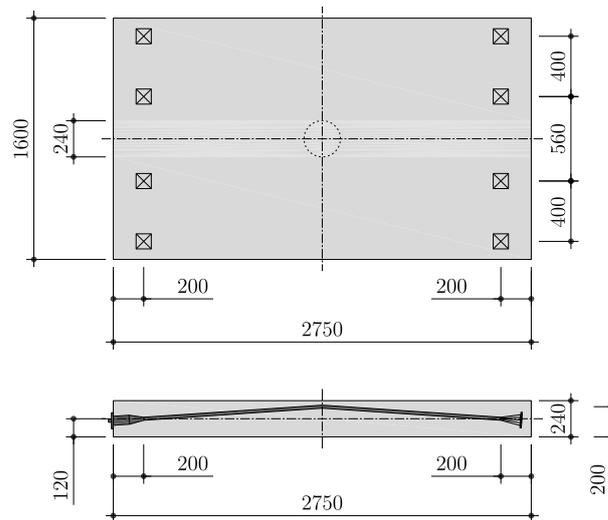


**Figure A.5:** Schéma des spécimens de la série G testés par Grow et Vanderbilt - 1967 [Grow<sup>1967</sup>]

Spécimen	Colonne	$h$ [mm]	$\phi$ ou $c$ [mm]	$\rho_s$ [%]	$d_s$ [mm]	$\rho_p$ [%]	$d_p$ [mm]	$\ell_p/\ell$ [-]	$f_c$ [MPa]	$\sigma_p$ [MPa]	$m_p$ [kN.m/m]	$V_{p,0.5d}$ [kN]	$V_R$ [kN]	$\psi_R$ [‰]
G2	Carrée	203	76	-	-	0.667 - 2 dir.	50.8	0.83	29.4	0.79	2.00	5.2	119	8.5
G3	Carrée	203	76	-	-	0.667 - 2 dir.	50.8	0.83	28.5	1.16	3.00	7.6	114	8.2
G4	Carrée	203	76	-	-	0.667 - 2 dir.	50.8	0.83	24.9	1.90	2.75	7.0	119	5.7
G5	Carrée	203	76	-	-	0.667 - 2 dir.	50.8	0.83	31.6	1.93	3.00	7.6	125	6.3
G6	Carrée	203	76	-	-	0.667 - 2 dir.	50.8	0.83	29.3	2.31	3.00	7.6	115	4.3
G7	Carrée	203	76	-	-	0.667 - 2 dir.	50.8	0.83	30.5	2.68	3.00	7.6	125	4.6
G8	Carrée	203	76	-	-	0.667 - 2 dir.	50.8	0.83	32.2	3.06	3.60	9.3	142	3.5
G10	Carrée	203	76	-	-	0.667 - 2 dir.	50.8	0.83	30.3	3.69	4.10	10.4	145	4.3
G12	Carrée	203	76	-	-	0.667 - 2 dir.	50.8	0.83	28.2	4.52	5.10	12.8	155	3.1

