



HAL
open science

Etudes expérimentales et numériques du comportement des dalles épaisses en béton armé sous chargement de cisaillement et interaction cisaillement/effet de membrane : Application aux bâtiments nucléaires

Wendpanga Serge Auguste Nana

► To cite this version:

Wendpanga Serge Auguste Nana. Etudes expérimentales et numériques du comportement des dalles épaisses en béton armé sous chargement de cisaillement et interaction cisaillement/effet de membrane : Application aux bâtiments nucléaires. Génie civil. Université de Lyon, 2017. Français. NNT : 2017LYSEI108 . tel-01940928

HAL Id: tel-01940928

<https://theses.hal.science/tel-01940928>

Submitted on 30 Nov 2018

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



N°d'ordre NNT : 2017LYSEI108

THESE de DOCTORAT DE L'UNIVERSITE DE LYON
Opérée au sein de
(L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon)

Ecole Doctorale N°162
(MECANIQUE, ENERGETIQUE, GENIE-CIVIL ET ACOUSTIQUE)

Spécialité: GENIE-CIVIL

Soutenue publiquement le 20/11/2017, par :

Wendpanga Serge Auguste NANA

**Etudes expérimentales et numériques du
comportement des dalles épaisses en béton armé
sous chargement de cisaillement et interaction
cisaillement/effet de membrane : Application aux
bâtiments nucléaires**

Devant le jury composé de :

FERRIER Emmanuel	Professeur	UCBL Lyon	Président
MABSSOUT Mokhtar	Professeur	FSTT Maroc	Rapporteur
HJIAJ Mohammed	Professeur	INSA Rennes	Rapporteur
FERRIER Emmanuel	Professeur	UCBL Lyon	Examinateur
DARQUENNES Aveline	Professeur	INSA Rennes	Examinatrice
DRAOUI Abdeslam	Professeur	FSTT Maroc	Examinateur
BARANGER Thouraya	HDR	UCBL Lyon	Examinatrice
LIMAM Ali	Professeur	INSA Lyon	Directeur de thèse
BUI Tan Trung	MCF	INSA Lyon	Co-Directeur thèse
ROURE Thierry	Ingénieur R&D	EDF SEPTEN Lyon	Invité
ABOURI Salim	Ingénieur R&D	EDF SEPTEN Lyon	Invité

Département FEDORA – INSA Lyon - Ecoles Doctorales – Quinquennal 2016-2020

SIGLE	ECOLE DOCTORALE	NOM ET COORDONNEES DU RESPONSABLE
CHIMIE	<p>CHIMIE DE LYON http://www.edchimie-lyon.fr</p> <p>Sec : Renée EL MELHEM Bat Blaise Pascal 3^e étage secretariat@edchimie-lyon.fr Insa : R. GOURDON</p>	<p>M. Stéphane DANIELE Institut de Recherches sur la Catalyse et l'Environnement de Lyon IRCÉLYON-UMR 5256 Équipe CDFA 2 avenue Albert Einstein 69626 Villeurbanne cedex directeur@edchimie-lyon.fr</p>
E.E.A.	<p>ELECTRONIQUE, ELECTROTECHNIQUE, AUTOMATIQUE http://edeea.ec-lyon.fr</p> <p>Sec : M.C. HAVGOUDOUKIAN Ecole-Doctorale.eea@ec-lyon.fr</p>	<p>M. Gérard SCORLETTI Ecole Centrale de Lyon 36 avenue Guy de Collongue 69134 ECULLY Tél : 04.72.18 60.97 Fax : 04 78 43 37 17 Gerard.scorletti@ec-lyon.fr</p>
E2M2	<p>EVOLUTION, ECOSYSTEME, MICROBIOLOGIE, MODELISATION http://e2m2.universite-lyon.fr</p> <p>Sec : Sylvie ROBERJOT Bât Atrium - UCB Lyon 1 04.72.43.28.91 Insa : H. CHARLES secretariat.e2m2@univ-lyon1.fr</p>	<p>M. Fabrice CORDEY CNRS UMR 5276 Lab. de géologie de Lyon Université Claude Bernard Lyon 1 Bât Géode 2 rue Raphaël Dubois 69622 VILLEURBANNE Cédex Tél : 06.07.53.89.13 cordey@univ-lyon1.fr</p>
EDISS	<p>INTERDISCIPLINAIRE SCIENCES- SANTE http://www.ediss-lyon.fr</p> <p>Sec : Sylvie ROBERJOT Bât Atrium - UCB Lyon 1 04.72.44.83.62 Insa : M. LAGARDE secretariat.ediss@univ-lyon1.fr</p>	<p>Mme Emmanuelle CANET-SOULAS INSERM U1060, CarMeN lab, Univ. Lyon 1 Bâtiment IMBL 11 avenue Jean Capelle INSA de Lyon 69622 Villeurbanne Tél : 04.72.68.49.09 Fax :04 72 68 49 16 Emmanuelle.canet@univ-lyon1.fr</p>
INFOMATHS	<p>INFORMATIQUE ET MATHEMATIQUES http://infomaths.univ-lyon1.fr</p> <p>Sec :Renée EL MELHEM Bat Blaise Pascal, 3e étage Tél : 04.72. 43. 80. 46 Fax : 04.72.43.16.87 infomaths@univ-lyon1.fr</p>	<p>M. Luca ZAMBONI Bâtiment Braconnier 43 Boulevard du 11 novembre 1918 69622 VILLEURBANNE Cedex Tél :04 26 23 45 52 zamboni@maths.univ-lyon1.fr</p>
Matériaux	<p>MATERIAUX DE LYON http://ed34.universite-lyon.fr</p> <p>Sec : Marion COMBE Tél:04-72-43-71-70 –Fax : 87.12 Bat. Direction Ed.materiaux@insa-lyon.fr</p>	<p>M. Jean-Yves BUFFIERE INSA de Lyon MATEIS Bâtiment Saint Exupéry 7 avenue Jean Capelle 69621 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72.43 71.70 Fax 04 72 43 85 28 Ed.materiaux@insa-lyon.fr</p>
MEGA	<p>MECANIQUE, ENERGETIQUE, GENIE CIVIL, ACOUSTIQUE http://mega.universite-lyon.fr</p> <p>Sec : Marion COMBE Tél:04-72-43-71-70 –Fax : 87.12 Bat. Direction mega@insa-lyon.fr</p>	<p>M. Philippe BOISSE INSA de Lyon Laboratoire LAMCOS Bâtiment Jacquard 25 bis avenue Jean Capelle 69621 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72. 43.71.70 Fax : 04 72 43 72 37 Philippe.boisse@insa-lyon.fr</p>
ScSo	<p>ScSo* http://recherche.univ-lyon2.fr/scso/</p> <p>Sec : Viviane POLSINELLI Brigitte DUBOIS Insa : J.Y. TOUSSAINT viviane.polsinelli@univ-lyon2.fr</p>	<p>Mme Isabelle VON BUELTZINGLOEWEN Université Lyon 2 86 rue Pasteur 69365 LYON Cedex 07 Christian.montes@univ-lyon2.fr</p>

*ScSo : Histoire, Géographie, Aménagement, Urbanisme, Archéologie, Science politique, Sociologie, Anthropologie

Résumé

Cette contribution, en s'appuyant sur expérimentation et modélisation numérique vise à une meilleure compréhension du comportement des dalles en béton armé sous sollicitations de cisaillement. Une campagne expérimentale a été réalisée sur des dalles épaisses à pleine échelle typique des dalles de centrales nucléaires. Ces dalles sans armatures d'effort tranchant sont soumises à une sollicitation de cisaillement en chargement quasi-statique. Les essais sont réalisés en faisant varier différents paramètres qui peuvent influencer le comportement au cisaillement. Sont ainsi étudiés : la résistance en compression du béton, l'épaisseur de la dalle, les taux d'armatures longitudinales et transversales, le diamètre maximal des granulats, ainsi que la longueur de la plaque de chargement. L'influence des efforts de membrane, de compression ou de traction, sur le comportement au cisaillement a également été analysée. Les résultats des essais sont ensuite comparés aux prédictions des codes de calcul. Ces résultats ont d'abord permis de répondre aux divergences qui existent entre l'Eurocode 2 et l'Annexe Nationale Française quant à la prédiction du cisaillement des dalles en béton armé. Ont également été évalués en plus de l'Eurocode 2 et de l'Annexe Nationale Française, le niveau de précision donné par les autres normes de dimensionnement au cisaillement à savoir : la norme américaine ACI 318-14, le code nucléaire AFCEN ETC-C 2010, le fib-Model Code 2010 basée sur la théorie du champ de compression modifié (MCFT), l'approche par la théorie de la fissure critique de cisaillement (CSCT) qui est à la base de la norme suisse SIA 262-2003 et enfin une récente proposition d'extension de l'Eurocode 2 proposé par [Lantsoght et al, 2015].

Ensuite est évalué la possibilité d'analyses non-linéaire par élément finis (EF) pour reproduire le phénomène du cisaillement dans les dalles. Le modèle de béton elastoplastique avec endommagement (CDP) disponible dans le logiciel Abaqus est utilisé et combiné à une analyse quasi-statique à schéma de résolution explicite. Des lois de comportement appropriées du béton en traction et en compression avec des comportements post-pic associés à un critère énergétique ont été considérées. Le modèle numérique est calibré à l'aide d'un essai de référence puis validé en simulant les différents essais de dalles de la campagne expérimentale. L'influence de différents paramètres numériques a été examinée dans le processus de calibration. Les résultats ont montré que le modèle proposé simule avec succès les réponses expérimentales des dalles en termes de résistance au cisaillement et de modes de rupture. Une étude paramétrique a été ensuite réalisée sur la base du modèle proposé avec les mêmes propriétés mécaniques de béton. Des lois simplifiées permettant d'estimer les capacités en cisaillement en fonction des différents paramètres étudiés sont finalement proposées.

Abstract

This study, based on experiments and numerical modeling, aims at a better understanding of the shear behavior of reinforced concrete slabs. An experimental campaign was carried out on full-scale thick slabs typical of nuclear power plant slabs. These slabs without shear reinforcement are subjected to a quasi-static shear loading. The tests are carried out by varying on specimens the values of the various parameters may have an influence on the shear behavior. We addressed the influence of several variables: the concrete compressive strength, the slab depth, the bottom longitudinal and transverse reinforcement ratio, the concrete aggregate size, the loading plate length, the axial compression and tension forces applied. The results of the tests are then compared with the predictions of the calculation codes. These results first of all helped to answer the differences between the Eurocode 2 and the French National Annex concerning the prediction of the shear capacity of reinforced concrete slabs. In addition to Eurocode 2 and the French National Annex, the level of accuracy given by other shear dimensioning standards was also assessed: The American standard ACI 318-14, the AFCEN ETC-C 2010 code used for nuclear buildings, The fib-Model 2010 based on the Modified Compression Field Theory (MCFT), the Critical Shear Crack Theory (CSCT) which is the basis of the Swiss standard SIA 262-2003, and finally a recent proposal for the extension of Eurocode 2 proposed by [Lantsoght et al., 2015].

Next, we evaluate the possibilities of a non-linear finite element analysis (EF) to reproduce the phenomenon of shear in slabs. The concrete damaged plasticity (CDP) model in the Abaqus finite element software was used and combined with a quasi-static analysis using an explicit resolution scheme. The appropriate constitutive concrete models in tension and compression with post-peak behaviors associated with an energy criterion were implemented. The model was first calibrated using a reference test from the experiment. The influence of the numerical parameters was examined. Then the relevance of the calibrated model was validated by simulating all the remaining slabs from the experimental campaign. The results show that the numerical model can successfully simulate the experimental shear responses of the RC slabs in terms of shear strength and the failure modes. Finally, a new parametric study was conducted based on the numerical proposed model to gauge the influence of the different factors on shear strength. The same mechanical properties of concrete are used. Simplified laws allowing estimating the shear capacities according to the different parameters studied are proposed.

Productions scientifiques

A. Publications dans des revues internationales à comité de lecture

[1] **W.S.A.Nana**, T.T.Bui, Limam A, Abouri S, **2017**. «Experimental and Numerical Modelling of Shear Behaviour of Full-scale RC Slabs Under Concentrated Loads». *Structures, Elsevier*, Volume 10, Pages 96–116. DOI:10.1016/j.istruc.2017.02.004.

[2] T.T. Bui, **W.S.A.Nana**, S.Abouri, A.Limam, B.Tedoldi, T.Roure, **2017**: «Influence of uniaxial tension and compression on shear strength of concrete slabs subjected to concentrated loads near to support». *Construction and Building Materials*. Volume 146, Pages 86–101, Impact factor =2.421

[3] S.Limam, **W.S.A.Nana**, T.T. Bui, A. Limam, S.Abouri, **2017**: « Experimental investigation and analytical calculations on shear strength of full-scale RC slabs with shear reinforcement for nuclear power plants ». *Nuclear Engineering and Design*, Volume 324, Pages 143–157, Impact factor =1.142

[4] T.T. Bui, A.Limam, **W.S.A.Nana**, E. Ferrier, M.Bost, **2017**. Evaluation of one-way shear behavior of reinforced concrete slabs: Experimental and Numerical Analysis. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, Pages 1-27, Impact factor =0.897

[5] T.T.Bui, S.Abouri, A.Limam, **W.S.A.Nana**, B.Tedoldi, T.Roure, **2016**: « Experiment investigation on shear strength of concrete slabs in nuclear buildings subjected to concentrated loads». *Engineering Structures*, Volume 131, Pages 405-420, DOI: 10.1016/j.engstruct.2016.10.045. Impact factor = 2.275

B. Communications avec actes dans des congrès

W.S.A.Nana, S.Limam, T.T. Bui, A. Limam, S.Abouri, 2018: «Shear behavior of full-scale RC slabs without shear stirrup in nuclear buildings: Experimental and Numerical Modeling». *Computational modelling of concrete and concrete structures (EURO-C 2018)*, February 26 - March 1, 2018, Bad Hofgastein, Austria.

TABLES DES MATIERES

Chapitre 1 : Introduction	1
1.1 Contexte	1
1.2 Problématiques et Objectifs	2
1.3 Structure du document	7
Chapitre 2 : Les dalles en béton armé sous sollicitation de cisaillement. Comportement mécanique et pratique de dimensionnement	11
2.1 Comportement en cisaillement des dalles en béton armé.....	11
2.1.1 Fissuration et Modes de rupture	12
2.1.2 Mécanismes de résistance au cisaillement	23
2.1.3 Paramètres influençant la résistance au cisaillement	28
2.2 Influence d'un effort normal sur le comportement au cisaillement.....	52
2.3 Modèles de calcul de la résistance au cisaillement	56
2.3.1 Les modèles théoriques.....	57
2.3.2 La norme Européenne [CEN. Eurocode 2, 2005]	63
2.3.3 La norme Américaine [ACI Comittee 318, 2014].....	66
2.3.4 Proposition d'extension de l'EC2 de [Lantsoght et al, 2015]	67
2.3.5 Le code nucléaire [AFCEN ETC-C, 2010]	68
2.3.6 La norme canadienne [CSA23.3, 2004]	69
2.3.7 Le [fib-Model Code 2010, 2012]	69
2.4 Synthèse du chapitre 2.....	72
Chapitre 3 : Campagne Expérimentale	73
3.1 Paramètres des dalles d'essai.....	75
3.2 Description du banc d'essai.....	77
3.2.1 Banc d'essai sans effort normal	77
3.2.2 Banc d'essai avec effort normal.....	81
3.3 Données géométriques et ferrailage des dalles.....	86
3.3.1 Dalles sans effort normal.....	86
3.3.2 Dalles avec effort normal	91
3.4 Propriétés des matériaux	92

3.4.1	Béton.....	92
3.4.2	Acier	96
3.5	Synthèse du chapitre 3.....	101
Chapitre 4 : Résultats Expérimentaux		103
4.1	Résultats expérimentaux	103
4.1.1	Comportement global.....	103
4.1.2	Modes de rupture	107
4.1.3	Déformation dans les armatures.....	109
4.1.4	Evaluation de la distribution de la charge	112
4.2	Influence de la résistance en compression	113
4.3	Influence du ratio a_v/d	116
4.4	Influence des armatures longitudinales et transversales	119
4.5	Influence de la taille des granulats	124
4.6	Influence de la longueur de la plaque de chargement.....	126
4.7	Influence de l'effort normal de compression et de traction.....	128
4.7.1	Modes de rupture	129
4.7.2	Comportement global.....	132
4.7.3	Comportement local.....	135
4.8	Analyse des codes de calcul de la résistance au cisaillement des dalles	139
4.8.1	Cas des dalles sans effort normal	139
4.8.2	Cas des dalles avec effort normal	145
4.9	Synthèse du chapitre 4.....	150
Chapitre 5 : Revue de la littérature :		
Modélisation du comportement structurel du béton		152
5.1	Comportement microstructurale du béton.....	154
5.2	Comportement mécanique macroscopique du béton.....	155
5.2.1	Compression et traction uniaxiale	155
5.2.2	Comportement du béton sous contraintes biaxiales	161
5.2.3	Comportement du béton sous contraintes triaxiales	161
5.3	Modélisation du comportement mécanique du béton.....	162
5.3.1	Echelle d'étude.....	163

5.3.2	Modélisation de la fissuration.....	164
5.4	Modèles d'endommagement	172
5.5	Modèles de plasticité.....	173
5.6	Couplage de l'endommagement et de la plasticité.....	175
5.6.1	Avantages du couplage entre endommagement et plasticité	175
5.6.2	Approches pour coupler l'endommagement et la plasticité	176
5.6.3	Modèle elastoplastique avec endommagement de [Lee et Fenves, 1998] et [Lubliner et al, 1989]	177
5.7	Etude des problèmes de localisation	178
5.8	Méthodes de régularisation (limiteurs de localisation)	180
5.8.1	Régularisation énergétique [Hillerborg et al. 1976]	180
5.8.2	Régularisation par théorie non locale intégrale.....	183
5.8.3	Régularisation par formulation en gradient.....	186
5.8.4	Régularisation par enrichissement cinématique : théorie du second gradient [Chambon et al. 2001].....	189
5.8.5	Méthode de régularisation énergétique Vs régularisation par théorie non locale intégrale [Xenos et Grassl, 2016]	190
5.9	Synthèse du chapitre 5.....	194

Chapitre 6 : Modélisation Elément Fini du comportement quasi-statique des dalles en béton armé 195

6.1	Modélisation du béton : Modèle de béton CDP (Concrete Damaged Plasticity).196	
6.1.1	Critère de Plasticité.....	198
6.1.2	Règle d'écoulement	202
6.2	Concrete Damaged Plasticity model (CDP) Vs Concrete Smearred Cracking model (CSC) 204	
6.3	Analyse quasi-statique dans ABAQUS	206
6.3.1	ABAQUS/implicit (ABAQUS/Standard).....	208
6.3.2	ABAQUS/Explicit	209
6.3.3	Conditions d'analyses quasi-statiques.....	212
6.3.4	Eléments finis pour le béton et les armatures	213
6.4	Lois de comportement uniaxiale du béton.....	216
6.4.1	Loi de comportement uniaxiale du béton en traction.....	217
6.4.2	Loi de comportement uniaxiale du béton en compression	221

6.4.3	Loi de comportement des armatures.....	223
6.5	Synthèse du chapitre 6.....	223
Chapitre 7 : Vérification et validation du modèle numérique		226
7.1	Description du modèle Element Fini de la dalle de contrôle S2.....	226
7.2	Calibrage du modèle de la dalle de contrôle S2.....	227
7.2.1	Influence de la taille du maillage	227
7.2.2	Influence de l'angle de dilatation.....	232
7.2.3	Influence du paramètre K_c	233
7.2.4	Influence de l'énergie de rupture du béton.....	233
7.3	Résultats et discussions.....	236
7.3.1	Comportement global.....	236
7.3.2	Comportement local	239
7.4	Synthèse du chapitre 7.....	242
Chapitre 8 : Analyse numérique des paramètres intervenant dans le mécanisme de résistance au cisaillement des dalles		243
8.1	Influence de l'armature longitudinale et transversale	243
8.2	Influence du ratio d'élanement a_v/d	246
8.3	Influence du diamètre maximal des granulats	248
8.4	Influence de la résistance en traction du béton	250
8.5	Influence de la longueur de plaque de charge	251
8.6	Influence de la résistance en compression du béton	254
8.7	Synthèse du chapitre 8.....	257
Chapitre 9 : Conclusions et perspectives		258
9.1	Conclusions	258
9.1.1	Etudes expérimentales	258
9.1.2	Analyses numériques.....	262
9.2	Perspectives.....	264
9.2.1	Etudes expérimentales	264
9.2.2	Analyses numériques.....	265

Liste des notations

a_v	portée de cisaillement: distance entre la face de la charge et la face de l'appui
a	portée de cisaillement: distance entre l'axe de la charge et l'axe de l'appui
a_g	diamètre maximal des granulats selon le MCFT
A_s	aire d'armature longitudinale tendue
b_w	largeur de poutre
b_{eff}	largeur effective en cisaillement
$C_{Rd,c}$	facteur pour la capacité en cisaillement caractéristique selon l'Eurocode 2
d	hauteur effective de la section
d_l	hauteur effective de l'armature longitudinale tendue
d_t	hauteur effective de l'armature transversale tendue
d_{max}	diamètre maximal des granulats
E_c	module de Young du béton
E_0	module de Young du béton non endommagé
E_s	module de Young de l'armature
F	fonction de charge
f_c	résistance à la compression du béton
f_{ck}	résistance caractéristique à la compression du béton
$f_{cm,meas}$	résistance moyenne à la compression du béton à la date de l'essai
$f_{ctm,meas}$	résistance moyenne à la traction du béton à la date de l'essai
f_y	contrainte limite élastique de l'acier
G	fonction potentielle d'écoulement plastique
G_f	énergie de rupture du béton en traction
G_c	énergie de rupture du béton en compression
k	facteur prenant en compte l'effet d'échelle selon l'Eurocode 2
k_{dg}	coefficient qui dépend de taille maximale du granulat selon fib-Model code 2010
K_c	paramètre définissant la forme de la surface de charge
L_{plaque}	longueur de la plaque de charge
M	moment de flexion
M_{exp}	moment de flexion expérimental au niveau de la charge concentrée
N	effort normal

P_u	charge ultime mesurée dans l'essai
s	espacement entre les fissures diagonales
s_x	paramètre d'espacement des fissures selon le MCFT
s_{xe}	facteur équivalent d'espacement des fissures selon le MCFT
V	effort tranchant, charge à l'appui
V_{EC2}	capacité en cisaillement calculée selon l'Eurocode 2
V_{France}	capacité en cisaillement calculée selon l'Annexe Nationale Française
$V_{Lantsoght}$	capacité en cisaillement calculée selon la proposition de Lantsoght et al.
V_{ACI}	capacité en cisaillement calculée selon l'ACI 318-14
V_{MC}	capacité en cisaillement calculée selon le fib-Model Code 2010
V_{CSCT}	capacité en cisaillement calculée selon la théorie de la fissure critique
V_{exp}	capacité en cisaillement obtenue dans l'essai
V_{u-FEM}	capacité en cisaillement obtenue par l'analyse élément fini
w	ouverture de fissure
w_c	ouverture maximale de fissure

Lettres grecques

λ	facteur prenant en compte la densité du béton selon [ACI Comittee 318, 2014]
ρ_l	taux d'armature longitudinale tendue
ρ_t	taux d'armature transversale tendue
σ_{cp}	contrainte normale, positive pour la compression, négative pour la traction
ε	déformation dans la section de contrôle
ε_x	déformation longitudinale à mi-hauteur selon le fib-Model code 2010
γ_c	coefficient de sécurité de l'Eurocode 2 pour le béton
β_{EC2}	facteur de réduction pour les charges à proximité de l'appui selon l'Eurocode 2
β	facteur d'engrènement des granulats
Ψ	angle de dilatation
ε_e	déformation du béton en compression à la contrainte de pic
ε_u	déformation ultime du béton en compression
λ_r	facteur de réduction pour des longueurs d'appui réduites selon Lantsoght et al.
ξ_{prop}	facteur d'amélioration de la résistance au cisaillement selon Lantsoght et al.

Abréviations

ACI	relatif à la norme américaine ACI 318, 2014
AFCEN	relatif au code nucléaire AFCEN-ETC-C 2010: French Association for design, construction and surveillance rules of nuclear power plant components
ANF	relatif à l'Annexe Nationale Française de l'Eurocode 2
CDP	Concrete Damaged Plasticity (ABAQUS)
CSCT	relatif à la théorie de la fissure critique de cisaillement: Critical Shear crack Theory
CSA	relatif à la norme canadienne CSA A23.3, 2004
EC2	relatif à la norme européenne Eurocode 2, 2005
EF	éléments finis
ETC-C	EPR Technical Code for Civil Works
FPZ	Fracture Process Zone
MCFT	relatif à la théorie du champ de compression modifié : Modified Compression Field Theory
MC	relatif au fib-Model Code 2010, 2012
SCM	Smeared Cracking Model (ABAQUS)
SIA	relatif à la norme suisse SIA 262, 2003
SMCFT	relatif à la théorie simplifiée du champ de compression modifié: Simplified Modified Compression Field Theory

Chapitre 1

Introduction

1.1 Contexte

Les dalles en béton armé sont fréquemment employées dans la construction des structures du Génie Civil comme les bâtiments, les parkings, les ponts, les installations industrielles et les structures de protection. Elles sont soumises à plusieurs types de sollicitations agissant simultanément. Le plus souvent on retrouve des efforts de flexion et de cisaillement. Ce dernier type de sollicitation est particulièrement préoccupant. En effet, les ruptures en cisaillement des dalles en béton armé ne contenant généralement pas d'armatures de cisaillement, ou faiblement armés sont de type fragile. A la différence des ruptures par flexion qui sont de type ductile, une rupture fragile est soudaine et catastrophique ce qui rend son apparition hautement indésirable. C'est particulièrement le cas pour les dalles en béton armé soumises à des charges concentrées placées à proximité des appuis pour lesquelles les forces de cisaillement sont prépondérantes. Dans les bâtiments nucléaires, on rencontre couramment ce type de configurations, où les dalles sont soumises à des charges statiques localisées importantes provenant d'équipements lourds, ou encore chargées par des éléments porteurs tel que des murs ou colonnes, ou à des charges dynamiques (séisme, impact).

La compréhension des mécanismes de résistance au cisaillement des dalles en béton armé est complexe car plusieurs paramètres entrent en jeu, ce qui fait que la détermination des charges de ruptures au cisaillement réalistes, constitue encore un challenge. La **Figure 1.1** présente trois cas de ruptures par cisaillement qui ont conduit à une rupture soudaine de la structure.



(a)

(b)

(c)



Figure 1.1 : Cas d'effondrement de structures par cisaillement : (a) Viaduc de la concorde Canada (2006) ; (b) Pile de pont après le séisme de Kobe Japon (1995) ; (c) Poutres dans les entrepôts de l'US Air Force USA (1955).

1.2 Problématiques et Objectifs

Problématique 1

La Première problématique de ce sujet de thèse est inhérente aux divergences qui existent entre les codes de calcul pour ce qui est de la résistance au cisaillement. En effet, les dispositions de conception et de dimensionnement au cisaillement, contrairement au cas de la flexion, ne conduisent pas à un consensus dans l'estimation de la résistance au cisaillement d'une dalle ou d'une poutre en béton armé. S'il est vrai qu'il existe une certaine similitude entre ces normes pour prévoir la contribution des armatures de cisaillement si présentes, force est de constater que ces normes diffèrent, dans leur approche portant sur la contribution du béton au cisaillement. En effet, les normes de génie civil traitent différemment du cisaillement des dalles en béton armé, puisque suivant ces normes, l'influence de certains paramètres entrant en ligne dans le mécanisme de résistance au cisaillement est ignorée, ou bien les paramètres majeurs influençant la résistance au cisaillement sont prises en compte partiellement et/ou différemment, laissant par conséquent un effet du cisaillement négligé dans le calcul de la résistance. Par exemple, des codes internationaux pour les dispositions relatives à la conception telles que la norme américaine **ACI-318-14** [1], le **fib-Model Code 2010** [2], la norme suisse **SIA 262, 2003** [3] et celle canadienne **CSA A23.3, 2004** [4] ne tiennent pas compte de l'influence de l'armature longitudinale transversale dans l'estimation de la résistance au cisaillement, alors que dans l'Annexe nationale française (ANF) de l'Eurocode **2 FD P 18-717. Eurocode 2, 2013** [5], une approche différente est utilisée pour évaluer la résistance au cisaillement des dalles ayant une aptitude à une redistribution transversale des charges même s'il n'est pas explicité clairement comment le renforcement transversal peut influencer sur la résistance au cisaillement. De plus, les dispositions du **fib-Model Code 2010**

[2], du **SIA 262, 2003** [3] et du **CSA A23.3, 2004** [4] tiennent compte de la taille des granulats de béton dans l'estimation de la résistance au cisaillement, alors que ce paramètre n'est pas pris en considération dans l'**ACI-318-14** [1] et l'Eurocode 2 actuel **CEN. Eurocode 2, 2005** [6]. Ces exemples de disparités, entre autres, font que la résistance des structures de béton armé sous sollicitation de cisaillement n'a pas encore trouvé de consensus international.

Par conséquent les essais expérimentaux qui seront menés auront pour objectif premier une meilleure compréhension du phénomène de cisaillement. Les essais seront réalisés en faisant varier sur les dalles (à grandes échelles) les valeurs des différents paramètres pouvant avoir une influence sur le comportement au cisaillement des dalles.

Problématique 2

La deuxième problématique à ce sujet de thèse est liée plus particulièrement aux disparités qui existent entre la norme européenne Eurocode 2 et l'Annexe Nationale Française pour ce qui est de la prédiction du cisaillement des dalles en béton armé. La norme française, faisant pourtant partie de la norme européenne, s'est isolée de l'Eurocode 2 en proposant d'autres dispositions pour traiter du cisaillement des dalles. Cette disparité pouvant conduire éventuellement à des résultats plus conservateurs que d'autres, ou même surestimés allant donc dans le sens contraire de la sécurité. Une conséquence directe est que les conceptions pourraient être soit erronées, soit fiables mais économiquement défavorables.

En effet, pour ce qui est de la codification française, les règlements successifs français ont toujours précisé une limite des contraintes de cisaillement en deçà de laquelle il était possible de ne pas prévoir d'armatures d'efforts tranchant. Le BAEL situe cette limite aux environs de 1.17 MPa, à l'ELU, pour un béton courant de classe C25/30. L'Eurocode 2 a par contre proposé, à l'acceptation des états européens, une limite nettement plus faible, soit environ le tiers de celle du BAEL. Cette nouvelle limite conduit à s'interroger sur les justificatifs d'un tel écart d'autant plus que la France de par l'Annexe Nationale Française de l'Eurocode 2, s'est isolée en choisissant de retenir une limite de cisaillement plus élevée pour les dalles afin de retrouver ses habitudes (il n'était pas acceptable de doubler l'épaisseur des radiers), cette limite se situant autour de 1.13 MPa.

Il existe de nombreux essais concernant les capacités limites des poutres concernant la flexion et l'effort tranchant et celle des dalles et planchers concernant la flexion et le poinçonnement mais il existe peu d'essais concernant le cisaillement des dalles. Les limites de cisaillement proposées par l'Eurocode 2 qui permettent de se dispenser de prévoir des aciers d'effort tranchant, sont déduites pourtant de nombreux essais effectués sur des poutres et poutres-

dalles qui sont des éléments 1D travaillant en flexion simple et d'épaisseurs modérées (contexte courant du domaine du bâtiment). Il paraît tout de même logique de penser que le comportement d'une poutre est différent de celui d'une dalle qui est un élément 2D travaillant en flexion composée, et que les limites règlementaires ne pourraient être les mêmes. Pour cause, l'existence de sollicitations transversales dans les dalles, ce qui n'est pas le cas des poutres, pourrait entraîner une aptitude favorable à une redistribution transversale des efforts. Aussi, les dalles de centrale nucléaires en plus d'être des éléments 2D, ont des épaisseurs plus importantes que les dalles courantes du domaine du bâtiment. Il apparaît donc vraisemblablement que les recommandations de l'Eurocode 2 extrapolées sur des éléments 1D seraient peu adaptées aux dalles en générale et au contexte nucléaire en particulier. Raison pour laquelle la norme française s'est isolée de l'Eurocode 2 en proposant d'autres dispositions pour traiter du cisaillement des dalles. Il est pourtant demandé à EDF-SEPTEN beaucoup de justifications dans leurs projets à l'étranger quant à cette disparité qui existe entre la norme française et l'Eurocode 2.

Les résultats des essais expérimentaux qui seront présentés, auront pour objectifs, entre autres, de contribuer à combler le manque de références concernant le cisaillement limite des dalles sans armatures d'efforts tranchant, et de contribuer surtout à se faire une opinion entre les prédictions françaises et celles proposées par l'Eurocode 2. Nous évaluerons également les capacités en cisaillement prédites par l'**ACI 318-14** [1], l'ACI simplifié, le **fib-Model Code 2010** [2], le code nucléaire **AFCEN ETC-C 2010** [7], l'approche par la théorie de la fissure critique de cisaillement [8] et une récente proposition d'extension de l'Eurocode 2 de **Lantsoght et al. 2015** [9].

Problématique 3

Les structures en béton armé soumises à des efforts de cisaillement peuvent être simultanément soumises à des efforts axiaux de compression ou de traction dues par exemple aux conditions d'appuis, au vent, à un tremblement de terre (sous séisme, on pourrait avoir des actions concomitantes d'effort tranchant et d'effort axial de traction), etc. Cependant l'influence d'efforts axiaux de compression ou de traction sur la résistance au cisaillement n'est pas bien documentée. Les essais dans la littérature abordant l'influence d'un effort axial sur la résistance au cisaillement unidirectionnel des dalles sont rares. Le peu d'articles et rapports d'essais connus dans la documentation rendent majoritairement compte dans la plupart des cas d'essais effectués pour étudier l'influence d'un effort axial sur la résistance au cisaillement de poutres, de voiles, et très rarement sur la résistance au poinçonnement de

dalles (le poinçonnement étant différent du cisaillement). Une inquiétude directe est que les dispositions actuelles de l'ACI 318-14 [1] et de l'Eurocode 2 CEN. Eurocode 2, 2005 [6] traitant du cisaillement combiné à des charges axiales ont pourtant été élaborées à partir des résultats des essais sur les poutres et panneaux. Par conséquent, la vérification des dispositions actuelles pour le cas des dalles en béton armé sous l'influence de l'effet combiné du cisaillement et des charges axiales s'avère nécessaire. En plus si de façon générale, il est bien connu qu'un effort de traction axiale diminue la résistance au cisaillement des structures sans armatures d'effort tranchant, et qu'une compression axiale augmente cette résistance, il est cependant difficile de quantifier le gain ou la perte de capacité en cisaillement de la structure et également l'influence de l'effort axial sur la ductilité de la structure.

Les essais expérimentaux qui seront présentés permettront donc d'abord de combler le manque de références concernant le comportement des dalles sous l'effet combiné du cisaillement et d'un effort axial de compression ou de traction. Les gains et les pertes de capacité en cisaillement liés aux effets de traction et de compression axiale seront quantifiés. Une attention particulière sera également portée sur le comportement global et local des dalles. Les rigidités, les limites d'élasticité, les comportements post-pic, les modes de ruptures et les déformations dans les armatures seront analysées minutieusement. Enfin, les prédictions actuelles de l'Eurocode 2 CEN. Eurocode 2, 2005 [6], de l'ACI 318-14 [1] seront comparées à la fois aux résultats de nos essais sur dalles et aux résultats d'essais sur poutres de la littérature. Cela nous permettra de juger du niveau de prédiction de ces codes. La comparaison avec les résultats d'essais sur poutres servira de vérification de ces normes pour le cas de dalles puisqu'elles ont été déduites d'essais sur des poutres. On rajoutera aux prédictions de l'Eurocode 2 et de l'ACI 318-14, les prédictions fournies également par le code nucléaire AFCEN ETC-C 2010 [7] et le fib-Model Code 2010 [2].

Problématique 4

La plupart des études sur la résistance au cisaillement des dalles en béton armé se sont concentrées sur les études expérimentales et les comparaisons avec les codes de calcul existants. Cependant les bases de données existantes d'essai de cisaillement, aussi importantes qu'elles soient, ne peuvent traiter de tous les aspects des mécanismes de transfert de contraintes de cisaillement. En plus, lorsque les codes de calcul existants sont comparés aux résultats expérimentaux, des hypothèses sont parfois faites pour simplifier les calculs. Par conséquent, dans la recherche moderne en ingénierie des structures, les analyses par éléments finis (EF) deviennent essentielles pour compléter la recherche expérimentale en fournissant un

aperçu du comportement structurel. C'est un outil numérique avancé à même de fournir de très bonnes prédictions. Une analyse EF non linéaire peut montrer la formation et la propagation des fissures, les déplacements, les mécanismes de ruptures possibles et compléter les observations expérimentales, où des mesures d'essais ne sont pas connues. Elle permet également dans certains cas de s'affranchir d'études expérimentales coûteuses.

La difficulté cependant d'une analyse EF non linéaire réside d'abord dans le choix d'un modèle numérique de béton capable de reproduire le phénomène de rupture triaxiale des dalles en béton armé sous sollicitations de cisaillement. En effet diverses théories sont utilisées dans la modélisation du comportement mécanique du béton. Contrairement au cas linéaire, il existe plusieurs modèles constitutifs de béton non linéaire utilisables dans des simulations EF, et issus de différentes théories de la littérature à savoir entre autres, la théorie de la plasticité, la mécanique de l'endommagement, ou le couplage élastoplastique avec endommagement. Cependant ces modèles ne sont pas tous à même de donner des résultats fiables. Ensuite, une deuxième complexité d'une analyse EF est liée aux procédures de résolution que les modèles incluent. En effet une analyse EF non linéaire implique un algorithme de résolution non linéaire et un temps de calcul associé. Un modèle de béton associé à un algorithme de résolution inadéquat pourrait conduire à des difficultés de convergence en cas de fortes non linéarités ou à des temps de calcul relativement élevés. Enfin une autre difficulté d'une analyse EF pourrait être associée au choix des types d'éléments finis discrétisant la structure. Le choix de l'élément a une importance capitale sur le résultat de la modélisation. Un mauvais choix pourrait entraîner un comportement structurel irréaliste.

L'objectif sera donc d'évaluer l'utilisation de l'analyse EF pour prédire le comportement au cisaillement des dalles. Un modèle EF explicite, non linéaire matériau, sera mis en œuvre pour évaluer les capacités en cisaillement, les déplacements ainsi que les modes de rupture des dalles. Des lois de comportement appropriées seront choisies pour tenir compte du comportement non linéaire du béton et de l'acier. Pour cela, le logiciel commercial EF ABAQUS sera utilisé. Le modèle proposé sera vérifié et calibré sur la base des résultats des essais expérimentaux. Ce modèle sera une alternative aux essais expérimentaux coûteux pour étudier l'influence des différents paramètres de conception comme la résistance en compression du béton, l'épaisseur des dalles, les taux d'armatures longitudinales et transversales, la taille des granulats, la résistance en traction du béton, les dimensions des éléments chargeant la dalle. Les résultats pourront être utilisés comme des références pour des

développements de codes de conception ou des méthodes simplifiées, pour la conception au cisaillement des dalles en béton armé soumises à un chargement statique.

1.3 Structure du document

Cette thèse de Doctorat s'inscrit dans le cadre d'un vaste programme de recherche d'EDF-SEPTEN portant sur le comportement au cisaillement des dalles épaisses en béton armé pour bâtiments nucléaires. Les essais sont réalisés au laboratoire de Génie Civil et d'Ingénierie Environnemental (LGCIE-SMS-ID) de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon (INSA Lyon). Le but principal de cette thèse est de contribuer, à travers des investigations expérimentales, théoriques et numériques, au développement de connaissances entourant le cisaillement des dalles en béton armé avec ou sans effort axial de compression ou de traction. Les dalles sont sans armatures d'effort tranchant et soumises à une sollicitation quasi-statique. A la lumière des différentes problématiques énoncées, les campagnes expérimentales ont porté essentiellement sur la compréhension au cisaillement de trois (03) types de configuration de dalles, sachant que 17 dalles au total à pleine échelle sont testées:

- Les dalles soumises uniquement à un effort de cisaillement
- Les dalles soumises simultanément au cisaillement et à un effort axial de compression
- Les dalles soumises simultanément au cisaillement et à un effort axial de traction

Le présent mémoire comporte neuf chapitres qui suivent un ordonnancement logique de la progression des travaux. Le contenu des chapitres est donné ci-dessous pour donner un aperçu de la structure de cette thèse.

- Le chapitre actuel introduit les différentes problématiques à ce sujet de thèse et les objectifs visés.
- Le chapitre 2 est un état de l'art sur le comportement au cisaillement des dalles et sur les différentes pratiques de dimensionnement. Il commence par une description du comportement global et local de structures en béton armé soumises à des sollicitations de cisaillement. Ensuite les différents mécanismes de résistance au cisaillement et les différents paramètres pouvant avoir une influence sur le comportement au cisaillement des dalles sont présentés. Les paramètres abordés sont : la résistance en compression du béton, les taux d'armatures longitudinales et transversales, la taille des granulats de béton, le

ratio d'élanement a_v/d , la hauteur statique de l'élément. Leurs influences sur le comportement au cisaillement sont largement discutées. L'état de l'art sur l'influence d'efforts normaux de compression ou de traction sur le comportement au cisaillement d'éléments en béton armé est également fourni. Dans ce chapitre on présente également différents modèles de calcul de la résistance au cisaillement des dalles. D'abord les approches théoriques comme la théorie du champ de compression modifié (MCFT) et la théorie de la fissure critique de cisaillement (CSCT) sont présentés. Ensuite, les formulations analytiques de l'Eurocode 2 **CEN. Eurocode 2, 2005** [6], de l'Annexe Nationale Française **FD P 18-717. Eurocode 2, 2013** [5], de la récente proposition d'extension de l'Eurocode 2 de **Lantsoght et al. 2015** [9], de la norme américaine **ACI-318-14** [1], du code nucléaire **AFCEN ETC-C 2010** [7], du **fib-Model Code 2010** [2], et de la norme canadienne **CSA A23.3-04** [4] sont présentés et terminent ce chapitre. Les différences entre les formulations de ces normes sont mises en exergue et discutées.

- Le chapitre 3 débute par une description des dalles en béton armé construites dans le cadre de ce projet de recherche. Les dalles sont divisées en séries pour étudier l'influence de différents paramètres sur leur comportement au cisaillement (résistance en compression du béton, ratio a_v/d , taux d'armatures longitudinales et transversales, diamètre maximal des granulats, longueur de la plaque de chargement, effort axial de compression et de traction). Les dalles associées à chaque série sont présentées. Ensuite le banc d'essais des dalles avec et sans effort axial de compression ou de traction, mis en place dans le cadre de cette thèse, est décrit. Les informations concernant les conditions d'appui, les conditions de chargement, l'instrumentation, ainsi que les procédures d'essai sont données. Les informations sur les données géométriques et le ferrailage des dalles sont également fournies. Les essais de caractérisation des matériaux aciers et béton ainsi que les propriétés obtenues terminent ce chapitre.
- Le chapitre 4 présente les résultats expérimentaux obtenus. Le comportement détaillé de chacune des 17 dalles en béton armé testées sous sollicitation quasi-statique de cisaillement est présenté. Une meilleure compréhension du phénomène du cisaillement est apportée à travers l'analyse de l'influence des différents paramètres entrant en compte dans le mécanisme de résistance au cisaillement : la résistance en compression du béton, le ratio d'élanement a_v/d_i associé à l'épaisseur, le taux d'armatures longitudinales et transversales, la taille des granulats, la longueur de la plaque de chargement, et enfin l'effort axial de compression et de traction. Ensuite les résultats des essais sont comparés aux prédictions de l'Eurocode 2 **CEN. Eurocode 2, 2005** [6], de l'Annexe Nationale

Française **FD P 18-717. Eurocode 2, 2013** [5], de la récente proposition d'extension de l'Eurocode 2 de **Lantsoght et al. 2015** [9], de l'**ACI-318-14** [1], du code nucléaire **AFCEN ETC-C 2010** [7], du **fib-Model Code 2010** [2], et de la théorie de la fissure critique de cisaillement (**CSCT**).

- Le chapitre 5 est une revue de la littérature sur la modélisation du comportement structurel du béton. Dans ce chapitre le comportement mécanique complexe du béton est d'abord présenté. Pour modéliser ce comportement, plusieurs approches théoriques ont été établies dont les deux principales sont : l'approche discontinue et l'approche continue. Les avantages et les inconvénients de ces deux approches sont présentés. Ensuite les différents modèles numériques à approche continue proposés par différents auteurs dans la littérature pour reproduire le comportement mécanique du béton sont présentés: les modèles d'endommagement, de plasticité et modèles élastoplastique endommageable. Chacun de ces modèles, présente des avantages et des inconvénients, ainsi que des champs d'application différents qui seront discutés. Une attention particulière sera par la suite apportée à un modèle élastoplastique avec endommagement qui sera utilisé dans les simulations numériques de notre étude. On terminera enfin ce chapitre en abordant le phénomène de localisation dans les milieux adoucissant pour s'intéresser par la suite à la nécessité d'introduire une technique de régularisation afin d'obtenir des résultats numériques objectifs vis-à-vis du maillage EF. Différentes méthodes de régularisation sont par conséquent présentées : la méthode de régularisation énergétique, la théorie non locale intégrale, la formulation en gradient et la théorie du second gradient.
- Le chapitre 6 présente la procédure de modélisation élément fini du comportement quasi-statique des dalles. Les simulations numériques réalisées pour étudier la réponse structurale des dalles et leur mode de rupture sous sollicitation quasi-statique de cisaillement seront réalisées en utilisant le logiciel Eléments Finis ABAQUS. On présentera d'abord de façon détaillée le modèle numérique de béton choisi dans notre étude pour simuler le comportement mécanique du matériau. Le modèle, élastoplastique avec endommagement, est disponible dans le code ABAQUS. Une description des caractéristiques fondamentales du modèle (critère de plasticité, règle d'écoulement, endommagement) et des lois appropriées de comportements uni-axiales du béton en traction et en compression ainsi que la loi de comportement des armatures sont présentées. Les simulations dans notre étude seront réalisées en combinant au modèle de béton choisi, une technique de résolution quasi-statique dans ABAQUS/Explicit. On présentera donc d'abord les principaux algorithmes de résolution des équations régissant le milieu continu

que l'on peut associer au modèle numérique de béton choisi : le schéma de résolution explicite et implicite, pour ensuite s'intéresser aux conditions d'une analyse quasi-statique à schéma de résolution explicite qui sera utilisé pour les simulations de notre étude. Les différents types d'éléments finis disponibles dans ABAQUS pour discrétiser le béton et les armatures, puis les avantages et les inconvénients sur les résultats numériques liés au choix du type d'élément finis termineront ce chapitre.

- Dans le chapitre 7 on présente la procédure de vérification et de validation du modèle numérique. Le modèle EF proposé est d'abord calibré sur la base d'une dalle considérée comme dalle de contrôle. Dans le processus de calibration, l'influence de la taille du maillage, de l'énergie de rupture du béton ainsi que l'effet de divers paramètres du modèle de béton choisi sur la précision de l'analyse est étudié. Ensuite, la pertinence du modèle calibré est vérifiée en simulant le reste des dalles testées dans la campagne expérimentale. Les résultats numériques obtenus sont comparés aux résultats des essais en termes de charges de rupture, de déplacements et de modes de rupture.
- Dans le chapitre 8 le modèle EF calibré est utilisé pour étudier l'effet des différents paramètres intervenant dans le mécanisme de résistance au cisaillement en simulant plus d'essais : influence du taux d'armatures longitudinales et transversales, du ratio d'élanement a_v/d , du diamètre maximal des granulats de béton, de la résistance en traction du béton, de la longueur de la plaque de chargement pour des dalles appuyées sur 2 ou 4 appuis, et enfin l'influence de la résistance en compression du béton. Les résultats obtenus sont comparés avec les prédictions de l'Eurocode 2 **CEN. Eurocode 2, 2005** [6] et de l'annexe française **FD P 18-717. Eurocode 2, 2013** [5]. Pour éviter toute influence des propriétés du matériau sur les résistances au cisaillement, toutes les dalles ont été modélisées avec la même résistance en compression, en traction et le même module de Young de béton (sauf pour l'étude de l'effet de la résistance en compression et en traction du béton). Des lois simplifiées permettant d'estimer les capacités en cisaillement en fonction des différents paramètres étudiés sont proposées.
- Enfin dans le Chapitre 9 les conclusions des études de cette thèse sont présentées et les recommandations pour de futures recherches sont suggérées.

Chapitre 2

Les dalles en béton armé sous sollicitation de cisaillement. Comportement mécanique et pratique de dimensionnement

Ce chapitre fait un état sur les connaissances et les avancements expérimentaux liés au comportement au cisaillement des dalles en béton armé ainsi que les différentes pratiques de dimensionnement. Un retour sur les connaissances est nécessaire pour mieux appréhender les problématiques du sujet. Le chapitre commence par une description du comportement global (courbe charge-flèche) et local (fissuration, modes de rupture) de structures en béton armé soumises à des sollicitations de cisaillement. Ensuite les différents mécanismes de résistance au cisaillement et les différents paramètres pouvant avoir une influence sur le comportement au cisaillement des dalles sont présentés. L'influence de ces paramètres sur les capacités en cisaillement et les modes de rupture des dalles sont discutées. Dans ce chapitre on présente également différents modèles de calcul de la résistance au cisaillement des dalles. Les formulations analytiques de l'Eurocode 2 **CEN. Eurocode 2, 2005** [6], de l'Annexe Nationale Française **FD P 18-717. Eurocode 2, 2013** [5], de la récente proposition d'extension de l'Eurocode 2 de **Lantsoght et al. 2015** [9], de la norme américaine **ACI-318-14** [1], du code nucléaire **AFCEN ETC-C 2010** [7], du **fib-Model Code 2010** [2], de la norme canadienne **CSA A23.3-04** [4] et des approches théoriques comme la théorie du champ de compression modifiée (MCFT) et la théorie de la fissure critique de cisaillement (CSCT) sont présentés. Les différences entre les formulations de ces normes sont discutées. Une documentation sur l'influence d'efforts axiaux de compression ou de traction sur la résistance au cisaillement d'éléments en béton est également fournie dans ce chapitre.

2.1 Comportement en cisaillement des dalles en béton armé

La rupture en cisaillement des dalles en béton armé sans armatures d'effort tranchant se produit prématurément sans signes avant-coureur ni déformation plastique avant la rupture. C'est un mode de rupture fragile particulièrement indésirable, auquel il convient de prêter une grande attention lors de la conception et de l'exécution. La rupture par flexion se distingue par rapport aux ruptures par cisaillement par la progressivité de la ruine. Une rupture par flexion est dite non fragile, sa tendance est graduelle donc prévisible. Ces signes précurseurs sont

caractérisés notamment par une fissuration et/ou une flèche importante(s) (**Figure 2.1**). De ce fait ce mode de ruine est la cause de moins d'accidents mortels comparé aux ruptures par cisaillement et des réparations peuvent être envisagées avant la ruine d'un ouvrage après constatation de signaux d'alerte.

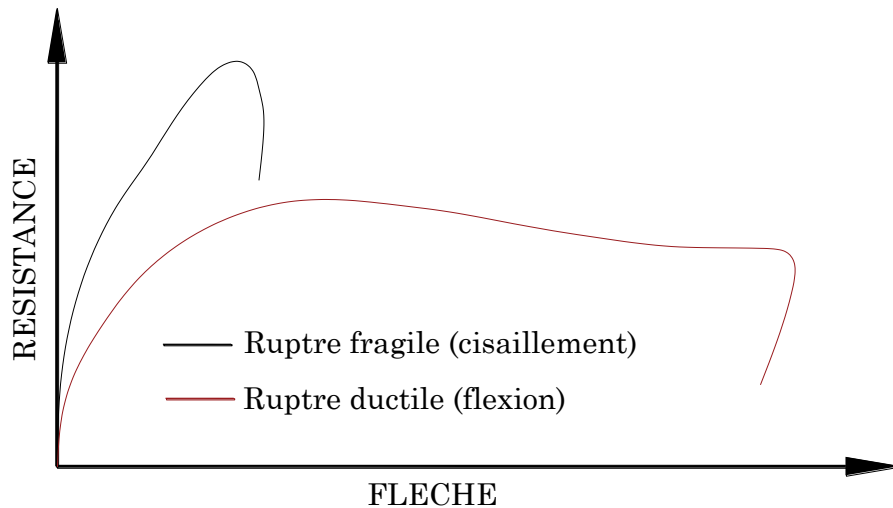


Figure 2.1 : Illustration schématique d'une réponse structurelle fragile et ductile

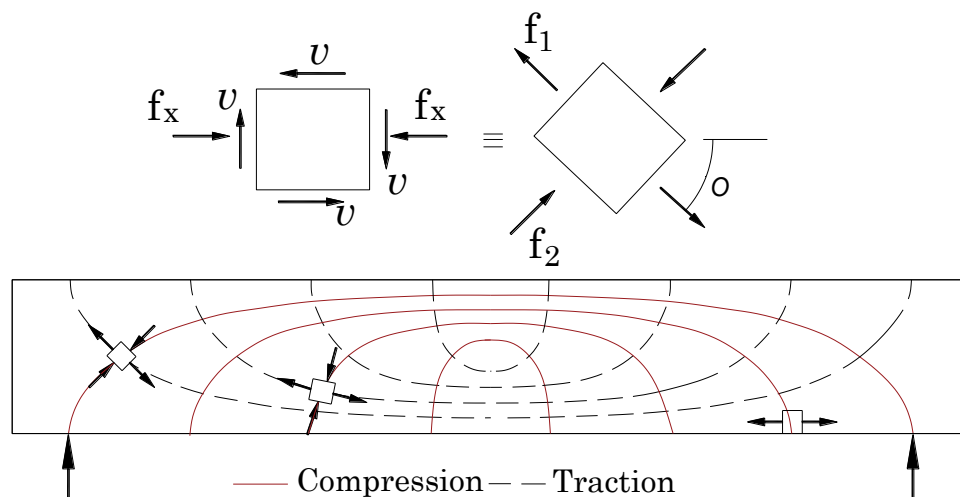
Pour disposer donc de règles de design sûres, et économiques, il est donc important de comprendre le comportement au cisaillement des dalles en béton armé. Mais ceci est difficile car bon nombre de paramètres interviennent dans le mécanisme de résistance au cisaillement et de nombreux phénomènes s'y côtoient. Les propriétés du béton, le taux d'armatures transversales et longitudinales, le type de chargement, la géométrie des pièces, etc., sont des paramètres qui contribuent à cette difficulté. En plus, les mécanismes de transfert de l'effort tranchant sont parfois complexes et difficiles à cerner. Tout ceci explique pourquoi il n'y a pas encore de théorie unifiée et complètement réaliste du comportement en cisaillement des dalles et poutres et que les méthodes de calcul adoptées par les codes et normes sont souvent de type empirique ou semi-empirique.

2.1.1 Fissuration et Modes de rupture

Bien que dans la suite l'on se focalise essentiellement sur l'application aux dalles, certains aspects concernant les poutres seront repris du fait de leur similarité avec les dalles.

2.1.1.1 Fissuration

La rupture par cisaillement intervient lorsqu'on a un effort tranchant excessif. L'effort tranchant est généralement présent dans toutes les structures sollicitées. En flexion simple, le moment qui sollicite une dalle ou poutre est toujours associé généralement à un effort tranchant. Ces structures sont donc soumises à des contraintes de flexion et d'effort tranchant soient respectivement des efforts normaux et tangentiels. Les contraintes de flexion et de cisaillement seront combinées en tout point de la structure. Pour le béton, comme pour la plupart des matériaux de construction, les contraintes de cisaillement, en tant que telles, ne constituent pas un critère de rupture, ni un critère de fissuration **Walther et Miehlebradt, 1990** [10]. Par contre, elles influencent l'intensité et la direction des contraintes principales. La **Figure 2.2** montre un réseau de lignes, formé de trajectoires représentant la direction des contraintes principales de compression et de traction dans une poutre soumise à un chargement uniforme. En béton armé, ces trajectoires prennent une importance toute particulière, car c'est le long de ces lignes que les fissures se manifestent. Initialement les fissures se forment perpendiculairement à l'orientation des contraintes principales de traction, puis du fait de l'augmentation du chargement, une redistribution des efforts s'opère dans la structure, entraînant un changement d'orientation des contraintes principales et par conséquent une progression des fissures.



Trajectoire des contraintes principales de traction et de compression

Figure 2.2 : Contraintes internes de flexion et de cisaillement dans une poutre, adapté de **Paultre, 2001** [11]

Dans une dalle ou une poutre en béton armé, on distingue généralement deux types de fissures, celles verticales et celles obliques (**Figure 2.3** et **Figure 2.4**). Dans le cas des dalles ces fissures verticales et obliques apparaissent sur les faces latérales ou sont également

observables lorsqu'une coupe transversale montrant le mode de fissuration en 2-Dimensions est effectuée. Par continuité en 3-Dimensions pour les dalles, les fissures verticales apparaissent sur les faces inférieures ou supérieures de la dalle de façon parallèles ou perpendiculaires aux côtés. Les zones d'apparition de ces fissures ainsi que leur inclinaison varient en fonction de la sollicitation dominante (flexion ou cisaillement) ainsi que des caractéristiques de la dalle ou de la poutre telles que la géométrie, la configuration de chargement et le type d'appui. Les fissures verticales sont dues à la flexion et se forment dans les zones où la contrainte de flexion est maximale. Les fissures obliques dues aux efforts de cisaillement se forment aux endroits où la contrainte de cisaillement dépasse la résistance du béton en traction. Elles sont davantage inclinées au fur et à mesure qu'on se rapproche des appuis et ce, en raison de l'accroissement considérable de l'effort tranchant. Pour favoriser l'effort tranchant vis-à-vis du moment de flexion et créer donc volontairement une rupture par cisaillement, il est judicieux de rapprocher au maximum la charge d'un appui.

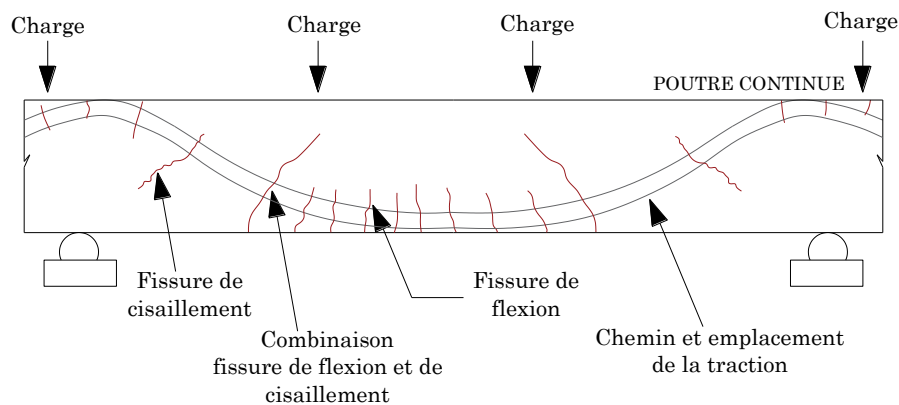


Figure 2.3 : Localisation des Fissures de cisaillement, adapté de **Emmons, 1993** [12]

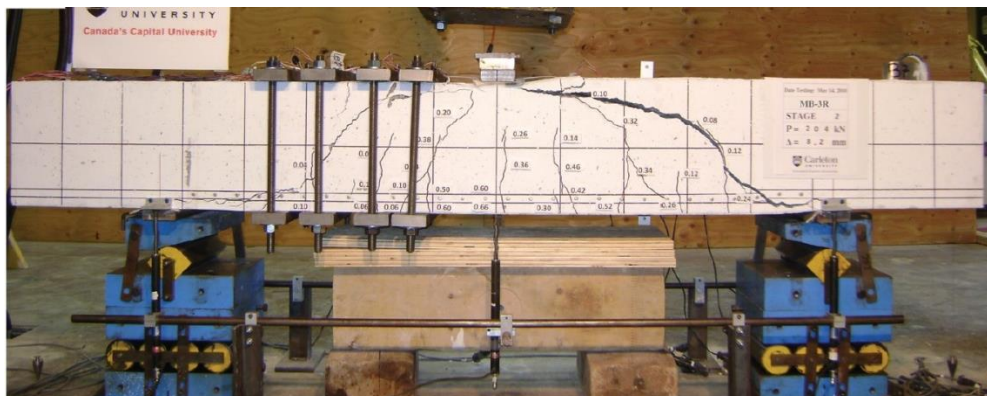


Figure 2.4 : Rupture par cisaillement d'une poutre, illustration des fissures de cisaillement et de flexion, tiré de **Khaja et Sherwood, 2013** [13].