**Tableau A.1:** Paramètres des spécimens de la série G testés par Grow et Vanderbilt - 1967 [Grow<sup>1967</sup>]

## A.2 Essais de Kinnunen, Nylander et Ingvarson (1977)

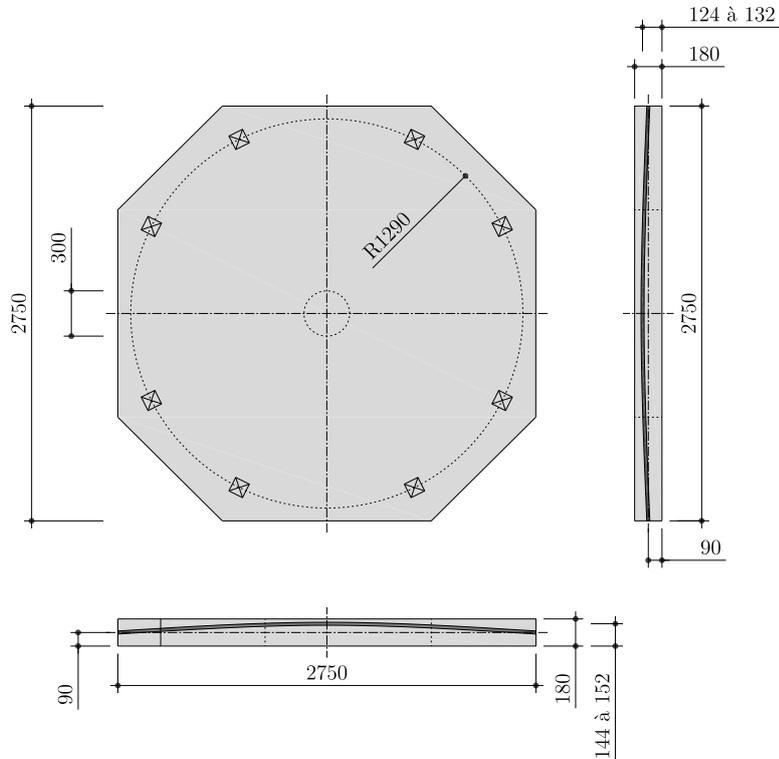


**Figure A.6:** Schéma des spécimens testés par Kinnunen, Nylander et Ingvarson - 1977 [Nylander<sup>1977</sup>]

Spécimen	Colonne	$h$ [mm]	$\phi$ ou $c$ [mm]	$\rho_s$ [%]	$d_s$ [mm]	$\rho_p$ [%]	$d_p$ [mm]	$\ell_p/\ell$ [-]	$f_c$ [MPa]	$\sigma_p$ [MPa]	$m_p$ [kN.m/m]	$V_{p,0.5d}$ [kN]	$V_R$ [kN]	$\psi_R$ [‰]
P11	Circulaire	240	240	0.254	220	0.436 - 1 dir.	195	0.84	35.1	3.93	67.5	70.3	709	14.5
P12	Circulaire	240	240	0.286	220	0.582 - 1 dir.	195	0.87	28.8	5.25	90.2	70.4	796	10.6
P13	Circulaire	240	240	0.202	220	0.582 - 1 dir.	195	0.87	31.9	5.25	90.2	70.4	920	16.5
P14	Circulaire	240	240	0.202	220	0.582 - 1 dir.	195	0.87	28.7	5.25	90.2	70.4	701	3.1
P16	Circulaire	240	240	0.179	220	0.436 - 1 dir.	195	0.84	25.5	3.93	67.5	70.3	659	12.9

**Tableau A.2:** Paramètres des spécimens par Kinnunen, Nylander et Ingvarson - 1977 [Nylander<sup>1977</sup>]

### A.3 Essais de Pralong, Brändli et Thürlimann (1979)



**Figure A.7:** Schéma des spécimens de la série P testés par Pralong, Brändli et Thürlimann - 1979 [Pralong<sup>1979</sup>]

Spécimen	Colonne	$h$ [mm]	$\phi$ ou $c$ [mm]	$\rho_s$ [%]	$d_s$ [mm]	$\rho_p$ [%]	$d_p$ [mm]	$\ell_p/\ell$ [-]	$f_c$ [MPa]	$\sigma_p$ [MPa]	$m_p$ [kN.m/m]	$V_{p,0.5d}$ [kN]	$V_R$ [kN]	$\psi_R$ [‰]
P5	Circulaire	180	300	1.34	154	0	0	0	27.1	0	0	0	537	10.4
P7	Circulaire	180	300	0.85	162	0.27 - 2 dir.	152	0.18	31.2	2.06	23.8	106.5	767	7.3
P8	Circulaire	180	300	0.19	166	0.27 - 2 dir.	152	0.18	29.6	2.06	23.8	106.5	683	10.2
P9	Circulaire	180	300	0.19	166	0.27 - 2 dir.	152	0.18	35.0	2.06	23.8	106.5	820	10.8

**Tableau A.3:** Paramètres des spécimens de la série P testés par Pralong, Brändli et Thürlimann - 1979 [Pralong<sup>1979</sup>]

## A.4 Essais de Shehata (1982)

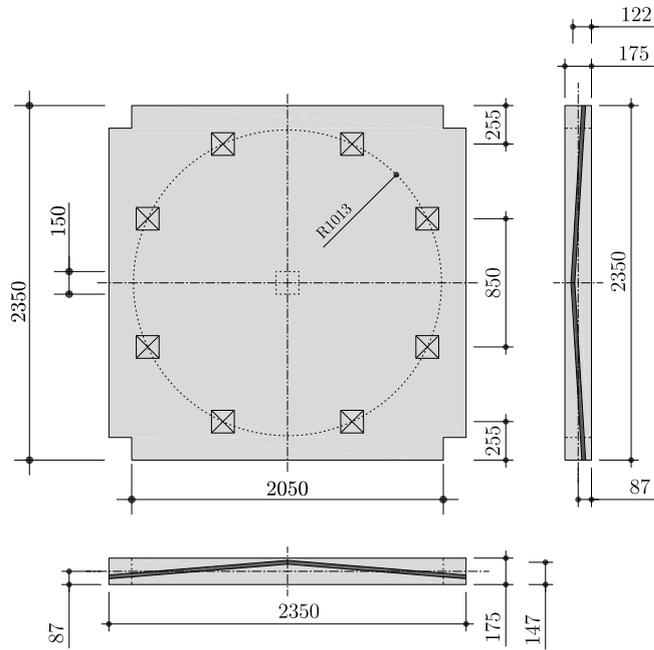


Figure A.8: Schéma des spécimens de la série SP testés par Shehata - 1982 [Shehata<sup>1982</sup>]

Spécimen	Colonne	$h$ [mm]	$\phi$ ou $c$ [mm]	$\rho_s$ [%]	$d_s$ [mm]	$\rho_p$ [%]	$d_p$ [mm]	$\ell_p/\ell$ [-]	$f_c$ [MPa]	$\sigma_p$ [MPa]	$m_p$ [kN.m/m]	$V_{p,0.5d}$ [kN]	$V_R$ [kN]	$\psi_R$ [‰]
SP1	Carrée	175	150	0.27	157	0.60 - 2 dir.	135	0.75	36.5	4.50	39.5	177	988	?
SP2	Carrée	175	150	1.40 - 1.12	143	0.66 - 1 dir.	125	0.75	46.4	4.50	31.1	88	624	?
SP3	Carrée	175	150	2.22 - 1.16	139	0 - 2 dir.	-	-	37.2	0	0	0	416	?
SP4	Carrée	175	150	0.27	166	0.86 - 2 dir.	135	0.75	41.7	5.50	41.1	177	884	?
SP5	Carrée	175	150	0.27	166	0.86 - 2 dir.	135	0.75	40.9	3.50	23.0	133	780	?
SP6	Carrée	175	150	0.27	166	0.49 - 2 dir.	135	0.75	42.5	4.00	25.9	118	728	?