2.1.1.2 Modes de ruptures des dalles: Cisaillement Vs poinçonnement

Les ruptures par cisaillement et par poinçonnement des dalles en béton armé sont, dans certains aspects, des phénomènes très similaires. La rupture liée à un effort tranchant excessif, est soudaine et fragile et concerne une région localisée de la structure rupture. Il existe cependant des différences importantes qui font que les deux phénomènes ne peuvent être traités quasi-similairement. La rupture par poinçonnement correspond au phénomène dans lequel une charge localisée provoque un cône de rupture défini par un périmètre de référence (**Figure 2.5**). Cette forme de sollicitation se rencontre le plus souvent lorsqu'une grande charge est transmise à une dalle par des appuis concentrés. Dans le cas d'une rupture par cisaillement la charge localisée provoque un plan de rupture défini par une largeur effective en cisaillement que l'on abordera dans la prochaine section. Le cisaillement limite de chacun de ces deux modes de rupture n'est pas le même, compte tenu en particulier du caractère conventionnel de la définition géométrique de la zone de rupture.

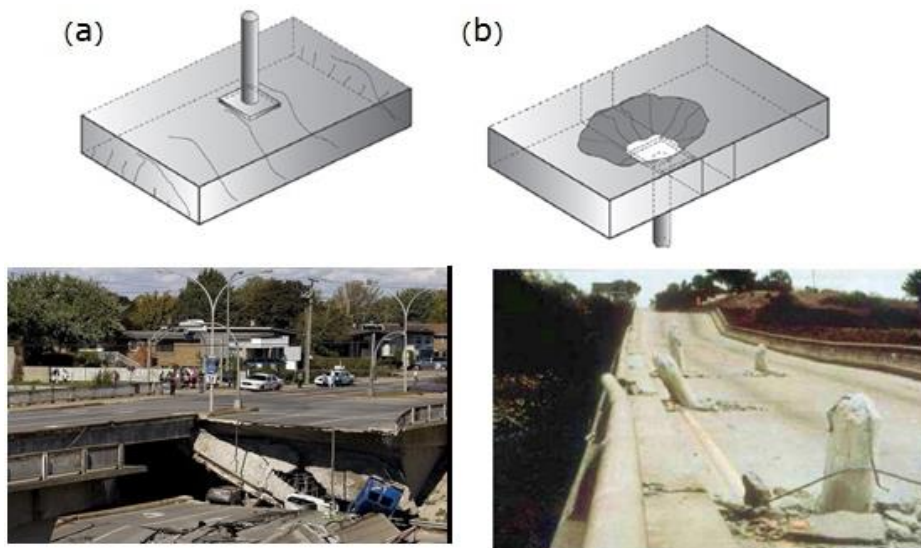


Figure 2.5 : (a) Rupture par cisaillement, viaduc de la concorde 2006; (b) Rupture par poinçonnement, pont-dalle Lestuzzi, 2007 [14].

Dans la littérature technique et scientifique relative au cisaillement et au poinçonnement, les deux modes de ruptures sont parfois qualifiés respectivement de cisaillement "unidirectionnel (one-way shear)" et "bidirectionnel (two-way shear)". Le cisaillement à sens unique dans les dalles en béton armé comme dans notre cas d'étude, est également un sujet d'intérêt pour les ingénieurs de ponts qui étudient la capacité au cisaillement des ponts-dalles soumises à des charges concentrées. Au cours des dernières

années, de meilleures estimations de la capacité au cisaillement pour le cas du cisaillement unidirectionnel sont devenues nécessaires. Cependant lorsqu'une dalle en béton armé soumise à une charge concentrée est vérifiée pour le cisaillement, les deux modes de ruptures liés au cisaillement unidirectionnel et bidirectionnel doivent être pris en considération.

Dans le cas d'un cisaillement unidirectionnel (one way-shear ou cisaillement ou encore cisaillement de poutre), une fissure de cisaillement se développe entre la charge et l'appui tandis que dans le cas bidirectionnel (poinçonnement ou two-way shear) des fissures tangentielles et radiales se produisent d'abord auquel s'en suit le poinçonnement d'un cône de béton. Des exemples issus des travaux de différents chercheurs, de ruptures par cisaillement et par poinçonnement de dalles et des schémas de fissuration associés sont illustrés sur les **Figure 2.6, Figure 2.7 et Figure 2.8.**

Dans les cas intermédiaires entre le cisaillement unidirectionnel et bidirectionnel, les forces de cisaillement ne se développent ni parallèlement, ni radialement **Rodrigues et al. 2008** [15]. À partir de la charge concentrée, les trajectoires des contraintes de cisaillement circulent dans la direction de la portée et dans la direction transversale (typique pour le poinçonnement), tandis que vers le support, les trajectoires circulent uniquement dans la direction de la portée (typique pour le cisaillement). En tant que tel, les deux modes de rupture ne peuvent pas être traités de manière indépendante **Lubell, 2006** [16] (**Figure 2.9**). De nombreux cas pratiques, en particulier dans l'ingénierie des ponts, se situent dans cette zone de transition. Peu de recherches se sont orientées vers une meilleure compréhension de la zone de transition d'un cisaillement unidirectionnel à un cisaillement bidirectionnel **Doorgeest, 2012** [17].

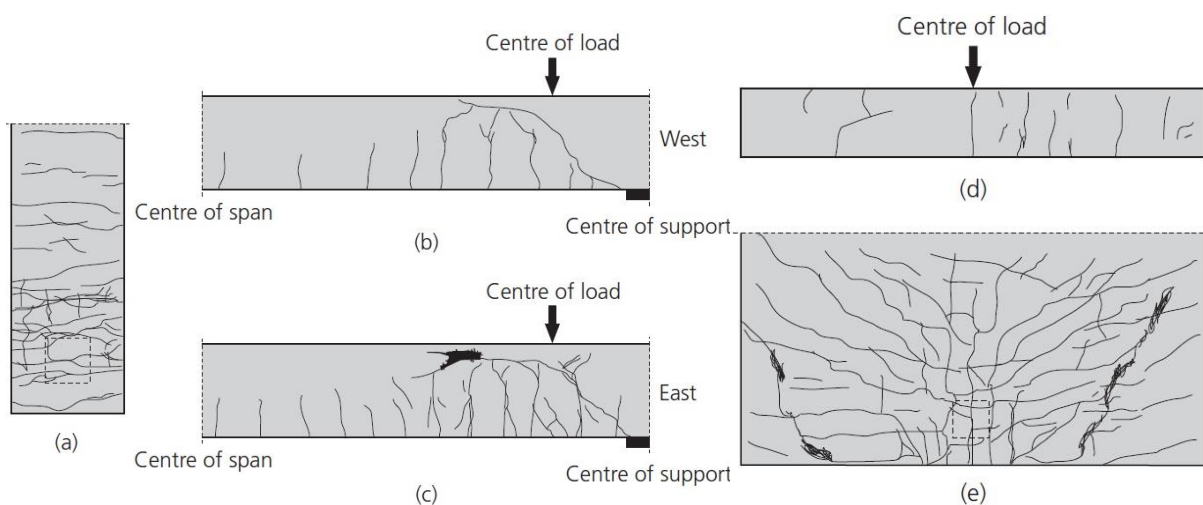


Figure 2.6 : Cisaillement unidirectionnel, fissuration après rupture: (a) face inférieure; (b) face latérale ouest; (c) face latérale est. Cisaillement bidirectionnel, fissuration après rupture: (d) face avant; (e) face inférieure **Lantsoght et al. 2014** [18], **Lantsoght et al. 2013** [19]

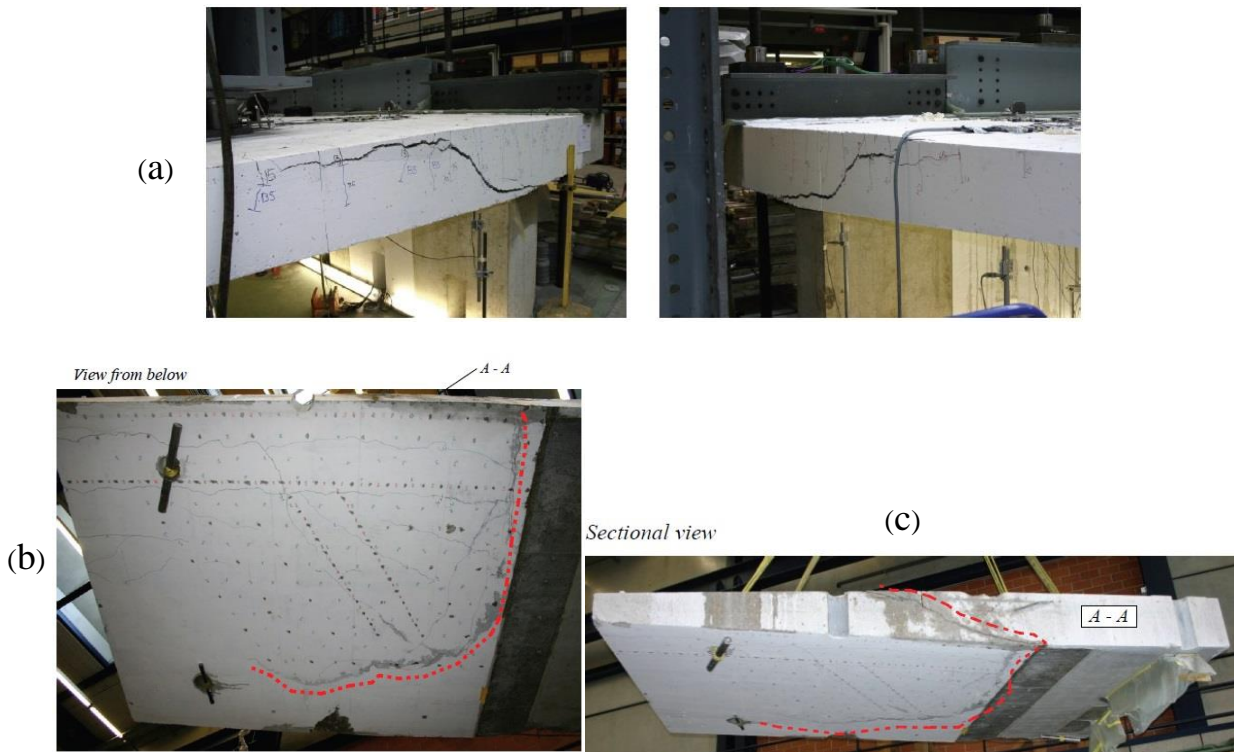


Figure 2.7 : Exemple de rupture par cisaillement de dalle en béton armé : (a) faces latérale ; (b) face inférieure ; (c) coupe transversale **Rodrigues, 2007** [20]

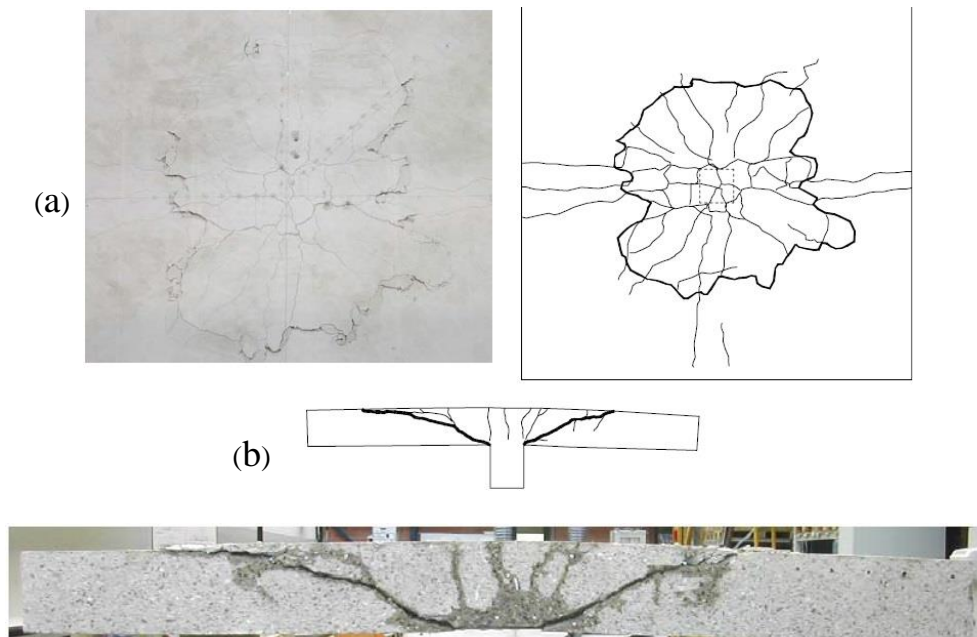


Figure 2.8 : Exemple de rupture par poinçonnement de dalle en béton armé : (a) face supérieure ; (b) coupe transversale **Guandalini et Muttoni, 2004** [21]

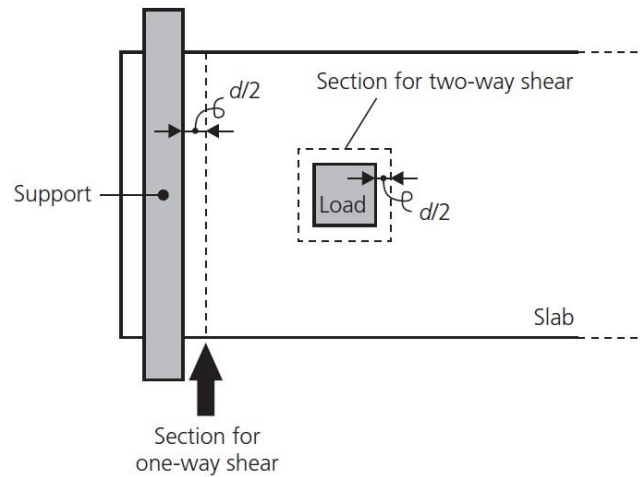


Figure 2.9 : Périmètre critique de poinçonnement et de cisaillement. Tiré de **Lantsoght, 2015** [22]

Les codes actuels tels que l'ACI 318-14 [1] et l'Eurocode 2 CEN. Eurocode 2, 2005 [6] utilisent des expressions semi-empiriques pour prédire la capacité des éléments en béton armé sans armatures de cisaillement. Les prédictions pour un cisaillement unidirectionnel (one-way shear) sont basées sur les résultats d'un grand nombre d'essais sur des poutres rompant en cisaillement. Les poutres d'essais en cisaillement sont petits (en dimensions), fortement renforcés, simplement appuyées et testées en flexion en quatre points **Reineck et al. 2013** [23]. Ces essais pourraient ne pas être très appropriés pour prédire la capacité au cisaillement des poutres larges et des dalles soumises à des charges concentrées, car la largeur de l'élément complet n'est pas activée et, autour de la charge concentrée, les trajectoires de contraintes de cisaillement ne sont pas toutes parallèles à la direction de la portée. De même, les dispositions de cisaillement bidirectionnelles sont basées sur des essais sur les connexions de dalles-colonnes **ASCE-ACI Task Committee 426, 1974** [24], ce qui pourrait ne pas être tout à fait approprié pour prédire la capacité au cisaillement des poutres larges et des dalles soumises à des charges concentrées. Les conditions limites qui déterminent la capacité au cisaillement des poutres larges et des dalles soumises à des charges concentrées sont différentes de celles des connexions des dalles-colonnes. De plus, vers le support, les principales trajectoires de contraintes de cisaillement d'une poutre large ou d'une dalle sous une charge concentrée deviennent parallèles au support, comme dans le cas du cisaillement unidirectionnel. Le cas intermédiaire des dalles portant dans un sens ou des poutres larges sous charges concentrées n'est donc pas entièrement décrit sur la base de l'état de connaissance du cisaillement unidirectionnel et bidirectionnel.

2.1.1.3 Cisaillement unidirectionnel (one way-shear) : Largeur effective en cisaillement

Dans une rupture par cisaillement d'une dalle en béton armé sous charge localisée, la charge provoque un plan de rupture défini par une largeur dite cisailée ou largeur effective en cisaillement b_{eff} . La résistance au cisaillement de la dalle ne doit pas être calculée sur la totalité de sa largeur comme dans le cas des poutres, mais sur sa largeur effective qui doit être nécessairement connue. Dans les codes français de béton armé l'hypothèse d'une diffusion à 45° de la charge, issue du contour de la zone de charge en direction des appuis est admise **FD P 18-717. Eurocode 2, 2013** [5]. Ces prescriptions françaises sont issues des travaux de **Chauvel et al, 2007** [25]. La norme néerlandaise **Normcomissie 351001. NEN 6720, 1995** [26] et le **fib-Model Code 2010** [2] ont cependant proposé d'autres critères de diffusion de la charge comme on peut le voir sur la **Figure 2.10**. On peut remarquer pour la norme néerlandaise avec un critère de diffusion à 45° issue du centre de la charge, qu'une variation de la longueur de la plaque de charge n'a aucun effet sur la valeur de b_{eff} .

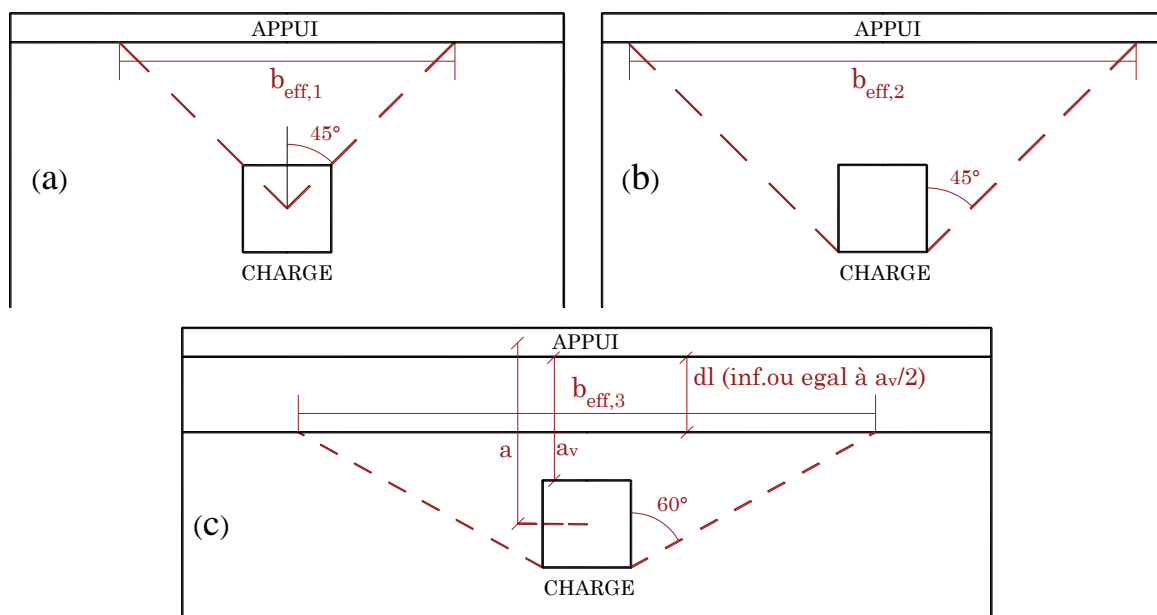


Figure 2.10 : Méthodes de détermination de la largeur effective en cisaillement b_{eff} ; (a) Norme Néerlandaise ; (b) Norme française ; (c) fib-Model Code 2010 (valable pour des charges placées à proximité d'appuis simples)

Regan et Rezai, 1988 [27], **Lantsoght et al. 2012, 2013, 2014** [28] [19] [18], **Belletti et al, 2014** [29] ont examiné les différentes prescriptions de critère de propagation de la charge dans le but de déterminer quel critère de diffusion de la charge serait la plus adéquate. Les résultats de ces études ont montré que les capacités en cisaillement prédites en utilisant le critère de

diffusion des pratiques françaises corrélaient les mieux avec les résultats expérimentaux. Les résultats montrent également une largeur effective différente selon la taille de la plaque de chargement. Comme indiqué précédemment pour la pratique néerlandaise, le critère de diffusion à partir du centre de la charge vers le support n'implique pas une influence de la taille de la plaque de chargement sur la largeur effective ou la capacité en cisaillement globale. Cependant les résultats des chercheurs montrent une influence de la taille de la plaque de chargement sur la largeur effective: une plaque de chargement plus grande conduit à une plus grande largeur effective et donc à un mécanisme plus large de répartition des charges, et par conséquent des capacités en cisaillement plus élevées sont obtenues.

La **Figure 2.11** et **Tableau 2-1** montrent les résultats obtenus par **Lantsoght et al. 2012** [28] en comparant la valeur de b_{eff} obtenue expérimentalement à celle proposée par les pratiques françaises et néerlandaises. Les résultats de cette comparaison indiquent bien que le critère de diffusion de la norme française est celle qui corréle au mieux la valeur réelle de b_{eff} ($b_{eff,1}$ pour pratique néerlandaise, et $b_{eff,2}$ pour pratique française). On peut également voir dans le **Tableau 2-1** dans la même étude de **Lantsoght et al. 2012** [28], les gains de capacité en cisaillement obtenus en augmentant les dimensions de la plaque de chargement de 200×200mm à 300×300mm.

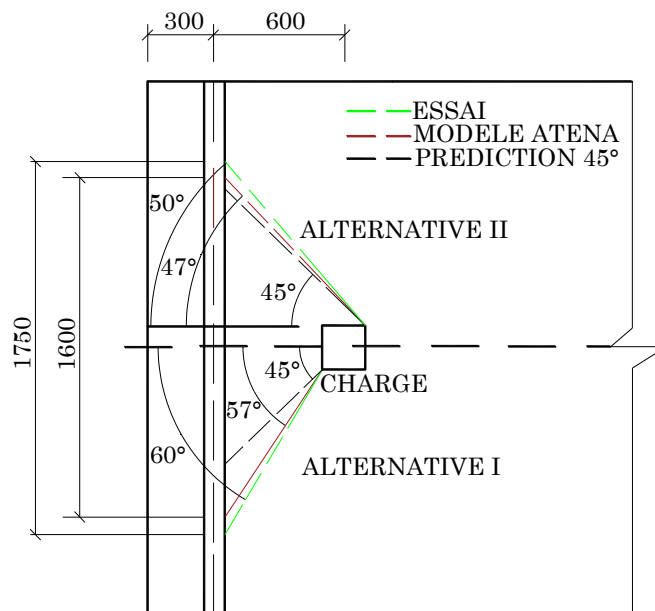


Figure 2.11 : Comparaison des critères de diffusion pour le calcul de la largeur effective en cisaillement ; Dalle S1T1 **Lantsoght et al. 2012** [28]

Serie	b_{meas} (m)	$b_{eff, 1}$ (m)	$b_{eff, 2}$ (m)	$b_{meas}/$ $b_{eff, 1}$ (m)	$b_{meas}/$ $b_{eff, 2}$ (m)	Specimens	$b(m)$	Average increase
A	2.12	1.10	1.70	1.92	1.24	BS1-BS3	0.5	10.1%
B	1.81	1.10	1.70	1.65	1.07	BM1-BM3	1.0	0.5%
C	1.25	0.70	1.10	1.78	1.26	BL1-BL3	1.5	0.7%
D	1.11	0.70	1.10	1.58	1.12	BX1-BX3	2.0	25.2%
E	1.63	1.10	1.50	1.48	1.09	S1-S2	2.5	41.5%
F	1.33	1.10	1.50	1.21	0.89			

Tableau 2-1 : (a) Largeurs effectives expérimentales et prescrites ; (b) Augmentation mesurée de la capacité pour une augmentation de la taille de la plaque de chargement de 200mm×200mm à 200mm×200mm **Lantsoght et al. 2012** [28]

2.1.1.4 Mécanismes de rupture par cisaillement en fonction du rapport a/d

Pour ce qui concerne les modes de rupture, plusieurs possibilités sont envisageables, dépendamment de la géométrie de la structure et de la configuration de chargement. De ce fait, le rapport entre la portée en cisaillement a_v et la hauteur effective d (a_v/d) influence fortement le type de ruine. La portée en cisaillement est définie pour un chargement ponctuel mais n'a aucun sens physique pour d'autres cas de chargements. On qualifie d'élément profond, un élément ayant un rapport $a/d < 2.5$ et un élément ayant un rapport plus élevé est considérée comme élancé.

Pour $a/d < 1$ (éléments très profonds) : Le mode de rupture est lié au mécanisme de bielle et tirant tel que discuté dans **ASCE-ACI Task Committee 426, 1973** [30]. Une fissure diagonale forme approximativement une ligne droite entre l'appui et le point d'application de la charge. Cette fissure s'initie habituellement à environ $1/3$ de la hauteur d . Lorsque la charge augmente la fissure diagonale se propage simultanément vers le point de chargement et vers l'appui (**Figure 2.12a**). Lorsque celle-ci a pénétré suffisamment en profondeur de la zone de compression près du point d'application de la charge, ou plus fréquemment au droit de l'appui, la rupture se produit respectivement par écrasement du béton ou par rupture de l'ancrage des armatures à l'appui **Massicote, 2009** [31] (**Tableau 2-2**).

Pour $1 < a/d < 2.5$ (éléments profonds) : La rupture intervient par écrasement du béton dans la zone comprimée, dite par compression-cisaillement. La rupture peut aussi intervenir par perte d'adhérence entre l'armature longitudinale tendue et le béton aux extrémités de l'élément. En effet une fissure diagonale se forme souvent indépendamment et non comme l'extension d'une fissure de flexion. L'élément reste stable après l'apparition d'une telle fissure. Une augmentation de la charge provoque la pénétration de la fissure diagonale dans la

zone de compression du béton près du point d'application de la charge jusqu'à ce que se produise la rupture par écrasement du béton (**Figure 2.12b**).

Pour $2.5 < a/d < 6$ (éléments élancés) : La rupture est dite par cisaillement-flexion. Elle intervient par progression des fissures inclinées. Lorsque l'effort augmente, la fissure de flexion $a-b$ la plus proche de l'appui (**Figure 2.12c**) se propage vers le point d'application de la charge en s'inclinant graduellement (fissure diagonale $a-b-c$). Avec l'augmentation de la charge, la rupture se produit habituellement selon un des deux modes suivants : Si a/d est relativement élevé (proche de 6), la fissure diagonale va rapidement atteindre le point e , provoquant la rupture par exemple d'une poutre par séparation en deux morceaux. Ce mode de rupture est généralement appelé rupture par traction diagonale. Si a/d est relativement petit (proche de 2.5), la propagation de la fissure tend à s'arrêter quelque part près du joint j . Un certain nombre de fissures peuvent se développer dans le béton autour de l'armature longitudinale. Lorsque l'effort continue d'augmenter, la fissure diagonale s'ouvre et se propage horizontalement au niveau de l'armature horizontale (fissure $g-h$).

Pour $a/d < 6$ (éléments très élancés) : Ce type d'élément présente un mode de rupture en flexion avant même l'apparition des fissures inclinées.

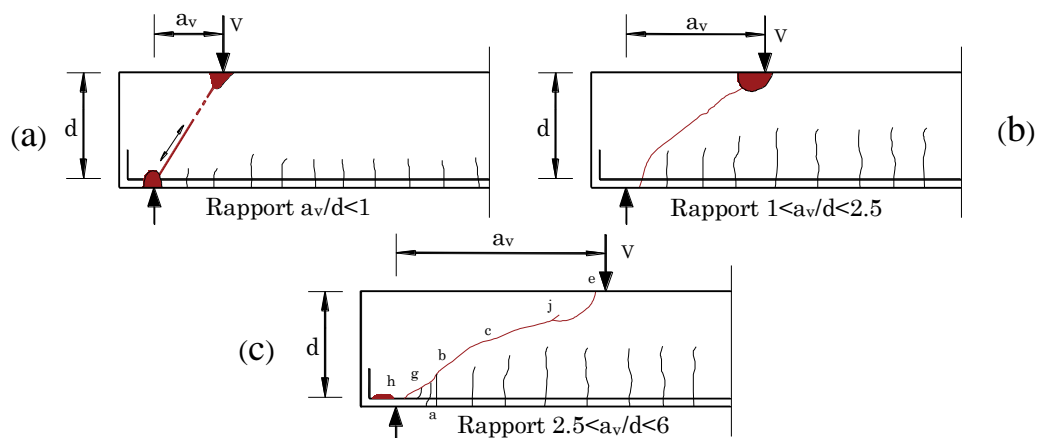


Figure 2.12 : Modes de rupture en fonction du rapport a/d

Type de poutre	Caractéristique	Type de poutre
Poutre très profonde	$a/d < 1$	Rupture de l'ancrage des armatures à l'appui ou écrasement du béton
Poutre profonde	$1 < a/d < 2.5$	Ecrasement ou éclatement du béton dans la zone comprimée
Poutre élancée	$2.5 < a/d < 6$	Rupture en cisaillement-flexion par progression des fissures inclinées
Poutre très élancée	$a/d > 6$	Rupture en flexion

Tableau 2-2 : Modes de rupture d'une poutre en fonction du rapport a/d Massicote, 2009 [31]

2.1.2 Mécanismes de résistance au cisaillement

La compréhension des caractéristiques des différents modes de transmission de l'effort de cisaillement agissant dans le béton fissuré est un élément clé pour l'étude des ruptures au cisaillement d'éléments en béton armé. Suite à la fissuration des éléments, plusieurs modes de transmission du cisaillement doivent s'activer afin de garantir la transmission des charges aux appuis. La résistance au cisaillement des dalles et poutres en béton armé est donc assurée par ces mécanismes ou modes de transmission de charges. Les principaux mécanismes de résistance sont les suivants **ASCE-ACI Committee 445, 1998** [32]:

- La résistance au cisaillement du béton non fissuré V_{cz} représentant la capacité du béton dans la zone de compression.
- La résistance au cisaillement liée aux contraintes de traction résiduelle sur la fissure de cisaillement V_{ct} .
- L'imbrication mécanique des agrégats le long de la fissure V_a
- L'effet de goujon joué par l'armature longitudinale V_d
- La contribution de l'armature de cisaillement si présente V_s
- L'action d'arche (transmission de la charge par bielle de compression)

Un aperçu des mécanismes de transfert de cisaillement est montré sur la **Figure 2.13**. La figure décrit schématiquement la contribution de chacune des composantes excepté celui de l'action d'arche qui ne peut être considéré comme faisant partie des mécanismes proprement dit. Elle dépend de la configuration de chargement et apparaît généralement pour des éléments profonds de ratio $a/d < 2.5$.

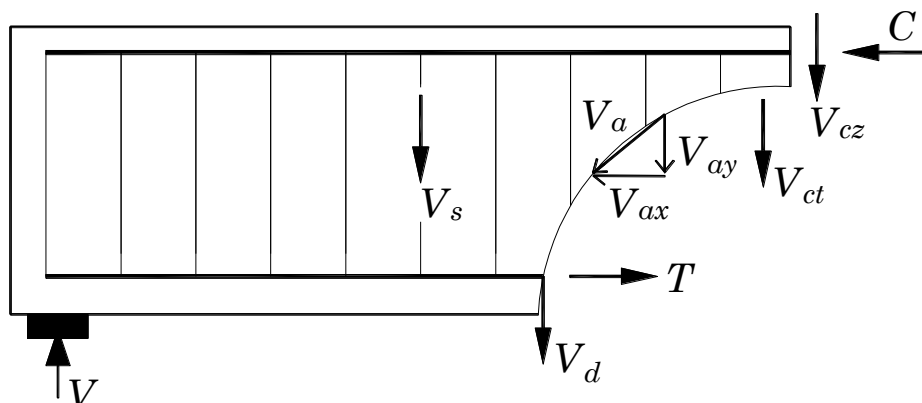


Figure 2.13 : Contribution des différents mécanismes de résistance au cisaillement

2.1.2.1 La capacité du béton dans la zone de compression V_{cz} (capacité du béton non fissuré).

La résistance V_{cz} est la seule composante activée avant fissuration de la section et représente la capacité du béton dans la zone de compression. Elle a longtemps été perçue comme le principal mécanisme de résistance au cisaillement **Baker et al. 1969** [33], **Kani et al. 1979** [34]. Les paramètres qui déterminent cette capacité sont l'épaisseur et la largeur de la zone de compression ainsi que la résistance à la compression du béton **Taylor, 1974** [35]. La capacité en cisaillement de la zone de compression du béton peut être déterminée en intégrant les contraintes de cisaillement sur l'épaisseur de la zone **Reineck, 1991** [36]. Des études récentes tendent à démontrer que moins de la moitié de la résistance au cisaillement provient de ce mécanisme. Les efforts tranchants sont transférés du côté de l'axe neutre où le béton est comprimé par combinaison d'un champ de compression et d'un champ de tension orientés perpendiculairement **Kuchma et Collins, 1998** [37]. La contribution de la capacité de la zone de compression du béton à la capacité totale en cisaillement est estimée entre 20% **Fenwick et Paulay, 1968** [38] et 40% **Kani et al. 1979** [34].

2.1.2.2 Les contraintes de traction résiduelle sur la fissure V_{ct}

Etant donné qu'une fissure dans le béton n'est pas une «rupture nette» et que de petits morceaux de béton relient la fissure, la traction résiduelle sur la fissure contribue également à la reprise d'efforts de cisaillement **Lantsoght et al. 2015** [22]. Dans les approches de la mécanique de la rupture pour la détermination de la capacité en cisaillement, ces contraintes de traction résiduelle sont considérées comme le mécanisme primaire de transfert du cisaillement **ASCE-ACI Committee 445, 1998** [32]. La traction résiduelle est étudiée dans la zone dans laquelle la déformation maximale en traction est dépassée. Cette région est qualifiée de zone d'adoucissement en traction **Pruijssers, 1986** [39] et est composée de béton entrecoupé par des microfissures.

2.1.2.3 L'imbrication mécanique des agrégats V_a

A l'apparition des fissures, l'action de la composante V_a liée à l'engrènement des granulats est amorcée. Le frottement entre les deux lèvres d'une fissure permet la transmission des efforts de cisaillement de part et d'autre de celle-ci. En effet, les particules de granulats sur les faces des fissures s'imbriquent et résistent aux déplacements de

cisaillement **Walraven, 1980, 1981** [40] [41] a développé un modèle d'imbrication des granulats qui relie la contrainte de cisaillement et la contrainte normale à l'ouverture de la fissure, au déplacement de cisaillement. L'intensité du frottement est influencée par la rugosité des lèvres de la fissure, par sa forme et par son ouverture. En particulier, une capacité inférieure de transmission des efforts de cisaillement sera observée avec l'augmentation de l'ouverture de la fissure ou avec la diminution de sa rugosité. Les principaux facteurs qui influent sur la capacité d'imbrication des granulats sont: la microstructure du béton, l'énergie de rupture du béton **Ghazavy-Khorasgany et Gopalaratnam, 1993** [42], la taille des granulats **Sherwood et al. 2007** [43] et le type de granulat **Regan et al. 2005** [44]. Avec des granulats de calcaire et d'argile, cela conduira à de faibles capacités d'imbrication, la rugosité des lèvres d'une fissure étant réduite. Longtemps négligé comme mécanisme de résistance au cisaillement, on sait maintenant que la contribution de l'engrènement des granulats sur la capacité au cisaillement dans les poutres est estimée entre 33% **Taylor, 1974** [35] et 70% **Sherwood et al. 2007** [43].

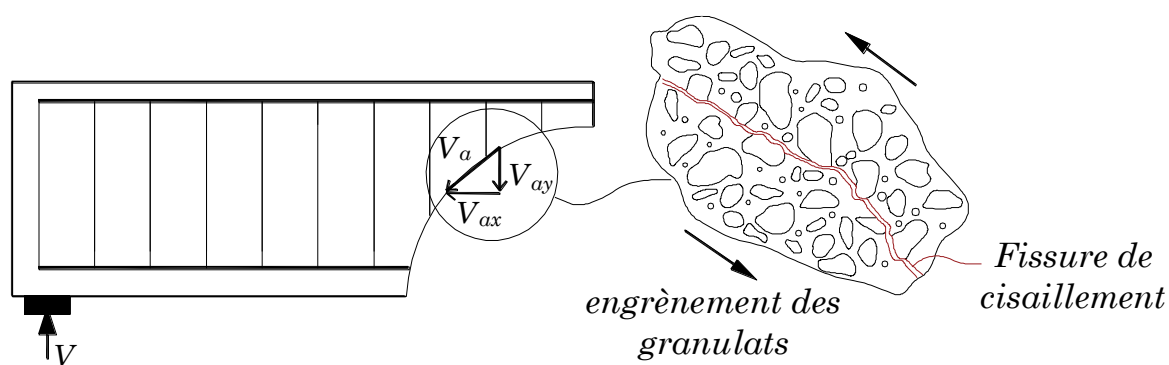


Figure 2.14 : Imbrication mécanique des agrégats

2.1.2.4 L'effet de goujon des armatures flexionnelles V_a

L'action de goujon est la résistance d'une armature de renforcement, traversant une fissure lors d'un déplacement de cisaillement **Walraven, 1980** [40]. L'effet de goujon entre donc en action lorsqu'un déplacement se produit le long de la fissure de cisaillement. Les barres sont alors cisailées ce qui contribue à la résistance aux efforts de cisaillement. L'intensité de l'effet de goujon dépend de la quantité des armatures longitudinales, leur diamètre, leur espacement, ainsi que leur rigidité au cisaillement. Les caractéristiques de la liaison acier/béton, la rigidité du béton d'enrobage ainsi que sa résistance en traction jouent également un rôle important **Taylor, 1974** [35], **Lubell, 2006** [16], **Ince et al. 2007** [45].

L'action de goujon dans les dalles pourrait être moins importante que dans les poutres car la fissure de cisaillement ne s'ouvre pas sur toute la largeur de l'élément, en raison également de la continuité fournie par les armatures dans les deux directions, de sorte que le goujon ne sera pas activée autant que dans une poutre étroite rompant en cisaillement **Cope, 1985** [46]. La contribution de l'action de goujon sur la capacité au cisaillement des éléments en béton est estimée entre 15% **Taylor, 1974** [35] et 30% pour le poinçonnement dans les dalles **Long, 1975** [47].

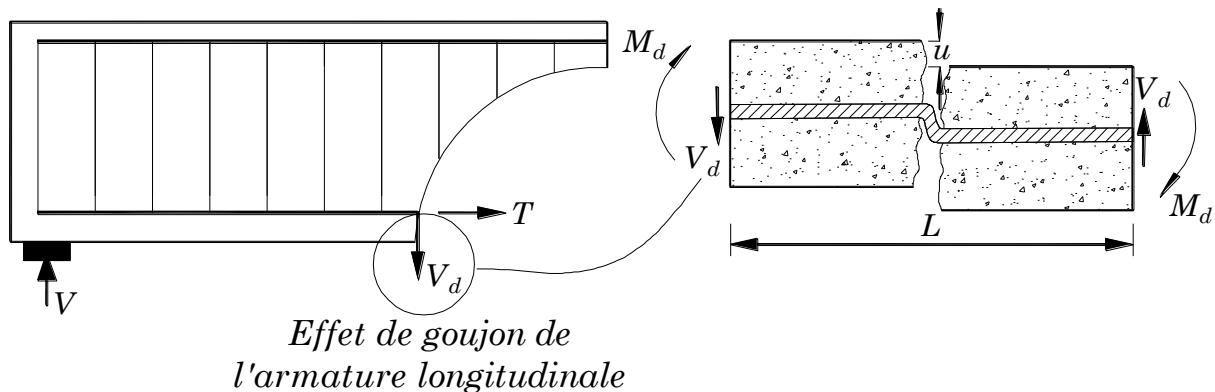


Figure 2.15 : Effet de goujon des armatures flexionnelles

2.1.2.5 L'action d'arche par bielle de compression

L'effort de cisaillement peut être transmis directement vers les appuis par la formation d'une arche de compression: on parle d'action d'arche (ou bielle de compression quand elle a une forme droite) (**Figure 2.16**). Ce mécanisme est le plus souvent fréquent lorsque les charges sont proches du support (éléments profonds, ratio $a/d < 2.5$) **Kani, 1964** [48], **Kuchma et Collins, 1998** [37] et conduit à une capacité au cisaillement accrue bien au-delà de la charge de fissuration inclinée **Kim et al. 1999** [49].

Les paramètres influençant l'action d'arche sont: l'agencement des armatures, les armatures en couches conduisant à une plus petite épaisseur pour l'action d'arche, l'ancrage des tirants **Ghazavy-Khorasgany et Gopalaratnam, 1993** [42], **Rafla, 1971** [50], le type de renforcement, l'utilisation des barres simples facilitent l'action d'arche comparé à des barres nervurées **Reineck, 1991** [36]. Etant donné que l'effet d'arche est régi par la géométrie de la configuration de chargement et entraîne une capacité de cisaillement bien au-delà de la charge de fissuration inclinée, aucune proportion de sa contribution sur la capacité au cisaillement ne peut être donnée.

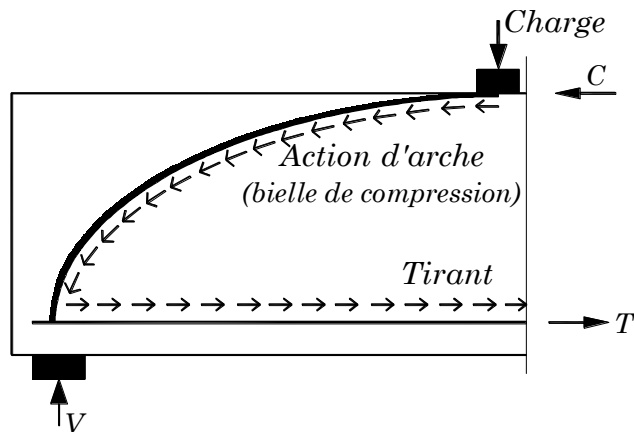


Figure 2.16 : Effet d'arche (bielle de compression)

2.1.2.6 La contribution de l'armature de cisaillement

Dans les poutres et dalles soumises à des sollicitations de cisaillement, l'action de tous les modes de transmission du cisaillement abordés précédemment peut être renforcée par la présence d'armatures de cisaillement. Leur rôle principal est d'augmenter la résistance au cisaillement. L'activation des armatures de cisaillement est essentiellement due à la formation de fissures inclinées qui les traversent. Ces armatures contribuent à la résistance au cisaillement de plusieurs façons **Massicote, 2009** [31]:

- Elles Participent à la reprise d'un effort de traction vertical en ajoutant une contribution V_s .
- Elles réduisent l'ouverture des fissures, ce qui permet d'avoir un meilleur engrènement des granulats.
- Elles soutiennent les armatures longitudinales ce qui améliore l'effet de goujon. En effet, en l'absence d'armature de cisaillement, la force induite dans l'armature longitudinale augmente. Le cheminement des efforts en présence d'armatures de cisaillement peut s'apparenter à celui d'un treillis.
- Elles aident au confinement du béton ce qui améliore sa résistance.
- Elles améliorent la ductilité. Dans le cas d'une ouverture importante de la fissure diagonale, la diminution de la capacité de transmission de l'effort de cisaillement par imbrication des granulats peut être atténuée par l'action directe des étriers. Ce qui permet d'éviter ainsi une perte soudaine de la résistance de la structure.

Plusieurs recherches ont été effectuées pour quantifier la contribution des renforts de cisaillement sur le comportement au cisaillement des éléments en béton armé. Ces études montrent clairement les principales contributions du renforcement de cisaillement établi par

Massicote, 2009 [31]. Les premières recherches sur l'effet des renforts de cisaillement se trouvent dans les observations faites par **Hawkins, 1974** [51] sur le comportement au cisaillement des dalles. Les résultats des tests indiquent que l'armature de cisaillement augmente la résistance au cisaillement des dalles. Plus tard, plusieurs autres chercheurs ont également abouti la même conclusion **Chana et Desai, 1992** [52], **Gomes et Regan, 1999** [53], **Oliveira et al. 2000** [54], **Regan et Samadian, 2001** [55], **Ruiz et Muttoni, 2009** [56], **Vollum et al. 2010** [57], **Trautwein et al. 2011** [58], **Carvalho et al. 2011** [59]. Plus récemment, les tests menés par **Lips et al. 2012** [60], **Lubell et al. 2009** [61] et la dissertation écrite par **Campana, 2013** [62] ont largement contribué à montrer l'amélioration de la ductilité fournie par les renforts de cisaillement.

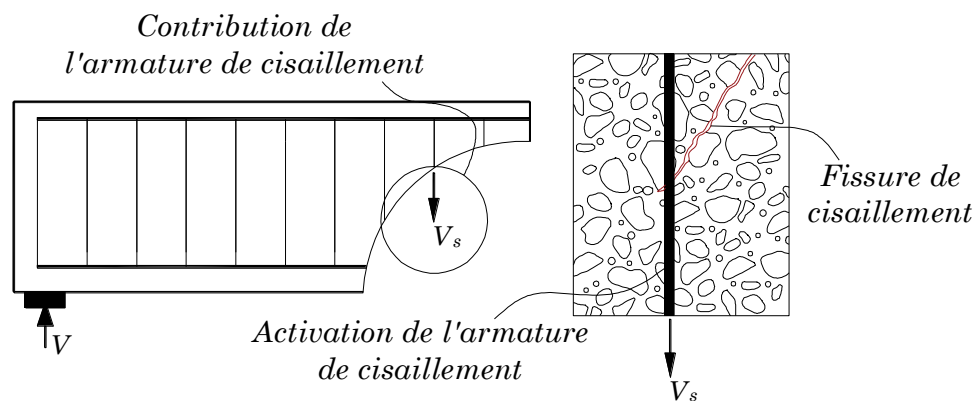


Figure 2.17 : Contribution de l'armature de cisaillement

2.1.3 Paramètres influençant la résistance au cisaillement

Plusieurs paramètres et détails de construction doivent être pris en compte dans l'estimation de la résistance au cisaillement des éléments en béton armé puisqu'ils influencent les divers mécanismes présentés à la section précédente. Les principaux paramètres que l'on retrouve dans la documentation sont : la résistance à la compression du béton, la taille des granulats, le rapport a/d , le taux d'armatures longitudinales, le taux d'armatures transversales, le taux d'armatures de cisaillement (pour les éléments renforcés en armatures de cisaillement) qui n'est pas abordé dans notre étude, la hauteur effective de l'élément faisant intervenir l'effet d'échelle, l'effort normal de compression ou de traction.

2.1.3.1 La résistance à la compression du béton

La résistance à la compression du béton n'affecte pas directement la résistance au cisaillement du béton. Traditionnellement c'est la résistance en traction du béton qui est

considérée comme facteur influent **Lantsoght et al. 2013** [19]. Aux fins de conceptions, la résistance en traction est calculée à partir de la résistance en compression avec une relation en racine carrée ou en racine cubique. Par exemple pour la norme américaine **ACI 318-14** [1], la résistance en traction est proportionnelle à la racine carrée de la résistance en compression du béton ($\sqrt{f_c}$) suite aux travaux de **Moody et al. 1954** [63], tandis que pour l'Eurocode 2 **CEN. Eurocode 2, 2005** [6] elle est proportionnelle à la racine cubique de la résistance en compression ($\sqrt[3]{f_c}$) comme dans les résultats de **Perez et al. 2010** [64]. La relation entre la résistance en compression du béton et la capacité au cisaillement de poutres a été déterminée en se basant sur une évaluation statistique d'une vaste base de données de tests de cisaillement, entre autres ceux de **Koenig et Fischer, 1995** [65] et **Regan, 1987** [66].

Angelakos et al. 2001 [67] ont étudié l'influence de la résistance en compression du béton sur la capacité au cisaillement de poutres en béton armé pour des résistances en compression variant de 21 MPa à 98 MPa. Aucune influence de la résistance à la compression du béton sur la capacité au cisaillement des poutres n'a pu être observée (**Figure 2.18**). **Kani, 1967** [68] avait également postulé que l'influence de la résistance en compression du béton sur la résistance au cisaillement des poutres en béton armé sans armatures de cisaillement est négligeable et peut être omise dans l'analyse de la capacité au cisaillement.

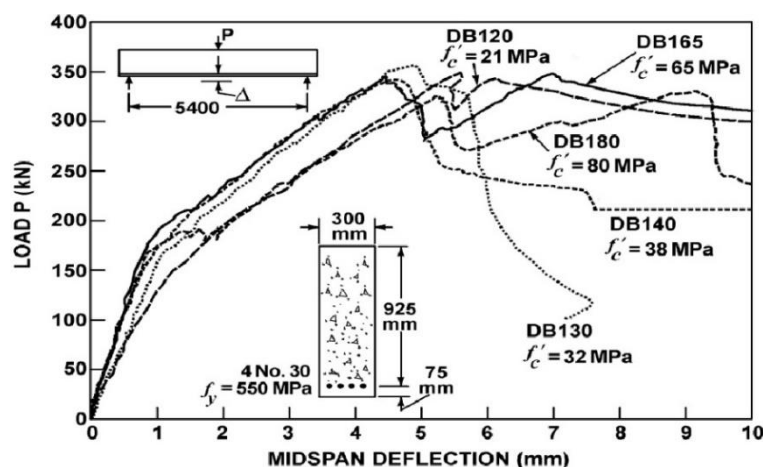


Figure 2.18 : Influence de la résistance en compression du béton sur la capacité en cisaillement de poutres en béton armé **Angelakos et al. 2001** [67]

Plus récemment **Lantsoght et al. 2013** [19] ont abouti à la même conclusion que **Angelakos et al. 2001** [67] en étudiant l'influence de la résistance en compression du béton cette fois-ci sur la résistance au cisaillement de dalles en béton armé. En comparant les résultats obtenus pour les dalles S2, S3, S4, S7 et S8 de leur étude dont les caractéristiques

sont présentes dans le **Tableau 2-3**, les auteurs n'ont observé en général aucune augmentation de la capacité en cisaillement avec l'augmentation de la résistance en compression du béton comme on peut le voir sur la **Figure 2.19**.

Dalle No.	f_{cm} (MPa)	f_{ct} (MPa)	ρ_l (%)	ρ_t (%)	a/d	Charge ultime (moyenne) P_u (kN)
S3	51.6	4.1	0.996	0.258	2.26	1354
S4	51.7	4.2	0.996	0.182	2.26	1135
S7	82.1	6.2	0.996	0.258	2.26	1123
S8	77.0	6.0	0.996	0.258	2.26	1419

Tableau 2-3 : Influence de la résistance en compression du béton sur la capacité en cisaillement de dalles en béton armé: Caractéristique des dalles testées de **Lantsoght et al. 2013** [19]

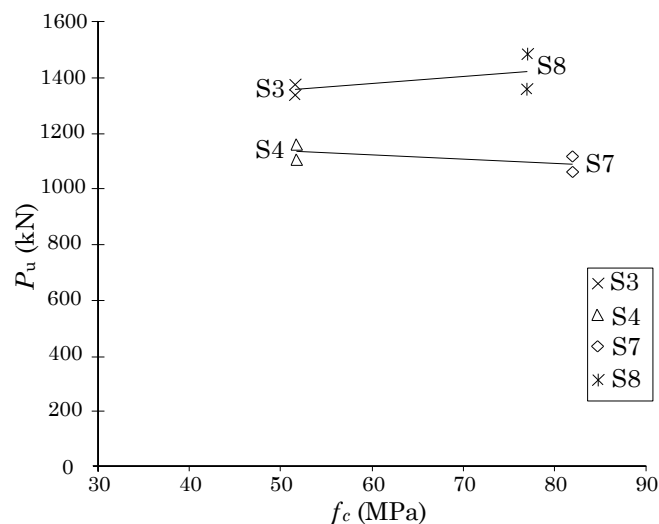


Figure 2.19: Influence de la résistance en compression du béton sur la capacité en cisaillement de dalles en béton armé **Lantsoght et al. 2013** [19]

L'augmentation moyenne de la résistance au cisaillement obtenue expérimentalement pour les dalles S3 et S4 par rapport aux dalles S7 et S8 est de 0.46% pour une augmentation de la résistance en compression du béton de 54%. L'augmentation prévue théoriquement de la capacité en cisaillement était de 24% pour une relation de proportionnalité en racine carré entre la résistance du béton en compression et celle en traction et 15% pour une relation de proportionnalité en racine cubique. Les résultats expérimentaux ne sont donc pas en accord avec l'augmentation prévue théoriquement de la capacité. Une rupture des granulats de béton a été observée pour le cas des dalles S7 et S8. **Lantsoght et al. 2013** [19] attribuent cela au fait que la résistance en compression du béton est influencée par la capacité d'engrènement des granulats. Selon **Sherwood et al. 2007** [43] comme mentionné précédemment en **section 2.1.2.3**, 70% de la résistance au cisaillement serait liée à l'engrènement des granulats.

Cependant pour des bétons à hautes performances, tel est le cas du béton des dalles S7 et S8, la capacité d'engrènement est réduite en raison de la faible porosité du milieu. L'agrégat lui-même devient alors l'élément à travers lequel la fissure de cisaillement passe créant ainsi une surface relativement lisse après fissuration. La faible capacité d'engrènement des granulats pour les bétons de haute performance pourrait expliquer pourquoi aucune augmentation de la résistance au cisaillement n'a été observée avec l'augmentation de la résistance en compression du béton.

2.1.3.2 La taille des granulats

Comme mentionné précédemment, l'effort de cisaillement peut être également transféré par imbrication mécanique des granulats. Il est également connu que les granulats forment environ 70% du volume d'un béton dit ordinaire et influencent directement les propriétés mécaniques de par leur forme, leur texture, leur rigidité et leur taille. Il est donc normal de penser qu'une variation de la taille de ces granulats influencerait l'intensité de l'effort de cisaillement pouvant être repris par le mécanisme d'engrènement des granulats, et de ce fait influencerait sur la capacité en cisaillement de la structure. **Sherwood et al. 2007** [43] ont étudié l'influence du diamètre maximal des granulats sur la résistance au cisaillement. Les auteurs montrent qu'une augmentation du diamètre maximal des granulats a comme effet d'augmenter la résistance au cisaillement des poutres. Toutefois, l'effet bénéfique de l'augmentation de la taille des granulats s'estompe à partir de granulats de diamètre maximal égal à 25 mm (**Figure 2.20a** et **Figure 2.20b**).

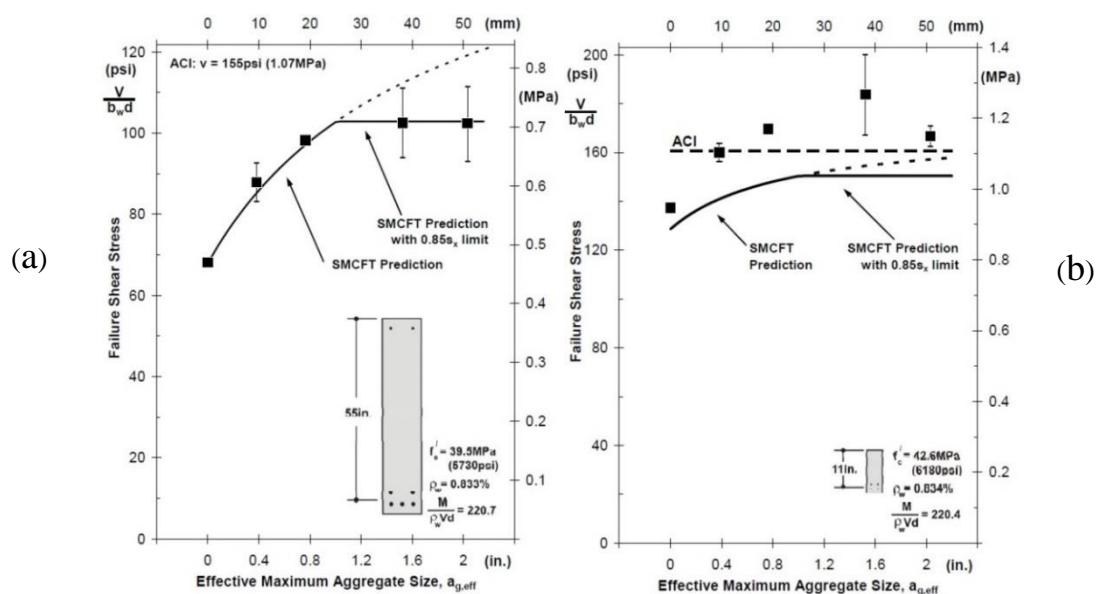


Figure 2.20 : Influence du diamètre maximal des granulats sur la résistance au cisaillement **Sherwood et al. 2007** [43]

Pour des poutres de hauteur effective $d=1400\text{mm}$ (55in), **Sherwood et al. 2007** [43] ont noté une augmentation de la capacité au cisaillement de 24% pour des granulats de tailles variant de 9.5 mm à 51 mm. Pour la même plage de taille de granulat, et pour des poutres de hauteur effective inférieure soit $d=280\text{mm}$ (11in), l'augmentation de la résistance au cisaillement s'est vue réduite à 6%.

Specimen	Specimen Properties				Experimental Observations				ACI Method	SMCFT Method
	ρ_1 (%)	$A_v f_y / b_w s$	f_c (MPa)	$a_{g,eff}$ (mm)	P_{exp} (kN)	V_{exp} (kN)	v_{exp} (kN)	$v_{exp} / f_c^{0.5}$	v_{exp} / V_{ACI}	v_{exp} / V_{SMCFT}
L-10N1	0.83	0	38.4	9.5	499	265	0.63	0.10	0.60	1.09
L-10N2	0.83	0	40.3	9.5	454	242	0.58	0.09	0.53	0.98
L-10H	0.83	0	73.6	0	449	240	0.57	0.07	0.41	1.00
L-10HS	1.33	0.50	71.2	0	1388	710	1.69	-	0.88	0.95
L-20N1	0.83	0	31.4	19	499	265	0.63	0.11	0.66	1.02
L-20N2	0.83	0	33.2	19	500	266	0.63	0.11	0.64	1.00
L-40N1	0.83	0	28.1	38	453	242	0.58	0.109	0.63	0.83
L-40N2	0.83	0	28.5	38	545	288	0.69	0.128	0.75	0.99
L-50N1	0.83	0	41.0	51	512	272	0.65	0.101	0.59	0.78
L-50N2	0.83	0	40.1	51	565	298	0.71	0.112	0.66	0.86
L-50N2R	0.83	0	40.1	51	614	323	0.77	0.121	0.71	0.93
S-10N1	0.83	0	41.9	9.5	72.7	36.6	1.07	0.17	0.98	1.11
S-10N2	0.83	0	41.9	9.5	76.1	38.3	1.12	0.17	1.02	1.16
S-10H	0.83	0	77.3	0	74.9	37.7	1.10	0.13	0.80	1.07
S-10HS	1.34	0.50	77.3	0	132	66.3	1.94	-	0.99	1.08
S-20N1	0.83	0	39.2	19	77.7	39.1	1.15	0.18	1.07	1.16
S-20N2	0.83	0	38.1	19	75.9	38.2	1.12	0.18	1.06	1.14
S-40N1	0.83	0	29.1	38	83.0	41.8	1.22	0.23	1.32	1.30
S-40N2	0.83	0	29.1	38	69.3	34.9	1.02	0.19	1.10	1.08
S-50N1	0.83	0	43.5	51	76.5	38.5	1.13	0.17	1.01	1.03
S-50N1	0.83	0	43.5	51	80.6	40.6	1.19	0.18	1.06	1.09

Tableau 2-4 : Influence du diamètre maximal des granulats sur la résistance au cisaillement **Sherwood et al. 2007** [43]

2.1.3.3 Le rapport a/d

- **Le cas des poutres**

L'élançement d'une structure peut être quantifié par le rapport a/d entre la longueur de la portée d'effort de cisaillement « a » qui représente la distance entre l'appui et le point d'application de la charge, et la hauteur effective « d » de l'armature flexionnelle. Nous avons vu précédemment que ce rapport est utilisé entre autre pour distinguer les éléments profonds

($1 < a/d < 2.5$) des éléments élancés ($2.5 < a/d < 6$) associés chacun à des modes de ruptures différents. Ce rapport influence la proportion relative des efforts de cisaillement et de flexion, c'est pourquoi sa variation agit sur le comportement structural. Lorsque les charges les plus importantes sur l'élément sont des charges réparties, ce rapport peut être remplacé par $M/(V \times d)$ qui est équivalent.

A partir des essais de cisaillement sur les poutres en béton armé, on sait que le rapport (a/d) est un paramètre important influençant la capacité de cisaillement et a été identifié comme tel dans les premières recherches sur le cisaillement des poutres **Talbot, 1909** [69], **Richart, 1927** [70], **Clark, 1951** [71]. Plus tard, **Kani, 1964** [48] a montré que le ratio a/d affectait le rapport entre le moment ultime et le moment théorique de rupture par flexion M_u/M_{fl} , trouvaille connue sous le nom de « vallée de Kani » **Kani, 1966, 1967** [72] [68], **Kani et al. 1979** [34], **Collins et al. 2008** [73] [74] montrent que pour des configurations telles que $a/d < 2.5$ (éléments profonds), cela conduit à une augmentation significative de la capacité au cisaillement à mesure que le rapport a/d diminue (**Figure 2.21**). Comme abordé précédemment, plus l'élément est profond plus une grande partie des charges est transmise directement à l'appui par action d'arche lié au développement d'une bielle de compression. La capacité de cette bielle augmente à mesure que son inclinaison devient plus raide.