Tableau A.4: Paramètres des spécimens de la série SP testés Shehata - 1982 [Shehata<sup>1982</sup>]

## A.5 Essais de Regan (1983)

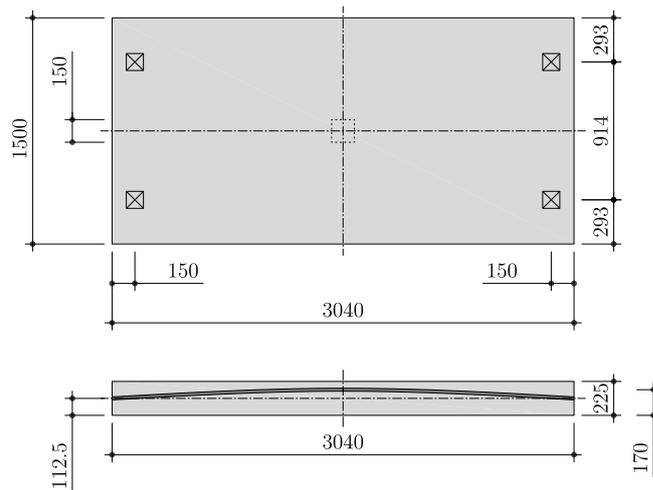


Figure A.9: Schéma des spécimens de la série DT testés par Regan - 1983 [Regan<sup>1983</sup>]

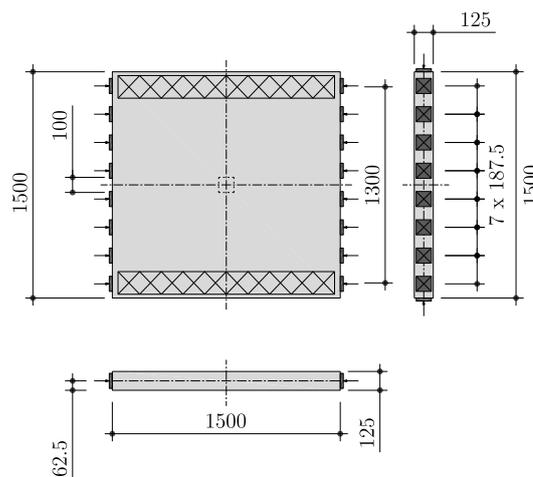


Figure A.10: Schéma des spécimens de la série BD testés par Regan - 1983 [Regan<sup>1983</sup>]

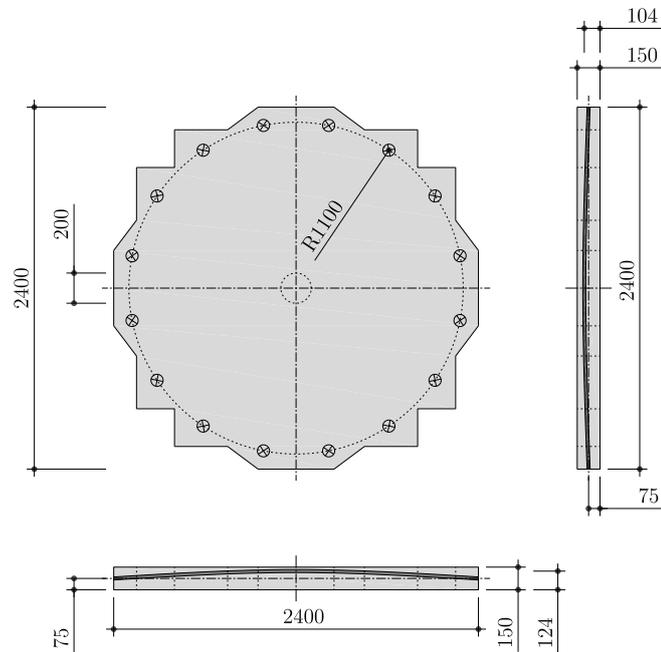
Spécimen	Colonne	$h$ [mm]	$\phi$ ou $c$ [mm]	$\rho_s$ [%]	$d_s$ [mm]	$\rho_p$ [%]	$d_p$ [mm]	$\ell_p/\ell$ [-]	$f_c$ [MPa]	$\sigma_p$ [MPa]	$m_p$ [kN.m/m]	$V_{p,0.5d}$ [kN]	$V_R$ [kN]	$\psi_R$ [‰]
DT1	Carrée	225	150	1.12	190	0	0	0	43.6	0	0	0	780	11.7
DT2	Carrée	225	150	0.40	201	1.04 - 1 dir.	169	0.88	40.1	8.9	129.1	40.2	832	13.5
DT3	Carrée	225	300	0.40	201	1.04 - 1 dir.	169	0.88	43.2	8.9	129.1	80.4	962*	15.7
DT4	Carrée	225	150	0.40	201	1.05 - 1 dir.	169	0.88	47.2	2.8	40.6	12.6	715	15.9
DT6	Carrée	225	150	0.46	200	1.05 - 1 dir.	169	0.88	42.9	8.9	129.1	40.2	832	9.1
DT8	Carrée	225	150	0.85	190	0.52 - 1 dir.	156	0.88	45.6	2.2	31.9	9.9	676	14.2
DT9	Carrée	225	150	0.40	201	1.04 - 1 dir.	169	0.88	45.0	8.9	129.1	40.2	806	15.5
DT10	Carrée	225	150	0.51	201	1.04 - 1 dir.	169	0.88	43.7	8.9	129.1	40.2	832	3.6

Tableau A.5: Paramètres des spécimens de la série DT testés par Regan - 1983 [Regan<sup>1983</sup>]

Spécimen	Colonne	$h$ [mm]	$\phi$ ou $c$ [mm]	$\rho_s$ [%]	$d_s$ [mm]	$\rho_p$ [%]	$d_p$ [mm]	$\ell_p/\ell$ [-]	$f_c$ [MPa]	$\sigma_p$ [MPa]	$m_p$ [kN.m/m]	$V_{p,0.5d}$ [kN]	$V_R$ [kN]	$\psi_R$ [°/°°]
BD1	Carrée	125	100	1.28	101	0	0	0	42.2	7.65	0	0	293	-
BD2	Carrée	125	100	1.28	101	0	0	0	39.2	0.00	0	0	268	-
BD5	Carrée	125	100	1.28	101	0	0	0	33.1	-3.95	0	0	208	-

**Tableau A.6:** Paramètres des spécimens de la série BD testés par Regan  
- 1983 [Regan<sup>1983</sup>]

## A.6 Essais de Kordina et Nölting (1984)

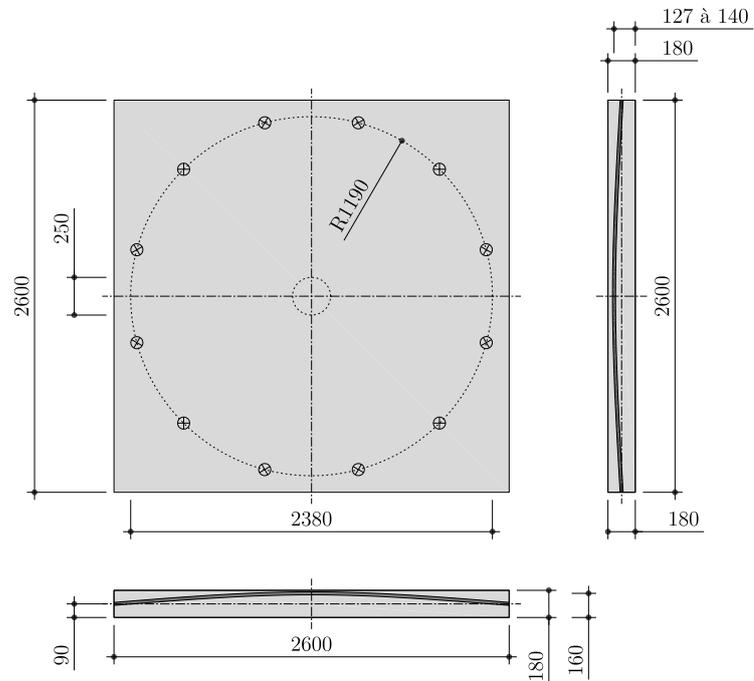


**Figure A.11:** Schéma des spécimens de la série V testés par Kordina et Nölting - 1984 [Kordina<sup>1986</sup>]

Spécimen	Colonne	$h$ [mm]	$\phi$ ou $c$ [mm]	$\rho_s$ [%]	$d_s$ [mm]	$\rho_p$ [%]	$d_p$ [mm]	$\ell_p/\ell$ [-]	$f_c$ [MPa]	$\sigma_p$ [MPa]	$m_p$ [kN.m/m]	$V_{p,0.5d}$ [kN]	$V_R$ [kN]	$\psi_R$ [‰]
V1	Circulaire	150	200	0.61	130	0.2 - 2 dir.	113	0.82	33.6	1.70	10.5	74.0	450	15.0
V2	Circulaire	150	200	0.89	128	0.2 - 2 dir.	113	0.82	36.0	1.66	10.2	71.9	525	15.9
V3	Circulaire	150	200	0.61	130	0.36 - 2 dir.	113	0.82	36.0	3.09	19.0	134.1	570	14.0
V6	Circulaire	150	200	0.61	130	0.2 - 2 dir.	75	0.80	30.4	1.77	0.0	0.0	375	15.0
V7	Circulaire	150	200	0.61	130	0.3 - 2 dir.	113	0.82	31.2	1.77	10.9	77.1	475	18.6
V8	Circulaire	150	200	0.61	130	0.2 - 2 dir.	113	0.82	35.2	1.77	10.9	77.1	518	20.9