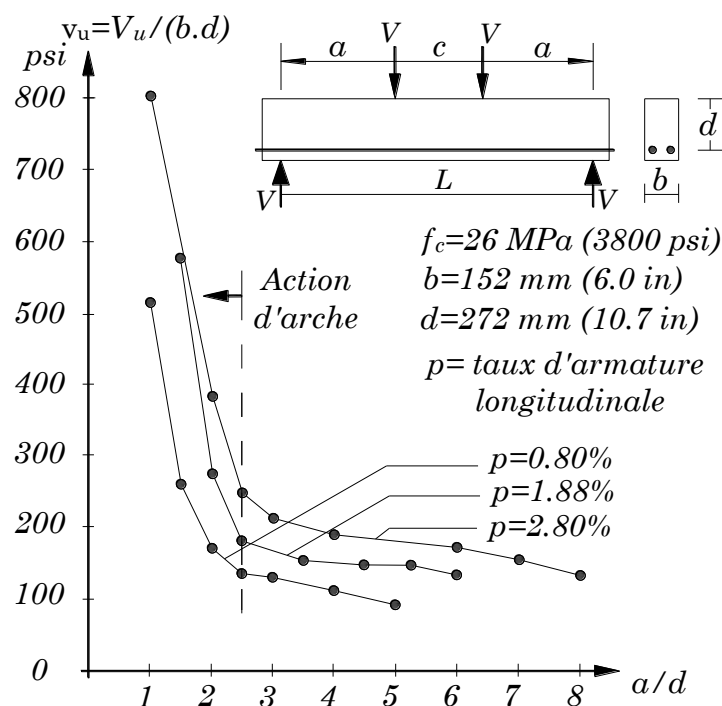


Figure 2.21 : Influence du rapport a/d sur la résistance au cisaillement des poutres **Kani, 1967** [68]

Pour tenir compte de cet accroissement de la capacité en cisaillement avec la diminution de l'élanement, l'EN 1992-1-1: 2005, section 6.2.2 (6) **CEN. Eurocode 2, 2005** [6] stipule que lorsque les charges sont appliquées sur la face supérieure de l'élément, à une distance a_v telle que $0.5d \leq a_v < 2d$, alors la contribution de cette charge à l'effort tranchant peut être multipliée par un facteur de réduction $\beta_{EC2} = \frac{a_v}{2d}$. Lorsque $a_v \leq 0.5d$ une valeur constante $\beta_{EC2}=0.25$ est utilisée. Ce facteur β a été proposé sur la base des résultats d'essais sur des poutres **Regan, 1998** [75].

▪ Le cas des dalles

Dans le cas des dalles sous charges ponctuelles, l'influence du paramètre a/d n'est pas bien cernée lorsque la charge est rapprochée de l'appui. En effet l'hypothèse prise d'une diffusion horizontale de la charge à 45° des codes français conduit simultanément à une diminution de la largeur effective lorsque la distance de la charge au support diminue. Pour une contrainte maximale de cisaillement donnée v_u , une plus petite largeur effective $b_w = b_{eff}$ conduira par conséquent à une plus faible capacité en cisaillement $V_{Rd,c}$ suivant que : $V_{Rd,c} = v_u b_w d$. Il est pourtant connu comme discuté précédemment d'après les résultats d'essais en cisaillement sur poutres de Kani, qu'une diminution du rapport a/d d'environ 2.5 à 0.5 augmente considérablement la résistance au cisaillement. Ce phénomène étant lié à la formation d'une bielle de compression directe entre la charge et l'appui. Pour les dalles, cette augmentation significative de la capacité résultant du transfert directe de charge est théoriquement neutralisée par une diminution de la largeur effective.

Les études menées par **Lantsoght et al. 2013** [19], **Furuuchi et al. 1999** [76], **Cullington et al. 1996** [77], **Regan, 1982** [78], **Graf, 1933** [79] ont permis d'étudier l'influence du ratio a/d sur la résistance au cisaillement des dalles. Dans les études de **Lantsoght et al. 2013** [19] (**Tableau 2-5** et **Figure 2.22**), les dalles S3-S4 avec $a/d=2.26$ et $\beta=0.755$ et S5-S6 avec $a/d=1.51$ et $\beta=0.377$ sont analysées. Les résultats montrent bien une augmentation de la capacité au cisaillement avec la diminution du ratio a/d . Cependant sur la base du comportement des poutres (les facteurs β étant ceux recommandés de l'Eurocode 2 **CEN. Eurocode 2, 2005** [6]), la résistance au cisaillement des dalles S5 et S6 devrait être le double de celle des dalles S3 et S4. Les capacités au cisaillement de S3 et S4 comparés à celles de S5 et S6 montrent une augmentation de la capacité moyenne de seulement 26%. L'augmentation observée de la résistance au cisaillement dans les dalles est donc inférieure à celle escomptée en supposant un cisaillement des poutres, le facteur β prescrit par l'Eurocode

2 ayant été fixé comme mentionné précédemment sur la base du cisaillement de poutres **Regan, 1998** [75].

Mêmes observations faites dans les études de **Graf, 1933** [79]. Il était prévu une augmentation de la capacité de 44% pour les essais référenciés 1244 b1 et 1244 b2 avec des ratios a/d respectifs de 1.68 et 2.16. L'augmentation expérimentale obtenue était de seulement 7%. Une comparaison des essais 1245 b1 ($a/d=1.65$) et 1245 b2 ($a/d=2.12$) montre même une diminution de la résistance au cisaillement avec la diminution de a/d .

Reference	Nr	a/d	br (mm)	SS/CS	P_u (kN)
Lantsoght et al. 2013 [19]	S3T1	2.26	1250	SS	1371
	S3T4	2.26	1250	CS	1337
	S4T1	2.26	438	SS	1160
	S4T2	2.26	438	SS	1110
	S5T1	1.51	1250	CS	1804
	S5T4	1.51	1250	SS	1755
	S6T1	1.51	438	CS	1446
	S6T2	1.51	438	CS	1423
	S6T4	1.51	438	SS	1366
	S6T5	1.51	438	SS	1347

Tableau 2-5 : Influence du rapport a/d sur la résistance au cisaillement des dalles **Lantsoght et al. 2013** [19]

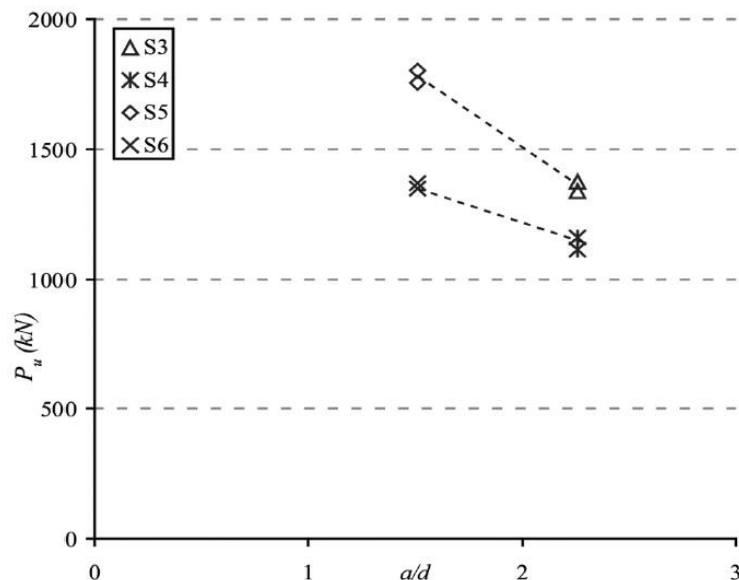


Figure 2.22 : Influence du rapport a/d sur la résistance au cisaillement des dalles **Lantsoght et al. 2013** [19]

Reference	Nr	a/d	β	P_U (kN)	$P_{U,exp,\beta}$ (kN)
Regan, 1982 [78]	2SS	2.16	0.72	130	-
	3SS	1.68	0.48	195	195
	4SS	1.44	0.24	230	390
Furuuchi et al. 1999 [76]	D-10-10	2.25	0.97	294	-
	A-10-10	1.75	0.72	294	396
	C-10-10	1.25	0.40	480	529
Graf, 1933 [79]	1244b2	2.16	0.36	147	-
	1244b1	1.68	0.25	157	212
	1245b2	2.12	0.36	206	-
	1245b1	1.65	0.25	196	297

Tableau 2-6 : Influence du rapport a/d sur la résistance au cisaillement des dalles **Regan, 1982** [78], **Furuuchi et al. 1999** [76], **Graf, 1933** [79]

On peut pourtant remarquer lorsqu'on analyse les bielles de compression dans les dalles sous charges concentrées, que cette faible augmentation de la capacité pour une diminution du ratio a/d entre 2.5 et 0.5 était prévisible. Pour cause, alors que dans les poutres, une bielle de compression bien définie se développe sur la distance « a », pour les dalles, un « éventail » de bielles peut se développer comme illustré sur la **Figure 2.23**. La **Figure 2.23** montre également l'influence de la largeur dans les dalles et la répartition transversale de la charge. Dans les poutres, seule la bielle de compression droite (a/d=1) peut se développer. Dans les dalles, le ratio a/d sera influencé par l'éventail de bielles et leur chemin de chargement associé.

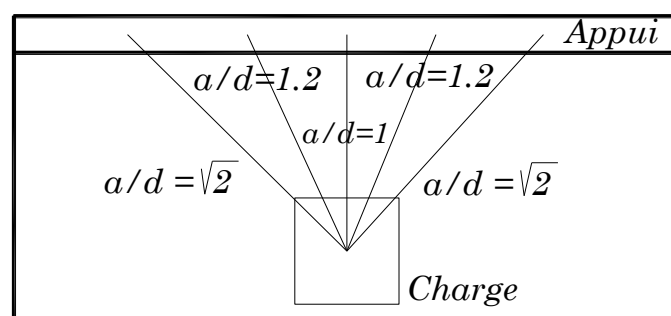


Figure 2.23 : Eventail de bielles de compression dans une dalle par rapport à une poutre sous charge localisée : ratios a/d plus élevées dans les dalles par rapport aux poutres.

2.1.3.4 Le taux d'armatures longitudinales

Les armatures longitudinales contribuent à la reprise des efforts de cisaillement. Elles participent à transmettre les contraintes de cisaillement par le mécanisme d'effet de goujon

discuté précédemment. L'accroissement du taux d'armatures longitudinales augmentera la performance de l'effet de goujon ce qui devrait conduire à une augmentation de la résistance au cisaillement.

En outre, l'utilisation des dalles épaisses et des poutres larges en béton armé dans les constructions des bâtiments a augmenté ces dernières années. Ces éléments nécessitent généralement une faible quantité d'armature longitudinale pour satisfaire la demande en flexion, car l'épaisseur structurelle de ces éléments est souvent dimensionnée pour éviter le besoin d'un renforcement en cisaillement. À la lumière de ce renforcement et du comportement fragile du béton sous cisaillement, l'importance d'identifier l'influence des détails de renforcement longitudinaux sur la capacité au cisaillement des dalles et des poutres s'est avérée indispensable. **Krefeld et Thurston, 1966 [80], Rajagopalan et Ferguson, 1968 [81], MacGregor et Gergely, 1977 [82], Kani et al. 1979 [34], Angelakos et al. 2001 [67], Yoshida, 2000 [83], Cao, 2001 [84], Tureyen et Frosch, 2003 [85], Khaja et Sherwood, 2013 [13], Lubell et al. 2009 [86], Gurutzeaga et al. 2015 [87]** entre autres ont contribué à mieux cerner l'influence des armatures longitudinales sur le comportement au cisaillement des dalles et/ou des poutres en béton armé.

- **Les travaux de Lubell et al. 2009 [86]**

Lubell et al. 2009 [86] ont étudié l'influence des armatures longitudinales sur le comportement au cisaillement de poutres larges et de dalles en béton armé sans armature de cisaillement. Les caractéristiques des dalles testées dans leur étude sont données dans le **Tableau 2-7**.

Specimen	bw (mm)	d (mm)	bw/d	h (mm)	L (mm)	a/d	ρ_l (%)	fc (MPa)	Vu (kN)
AY1	249	434	0.57	467	2600	3.00	0.328	40.7	85
AT-2/250B	252	439	0.57	471	2600	2.96	0.904	38.5	113
AX7	704	287	2.45	335	2080	3.62	1.04	41.0	249
AX6	703	288	2.44	338	2080	3.61	1.73	41.0	281
AW1	1170	538	2.17	590	3700	3.44	0.79	36.9	585
AW4	1168	506	2.31	590	3700	3.66	1.69	39.9	716

Tableau 2-7 : Influence du taux d'armatures longitudinales sur la résistance au cisaillement Lubell et al. 2009 [86].

Pour éviter l'influence d'un effet d'échelle (l'effet d'échelle étant la diminution de la capacité en cisaillement avec l'augmentation de l'épaisseur de l'élément que l'on détaillera dans les

prochaines sections) sur la résistance au cisaillement, seul les spécimens ayant la même épaisseur ont été comparés. Comme on peut le voir sur la **Figure 2.24** les résultats obtenus montrent que la résistance au cisaillement augmente lorsque le taux d'armatures longitudinales augmente. On note également une diminution de la charge de fissuration par flexion avec la diminution du taux de renforcement. Pour une diminution du taux d'armatures longitudinales, la charge de fissuration à la flexion (limite élastique) s'est vue également diminuée légèrement. Après la fissuration en flexion, on peut constater que le taux de renfort a une influence sur la rigidité en flexion des spécimens et la valeur de la déformation à la rupture. Plus, les spécimens ont un taux de renfort faible, plus leur rigidité en flexion diminue et leur déplacement à la rupture augmente. La différence de raideur est liée à une hausse de la propagation de fissures de flexion (microfissuration) dans la structure. Elle est nécessaire pour assurer l'équilibre des forces entre la zone comprimée et la zone tendue dans le renforcement.

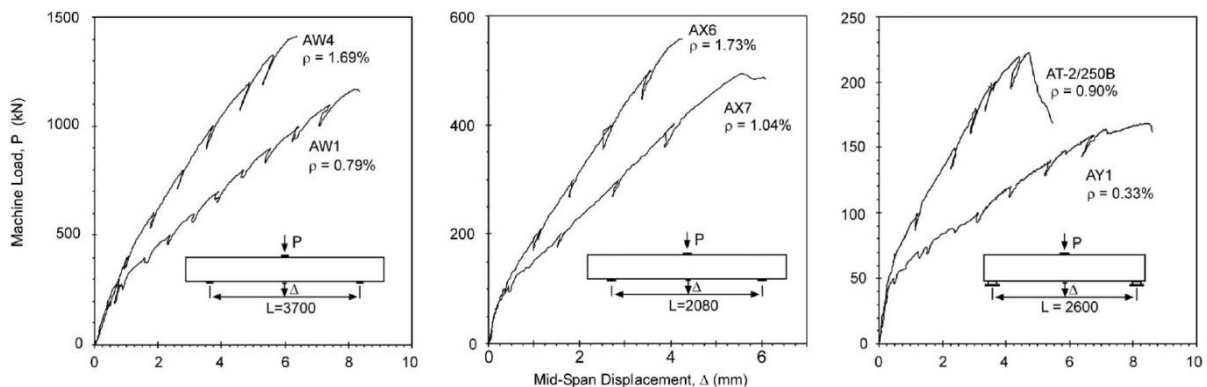


Figure 2.24 : Influence du taux d'armatures longitudinales sur la résistance au cisaillement **Lubell et al. 2009** [86].

De façon générale, pour établir l'influence de l'armature longitudinale sur la capacité au cisaillement, les essais en laboratoire sont souvent réalisés à l'aide des paramètres $M/\rho Vd$ ou ρ ($M/\rho Vd$ est équivalent à $(a/d)/\rho$). En effet le rapport sur le cisaillement de **ACI-ASCE Committee, 1962** [88] a proposé que les deux paramètres principaux influençant la contrainte de cisaillement à la rupture d'une structure en béton armé sans armature de cisaillement sont : $\sqrt{f_c}$ pris comme mesure de la résistance à la traction du béton, et $M/\rho Vd$ pris comme mesure de la contrainte dans l'armature longitudinale et dépendant du moment de flexion. C'est ce dernier paramètre $M/\rho Vd$ qui est pris en compte dans la formule de détermination de la capacité en cisaillement de la norme américaine **ACI 318-14** [1] et traduit l'influence des armatures longitudinales sur la résistance au cisaillement. La norme européenne **CEN. Eurocode 2, 2005** [6] quant à elle tient compte directement du taux

d'armatures longitudinales ρ_l . La norme canadienne **CSA23.3, 2004** [4] adopte une approche assez similaire en prenant en compte l'influence de l'armature longitudinale sur le cisaillement à travers la déformation axiale à mi-hauteur de l'élément ε_x . Dans une poutre par exemple, ε_x est présumée être égale à la moitié de la déformation dans le renforcement longitudinal en traction au moment de la rupture.

Toujours dans les études de **Lubell et al. 2009** [86], les relations entre la contrainte de cisaillement à la rupture et le taux de renforcement $M/\rho Vd$ ou ρ pour les six spécimens testés sont représentées sur la **Figure 2.25**. Pour chaque ensemble, l'élément avec le taux d'armature ρ le plus faible a conduit à une contrainte de cisaillement plus faible à la rupture (**Figure 2.25a**). De même, l'élément avec le ratio $M/\rho Vd$ le plus élevé, correspondant à des déformations de renforcement plus élevées, a conduit à une plus faible contrainte de cisaillement à la rupture (**Figure 2.25b**). Ces tendances étant cohérentes pour chaque ensemble de comparaison avec des hauteurs effectives variant de 287 à environ 538 mm.

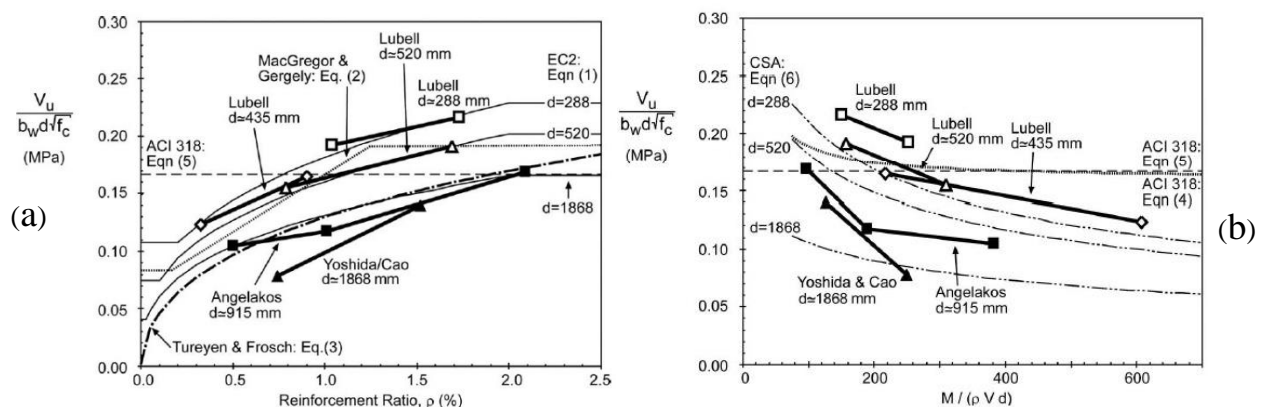


Figure 2.25 : Contrainte de cisaillement à la rupture: (a) taux d'armatures longitudinales ρ ; (b) ratio de demande en flexion par rapport au taux d'armatures $M/\rho Vd$ Lubell et al, 2009 [86]

Les résultats des essais d'**Angelakos et al. 2001** [67], **Yoshida, 2000** [83] et **Cao, 2001** [84] pour des ensembles d'éléments ayant des rapports a/d similaires (voir **Tableau 2-8**) sont également montrés sur la **Figure 2.25** et confirment les tendances obtenues dans les études de **Lubell et al. 2009** [86] pour des éléments d'épaisseurs jusqu'à $h=2000$ mm. La principale différence entre chaque ensemble de comparaison sur la **Figure 2.25** est la hauteur effective d , qui est liée à l'effet d'échelle. La séparation relative des ensembles de données reflète l'effet d'échelle, tandis que la pente de la tendance reflète l'influence du renforcement sur la capacité en cisaillement. Ainsi, adopter une approche en considérant les influences sur la capacité au cisaillement des effets d'échelle et des effets du renforcement comme des actions indépendantes est une simplification raisonnable. Il est à noter que tous les ensembles

d'éléments sur la **Figure 2.25** ont des rapports a/d similaires comprises entre 2.92 et 3.66, ce qui rend difficile de discernement de l'influence combinée de ρ et a/d .

Reference	Specimen	bw (mm)	d (mm)	h (mm)	L (mm)	a/d	ρ_1 (%)	f_c (MPa)	Vu (kN)
Angelakos et al. 2001 [67]	DB0.530	300	925	1000	5400	2.92	0.50	32.0	165
	DB130	300	925	1000	5400	2.92	1.01	32.0	185
	DB230	300	895	1000	5400	3.02	2.09	32.0	257
Cao, 2001 [84]	YB2000/0	300	1890	2000	10800	2.86	0.74	33.6	258
Yoshida, 2000 [83]	SB2012/0	300	1846	2000	10800	2.93	1.52	27.5	406

Tableau 2-8 : Propriétés des spécimens et résultats des essais de **Angelakos et al. 2001 [67]**, **Yoshida, 2000 [83]** et **Cao, 2001 [84]**

Dans les conceptions pratiques, le taux d'armatures longitudinales augmente proportionnellement avec le moment de flexion et par conséquent le paramètre $M/\rho Vd$ aura tendance à être assez constant. Pour le cas classique d'essais en laboratoire sur le cisaillement dans lequel des charges ponctuelles sont appliquées à proximité des supports, $M/\rho Vd$ est équivalent à $(a/d)/\rho$ et ce paramètre est proportionnelle à la déformation dans l'armature longitudinale à la rupture. Contrairement donc au cas concret où $(a/d)/\rho$ est assez constant, dans des expériences de laboratoire a/d et ρ sont des variables indépendantes et ρ est souvent intentionnellement fait irréaliste pour assurer qu'une rupture par cisaillement précède celle par flexion. Si les relations empiriques sont à même de fournir un bon ajustement à ces essais de laboratoire, ils peuvent ne pas fournir de bonnes prévisions pour les structures pratiques avec des combinaisons typiques de variables.

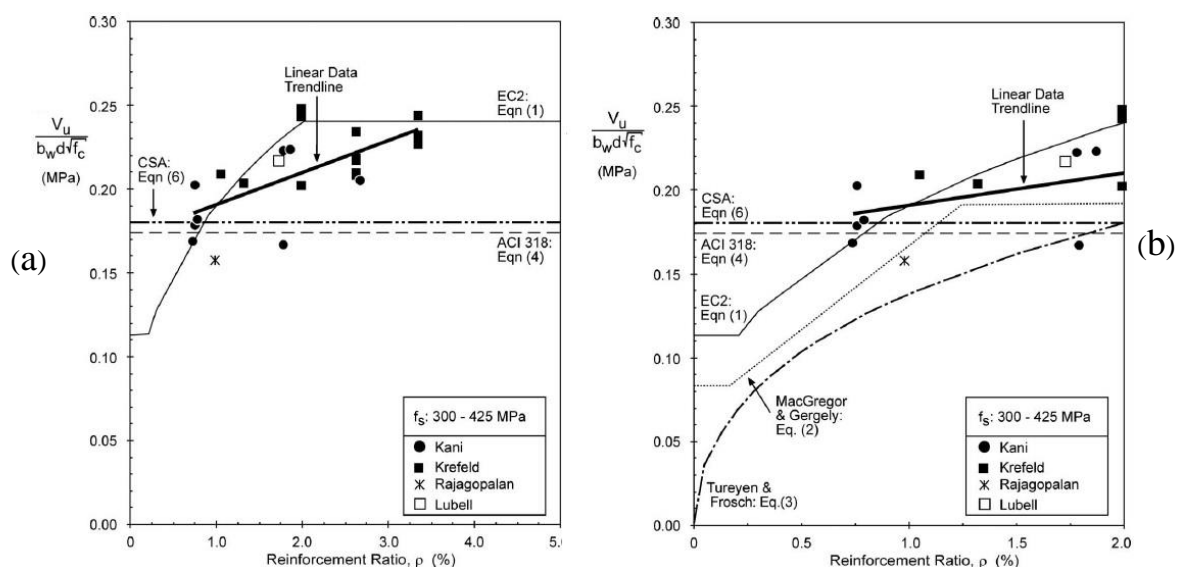


Figure 2.26 : Influence du taux d'armatures sur la capacité au cisaillement **Lubell et al, 2009 [86]**

Pour comprendre l'inter-relation des variables influençant la capacité au cisaillement, plusieurs centaines d'expériences ont été menées par **Kani et al, 1979** [34] à l'Université de Toronto, et par **Krefeld et Thurston, 1966** [80] à l'Université de Columbia, et **Rajagopalan and Ferguson, 1968** [81]. Dans ces programmes d'essai, des poutres rectangulaires simplement appuyées sans armatures d'efforts tranchant ont été soumises à des charges concentrées alors que les paramètres de conception que sont a/d , ρ et f_c ont été systématiquement variés. Les spécimens étudiés ont été choisis pour représenter un cas concret dans la pratique où la valeur de $(a/d)/\rho = M/\rho Vd$ se situe dans une gamme raisonnable. Pour s'assurer que les comparaisons relatives ne seraient pas influencées de manière significative par un effet d'échelle, seuls les spécimens ayant une hauteur effective comprise entre $d=243-288$ mm ont été retenus. L'ensemble de données réunis pour une analyse plus approfondie comprenait 97 spécimens: 31 de **Kani et al, 1979** [34], 53 de **Krefeld et Thurston, 1966** [80], et 12 de **Rajagopalan and Ferguson, 1968** [81] et le spécimen AX6 de **Lubell et al. 2009** [86]. Les résultats obtenus pour les spécimens dont la contrainte limite élastique du renforcement est comprise entre $f_y=300-425$ MPa (conformément aux propriétés d'aciers couramment utilisé en Amérique du Nord) sont présentés sur la **Figure 2.26**. La relation entre la contrainte de cisaillement à la rupture et le taux de renforcement est montrée et comparée aux trois codes de conception utilisée dans la pratique actuelle de l'industrie: **CEN. Eurocode 2, 2005** [6], **ACI 318-14** [1] et **CSA23.3, 2004** [4].

La **Figure 2.26a** montre que l'Eurocode 2 **CEN. Eurocode 2, 2005** [6] adopte une relation plus forte que ce qui est observé expérimentalement entre la capacité en cisaillement et le taux d'armature, avec des prédictions dangereuses de la capacité au cisaillement pour la plupart des spécimens dans cette étude, en particulier ceux ayant un taux d'armatures $\rho \geq 1\%$. Seuls quelques points sont inférieurs aux prédictions de l'**ACI 318-14** [1] et du **CSA23.3, 2004** [4]. Remarquons sur la **Figure 2.25** précédente que la résistance au cisaillement prédite par l'**ACI 318-14** [1], ne corrèle pas avec les résultats expérimentaux pour différentes hauteurs effectives ou différents ratios $M/\rho Vd$. La **Figure 2.26b** retrace les résultats obtenus en mettant en relief les spécimens avec un taux d'armatures $\rho \leq 2\%$. Les mêmes conclusions sont valables. En effet dans la pratique, de nombreuses dalles auront $\rho = 0.2 - 0.7\%$, et les poutres auront $\rho < 1.5\%$.

Sur les trois codes analysés, seule la norme canadienne **CSA23.3, 2004** [4] fournit une bonne corrélation avec les résultats expérimentaux à la fois pour les influences du taux d'armatures et de la hauteur effective des spécimens (**Figure 2.25** et **Figure 2.26**). Selon la

norme **CSA23.3, 2004** [4] que l'on détaillera dans les prochaines sections, ce n'est pas le taux d'armature longitudinal en soi qui régit la résistance au cisaillement, mais la déformation axiale de l'élément qui est fonction du taux d'armature et du moment de flexion coexistant. Le calcul de la résistance au cisaillement selon le **CSA23.3, 2004** [4] fait intervenir un facteur « d'effet de déformation » et un facteur « d'effet d'échelle ». L'influence du renforcement longitudinal est prise en compte dans le facteur « effet de déformation » à travers la déformation axiale de l'élément ϵ_x .

Pour mieux valider cette approche, **Lubell et al. 2009** [86] dans leur étude ont comparé le modèle **CSA23.3, 2004** [4] à une base de données plus large, au total 106 essais, soit les 97 essais notés précédemment plus neuf autres spécimens de leur étude. La relation obtenue avec le paramètre d'effet de déformation prenant en compte l'influence du renforcement est illustré sur la **Figure 2.27**. Comme escompté, une bonne corrélation est trouvée avec la partie effet de déformation du code.

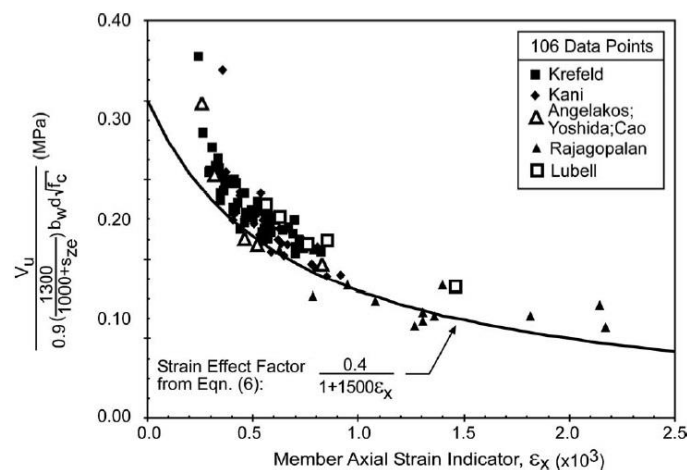


Figure 2.27 : Relation entre la capacité de cisaillement et l'indicateur de déformation ϵ_x **Lubell et al, 2009** [86]

- **Les travaux de Khaja et Sherwood, 2013** [13]

Khaja et Sherwood, 2013 [13] ont également réalisé des essais pour étudier l'effet du taux d'armatures longitudinales sur la résistance au cisaillement de poutres et de dalles en béton armé sans étriers. Les propriétés des spécimens testés dans leur étude sont données dans le **Tableau 2-9**.