**Tableau A.7:** Paramètres des spécimens de la série V testés par Kordina et Nölting - 1984 [Kordina<sup>1986</sup>]

## A.7 Essais de Hassanzadeh (1998)



**Figure A.12:** Schéma des spécimens de la série A testés par Hassanzadeh - 1998 [Hassanzadeh<sup>1998</sup>]

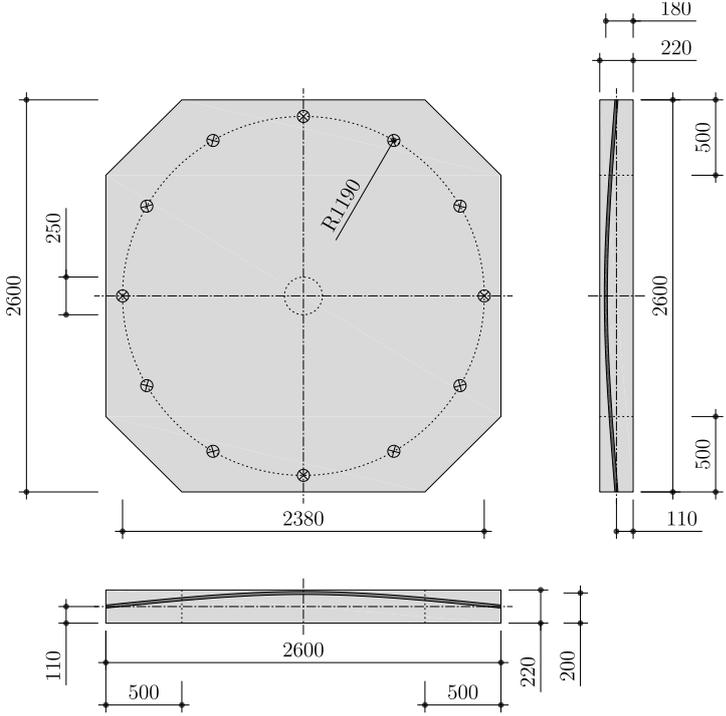


Figure A.13: Schéma des spécimens de la série B testés par Hassanzadeh - 1998 [Hassanzadeh<sup>1998</sup>]

Spécimen	Colonne	$h$ [mm]	$\phi$ ou $c$ [mm]	$\rho_s$ [%]	$d_s$ [mm]	$\rho_p$ [%]	$d_p$ [mm]	$\ell_p/\ell$ [-]	$f_c$ [MPa]	$\sigma_p$ [MPa]	$m_p$ [kN.m/m]	$V_{p,0.5d}$ [kN]	$V_R$ [kN]	$\psi_R$ [‰]
A1	Circulaire	180	250	0.18	150	0.31 - 2 dir.	151	0.19	31.0	2.79	40.1	75	668	10.8
A2	Circulaire	180	250	0.18	150	0.33 - 2 dir.	144	0.38	28.7	2.74	39.4	0.0	564	12.4
B1	Circulaire	220	250	0.29	190	0.0	0	0	40.9	0.0	0.0	0.0	439	28.1
B2	Circulaire	220	250	0.29	190	0.43 - 2 dir.	110	0.19	39.0	2.12	0.0	0.0	827	12.7
B3	Circulaire	220	250	0.29	190	0.25 - 2 dir.	191	0.19	38.6	2.21	51.8	74	1113	8.8
B4	Circulaire	220	250	0.29	190	0.25 - 2 dir.	189	0.38	40.5	1.99	46.6	0.0	952	8.7

Tableau A.8: Paramètres des spécimens des séries A et B testés par Hassanzadeh - 1998 [Hassanzadeh<sup>1998</sup>]

## A.8 Essais de Melges (2001)

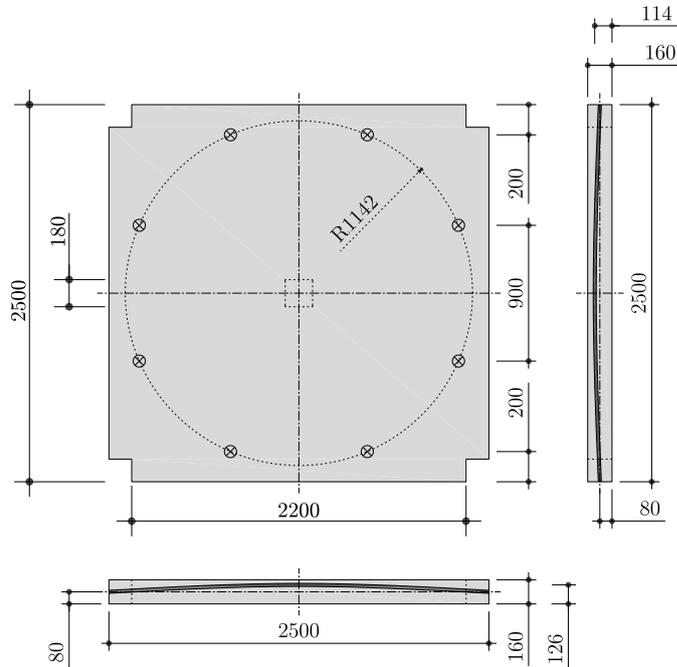


Figure A.14: Schéma des spécimens de la série M testés par Melges - 2001 [Melges<sup>2001</sup>]

Spécimen	Colonne	$h$ [mm]	$\phi$ ou $c$ [mm]	$\rho_s$ [%]	$d_s$ [mm]	$\rho_p$ [%]	$d_p$ [mm]	$\ell_p/\ell$ [-]	$f_c$ [MPa]	$\sigma_p$ [MPa]	$m_p$ [kN.m/m]	$V_{p,0.5d}$ [kN]	$V_R$ [kN]	$\psi_R$ [‰]
M1	Carrée	160	180	1.58	127	0.0	0	0	26.6	0.0	0.0	0.0	441	9.0
M4	Carrée	160	180	0.92	134	0.27 - 2 dir.	120	0.76	51.9	2.58	15.9	38	772	7.1