Specimen	L (mm)	a (mm)	a/d (mm)	ρ_l (%)	M/ ρVd	f_c (MPa)	P_{exp} (kN)	v_{exp} (MPa)	$v_{exp}/$ $(f_c)^{0.5}$
First Side									
Series 1 : a/d constant									
MB-1	2200	750	3	0.57	526	51.4	112	0.62	0.087
MB-2	2200	750	3	0.86	351	49.4	148	0.82	0.117
MB-3	2200	750	3	1.14	263	51.4	171	0.95	0.133
MB-4	2200	750	3	1.71	175	51.4	215	1.19	0.167
MB-5	2200	750	3	2.28	132	51.5	230	1.28	0.178
Series 2 : M/ρVd constant									
MB-6	2200	750	3	0.86	351	50.4	155	0.86	0.121
MB-7	2600	1000	4	1.14	351	50.6	178	0.99	0.139
MB-8	3600	1500	6	1.71	351	49.7	178	0.99	0.140
MB-9	4600	2000	8	2.28	351	48.2	165	0.92	0.132
Series 4 : ratios a/d faibles									
MB-12	3000	500	2	0.57	51.6	51.6	168	0.93	0.130
MB-13	2200	500	2	1.14	51.0	51.0	239	1.33	0.186
MB-14	2200	500	2	2.28	50.9	50.9	403	2.24	0.314

Tableau 2-9 : Programme expérimental et résultats **Khaja et Sherwood, 2013** [13]

Les courbes charge/déplacement obtenues pour les spécimens des différentes séries sont illustrées sur la **Figure 2.28**. On peut d'abord voir pour les spécimens des séries 1 et 4 (**Figure 2.28a** et **Figure 2.28c**) que les rigidités post-fissuration augmentent à mesure que le taux de renforcement croît. Les charges de fissuration à la flexion de ces spécimens sont similaires, ce qui est prévisible étant donné leurs propriétés transversales identiques. On peut surtout remarquer le fait que les charges maximales atteintes dans les spécimens de la série 1 augmentent avec ρ croissant (**Figure 2.28a**), alors que les charges maximales atteintes dans les échantillons de la série 2 sont quasi-similaires (**Figure 2.28b**). Rappelons comme on peut le voir dans le **Tableau 2-9** que les spécimens de la série 2 ont un ratio $M/\rho Vd$ constant. **Khaja et Sherwood, 2013** [13] montrent donc que l'augmentation de ρ associée aux augmentations dans a/d de manière à ce que le rapport $M/\rho Vd$ soit constant, engendrera des contraintes constantes de défaillance en cisaillement. Il semblerait donc ici que ce n'est pas le taux d'armature longitudinal en soi qui régit la résistance au cisaillement mais le ratio $M/\rho Vd$. Ces résultats viennent confirmer pourquoi c'est ce ratio qui est pris en compte dans l'**ACI 318-14** [1] pour traduire l'influence des armatures longitudinales sur la résistance au cisaillement. Dans le cas donc de conceptions pratiques où le taux d'armature double quand le moment de flexion double, alors la résistance au cisaillement restera la même.

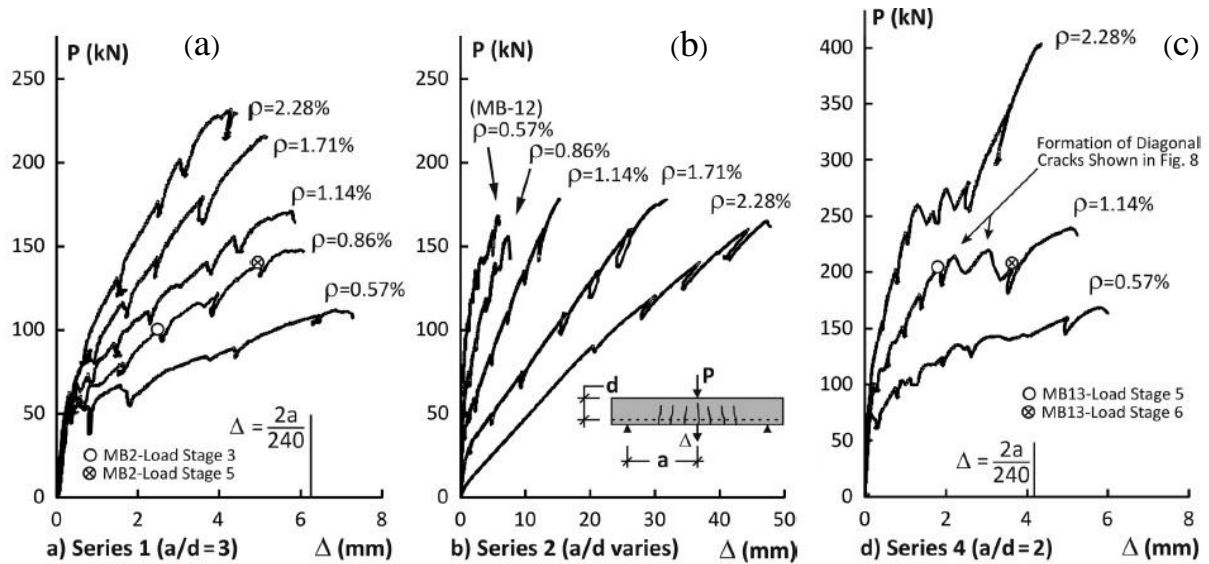


Figure 2.28 : Courbes charge/déplacement pour les séries 1, 2 et 4 Khaja et Sherwood, 2013 [13].

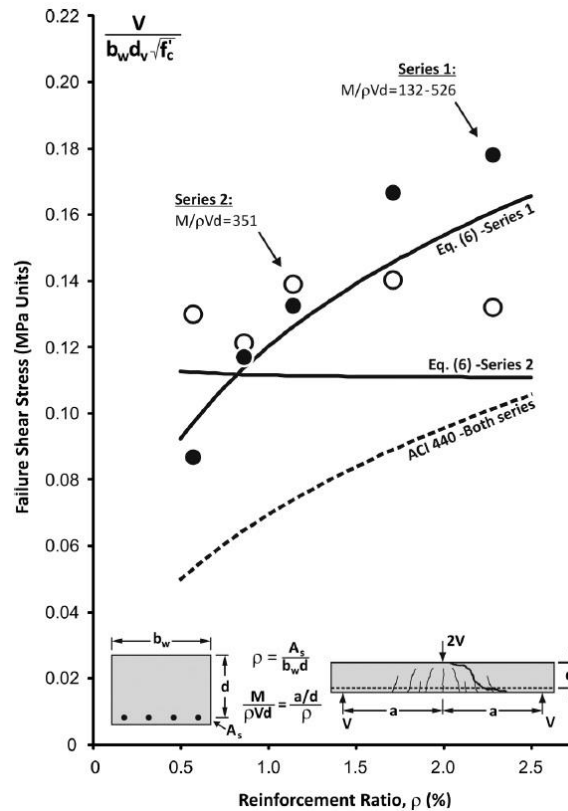


Figure 2.29 : Contraintes de cisaillement des séries 1 et 2 Khaja et Sherwood, 2013 [13]

Khaja et Sherwood, 2013 [13] ont également comparé les résultats de leur étude aux prédictions de ACI Committee 440, 2006 [89] et celles de Hoult et al, 2008 [90]. Notons que la formule de prédiction du cisaillement de Hoult et al, 2008 [90] est une simple adaptation de la norme canadienne CSA23.3, 2004 [4]. En effet pour des éléments ayant des déformations très élevées, le code CSA23.3, 2004 [4] prédit de manière conservatrice les

forces de cisaillement. Dans ces cas, une version plus précise du code a donc été développée par **Hoult et al, 2008** [90]. Les résultats des comparaisons sont illustrés sur la **Figure 2.29**. On peut voir que les prédictions faites en utilisant la proposition de **Hoult et al, 2008** [90] (Eq. (6) sur la Figure 2.29) corrélient très bien la variation des contraintes de cisaillement expérimentale: l'augmentation des forces de cisaillement est parfaitement prévue pour les spécimens de la série 1, alors que des intensités de cisaillement presque constantes sont prévues pour les spécimens de la série 2 ce qui est conforme aux essais. D'autre part, l'**ACI Committee 440, 2006** [89] prédit une augmentation des forces de cisaillement à la fois pour les séries 1 et 2, ce qui ne correspond pas au comportement expérimental. Tout comme dans les travaux de **Lubell et al. 2009** [86], les prédictions faites sur la base du code **CSA23.3, 2004** [4] sont celles qui corrélient mieux avec les résultats expérimentaux.

- **Les travaux de Gurutzeaga et al, 2015 [87]**

Gurutzeaga et al. 2015 [87] plus récemment ont également analysé l'influence de l'armature longitudinale sur le comportement au cisaillement de dalles en béton armé. Les caractéristiques des spécimens testées dans leur étude sont données dans le **Tableau 2-10**.

Specimen	bw (mm)	h (mm)	d (mm)	fc (MPa)	a/d	Long. Reinf bars/spacing	ρ_l (%)	Trans. Reinf	v_{failure} (MPa)	V_{failure} (kN)
I/S/316/t.r.	2000	250	213	37.4	2.94	7Ø25/316	0.81	Ø8/200	1.13	566
I/S/316/0	2000	250	213	37.4	2.94	7Ø25/316	0.81	-	1.04	521
I/S/119/t.r.	2000	250	217	37.4	2.88	17Ø16/119	0.79	Ø8/200	1.06	513
I/S/119/0	2000	250	217	37.4	2.88	17Ø16/119	0.79	-	1.20	600
I/B/150/t.r.	250	250	217	37.4	2.88	2Ø16/150	0.74	Ø6/200	1.02	64
II/S/250/t.r./A	1100	200	165	35.4	3.03	5Ø20/250	0.87	Ø6/200	1.26	277
II/S/250/t.r./B	1100	200	165	35.4	3.03	5Ø20/250	0.87	Ø6/200	1.28	281
II/B/65/t.r./A	230	200	169	35.4	2.96	3Ø12/65	0.89	Ø6/200	1.17	54
II/B/65/t.r./B	230	200	169	35.4	2.96	3Ø12/65	0.89	Ø6/200	1.15	53

Tableau 2-10 : Propriété des spécimens et résultats des essais **Gurutzeaga et al. 2014** [87]

Les courbes charge/déplacement obtenues pour les spécimens I/S/119/t.r., I/S/119/0, I/S/316/t.r., I/S/316/0 sont illustrées sur la **Figure 2.30**. On peut remarquer que les spécimens avec un plus grand espacement entre les armatures longitudinales (I/S/316/t.r. et I/S/316/0) sont moins rigides que ceux ayant un espacement réduit (I/S/119/t.r., I/S/119/0) bien que les taux d'armatures longitudinales soient quasi-similaires. Au-delà donc du taux de renforcement

longitudinal, l'espacement entre les barres de renfort serait également un facteur influençant le comportement global en cisaillement de la structure. Selon **Gurutzeaga et al. 2015** [87] cet effet est probablement dû à un faible effet de raidissement en traction du béton « tension stiffening » lorsque l'espacement des barres est plus grand parce que la quantité de béton qui contribue en traction à la liaison avec l'acier est réduite. Il est bien connu que lorsque la contrainte de traction de béton dans un élément atteint la résistance à la traction, la fissuration se développe. Simultanément, la charge portée par le béton avant la fissuration est transférée au renforcement traversant la fissure. Ensuite, les barres de renforcement transfèrent des contraintes de traction locales au béton situé entre les fissures grâce à des contraintes de liaison à l'interface acier-béton. L'adhérence permet au béton intact de résister à des efforts de traction, réduisant ainsi le niveau moyen d'effort dans l'acier, ce qui permet d'offrir une plus grande rigidité. Ce phénomène résultant de la formation de fissures et de la liaison entre l'acier et son béton environnant est défini comme l'effet de raidissement en traction du béton « tension stiffening » **YUI et Vecchio, 2003** [91], **Elenas et al. 2006** [92]. Il s'agit d'une propriété ni du renforcement ni du béton. C'est une propriété typique qui apparaît uniquement dans le matériau composite en béton armé où les deux matériaux constitutifs sont présents.

Plus l'espacement entre les armatures longitudinales est réduit, plus la quantité de béton en contact avec ces armatures est grande ce qui favorise cet effet de raidissement en traction. Ceci expliquerait la rigidité plus élevée des spécimens I/S/119/t.r, I/S/119/0 par rapport aux spécimens I/S/316/t.r et I/S/316/0.

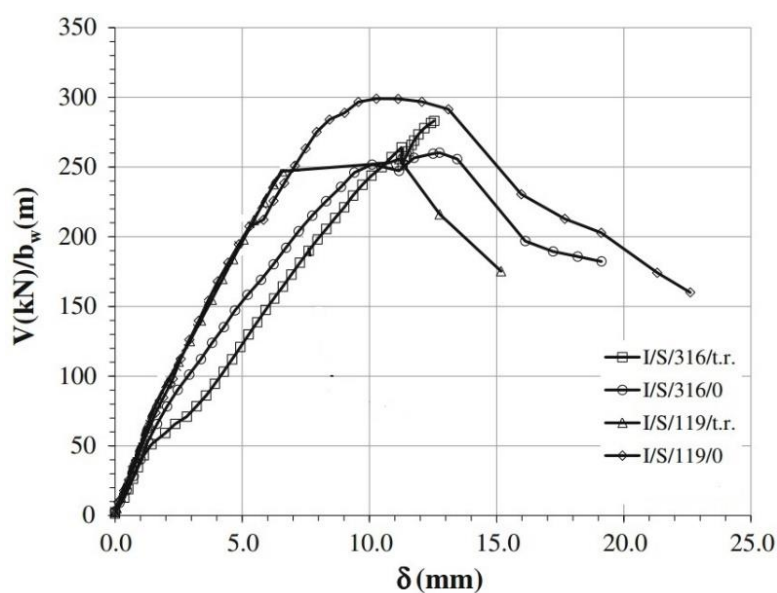


Figure 2.30 : Courbes charge-flèche des spécimens **Gurutzeaga et al. 2015** [87]

Gurutzeaga et al. 2015 [87] ont également noté que l'espacement entre les armatures longitudinales a une influence sur la surface de rupture comme on peut le voir sur la **Figure 2.31**. Tandis que les faciès de rupture sont uniformes sur la largeur pour les spécimens ayant un espacement réduit entre les armatures longitudinales I/S/119/t.r, I/B/150/t.r, II/B/65/t.r./A, pour le cas d'espacements plus élevés, le faciès de rupture est irrégulier, globalement plus large et parsemé de bosses. Selon les auteurs, cette dernière surface de rupture s'explique par la formation d'un mécanisme de résistance tridimensionnel créé par les bielles, qui sont inclinés pour atteindre le renforcement longitudinal. Cet effet produit une augmentation de la zone de rupture et de l'effet d'engrènement des granulats. C'est le cas des spécimens I/S/316/t.r, I/S/316/0, II/S/250/t.r./B.



Figure 2.31 : Faciès de rupture des spécimens **Gurutzeaga et al. 2015** [87]

2.1.3.1 Le taux d'armatures transversales

L'influence des armatures transversales n'est généralement pas prise en compte dans le cas du cisaillement à sens unique. Les méthodes de calcul du cisaillement unidirectionnel sont issues d'essais réalisés sur des poutres. Les poutres en générale sont dépourvues d'un renforcement en armatures transversales, ceci lié au fait qu'aucun moment ne peut se produire dans la direction transversale. **Sherwood et al. 2006** [93] ont montré qu'il n'existe aucune influence des armatures transversales sur la résistance au cisaillement de dalles portant dans un sens lorsque le chargement est reparti uniformément sur toute la largeur. Dans ce cas de chargement toutes les sollicitations transversales sur la dalle sont nulles de telle sorte qu'elle

se comporte comme une poutre. Dans les études **Gurutzeaga et al. 2015** [87] dont les propriétés des spécimens et les résultats expérimentaux sont données dans le **Tableau 2-10**, l'influence du renforcement transversal sur la capacité en cisaillement n'a pu être quantifiée en fonction des données expérimentales disponibles dans leur programme. En effet, pour la dalle avec un espacement réduit entre les armatures longitudinales (I/S/119), une réduction de 14.5% de la capacité en cisaillement a été observée lorsque la dalle contenait un renfort transversal (I/S/119/t.r), tandis que pour la dalle avec un espacement plus élevé entre les armatures longitudinales (I/S/316), le renforcement transversal a permis d'augmenter la capacité en cisaillement de 8.6%.

Dans le cas de dalles sous charges concentrées, les moments se produisent dans les deux directions : longitudinale et transversale. Dans ces conditions de chargement, le comportement d'une dalle diffère de celui d'une poutre du fait de l'existence de sollicitations transversales entraînant un phénomène de redistribution transversales des efforts. **Lantsoght et al, 2013** [19] ont étudié l'influence du taux d'armatures transversales sur le comportement au cisaillement des dalles sous chargement localisé. Deux dalles S2 et S3 avec des taux de renforcement transversal respectifs $\rho_t = 0.132 \%$ et $\rho_t = 0.258 \%$ sont comparés à cet effet. Six essais consécutifs notés (T1 à T6) sont effectués pour chaque dalle. Une différence dans le schéma de fissuration a été expérimentalement observée. Le faciès de fissuration observé après rupture sur la face inférieure de la dalle S2-T1 présente une zone de répartition des fissures moins étendue que celle obtenue avec la dalle S3-T1. Cette observation indique que plus le taux de renforcement en armatures transversales est élevé, plus cela mène à une meilleure répartition de la charge le long de la largeur de la dalle.

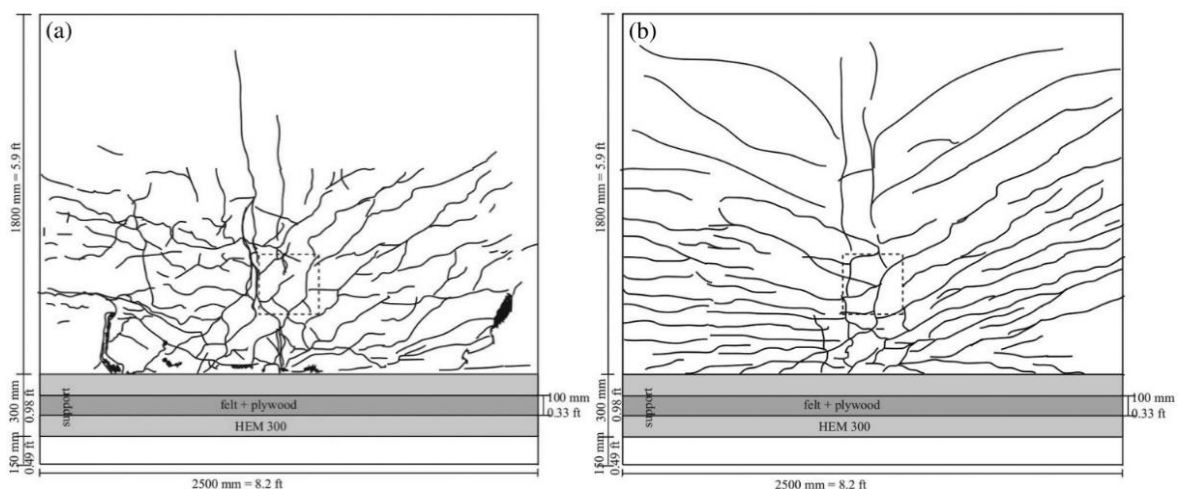


Figure 2.32 : Influence du taux d'armatures transversales sur les schémas de fissuration: (a) S2-T1 $\rho_t=0.132 \%$; et (b) S3-T1 $\rho_t=0.258 \%$ **Lantsoght et al. 2013** [19]

2.1.3.2 Hauteur effective et effet d'échelle

Plusieurs travaux de recherche ont montré l'influence des dimensions des structures sur leur comportement communément appelé « Effet d'échelle ». **Kani, 1967** [68] est un des premiers à avoir montré l'existence d'un effet d'échelle sur la résistance au cisaillement de structures en béton armé. Il affirme sur la base d'essais réalisées sur des poutres, qu'en augmentant l'épaisseur (ou la hauteur effective) d'une poutre de 150 mm à 1200 mm, on diminue de façon significative sa résistance en cisaillement. D'autres chercheurs ont également étudié et confirmé le phénomène **Bhal, 1967** [94], **Shioya et al. 1990** [95], **Collins et Kuchma, 1999** [96], **Reineck et al. 2003** [97], **Bazant et Kazemi, 1991** [98], **Lubell, 2006** [16], **Sherwood et al. 2006** [93]. Les résultats de **Shioya et al. 1990** [95], sur la base d'essais réalisés sur des poutres de petites à très grandes dimensions, ont montré une réduction de la résistance en cisaillement autour de 65% lorsque l'on passe d'une hauteur effective d de 100 mm à 3000 mm (**Figure 2.33**). Si l'effet d'échelle est aujourd'hui un fait expérimental établi, son explication, et encore moins sa quantification, constitue l'un des problèmes les plus complexes en structures faisant intervenir différentes approches **Bazant, 1997** [99].

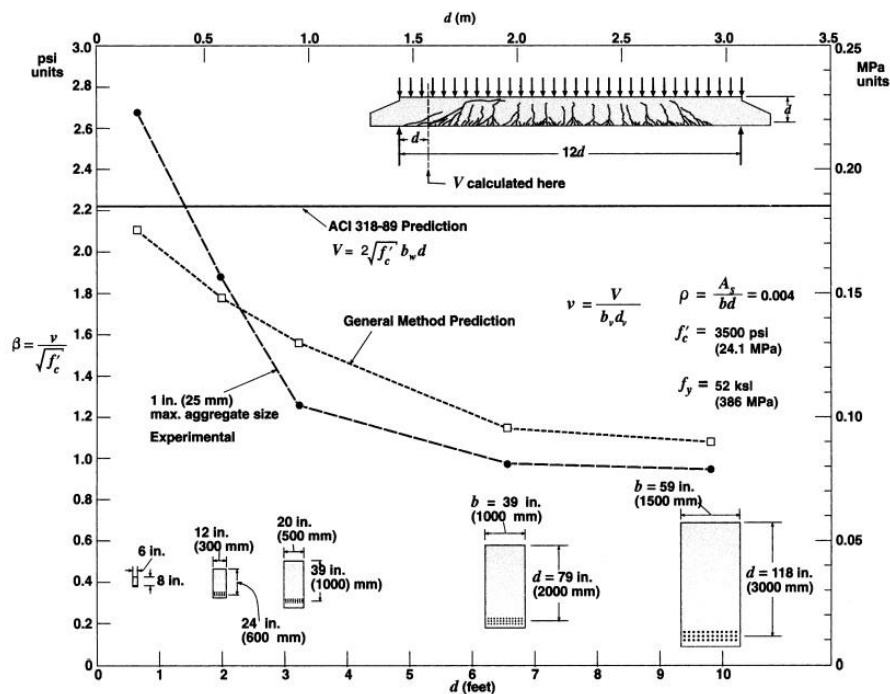


Figure 2.33 : Effet d'échelle obtenu par les tests de **Shioya et al. 1990** [95]

▪ Approche par la mécanique de la rupture

L'analyse de l'effet d'échelle pouvait être implicitement observée dès le XVI^{ème} siècle, lorsque **Leonardo da Vinci** affirmait que : « parmi des cordes de même épaisseur, la plus longue est la moins résistante, une corde est d'autant plus résistante... qu'elle est courte ». Cette règle est la première affirmation sur l'effet d'échelle, bien que la proportionnalité entre la longueur de la corde et la résistance nominale ait été un peu exagérée. **Mariotte** en 1686 fit plusieurs essais avec des cordes. Il observa « qu'une longue corde et une plus courte peuvent toujours reprendre la même charge, à moins qu'il n'y ait une imperfection dans la plus longue, laquelle viendrait alors à céder avant la courte » A ce moment-là, les mathématiques n'étaient pas assez avancées pour énoncer correctement l'explication statistique de l'effet d'échelle.

Griffith, 1921 [100] fonda la théorie de la mécanique de la rupture et introduisit cela dans l'étude de l'effet d'échelle. Il associe en partie l'effet d'échelle à la rupture des matériaux fragiles incapables de présenter des déformations plastiques (verres, céramique...). Il concluait que : « la fragilité des matériaux isotropes ... est due à la présence de discontinuités ou de défauts... La résistance effective des matériaux manufacturés pourrait être multipliée au moins par 10 ou 20 si ces défauts pouvaient être éliminés ». Cette affirmation est basée sur des expériences faites sur des fibres de verre avec différents défauts microscopiques parti sur la base deux faits contradictoires qu'il observa: La contrainte nécessaire pour rompre un verre courant est d'environ 100 MPa, et La contrainte théorique nécessaire à la rupture de liaisons atomiques est d'environ 10 000 MPa. Il introduit l'idée que la résistance de matériaux fragiles était influencée par la présence d'imperfections dans un corps d'épreuve. Il a ensuite établi les bases de la mécanique linéaire élastique de la rupture (MLER). Dans cette théorie, plus la taille d'un spécimen est grande, plus la probabilité de retrouver un défaut de grande taille augmente, ce qui entraîne une diminution de sa résistance unitaire par rapport à un plus petit spécimen. Cette théorie de la rupture de **Griffith, 1921** [100] est associée à un formalisme énergétique. Il s'agit d'une relation directe entre la taille du défaut (la fissure) et la contrainte de la rupture dans un milieu élastique. Le défaut devient instable et conduit à la rupture lorsque la quantité d'énergie disponible, en pointe du défaut, atteint une valeur critique spécifique du matériau. Cette théorie est, parfaitement, adaptée aux matériaux fragiles. Son domaine d'application ne s'étend pas aux matériaux ductiles. En effet, la dissipation d'énergie, liée au mécanisme de plastification, est en dehors des hypothèses de cette théorie.

Cependant, pour les matériaux quasi-fragiles comme le béton, le problème d'effet d'échelle devient plus complexe. Ces matériaux cèdent selon une rupture, caractérisée par une zone d'élaboration de la fissuration (située en fond de la fissure), relativement importante, dans laquelle, le matériau subit de l'endommagement distribué, lié à un adoucissement, sous la forme de microfissuration **Hillerborg et al. 1976** [101], **Bazant, 1976** [102]. La rupture est dite précédée de phénomènes de localisation. Autrement dit, la rupture de ces matériaux n'apparaît pas dès l'amorçage de la fissuration, comme c'est le cas pour les matériaux fragiles. Il n'y a donc plus de relation entre la contrainte de rupture et celle d'initiation de la fissure. En outre, la taille la zone d'élaboration de la fissure semble être indépendante de la taille de la structure. Des observations expérimentales effectuées par **Pijaudier-Cabot et Bazant, 1987** [103], ont montré que cette taille serait liée à celle de la plus grosse hétérogénéité du matériau. Dans ces conditions, la mécanique de l'endommagement et la mécanique non linéaire de la rupture seraient à même d'expliquer le phénomène d'effet d'échelle sur la résistance au cisaillement de structures en béton armé.

▪ Approche par la théorie du champ de compression modifiée (MCFT)

Une autre approche pour expliquer l'effet d'échelle est celle dérivant de la Théorie du champ de compression modifié (Modified Compression Field Theory, MCFT) développée à l'université de Toronto. L'explication proposée pour justifier ce phénomène repose principalement sur la capacité à reprendre la contrainte de cisaillement appliquée par l'entremise de l'engrènement des granulats. Le MCFT prédit que l'effet d'échelle en cisaillement est causé par une réduction de la capacité des fissures à transmettre adéquatement les efforts de cisaillement dû à l'ouverture des fissures. Comme discuté précédemment, des efforts de cisaillement se transmettent au travers de la fissure grâce au phénomène d'engrainement des granulats. La capacité de ce phénomène à se mettre en place est intrinsèquement liée à la largeur de la fissure; plus la fissure est large moins le mécanisme est efficace. Or la largeur des fissures augmente presque linéairement avec l'espacement entre les fissures et la déformation longitudinale. Aussi, les observations de **Shioya et al. 1990** [95] et de **Sherwood, 2008** [104] ont aussi démontré que la largeur des fissures augmentait quasiment linéairement avec la taille des spécimens. Ainsi, une poutre de grande dimension résistera à une contrainte de cisaillement moins élevée qu'une poutre de même géométrie en version réduite. Le MCFT tient donc compte de la déformation longitudinale ε_1 et de l'espacement des fissures $s_{m\theta}$ qui caractérisent l'ouverture des fissures w . ($w = \varepsilon_1 \times s_{m\theta}$)

2.2 Influence d'un effort normal sur le comportement au cisaillement.

L'effondrement d'une superficie de toit d'environ 372 m² dans les entrepôts d'Air Force aux USA survenu en Août 1955 a fait suite à des complications dans d'autres endroits impliquant des aménagements d'entrepôt similaires. Le code américain ACI avait permis une charge de service représentant 3% de la résistance en compression du béton, équivalent à 0.6 MPa pour un béton courant de classe C20/25 pour les poutres sans armatures de cisaillement. Cependant, dans l'entrepôt, les poutres ont rompu pour une valeur de contrainte de cisaillement plus faible soit 0.5 MPa. Une enquête expérimentale a été menée par **Elstner et Hognestad, 1957** [105] pour déterminer les causes de la rupture. La fissure diagonale ayant causé la rupture a été reproduite en laboratoire avec une échelle réduite de 1:3 sur la partie effondrée dans l'entrepôt. Leurs essais ont montré qu'un effort de traction axiale de 1.4 MPa sur la section de béton armé conforme aux conditions dans l'entrepôt pourrait réduire la capacité au cisaillement jusqu'à 50%. Bien que davantage de recherches soient nécessaires pour comprendre complètement le mécanisme fondamental de la rupture, il semblerait que celle-ci ait eu lieu par cisaillement sous l'effet de la charge de service combinée à la force de traction axiale due au changement de température et au retrait.

En effet, parmi les structures en béton armé sollicités à la flexion et à l'effort tranchant, il n'est pas rare d'en trouver qui sont également soumises à des efforts normaux de compression ou de traction. Ces derniers peuvent être dus à la forme de la structure, à la configuration de la charge, aux conditions d'appuis, à un tremblement de terre, au vent, au retrait, à la présence de la précontrainte etc... L'action d'un effort normal de compression ou de traction peut entraîner des différences dans la réponse des éléments face aux charges de cisaillement. Un effort normal de compression contribuera à retarder l'apparition des fissures et à limiter leur ouverture, ce qui se traduira par une résistance supérieure au cisaillement. Au contraire, un effort normal de traction augmentera d'avantage la sensibilité des éléments face aux ruptures d'effort tranchant. En effet, les zones de compression sont réduites sous l'effet d'une traction axiale ce qui conduira à des capacités en cisaillement réduites. S'il est bien connu qu'un effort normal de traction diminue la résistance au cisaillement des structures sans armatures d'effort tranchant, et qu'une compression axiale augmente cette résistance, ce qui n'est pas très bien compris jusqu'à maintenant, est de savoir à quel degré l'effort normal

influence la capacité en cisaillement et également son influence sur la ductilité de la structure **ASCE-ACI Committee 445 on Shear and Torsion, 1998** [106].