**Tableau A.9:** Paramètres des spécimens de la série M testés par Melges  
- 2001 [Melges<sup>2001</sup>]

## A.9 Essais de Ramos (2003)

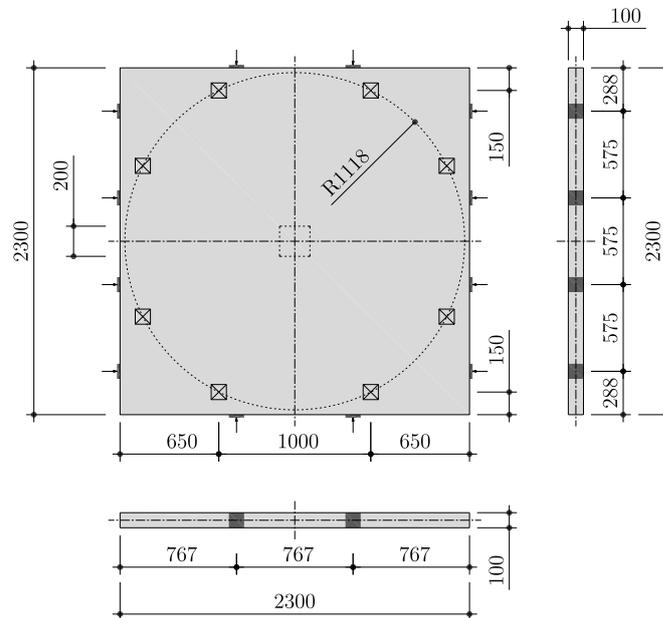


Figure A.15: Schéma des spécimens de la série AR sans câbles testés par Ramos - 2003 [Ramos<sup>2003</sup>]

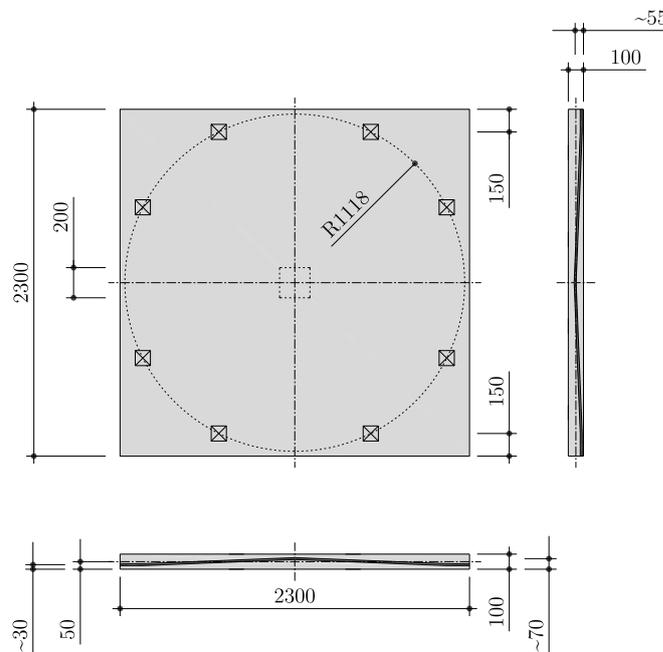
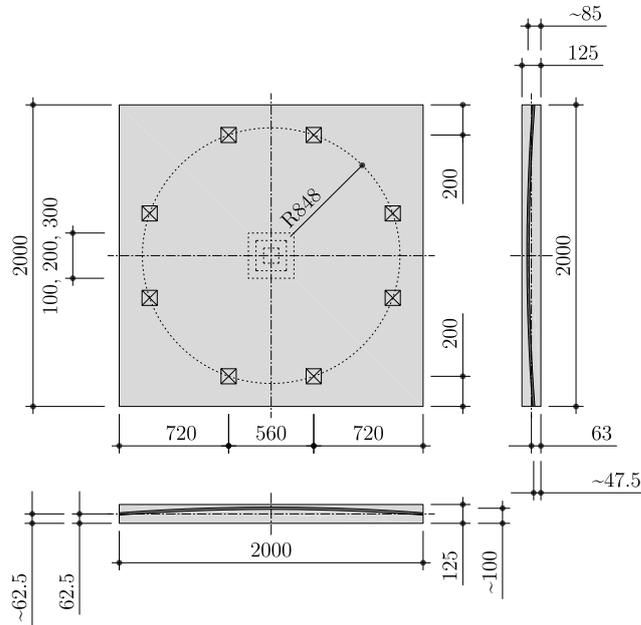


Figure A.16: Schéma des spécimens de la série AR avec câbles testés par Ramos - 2003 [Ramos<sup>2003</sup>]

Spécimen	Colonne	$h$ [mm]	$\phi$ ou $c$ [mm]	$\rho_s$ [%]	$d_s$ [mm]	$\rho_p$ [%]	$d_p$ [mm]	$\ell_p/\ell$ [-]	$f_c$ [MPa]	$\sigma_p$ [MPa]	$m_p$ [kN.m/m]	$V_{p,0.5d}$ [kN]	$V_R$ [kN]	$\psi_R$ [‰]
AR2	Carrée	100	200	1.63	80	0.0	0	0	39.1	0.00	0.0	0.0	250	23.8
AR3	Carrée	100	200	1.63	80	0.0	0	0	37.5	1.00	0.0	0.0	270	28.0
AR4	Carrée	100	200	1.63	80	0.0	0	0	43.1	1.55	0.0	0.0	252	20.2
AR5	Carrée	100	200	1.63	80	0.0	0	0	35.7	2.00	0.0	0.0	251	23.7
AR6	Carrée	100	200	1.63	80	0.0	0	0	37.0	1.95	0.0	0.0	250	17.9
AR7	Carrée	100	200	1.63	80	0.0	0	0	43.9	2.75	0.0	0.0	288	22.6
AR8	Carrée	100	200	1.62	80.6	0.451 - 2dir.	65.2	0.08	41.6	1.95	3.0	72.2	380	24.1
AR10	Carrée	100	200	1.62	80.8	0.448 - 2dir.	65.5	0.08	41.4	1.51	2.3	56.4	371	28.2
AR11	Carrée	100	200	1.62	80.6	0.53 - 2dir.	64.9	0.08	38.0	1.04	1.5	40.1	342	24.8
AR12	Carrée	100	200	1.70	77	0.478 - 2dir.	61.5	0.13	31.3	1.95	2.2	32.8	280	16.8
AR13	Carrée	100	200	1.64	79.8	0.465 - 2dir.	63.1	0.18	32.5	1.94	2.5	0.0	261	15.4
AR14	Carrée	100	200	1.65	79.5	0.485 - 2dir.	60.6	0.23	28.2	1.87	2.0	0.0	208	9.7
AR15	Carrée	100	200	1.64	79.7	0.486 - 2dir.	60.4	0.29	31.7	1.93	2.0	0.0	262	16.4
AR16	Carrée	100	200	1.63	80.3	0.455 - 2dir.	64.6	0.08	30.6	1.92	2.8	73.4	351	19.6

Tableau A.10: Paramètres des spécimens de la série AR sans et avec câbles testés par Ramos - 2003 [Ramos<sup>2003</sup>]

## A.10 Essais de Silva (2005)

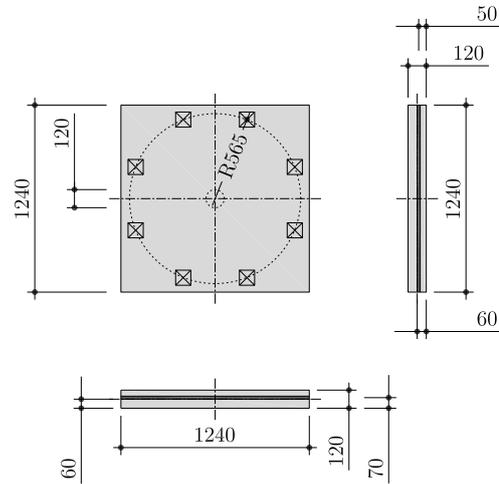


**Figure A.17:** Schéma des spécimens des séries A, B, C et D testés par Silva - 2005 [Silva<sup>2005</sup>]

Spécimen	Colonne	$h$ [mm]	$\phi$ ou $c$ [mm]	$\rho_s$ [%]	$d_s$ [mm]	$\rho_p$ [%]	$d_p$ [mm]	$\ell_p/\ell$ [-]	$f_c$ [MPa]	$\sigma_p$ [MPa]	$m_p$ [kN.m/m]	$V_{p,0.5d}$ [kN]	$V_R$ [kN]	$\psi_R$ [‰]
A1	Carrée	125	100	0.62	109	0.32	91	0.25	37.8	3.31	11.6	8.2	380	-
A2	Carrée	127	100	0.47	113	0.20	97	0.15	37.8	2.14	8.8	9.0	315	-
A3	Carrée	128	100	0.62	109	0.34	86	0.63	37.8	3.16	8.7	0.0	352	-
A4	Carrée	129	100	0.51	104	0.23	86	0.38	37.8	1.98	5.4	0.0	321	-
B1	Carrée	124	200	0.60	114	0.30	97	0.25	40.1	3.39	14.8	30.5	582	-
B2	Carrée	124	200	0.48	110	0.21	94	0.15	40.1	2.23	8.6	27.3	488	-
B3	Carrée	124	200	0.63	108	0.33	90	0.38	40.1	3.12	10.9	11.5	520	-
B4	Carrée	124	200	0.50	106	0.22	89	0.23	40.1	2.16	7.3	11.5	459	-
C1	Carrée	126	300	0.61	111	0.32	93	0.25	41.6	3.33	12.4	33.9	720	-
C2	Carrée	122	300	0.50	105	0.22	89	0.15	41.6	2.26	7.6	33.6	557	-
C3	Carrée	124	300	0.64	106	0.33	90	0.38	41.6	3.48	11.7	16.8	637	-
C4	Carrée	123	300	0.52	102	0.23	85	0.23	41.6	2.31	6.6	14.6	497	-
D1	Carrée	124	200	0.68	100	0.36	83	0.30	44.1	3.34	8.7	9.7	497	-
D2	Carrée	123	200	0.50	106	0.22	90	0.20	44.1	2.23	7.8	12.6	385	-
D3	Carrée	125	200	0.51	103	0.22	90	0.30	44.1	2.27	7.7	0.0	395	-
D4	Carrée	125	300	0.48	111	0.21	95	0.15	44.1	2.22	8.6	35.9	531	-