Selon l'**ASCE-ACI Committee 445 on Shear and Torsion, 1998** [106], les structures sans armatures d'effort tranchant soumises simultanément à une grande compression axiale et un effort de cisaillement peuvent rompre de façon très fragile dès l'apparition de la fissuration diagonale. Par conséquent, une approche conservatrice doit être utilisée pour de telles structures. La rupture de la plate-forme offshore Sleipner survenue en Août 1991 a déclenché une vaste recherche expérimentale sur les procédures de conception des structures en béton fortement renforcées sous l'effet simultané du cisaillement et d'un effort normal de compression. Des essais réalisés par **Gupta et Collins, 1993, 2001** [107] [108] ont démontré que l'approche américaine ACI 318 peut être imprudente car non conservatrice pour de telles structures. A l'inverse, la disposition de l'ACI 318M-95 pour les structures sous l'effet combiné du cisaillement et d'une traction axiale peut être très conservatrice lorsque ces structures contiennent un renforcement longitudinal conséquent **ASCE-ACI Committee 445 on Shear and Torsion, 1998** [106]. La **Figure 2.34** illustre parfaitement cela. Les résultats d'une série de poutres sans étriers réalisés par **Adebar et Collins, 1996** [109] sont comparés avec les prédictions de l'ACI 318 et la norme canadienne CSA basée sur la théorie du champ de compression modifiée.

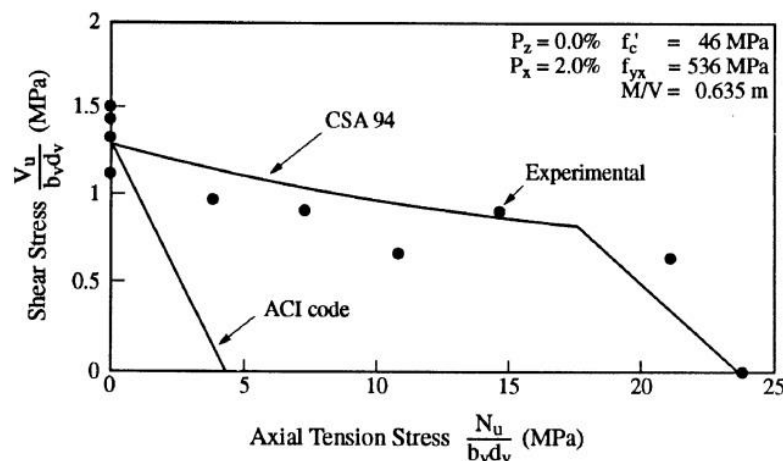


Figure 2.34 : Influence d'un effort normal de traction sur la résistance au cisaillement d'éléments sans étriers **Adebar et Collins, 1996** [109]

Force est de constater en comparant la base de données d'essais où les structures en béton armé ont rompu sous l'unique effet du cisaillement à celle de structures ayant rompu sous l'effet combiné d'un cisaillement et d'un effort normal, que le nombre d'essais en

cisaillement avec effort axial reste limité. En particulier, l'effet d'une traction axiale sur la résistance au cisaillement est beaucoup moins étudié que l'influence d'une compression axiale. Dans la documentation, il existe deux catégories d'essais pour évaluer l'effet de l'effort normal sur la capacité au cisaillement: les essais de voiles et les essais de poutres.

Tout d'abord, les essais de voiles d'éléments en béton armé sous différentes combinaisons de contraintes uniaxiales et de contraintes de cisaillement se sont révélés être un meilleur moyen d'évaluer la réponse fondamentale au cisaillement du béton armé par rapport aux essais de poutres, car les conditions de contrainte et de déformation dans les essais de voiles sont généralement uniformes et, par conséquent, plus faciles à interpréter. En particulier, il est utile de comprendre d'abord l'influence de l'effort normal sur le comportement au cisaillement de structures non soumises à un moment de flexion. Dans **Bhide et Collins, 1989** [110], 24 voiles en béton armé avec un renforcement uniquement dans la direction longitudinale ont été testés sous différentes combinaisons de traction et de cisaillement (y compris des essais de cisaillement pur et de traction directe). Les essais ont montré que la disposition de l'ACI pour calculer la résistance au cisaillement est très conservatrice en ce qui concerne l'effet de l'effort axial de traction appliqué sur une structure en béton armé ayant un renforcement longitudinal élevé. Récemment, dans **Xie et al. 2011** [111], six voiles en béton armé ont été testés. Les résultats ont démontré que des estimations plus précises de l'influence d'une compression axiale sur la résistance au cisaillement sont données par l'expression simplifiée du code ACI. La même expression simplifiée, pour le cas de l'effet d'un effort de traction axiale sur la résistance au cisaillement, surestime grandement l'effet néfaste de la traction.

Les essais de poutres, malgré leur complexité pour l'analyse du comportement au cisaillement fondamental, permettent de reproduire la géométrie de chargement complète et les détails de construction des éléments structurels réels et constituent le moyen le plus simple d'évaluer toute méthode analytique et de conception. Les essais réalisés pour étudier l'effet des efforts de traction axiale sur la résistance au cisaillement des poutres peuvent être trouvés dans **Mattock, 1969** [112], **Haddadin et al. 1971** [113], **Adebar et Collins, 1996** [109], **Quast et Los, 1999** [114], **Fernández-Montes et al. 2015** [115] et l'effet des efforts axiaux de compression dans **Gupta et Collins 2001** [108]. La détermination de la résistance au cisaillement dans les poutres sous l'effet combiné d'une flexion et d'une traction axiale est très difficile à clarifier. Sur la base de 12 essais réalisés sur des poutres en béton armé, **Quast et Los, 1999** [114] ont montré que si la formation de fissures de cisaillement s'accompagne de

contraintes longitudinales de traction, des fissures de cisaillement plus raides sont produites. Cela entraîne par conséquent des réductions de force, si les fissures primaires plus raides deviennent si larges, de telles sortes qu'aucune fissure secondaire n'est formée. Les mêmes conclusions sont tirées des études d'**Adebar et Collins, 1996** [109], les spécimens étant pourvus d'une grande quantité de renforcement longitudinal, le renforcement en cisaillement étant inexistant ou faible. Lorsqu'une structure est soumise à une grande contrainte de traction axiale et de cisaillement, les premières fissures apparaissent suivant un angle presque droit par rapport à l'axe de la poutre (angle proche de 90 degrés) et se développent à travers toute la hauteur de la section (**Figure 2.35**). À mesure que la poutre est sollicitée, des fissures diagonales, de moins en moins inclinées (plates) se forment. La rupture se produit lorsque les fissures diagonales, devenues quasiment horizontales, sont difficiles à contrôler par l'armature longitudinale. En plus, contrairement aux cas des structures soumises simultanément à une grande compression axiale et un effort de cisaillement pour lesquelles la rupture survient de manière très fragile, les structures soumises à des efforts normaux de traction et de cisaillement élevés, affichent un comportement relativement plus ductile **ASCE-ACI Committee 445 on Shear and Torsion, 1998** [106]. Plus récemment, dans **Fernández-Montes et al. 2015** [115], des essais ont été menés sur des éléments en béton armé en forme de T sous l'effet combiné du cisaillement et d'une traction axiale. Plus précisément, la base de données est élargie avec des spécimens ayant un matériau béton de performances élevées. Les résultats ont montré que les efforts normaux de traction, jusqu'à 25% de la résistance en traction du béton f_{ctm} , ont réduit la capacité au cisaillement jusqu'à 35%.

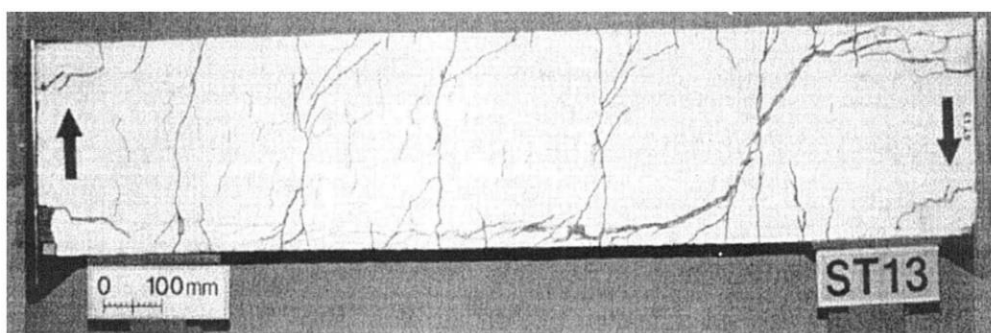


Figure 2.35 : Modèle de fissuration typique : structure sans armature transversale soumise à une traction axiale et cisaillement **Adebar et Collins, 1996** [109]

2.3 Modèles de calcul de la résistance au cisaillement

Les normes relatives au béton structural fournissent des recommandations pour le calcul de la résistance au cisaillement des dalles ou poutres en béton armé. Ces recommandations se basent sur les différents paramètres présentés en **section 2.1.3** qui ont une influence sur la résistance au cisaillement à travers divers mécanismes qui reprennent les efforts tranchants conjointement (**section 2.1.2**). Ces paramètres sont ceux liés aux matériaux, comme la résistance à la compression du béton et la taille des granulats, et des paramètres géométriques comme le taux d'armature longitudinale, le taux d'armature de cisaillement (si présent), le ratio a/d et l'épaisseur de la structure. Cinq principales normes se distinguent assez nettement : La norme européenne **CEN. Eurocode 2, 2005** [6], la norme américaine **ACI 318, 2014** [1], la norme canadienne **CSA23.3, 2004** [4], le **fib-Model Code 2010, 2012** [2], la norme suisse **SIA 262, 2003** [3]. Dans notre étude deux autres modèles de calcul seront également présentés, il s'agit du code nucléaire **AFCEN ETC-C, 2010** [7] et de la proposition d'extension de l'Eurocode 2 de **Lantsoght et al. 2015** [9].

Ces normes sont pour la plus part établies à partir de différentes méthodes ou approches théoriques de chercheurs, comme la norme européenne **CEN. Eurocode 2, 2005** [6] de nature empirique et basée sur les travaux de **Regan, 1987** [66], la norme canadienne **CSA23.3, 2004** [4] et le **fib-Model Code 2010, 2012** [2] toutes deux basées sur la théorie du champ de compression modifié de **Vecchio and Collins, 1986** [116] et la norme suisse **SIA 262, 2003** [3] basée sur la théorie de la fissure critique de **Muttoni, 2003** [8]. Les différentes approches théoriques seront présentées dans les prochaines sections.

Si le problème de la flexion est bien connu et que sa description et sa prise en compte font relativement consensus internationalement, il n'en est pas de même pour le cas du cisaillement. En effet, de l'inspection des dispositions de conception au cisaillement, il n'existe pas de consensus selon laquelle une norme serait meilleure qu'une autre dans l'estimation de la résistance au cisaillement d'une dalle ou d'une poutre en béton armé. S'il est vrai qu'il existe une certaine similitude entre ces normes pour prévoir la contribution des armatures de cisaillement si présentes, force est de constater que ces normes diffèrent plus dans leur approche portant sur la contribution du béton au cisaillement. En effet, selon les normes, l'influence de certains paramètres entrant en ligne dans le mécanisme de résistance au cisaillement est ignorée, ou bien les paramètres majeurs influençant la résistance au cisaillement sont pris en compte partiellement et/ou différemment, laissant par conséquent un effet du cisaillement négligé dans le calcul de la résistance. En plus, comme mentionné

précédemment, certaines normes sont basées sur des méthodes et théories différentes et ont des manières différentes de considérer les paramètres contribuant à la résistance au cisaillement.

Les différents modèles développés à partir de différentes approches en mettant l'accent sur la contribution des différentes actions de transfert du cisaillement, bien qu'ayant proposé des expressions différentes avec différents paramètres du cisaillement, ont cependant des prédictions de capacité en cisaillement pas très différentes qui correspondent généralement bien aux résultats expérimentaux. Ce fait suggère que, au-delà des éventuels ajustements de facteurs pour s'adapter aux résultats expérimentaux, une raison de cette presque-coïncidence entre les différents modèles est que les mécanismes successifs de résistance au cisaillement sont activés à mesure que le niveau de charge augmente et que la structure est endommagée, de sorte que lorsque l'équilibre dans une région n'est plus possible avec une action de transfert du cisaillement, une autre action est activée. Ces redistributions des contraintes peuvent se produire soudainement, compte tenu de la nature fragile de la fissuration, mais dans certains cas, elles peuvent produire de petits changements dans les forces internes résultantes, de sorte que des capacités en cisaillement similaires peuvent être obtenues à partir de différentes approches **Marí et al. 2015** [117].

2.3.1 Les modèles théoriques

La rupture en cisaillement dans les poutres a été un sujet de recherche depuis plus de 110 ans **Lantsoght et al. 2015** [22]. Depuis les premiers modèles de poutres avec étriers **Morsch, 1908** [118], **Ritter, 1899** [119] et les essais de cisaillement sur poutres de **Talbot, 1904, 1905, 1906, 1908, 1909** [120] [121] [122] [123] [69] et **Morsch, 1908** [118], les chercheurs du monde entier ont étudié le sujet sous de nombreux points de vue différents. La complexité du système de force interne dans un élément de béton fissuré est l'une des principales causes du débat en cours **Balázs, 2010** [124], **Joint Committee on Concrete and Reinforced Concrete, 1916** [125], ce qui a donné lieu à un grand nombre de méthodes proposées. Ces méthodes proposées permettent dans certains cas après quelques simplifications, de tirer des équations simples qui conviennent aux dispositions des codes ou à être utilisées dans les pratiques quotidiennes de l'ingénierie. Parmi les différentes méthodes, les plus courantes sont la théorie du champ de compression modifiée et la théorie de la fissure critique de cisaillement. Ces deux méthodes sont basées sur la notion de localisation des déformations se traduisant par l'ouverture d'une fissure critique d'effort tranchant. Une

méthode qui prend en compte la rugosité des lèvres des fissures de manière à appréhender leur capacité à transmettre des efforts grâce à l'effet d'engrènement des granulats.

2.3.1.1 La théorie du Champ de Compression Modifié (MCFT)

La première approche fût la théorie du champ de compression **Collins, 1978** [126], à l'origine pour les éléments avec armature de cisaillement, en utilisant des relations contrainte-déformation pour le béton fissuré. Dans cette première approche, après fissuration, on fait l'hypothèse que le béton ne supporte pas d'effort de traction, conduisant ainsi à un champ de compression diagonal. Des contraintes et des déformations moyennes sont utilisées, ce qui est une simplification, car en réalité, le béton fissuré transmet des contraintes de façon complexe par ouverture et fermeture des fissures existantes, par formation de nouvelles fissures **Collins et Mitchell, 1980** [127], par effort d'imbrication mécanique de granulats, et par variation des contraintes de liaison. Une autre hypothèse principale de la méthode est que les directions de la plus grande contrainte de compression et de la plus grande déformation coïncident, alors qu'en réalité, la contrainte principale est décalée par rapport à la déformation principale **Sun et Kuchma, 2007** [128], **Vecchio, 2000** [129]. En prenant maintenant en compte les contraintes de traction résiduelle du béton, une nouvelle théorie, celle du champ de compression modifiée (MCFT- Modified Compression Field Theory) a été développée par **Vecchio et Collins, 1986** [116]. L'utilisation de tirants diagonaux en béton reprenant donc des efforts de traction et résultant d'un effort d'imbrication mécanique des granulats perpendiculaire aux bielles de compression a conduit à un modèle pour les éléments sans étriers **Adebar et Collins, 1996** [109], avec une contrainte de cisaillement tel que :

$$v_{MCFT} = \frac{V_{MCFT}}{b_w \times d} = \beta \times \sqrt{f_c} \leq 0.25 \quad \text{avec } \sqrt{f_c} \leq 8 \text{ Mpa} \quad [\text{SI} - \text{Unités : MPa}]$$

Le terme β dans l'équation est un facteur qui décrit la capacité du béton fissuré à transférer la contrainte de cisaillement par engrènement des granulats. Des valeurs plus élevées de β sont associées à une capacité d'imbrication mécanique de granulats plus élevée. La théorie du champ de compression modifiée permet de trouver la valeur de β à travers la résolution des équations qu'elle fournit (Voir **Vecchio et Collins, 1986** [116]). Cependant, la résolution de ces équations est très fastidieuse si elle est faite à la main. Elles nécessitent soit l'utilisation de tables de calcul, soit d'effectuer des itérations, donc de disposer d'un programme d'ordinateur approprié. En outre, de nombreux ingénieurs préfèrent des équations simples aux tables parce qu'ils sont plus commodes pour les calculs sur tableur. Une approche

simplifiée de la théorie du champ de compression modifiée a donc été développée par **Bentz et al, 2006** [130], **Bentz and Collins 2006** [131] (SMCFT- Simplified Modified Compression Field Theory) dans laquelle une expression simplifiée a été donnée pour trouver la valeur β .

Dans cette théorie simplifiée, la détermination de β est basée sur le concept selon lequel la largeur d'une fissure w , peut être calculée comme le produit de la déformation moyenne normale à la fissure ε , et l'espacement des fissures s dans la direction normale (c'est-à-dire $w = \varepsilon \times s$). Étant donné que la capacité d'engrènement des granulats d'une fissure est inversement liée à la largeur de cette fissure **Walraven, 1981** [41], on peut conclure que toute action qui augmente la déformation longitudinale dans un élément ou augmente l'espacement des fissures réduira la résistance au cisaillement, car des fissures plus larges se produiront. Les actions qui augmentent la déformation longitudinale peuvent inclure, sans être exhaustif : (1) l'application d'une traction axiale, (2) la diminution de la section des armatures longitudinales A_s , (3) l'augmentation du ratio entre le moment et le cisaillement M/V au niveau de la section en augmentant par exemple le ratio a/d ou encore, (4) l'utilisation d'armatures ayant un faible module d'élasticité. Inversement, la précontrainte et la compression axiale réduisent les fissures et augmentent ainsi la résistance au cisaillement. Ces effets sont collectivement appelés «effet de déformation».

Comme abordé précédemment, la contrainte de cisaillement des poutres sans étriers est également réduite en augmentant la hauteur effective, d . Ce phénomène étant connu sous le nom de «d'effet d'échelle». Bien que des arguments liés à la mécanique de la rupture aient été proposés **Bazant et Yu, 2005** [132] [133], il est très probable que l'effet d'échelle dans les éléments élancés soit lié à l'engrènement des granulats. **Shioya et al. 1990** [95], **Sherwood, 2008** [104] ont montré que l'espacement longitudinal des fissures à mi-hauteur des poutres et des dalles en béton armé sans étriers tend à être égale à environ la moitié de la hauteur effective d , quelle que soit la valeur de d . Ainsi, si la hauteur effective d augmente, l'espacement des fissures à mi-hauteur de l'élément augmentera également dans une proportion quasi directe. Au fur et à mesure donc que la hauteur effective augmente, l'espacement des fissures augmente, et par conséquent la largeur des fissures augmentent également. Ces fissures plus larges précipitent la rupture par cisaillement à une contrainte de cisaillement plus faible en raison de la capacité réduite d'engrènement des granulats.

Le facteur β dans la théorie simplifiée du champ de compression modifiée (SMCFT- Simplified Modified Compression Field Theory) prend en compte les «effets de déformation» et les « effets d'échelle ». Le terme β est une fonction de: (1) la déformation longitudinale à mi-hauteur de la section ε_x , (2) l'espacement des fissures à mi-hauteur de la section, et (3) le

diamètre maximal des granulats a_g . β est calculé comme le produit d'un terme d'effet de déformation et d'un terme d'effet d'échelle.

$$\beta = \frac{0.40}{(1 + 1500\varepsilon_x)} \times \frac{1300}{(1000 + s_{xe})} = (\text{effet de déformation}) \times (\text{effet d'échelle})$$

Où s_{xe} est un «facteur équivalent d'espacement des fissures». La déformation longitudinale à mi-hauteur d'une poutre ε_x , est supposée de façon conservatrice être égale à la moitié de la déformation dans l'armature longitudinale tendue. Pour les sections qui ne sont ni précontraintes ni soumises à des charges axiales, ε_x est calculée simplement comme suit:

$$\varepsilon_x = \nu_{MCFT} \times \frac{1 + \frac{M_f}{V_f d}}{2E_s \rho} = \left(\frac{\frac{M_f}{d} + V_f}{2E_s \times A_s} \right)$$

L'espacement des fissures à mi-hauteur de la section est pris en compte à travers le paramètre d'espacement des fissures s_x . La valeur de s_x peut être prise comme étant égale à 0.9d. Comme mentionné précédemment, le terme s_{xe} est un «facteur équivalent d'espacement des fissures». Il modélise les effets de différents diamètres maximaux de granulats a_g :

$$s_{xe} = \frac{35s_x}{(16 + a_g)} \geq 0.85s_x$$

L'approche simplifiée de la théorie du champ de compression modifiée est à la base des dispositions relatives au cisaillement du **CSA23.3, 2004** [4], du **fib-Model Code 2010, 2012** [2] ou encore de l'**Aashto LRFD, 2012** [134].

2.3.1.2 La théorie de la fissure critique (CSCT)

Les principes fondamentaux de la théorie de la fissure critique de cisaillement (CSCT-Critical Shear crack Theory) ont été introduits pour la première fois dans le rapport de proposition de code de **Muttoni, 1985** [135] pour le code suisse **SIA 162, 1993** [136]. S'en ai suivi une campagne expérimentale **Muttoni et Thürlimann, 1986** [137], où le rôle de la largeur de fissure dans les fissures de cisaillement de poutres a été étudié. Deux travaux **Muttoni, 1989** [138] et **Muttoni et Schwartz, 1991** [139] ont résumé les principaux résultats théoriques et ont été la base de l'approche pour les éléments sans armatures de cisaillement dans le code suisse **SIA 162, 1993** [136]. D'autres améliorations de la théorie pour le

cisaillement et le poinçonnement des dalles **Muttoni, 2003** [8] [140] [141] ont été incluses dans la version nouvelle du code suisse, le **SIA 262, 2003** [3], qui peut être considérée comme étant entièrement basée sur cette théorie pour la conception au cisaillement des éléments sans étriers.

La théorie de la fissure critique de cisaillement **Muttoni, 2003** [8] suppose que la résistance au cisaillement des éléments sans armatures d'effort tranchant est régie par la largeur et la rugosité d'une fissure de cisaillement. Cette dépendance est exprimée comme suit, où w est la largeur de la fissure critique de cisaillement et a_g le diamètre maximal des granulats qui prend en compte la rugosité des lèvres des fissures:

$$\frac{V_{CSCT}}{b_w d} = \sqrt{f_c} \times f(w, a_g)$$

Selon le CSCT, on suppose que la largeur de la fissure critique de cisaillement w est proportionnelle au produit entre la déformation au niveau de la hauteur de contrôle et la hauteur effective de l'élément, et est influencée par la taille du granulat et l'espacement entre les couches de renforcement **Muttoni et Ruiz, 2008** [142]. La section de contrôle est considérée comme étant située à une distance égale à $0.5 \times d$ de la face de l'appui, et la hauteur de contrôle située à une distance égale à $0.6 \times d$ mesurée depuis la face comprimée.

$$w \propto \varepsilon \times d$$

Sur la base de ces hypothèses, la capacité en cisaillement pour les éléments sans armatures d'effort tranchant peut être déterminée comme suit **Muttoni, 2003** [8]:

$$\frac{V_{CSCT}}{b_w d \sqrt{f_c}} = \frac{1/3}{1 + 120 \frac{\varepsilon \times d}{16 \text{ mm} + a_g}} \quad [\text{SI} - \text{Unités : MPa, mm}]$$

La déformation longitudinale ε dans la zone critique peut être approximée au moyen de la théorie de l'élasticité linéaire en supposant que l'hypothèse de Navier-Bernoulli selon laquelle les sections planes restent planes après déformation est vérifiée. Pour des sections non soumises à des charges axiales, la déformation est donnée par :

$$\varepsilon = \frac{M_d}{d \times \rho \times E_s \times \left(d - \frac{x}{3}\right)} \times \frac{0.6d - x}{d - x}$$

$$x = d \times \rho \times \frac{E_s}{E_c} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2E_c}{\rho E_s}} - 1 \right)$$

Où x est la hauteur de la zone comprimée, E_s le module d'élasticité de l'armature longitudinal, E_c le module d'élasticité du béton, ρ le taux d'armatures longitudinales et M_d Le moment de flexion dans la section critique.

2.3.1.3 Approches basées sur la théorie de la plasticité

Il existe également des approches basées entièrement sur la théorie de la plasticité pour déterminer la capacité en cisaillement des éléments en béton armé **Nielsen, 1984** [143], **Schlaich et al. 1987** [144], **Marti, 1999** [145], **Nielsen et Hoang, 1999, 2011** [146] [147], **Spinella et al. 2009** [148]. Dans une forte approche de plasticité, une ligne de plastification (une fissure critique pour le cisaillement) est étudiée **Nielsen, 1984** [143], **Nielsen et Hoang, 1999, 2011** [146] [147]. Dans une faible approche des modèles de bielles et tirants (modèles à treillis) sont utilisés **Schlaich et al. 1987** [144]. Les critères de rupture sont tels qu'il y'ait plastification des armatures ou atteinte de la résistance en compression effective du béton. Cette résistance est inférieure à celle du béton en compression uniaxiale, car la capacité est influencée par un état de contraintes multiaxiales et de perturbations causées par les fissures et les armatures, et nécessite l'utilisation d'un facteur d'efficacité.

2.3.1.4 Approches basées sur des modèles mécaniques

Une autre approche est l'utilisation de modèles mécaniques, par exemple le « modèle à dent » (« Tooth model»), dans lequel la zone entre deux fissures en flexion est une «dent», un porte-à-faux en béton fixé dans la zone de compression et chargé par des forces horizontales résultant des liaisons **Kani, 1964** [48], **Kotsovos et Kotsovos, 2013** [149]. Une extension du modèle à dent étudie l'influence de tous les mécanismes de transfert du cisaillement sur une dent de béton **Reineck, 1991, 1997** [36] [150].

2.3.1.5 Approches basées sur la mécanique de la rupture

Les approches basées sur la mécanique de la rupture fournissent, en plus des relations contraintes-déformation du comportement du béton, des relations contrainte-ouverture de

fissuration **Niwa, 1997** [151], telles que la relation basée sur le modèle de fissure fictif **Gustafsson et Hillerborg, 1988** [152]. Ces approches utilisent l'énergie de rupture du béton G_f (ou énergie de fissuration), fonction selon **Walraven, 2007** [153] de la résistance en compression du béton et du diamètre maximal des granulats. Un modèle mécanique de rupture pour le cisaillement de poutre peut être basé sur l'hypothèse que l'extraction du renforcement principal par séparation contrôle l'ouverture et l'extension de la fissure diagonale **Gastbled et May, 2001** [154]. Une fois la séparation entamée, la barre d'acier est extraite de son enceinte en béton. La rigidité considérablement réduite en traction permet à la fissure diagonale de s'ouvrir et s'étendre, alors qu'une rotation autour de l'extrémité de la fissure se produit. La relation fondamentale de la mécanique de la rupture est alors utilisée comme critère de rupture par séparation. Alors que cette approche suppose initialement que la rupture est de mode I (contraintes normales), une correction pour la rupture en mode II (cisaillement) a été développé **Xu et Reinhardt, 2005** [155].

2.3.1.6 Approches basées sur la zone en compression non fissurée

D'autres théories basées sur le fait que l'effort de cisaillement est repris par le béton comprimé non fissuré peuvent également être trouvées dans **Kotsovos et al. 1987** [156], **Ruddle et al. 1999** [157], **Khuntia et Stojadinovic, 2001** [158], **Tureyen et Frosch, 2003** [85], **Tureyen et al. 2006** [159], **Hong-Gun et al. 2006, 2013** [160] [161], **Choi et al. 2007** [162].

Etant donné que la mécanique du problème du cisaillement n'est jusqu'à l'heure actuelle, toujours pas entièrement comprise, de nombreuses expressions empiriques ont été développées. Ces modèles de cisaillement sont développés sur la base d'évaluations statistiques d'essais de laboratoire sur des poutres **Rafla, 1971** [50], **Regan, 1987** [66], **Zsutty, 1971** [163] et constituent également la base de certaines expressions de code.

2.3.2 La norme Européenne [CEN. Eurocode 2, 2005]

Pour l'estimation de la résistance au cisaillement des poutres et des dalles en béton armé, la norme européenne EN 1992-1-1:2005 **CEN. Eurocode 2, 2005** [6] tient compte du taux d'armatures longitudinales ρ_l , de la résistance en compression du béton f_{ck} , de l'effet d'échelle à travers un facteur d'effet d'échelle k , et d'éventuels efforts normaux σ_{cp} provenant

de charges extérieures ou d'une précontrainte. Des recommandations sont également fournies afin de prendre en compte l'influence du ratio d'élanement a/d . En revanche, l'influence de la taille des granulats est omise. La résistance au cisaillement est donnée par l'équation ci dessous. Cette équation est une relation empirique, proposée pour la première fois par **Regan, 1987** [66] sur la base des résultats expérimentaux.

$$V_{Rd,c_EC2} = \text{Max} \begin{cases} [C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = V_{Rd,c1} \\ [v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = V_{Rd,c2} \end{cases}$$

Avec:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \text{ avec } \gamma_c = 1.5$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} < 2\%$$

- f_{ck} : c'est la valeur caractéristique de la résistance en compression du béton en [MPa].
- $C_{Rd,c}$: La valeur de $C_{Rd,c}$ est basée sur une comparaison avec les résultats expérimentaux de **Regan, 1987** [66], qui a constaté par comparaison avec les résultats d'essais que $C_{Rd,c} = 0.15$ pourrait être utilisé et pour les valeurs de conception $C_{Rd,c} = 0.12$. Une analyse de fiabilité de 176 essais réalisés par **Konig et Fischer, 1995** [65] a montré que l'utilisation de $C_{Rd,c} = 0.15$ a conduit à un ratio entre la capacité moyenne en cisaillement et celle prévue de 0.92. Le facteur de calibrage pour les valeurs moyennes devrait alors être de $0.15/0.92$ soit 0.163. Cependant, **Yang, 2012** [164] a trouvé un facteur de calibrage de $C_{Rd,c} = 0.144$ pour un essai de cisaillement sur des poutres continues. Par conséquent, $C_{Rd,c} = 0.15$ initialement proposé peut être maintenu. Pour tenir compte des différentes situations de chargement pour lesquelles différents niveaux de sécurité s'appliquent, $C_{Rd,c}$ est pris comme étant égal à $0.18/\gamma_c$ **Walraven, 2002** [165].
- k : d est la hauteur effective en [mm], la valeur de k diminue avec l'augmentation de la hauteur effective permettant ainsi de tenir compte de l'effet d'échelle.
- ρ_l : C'est le taux d'armature longitudinale avec A_{sl} l'aire de la section des armatures longitudinales tendues et b_w la largeur de la section droite dans la zone tendue en [mm].

Dans le cas des dalles b_w est remplacée par la largeur effective en cisaillement b_{eff} abordée précédemment.