**Tableau A.11:** Paramètres des spécimens des séries A, B, C et D testés par Silva - 2005 [Silva<sup>2005</sup>]

## A.11 Essais de Moreillon (2008)



**Figure A.18:** Schéma des spécimens de la série B1 testés par Moreillon - 2008 [Moreillon<sup>2008</sup>]

Spécimen	Colonne	$h$ [mm]	$\phi$ ou $c$ [mm]	$\rho_s$ [%]	$d_s$ [mm]	$\rho_p$ [%]	$d_p$ [mm]	$\ell_p/\ell$ [-]	$f_c$ [MPa]	$\sigma_p$ [MPa]	$m_p$ [kN.m/m]	$V_{p,0.5d}$ [kN]	$V_R$ [kN]	$\psi_R$ [‰]
B1-01	Circulaire	120	120	0.87	90	0.0	0	0	90.0	0.0	0.0	0.0	262	21.1
B1-02	Circulaire	120	120	0.87	90	0.54 - 2 dir.	60	0.27	90.0	2.88	0.0	0.0	294	8.6
B1-03	Circulaire	120	120	0.87	90	1.07 - 2 dir.	60	0.61	90.0	4.33	0.0	0.0	330	9.2
B1-04	Circulaire	120	120	0.87	90	1.07 - 2 dir.	60	0.61	90.0	5.77	0.0	0.0	376	10.5

**Tableau A.12:** Paramètres des spécimens de la série B1 testés par Moreillon - 2008 [Moreillon<sup>2008</sup>]

Chercheurs	Date de la campagne	Nombre d'essais
Grow et Vanderbilt	1967	9
Kinnunen, Nylander et Ingvarson	1977	5
Pralong, Brändli et Thürlimann	1979	4
Shehata	1982	6
Regan	1983	11
Kordina et Nölting	1984	6
Hassanzadeh	1998	6
Melges	2001	2
Ramos	2003	14
Silva	2005	16
Moreillon	2008	4
Clément	2011	13
Total		96

**Tableau A.13:** Liste des essais tirés de la littérature

# Thibault CLEMENT

Chemin du Couchant, 46 27 ans  
1007 Lausanne, Suisse Français  
cletib@gmail.com  
0041 78 66 45 121



---

## Formation

- 2008 - 2012 **Doctorat**  
*Laboratoire de Construction en béton - Prof. A. Muttoni*  
*Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (Suisse)*
- 2006-2007 **Echange Master Génie Civil - Spécialisation Structures**  
*Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (Suisse)*
- 2004-2007 **Master (Diplôme d'ingénieur)**  
*Ecole des Mines - Alès (France)*  
Meilleur travail de fin d'étude (19/20)  
Meilleure moyenne de spécialisation (18.5/20)
- 2002-2004 **Classe Préparatoire aux Grandes Ecoles (PCSI - PC)**  
*Lycée Condorcet - Belfort (France)*

---

## Expérience

- 2008 - aujourd'hui **Assistant/Doctorant - Laboratoire de Construction en Béton**  
*Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (Suisse)*  
**Thèse** sur l'influence de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement de dalles en béton armé (campagnes expérimentales, modèle physique, application aux normes suisses et mondiales)  
**Assistanat** pour les cours de structures en béton, projets de laboratoire, projets de Master et projets en collaboration avec la section d'architecture (Prof. P. Berger et Prof. A. Bassi)
- 2007 **Travail de fin d'étude**  
*Alpes Contrôles (Annecy - France)*  
Mise en place d'outils de calcul simultanés selon BAEL et Eurocode pour les éléments de structures courants

2006 **Stage**  
*GVH (Delémont - Suisse)*  
Mise en place de moyens de chiffrage pour les tunnels sur la base des ouvrages de l'A16 (Transjurane - Suisse)

2005 **Stage**  
*Groupe VICAT (Ambronay - France)*  
Proposition de réaffectation des sites de carrières

---

## Conférences et publications

2012 *Structural Concrete, 2012 (à paraître)*  
Prestress influence on the punching strength of concrete flat slabs

2011 *Colloque béton 2011, Rolex Learning Center, EPFL, Lausanne, Suisse*  
100 ans de planchers-dalles : des questions encore ouvertes

2010 *1st EPFL Doctoral Conference in Mechanics, EPFL, Lausanne, Suisse*  
Tests campaign on the influence of a prestressing eccentricity on punching shear strength of post-tensioned slab-bridges

2010 *8th FIB International Symposium, Copenhagen, Denmark*  
Tests campaign on the influence of prestress on punching shear strength

---

## Compétences techniques

Autocad, Ansys, Cubus (Statik, Cedrus, Fagus), LaTeX, Gnuplot, Matlab, MS-Office, Photoshop

---

## Langues

Français langue maternelle  
Allemand baccalauréat européen, niveau B2/C1  
Anglais 840 TOEIC

---

## Autres activités

Compétition sportive Raid nature (Raid Millet, Défis Vert...)  
Ski (Dahu Bruson Freeride)  
Courses VTT (Grand Raid, Extrême sur Loue...)

Autres activités Photographie, musique, participation Schweizerische Werkbund, WRS