- σ_{cp} [MPa] = $N_{ED}/A_C < 0.2f_{cd}$: N_{ED} est l'effort normal agissant dans la section droite, dû aux charges extérieures appliquées et ou à la précontrainte. $N_{ED} > 0$ pour la compression et $N_{ED} < 0$ pour la traction. A_C est l'aire de la section droite du béton en [mm²] et $k_1 = 0.15$.

v_{min} représente la contrainte minimale de cisaillement pouvant être reprise par l'élément. Son expression est basée sur l'idée que, pour de très faibles taux d'armatures longitudinales, la capacité en cisaillement ne peut jamais être inférieure à la capacité de flexion **Walraven, 2013** [166]. L'EN 1992-1-1:2005 **CEN. Eurocode 2, 2005** [6] recommande donc:

$$v_{min_EC2} = 0.035k^{3/2}\sqrt{f_{ck}}$$

Cependant, dans les exigences de l'Annexe National Française (ANF) **FD P 18-717. Eurocode 2, 2013** [5] une approche différente est utilisée pour calculer v_{min} :

$$v_{min_ANF} = \begin{cases} 0.23\sqrt{f_{ck}} & (a) \\ 0.053k^{3/2}\sqrt{f_{ck}} & (b) \end{cases}$$

(a) Pour les dalles bénéficiant d'un effet de redistribution transversale des efforts.

(b) Pour les poutres et pour les dalles autres que celles ci-dessus. L'approche française conduit donc à des capacités en cisaillement plus élevées pour les dalles sous charges concentrées.

L'approche de l'Annexe Nationale Française est issue d'essais en cisaillement réalisés par **Montabroud et Limam, 2005** [167] et **Limam, 2007** [168] sur des dalles en béton armé de 10 cm d'épaisseur sous une charge concentrée. Cette approche constitue donc une méthode améliorée de prédiction pour les dalles, comparée aux valeurs recommandées par L'EN 1992-1-1:2005. Cependant, ces résultats ont été validés uniquement pour des dalles minces de 10 cm avec un ratio $a/d=2$. La base de données pour valider cette approche nécessiterait donc un développement ultérieur avec par exemple la vérification pour le cas de dalles plus épaisses. Cette vérification sera effectuée dans la présente étude.

Pour tenir compte de l'influence du ratio a/d sur la résistance au cisaillement, L'EN 1992-1-1:2005, section 6.2.2 (6) **CEN. Eurocode 2, 2005** [6] stipule que : Lorsque des charges sont appliquées sur la face supérieure de l'élément, à une distance a_v du bord de

l'appui telle que $0.5d \leq a_v \leq 2d$, la contribution de cette charge à l'effort tranchant peut être multipliée par un facteur de réduction $\beta_{EC2}=a_v/2d$.

2.3.3 La norme Américaine [ACI Comittee 318, 2014]

La norme américaine **ACI 318, 2014** [1] tient compte de la résistance en compression du béton et du taux d'armatures longitudinales dans l'estimation de la résistance au cisaillement. Contrairement à la norme européenne **CEN. Eurocode 2, 2005** [6] qui évalue l'influence du renforcement longitudinal directement à travers le paramètre ρ_l , la norme américaine considère la déformation correspondante (ou la contrainte) dans le renforcement, au niveau de la section critique au moment de la rupture. Dans l'**ACI 318, 2014** [1], la capacité en cisaillement est liée non pas à ρ_l , mais plutôt à $M/\rho Vd$. En considérant le ratio Moment/Cisaillement au niveau de la section transversale, la capacité en cisaillement devient donc liée à la déformation dans l'armature longitudinale. Il est à noter que l'**ACI 318, 2014** [1] omet de prendre en compte l'influence d'un effet d'échelle et l'influence de la taille des granulats sur la résistance au cisaillement. La capacité en cisaillement est déterminée comme suit, où λ est une constante qualifiant le type de béton qui vaut 1 pour les bétons normaux:

$$V_{ACI} = \left(0.16\lambda\sqrt{f_c} + 17\rho_l \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \leq 0.29\lambda\sqrt{f_c} b_w d \quad [\text{SI} - \text{Unités : MPa, mm}]$$

L'équation ci-dessus est une formule semi-empirique recommandée par **ACI-ASCE Committee 326, 1962** [88] et développé à l'origine par I. M. Viest **Bresler et MacGregor, 1967** [169] sur la base des résultats d'essais réalisés sur 194 poutres. Le terme $V_u d/M_u$ ne peut être considéré comme supérieure à l'unité. En outre la valeur $17\rho_l(V_u d/M_u)$ est généralement négligeable dans le cas de conceptions pratiques selon **Bresler et Cordelis, 1963** [170]. L'**ACI 318, 2014** [1] fournit également une formule simplifiée utilisée par la plupart des ingénieurs qui ne tient pas compte de l'influence des armatures longitudinales.

$$V_{ACI_simplifié} = 0.167\sqrt{f_c} b_w d$$

Pour le cas des structures soumises à un effort normal, le code **ACI 318, 2014** [1] spécifie des équations différentes pour déterminer la capacité en cisaillement en fonction que l'effort normal agissant soit lié à une charge extérieure appliquée ou à la précontrainte. Dans la section 22.5.7.1 du code et pour un béton de masse volumique courante (où $\lambda = 1$), la

résistance au cisaillement pour une structure soumise à une grande charge de traction axiale (éléments non précontraints) est donnée comme suit, où A_g est l'aire de la section droite du béton en $[\text{mm}^2]$:

$$V_{ACI_Traction} = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{3.5A_g} \right) \sqrt{f_c} b_w d \geq 0$$

Lorsqu'une grande compression axiale (éléments non précontraints) est appliquée à une structure, les deux équations suivantes peuvent être utilisées pour calculer la résistance au cisaillement (section 22.5.6.1 de l' **ACI 318, 2014** [1]) :

- Méthode simplifiée:

$$V_{ACI_Compression} = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \sqrt{f_c} b_w d$$

- Méthode détaillée:

$$V_{ACI_Compression} = \left(0.16\sqrt{f_c} + 17\rho_l \frac{V_u d}{M_m} \right) b_w d \leq 0.29\sqrt{f_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{0.29N_u}{A_g}}$$

Où $M_m = M_u - N_u \frac{(4h-d)}{8} \leq 0$ et h est l'épaisseur totale de l'élément. M_u est le moment pondéré se produisant simultanément avec l'effort tranchant pondéré V_u .

2.3.4 Proposition d'extension de l'EC2 de [Lantsoght et al, 2015]

L'idée de **Lantsoght et al. 2015** [9] d'améliorer la norme européenne (EC2) **CEN. Eurocode 2, 2005** [6] est lié au fait que compte tenu de l'aptitude favorable des dalles à une redistribution transversale des charges ce qui n'est pas le cas des poutres, la capacité en cisaillement des dalles en béton armé sous charges concentrées est nécessairement supérieure à celle des poutres. Pourtant, les dispositions de la norme européenne pour le cisaillement ont été établies sur la base du comportement au cisaillement de poutres. Par conséquent, une extension des dispositions de conception de l'Eurocode 2 pour le cas des dalles sous charges concentrées en cisaillement est tout à fait nécessaire. Pour étudier l'augmentation de la capacité des dalles par rapport aux poutres, une série d'essais sur des dalles de béton a été réalisée. Les résultats expérimentaux ont été combinés à des simulations probabilistes de Monte Carlo pour quantifier l'augmentation de la capacité en cisaillement dans les dalles à la suite de redistributions transversale des charges. À partir d'une analyse de différents sous-ensembles d'essais, une proposition visant à étendre les dispositions au cisaillement de

l'Eurocode pour le cas des dalles sous charges concentrées a été faite. L'expression proposée par **Lantsoght et al. 2015** [9] est formulée comme suit :

$$V_{Lantsoght} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_{eff} d_l \left(1.9 - \frac{f_{ck}}{225}\right) \left(\frac{l_{sup}}{b} + 1\right) \frac{1}{2}$$

$$\xi = 1.9 - \frac{f_{ck}}{225}$$

$$\lambda_r = \frac{1}{2} \left(\frac{l_{sup}}{b} + 1\right)$$

Comparé à l'Eurocode 2 (**section 2.3.2**), il apparait que les nouvelles composantes dans cette nouvelle proposition de **Lantsoght et al. 2015** [9] sont le facteur d'amélioration ξ et un facteur de réduction λ_r permettant de prendre en compte le fait que la capacité en cisaillement est réduite lorsque la longueur d'appui diminue. La largeur b_w de la section droite dans la zone tendue est remplacée par la largeur effective en cisaillement b_{eff} déterminée sur la base du critère de diffusion à 45° de la charge en direction des appuis issu des recommandations françaises. Le facteur de réduction λ_r peut donc être appliqué à la largeur effective b_{eff} .

2.3.5 Le code nucléaire [AFCEN ETC-C, 2010]

Le code technique pour les travaux civils (ETC-C- EPR Technical Code for Civil Works) **ETC-C EPR, 2006** [171] est utilisé pour concevoir et construire les structures civiles des centrales nucléaires. Dans l'**ETC-C EPR, 2006** [171], les éléments ne nécessitant pas de renforcement de cisaillement sont conçus selon la norme européenne **CEN. Eurocode 2, 2005** [6] décrite précédemment. Les nouvelles constructions de centrales nucléaires (en particulier les usines EPR) ont permis d'améliorer le Code français des travaux publics. Dans ce contexte, l'Association française pour les règles de conception et de construction de centrales nucléaires (AFCEN-French Association for design, construction and surveillance rules of nuclear power plant components) a édité en 2010 un nouveau code l'**AFCEN ETC-C, 2010** [7].

L'**AFCEN ETC-C, 2010** [7] définit une contribution du béton V_{fd} à la résistance au cisaillement. Pour les éléments avec armatures d'effort tranchant, la résistance totale au cisaillement est ensuite évaluée par la somme de la contribution du béton V_{fd} et celle du renforcement de cisaillement $V_{Rd,s}$. La seule contribution du béton à la capacité au cisaillement est exprimée comme suit :

$$V_{AFECEN_ETC-C} = \frac{b_w \cdot d}{\gamma_c} \left[\sigma_{cp} \cdot \left(\frac{k_2}{f_{ck}} + k_3 \right) + k_4 \cdot f_{ck} + k_5 \right] \quad [\text{SI} - \text{Unités} : \text{MPa}, \text{mm}]$$

Avec $k_4 = 0.03$; $k_5 = 0.27$ en [MPa]

V_{fd} est basé sur le code français **BAEL 91, 2000** [172]. L'approche de la norme européenne considère l'influence de la résistance en compression du béton par une relation en racine cubique, tandis que dans l'**AFECEN ETC-C, 2010** [7], une dépendance linéaire est utilisée. L'influence d'efforts axiaux sur la capacité au cisaillement d'éléments sans armatures d'effort tranchant est prise en compte en incluant la composante $(k_2/f_{ck} + k_3)\sigma_{cp}$. Avec k_2 et k_3 différents en fonction que la charge axiale soit une compression ou une traction et σ_{cp} la contrainte axiale associée:

- En compression $\sigma_{cp} \geq 0$: $k_2 = 0.736$ en [MPa]; $k_3 = 0.081$
- En traction $\sigma_{cp} < 0$: $k_2 = 2.454$ en [MPa]; $k_3 = 0.27$; $V_{fd} \geq 0$

2.3.6 La norme canadienne [CSA23.3, 2004]

La norme canadienne **CSA23.3, 2004** [4] est basée sur l'approche simplifiée de la théorie du champ de compression modifiée (SMCFT- Simplified Modified Compression Field Theory) détaillée précédemment en **section 2.3.1.1**. Elle suppose donc que la majorité du cisaillement dans une section sans armatures de cisaillement est transféré par engrènement des granulats à travers les fissures dans le béton. Une hypothèse qui a été validée de manière convaincante par **Fenwick et Paulay 1968** [38], **Taylor, 1970** [173], **Kani et al. 1979** [34], **Sherwood et al. 2007** [43] et **Sherwood, 2008** [104]. L'expression de calcul de la capacité en cisaillement est donc donnée par :

$$V_{CSA} = V_{MCFT} = \beta \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d \quad [\text{SI} - \text{Unités} : \text{MPa}, \text{mm}]$$

$$\beta = \frac{0.40}{(1 + 1500\varepsilon_x)} \times \frac{1300}{(1000 + s_{xe})}$$

2.3.7 Le [fib-Model Code 2010, 2012]

Tout comme la norme canadienne **CSA23.3, 2004** [4], le **fib-Model Code 2010, 2012** [2] est également basée sur l'approche simplifiée de la théorie du champ de compression

modifiée (SMCFT) pour déterminer la capacité en cisaillement des éléments sans armatures d'effort tranchant. Ce code comprend un ensemble de base mécanique dans le processus de conception au cisaillement, qui est destiné à offrir plus de souplesse à l'ingénieur dans ses calculs, tout en gardant un équilibre entre la complexité et la précision, pour la conception de nouvelles structures et pour l'évaluation ou la vérification de structures déjà existantes. Il a été développé à partir de modèles physico-mécaniques compréhensibles, basés sur le comportement observé au niveau de l'échelle méso et incluant les influences les plus importantes observées lors des essais comme la dépendance de la déformation sur la capacité au cisaillement et l'effet d'échelle. Ce code représente donc tout comme la norme canadienne **CSA23.3, 2004** [4] une avancée significative par rapport aux méthodes empiriques. En outre, une approche appelée «Level Of Approximation (LoA)» **Muttoni et Fernández, 2012** [174] est incorporée dans le code lorsque des modèles avancés sont simplifiés d'une manière cohérente et conservatrice, de sorte que le concepteur peut choisir l'effort nécessaire pour justifier leur conception.

Le **fib-Model Code 2010, 2012** [2] contient quatre niveaux d'approximation de la résistance au cisaillement (LoA I à LoA IV). Cette approche consiste à aborder un calcul par niveau de complexité croissant amenant à une précision croissante des résultats. Des résultats plus conservateurs devraient être obtenus pour un LoA inférieur. Pour les structures sans armatures d'effort tranchant, le deuxième niveau (LoA II) est le modèle de base et est donc l'approximation la plus précise. Le premier niveau (LoA I) résulte d'une simplification du deuxième niveau. Pour les structures renforcées en armatures d'effort tranchant le troisième niveau (LoA III) constitue le modèle de base, et les autres niveaux d'approximation LoA I et II des approximations simplifiées. Dans le LoA III pour les structures sans armatures d'effort tranchant et dans le quatrième et dernier niveau (LoA IV), la capacité en cisaillement est déterminée par une modélisation numérique qui pourrait se faire par analyse non linéaire par éléments finis. Une telle analyse pourrait être bénéfique dans le cas d'une évaluation très complexe. Lorsque la modélisation numérique est utilisée, la validation des modèles est cruciale et doit être entreprise avec beaucoup de soin.

La résistance au cisaillement selon le **fib-Model Code 2010, 2012** [2] est donnée par l'équation ci dessous où k_v est un facteur équivalent au paramètre β de l'approche simplifiée de la théorie du champ de compression modifiée, permettant donc de prendre en compte l'effet de déformation et l'effet d'échelle. Son expression dépend du niveau d'approximation (LoA) choisi. Le LoA I et LoA II pour les éléments sans armatures de cisaillement sont présentés dans les sections suivantes

$$V_{Model\ Code} = k_v \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \times b_w \times d \quad [SI - \text{Unités : MPa, mm}]$$

2.3.7.1 Le premier niveau d'approximation (LoA I)

Le LoA I est adapté pour un pré-dimensionnement où une méthode conservatrice de calcul est acceptable. Au stade d'une conception préliminaire, des réponses rapides sont habituellement requises avec un minimum d'effort de calcul. Dans le cas où les conditions sont telles que la résistance en compression du béton $f_c \leq 70$ MPa, la contrainte limite élastique des armatures $f_{yk} \leq 600$ MPa et le diamètre maximal des granulats $d_g > 10$ mm, alors le paramètre k_v peut être calculé comme suit :

$$k_v(\text{LoA I}) = \frac{180}{(1000 + 1.25d)}$$

2.3.7.2 Le deuxième niveau d'approximation (LoA II)

Le deuxième niveau d'approximation (LoA II) permet de calculer la résistance au cisaillement sur la base d'une détermination plus précise du paramètre k_v , dont la valeur est égale au paramètre β de l'approche simplifiée de la théorie du champ de compression modifiée (SMCFT):

$$k_v(\text{LoA II}) = \beta(\text{SMCFT}) = \frac{0.40}{(1 + 1500\varepsilon_x)} \times \frac{1300}{(1000 + k_{dg}d)}$$

$$k_{dg} = \frac{32}{(16 + d_g)} \geq 0.75$$

En effet, le premier niveau d'approximation LoA I fait la simplification selon laquelle $k_{dg} = 1.25$ (en supposant un diamètre maximal de granulats $d_g > 9.6$ mm) et $\varepsilon_x = 0.00125$, soit la moitié de la déformation élastique dans les armatures ayant une contrainte limite élastique $f_{yk} = 500$ MPa. Dans le **fib-Model Code 2010, 2012** [2] la section de contrôle est considérée comme étant située à une distance d (la hauteur effective) de la face de l'appui.

2.4 Synthèse du chapitre 2

Ce chapitre a été consacré à l'étude bibliographique. Un état de l'art complet sur le comportement au cisaillement des dalles en béton armé ainsi que les différentes pratiques de dimensionnement a été fourni. Nous avons vu qu'il existe différents mécanismes (ou modes de transmission de charges) de résistance au cisaillement qui sont : la résistance au cisaillement du béton non fissuré, la résistance au cisaillement liée aux contraintes de traction résiduelle sur la fissure, l'imbrication mécanique des agrégats le long de la fissure, l'effet de goujon joué par l'armature longitudinale, la contribution de l'armature de cisaillement si présente, l'effet d'arche (transmission de la charge par bielle de compression). Tous ces mécanismes ont été discutés en détail. Plusieurs paramètres et détails de construction sont pris en compte dans les différentes normes pour l'estimation de la résistance au cisaillement des éléments en béton armé puisqu'ils influencent les divers mécanismes de résistance au cisaillement. L'influence de ces paramètres sur la résistance des dalles vis-à-vis du cisaillement a été largement commentée et discutée. Il s'agit de : la résistance en compression du béton, la taille des granulats, le rapport a/d , le taux d'armatures longitudinales, le taux d'armatures transversales, la déformation longitudinale de l'élément, le taux d'armatures de cisaillement (pour les éléments renforcés en armatures de cisaillement), la hauteur effective de l'élément faisant intervenir l'effet d'échelle, l'effort normal de compression ou de traction. Les différentes approches théoriques de calcul de la résistance au cisaillement ainsi que les divergences entre les différentes normes et codes de calcul sont mises en exergue et commentées largement. Il s'agit de : l'Eurocode 2, l'Annexe Nationale Française, la récente proposition d'extension de l'Eurocode 2 de Lantsoght et al. 2015, la norme américaine ACI-318-14, le code nucléaire AFCEN ETC-C 2010, puis des normes basées sur la notion de localisation des déformations se traduisant par l'ouverture d'une fissure critique d'effort tranchant. Ces dernières prennent en compte la rugosité des lèvres des fissures de manière à appréhender leur capacité à transmettre des efforts grâce à l'effet d'engrènement des granulats. Il s'agit du fib-Model Code 2010 et la norme canadienne CSA A23.3-04 basés sur la théorie du champ de compression modifié (MCFT) et enfin la et la théorie de la fissure critique de cisaillement (CSCT) qui est à la base de la norme suisse SIA 262, 2003. On observe que les normes internationales ne font pas toutes intervenir les paramètres majeurs influençant le cisaillement de la même manière ou que certains paramètres du cisaillement sont ignorés par certaines normes.

Chapitre 3

Campagne Expérimentale

Comme évoqué en **section 2.3**, la résistance des structures en béton armé sous sollicitations de cisaillement demeure un sujet non consensuel, avec des pratiques internationales divergentes. C'est particulièrement le cas pour les dalles en béton armé soumises à des charges localisées placées à proximité des appuis et induisant des sollicitations de cisaillement. Dans les dalles de bâtiments nucléaires, puisque c'est de ces structures dont il est question dans notre travail, on trouve couramment des situations où des charges lourdes provenant des équipements sont localisées, où les dalles sont chargées par des murs ou des colonnes, où même les dalles peuvent subir des chargements dynamiques en cas de sollicitations sismiques ou en cas d'impacts.

Nous avons vu qu'à l'international les normes de génie civil traitent différemment du cisaillement des structures en béton armé, puisque suivant les normes, l'influence de certains paramètres entrant en ligne dans le mécanisme de résistance au cisaillement est ignorée, ou bien les paramètres majeurs influençant la résistance au cisaillement sont pris en compte partiellement et/ou différemment laissant par conséquent un effet du cisaillement négligé dans le calcul de la résistance. Dans le but donc d'abord de mieux comprendre les effets de ces nombreux paramètres sur le comportement au cisaillement des dalles en béton armé utilisées dans les bâtiments nucléaires, la présente campagne expérimentale a été entreprise. Les essais sont réalisés en faisant varier sur les dalles les valeurs des différents paramètres du cisaillement et leur influence sur le comportement au cisaillement est étudiée, en particulier leur influence sur la résistance au cisaillement et le mode de rupture. Ces résultats pourront être utilisés pour la définition d'une formulation analytique justifiant le comportement des structures en cisaillement.

Cette campagne expérimentale permettra de donner une réponse à la deuxième problématique énoncée dans notre travail, c'est à dire aux divergences qui existent entre l'Eurocode 2 **CEN. Eurocode 2, 2005** [6] et l'Annexe Nationale Française **FD P 18-717. Eurocode 2, 2013** [5] quant à la prédiction du cisaillement des dalles en béton armé. Divergences liées au fait comme nous l'avons évoqué précédemment, que les méthodes de l'Eurocode 2 sont déduites de nombreux essais effectués sur des éléments 1D (poutres et poutres-dalles) travaillant en flexion simple et d'épaisseurs modérées (contexte courant du

domaine du bâtiment). Or, les dalles de centrale nucléaires sont des éléments 2D, d'épaisseurs importantes travaillant en flexion composée et présentant une aptitude favorable à une redistribution transversale des efforts ce qui n'est pas le cas des poutres. On pourrait donc penser que les recommandations de l'Eurocode 2 extrapolées sur des éléments 1D seraient peu adaptées aux dalles en général et au contexte nucléaire en particulier. La norme française s'étant isolée de l'Eurocode 2 en proposant d'autres dispositions pour traiter du cisaillement des dalles (**section 2.3.2**), il est par conséquent demandé à EDF-SEPTEN beaucoup de justifications dans leurs projets à l'étranger quant à cette disparité qui existe entre ces deux modèles de calcul. On évaluera donc la pertinence de l'Eurocode 2 par rapport à l'approche française pour la conception au cisaillement des dalles en béton armé sans armatures d'effort tranchant. On évaluera également par la suite en plus de l'Eurocode 2 et de l'Annexe Nationale Française, le niveau de précision donné également par la norme américaine **ACI 318, 2014** [1] (**section 2.3.3**), la formule d'extension de l'Eurocode 2 de **Lantsoght et al. 2015** [9] (**section 2.3.4**), le code nucléaire **AFCEN ETC-C, 2010** [7] (**section 2.3.5**), le **fib-Model Code 2010, 2012** [2] basé sur l'approche simplifiée de la théorie du champ de compression modifiée MCFT (**section 2.3.1.1**) tout comme la norme canadienne **CSA23.3, 2004** [4], et l'approche basée sur la théorie de la fissure critique CSCT (**section 2.3.1.2**) duquel dérive la norme suisse **SIA 262, 2003** [3].

Dans notre campagne expérimentale, afin d'étudier d'abord les effets des paramètres du cisaillement sur le comportement au cisaillement des dalles, sept axes ont été identifiés qui sont l'étude de l'influence des paramètres suivants:

- Influence de la résistance en compression du béton.
- Influence du ratio d'élanement a_v/d_l .
- Influence du taux d'armatures transversales.
- Influence du taux d'armatures longitudinales.
- Influence de la taille des granulats.
- Influence de la longueur de la plaque de chargement.
- Influence d'un effort normal de compression ou de traction.

L'étude de l'influence de ce dernier paramètre (effort normal de compression ou de traction) vient répondre à la troisième problématique énoncée dans le cadre de notre travail (**section 1.2**). Il s'agira de nous placer dans un cas de sollicitation dans lequel on pourrait avoir des actions concomitantes d'efforts de cisaillement et d'efforts normaux de compression

ou de traction (**section 2.2**) et d'étudier leur influence sur le comportement au cisaillement des dalles. En effet comme évoqué en problématique et détaillé en **section 2.2**, l'influence des efforts normaux de compression ou de traction sur la résistance au cisaillement n'est pas bien documentée en particulier le cas de la traction, et le peu d'articles et rapports d'essais connus rendent majoritairement compte dans la plupart des cas d'essais effectués pour étudier l'influence d'un effort normal sur la résistance à l'effort tranchant de poutres ou de voiles.

3.1 Paramètres des dalles d'essai

Le **Tableau 3-1** présente les dalles testées dans notre étude afin de répondre aux problématiques énoncées. La série d'essais est composée de dix-sept (17) dalles en béton armé à grande échelle (échelle réelle) et sans armatures d'effort tranchant.

- La série I est composée des dalles S2 et S8 avec des classes différentes de résistance de béton qui serviront à étudier l'influence de la résistance en compression du béton sur le comportement au cisaillement des dalles.
- La série II est composée des dalles S2, S6 et S7 à épaisseurs variables qui serviront à étudier l'influence sur le comportement au cisaillement des dalles du ratio d'élanement a_v/d_l . La distance a_v est maintenue constante dans le cas des trois essais.
- La série III est composée des dalles S1, S4 et S5 à taux d'armatures longitudinales variables qui serviront donc à étudier l'influence des armatures longitudinales sur le comportement au cisaillement des dalles.
- La série IV est composée des dalles S1, S2 et S3 à taux d'armatures transversales variables qui serviront donc à étudier l'influence des armatures transversales sur le comportement au cisaillement des dalles.
- La série V est composée des dalles S2 et S2B avec des diamètres maximales de granulats de béton différents. Elles serviront donc à étudier l'influence de la taille des granulats sur le comportement au cisaillement des dalles.
- La série VI est composée des dalles S2, S9 et S10 testées avec des longueurs de plaque de chargement différentes. Elles serviront donc à étudier l'influence de la longueur de plaque de charge sur le comportement au cisaillement des dalles.

- La série VII est composée des dalles S2, SC1 et SC2 testées sous l'effet combiné du cisaillement et d'un effort normal de compression. L'effort normal de compression appliqué est variable. Ces dalles serviront donc à étudier l'influence d'un effort normal de compression sur le comportement au cisaillement des dalles.
- Enfin la série VIII composée des dalles S2, ST1, ST2, ST3 et ST4 testées sous l'effet combiné du cisaillement et d'un effort normal de traction. L'effort normal de traction appliqué est variable. Ces dalles serviront donc à étudier l'influence d'un effort normal de traction sur le comportement au cisaillement des dalles.

Dalles	Ferrailage inférieur		Epaisseur	Effort normal	Largeur charge (cm)	Béton Dmax (mm)	Type de Béton
	Sens fort	Sens faible					
S1	Φ25 # 15cm	Φ20#15cm	30 cm	0 MPA	60	6/11.2	C20/25
S2	Φ25 # 15cm	Φ20/25#15cm	30 cm	0 MPA	60	6/11.2	C20/25
S2B	Φ25 # 15cm	Φ20/25#15cm	30 cm	0 MPA	60	10/20	C20/25
S3	Φ25 # 15cm	Φ25#15cm	30 cm	0 MPA	60	6/11.2	C20/25
S4	Φ20/25 # 15cm	Φ20#15cm	30 cm	0 MPA	60	6/11.2	C20/25
S5	2Φ20# 15cm	Φ20#15cm	30 cm	0 MPA	60	6/11.2	C20/25
S6	Φ25 # 15cm	Φ20/25#15cm	35 cm	0 MPA	60	6/11.2	C20/25
S7	Φ25 # 15cm	Φ20/25#15cm	40 cm	0 MPA	60	6/11.2	C20/25
S8	Φ25 # 15cm	Φ20/25#15cm	30 cm	0 MPA	60	6/11.2	C40/50
S9	Φ25 # 15cm	Φ20/25#15cm	30 cm	0 MPA	70	6/11.2	C20/25
S10	Φ25 # 15cm	Φ20/25#15cm	30 cm	0 MPA	80	6/11.2	C20/25
SC1	Φ25 # 15cm	Φ20/25#15cm	30 cm	Compression 1.0MPa	60	6/11.2	C20/25
SC2	Φ25 # 15cm	Φ20/25#15cm	30 cm	Compression 1.5MPa	60	6/11.2	C20/25
ST1	Φ25 # 15cm	Φ20/25#15cm	30 cm	Traction 0.5MPa	60	6/11.2	C20/25
ST2	Φ25 # 15cm	Φ20/25#15cm	30 cm	Traction 0.65MPa	60	6/11.2	C20/25
ST3	Φ25 # 15cm	Φ20/25#15cm	30 cm	Traction 1.0MPa	60	6/11.2	C20/25
ST4	Φ25 # 15cm	Φ20/25#15cm	30 cm	Traction 1.2MPa	60	6/11.2	C20/25

Tableau 3-1 : Tableau récapitulatif des paramètres des dalles testées

3.2 Description du banc d'essai

3.2.1 Banc d'essai sans effort normal

Ce banc d'essai concerne toutes les dalles excepté les dalles SC1, SC2, ST1, ST2, ST3 et ST4. Le banc d'essai sans l'effet d'un effort normal se compose de :

- Une dalle en béton armé.
- Un vérin de 200 tonnes supporté par un portique.
- Un capteur de force.
- Des capteurs de déplacements de type LVDT.
- Des jauges de déformation de type VISHAY.
- Une centrale d'acquisition des données.

Les **Figure 3.1** et **Figure 3.2** montrent une image du banc d'essai identique à toutes les dalles sans effort normal appliqué.



(a) **Figure 3.1** : Banc d'essai de la dalle S2-Lplaque=60cm

(b)



Figure 3.2 : Banc d'essai: a) Dalle S9-Lplaque=70cm; b) Dalle S10-Lplaque=80cm

3.2.1.1 Conditions aux limites

Le système d'appui se compose de trois parties (**Figure 3.3**) : Une poutre métallique en I de dimensions 200x200mm est posée à même la dalle du hall d'essai. Ensuite, un rond en Duraluminium AU4G de diamètre 40mm est positionné en appui sur la poutre métallique. Entre le rond et la dalle, une plaque métallique de 80x12mm est mise en place. Avant de poser la dalle sur l'appui, un lit de mortier est mis en place sur la plaque d'appui afin d'assurer un contact régulier et garantir l'uniformité de l'appui.

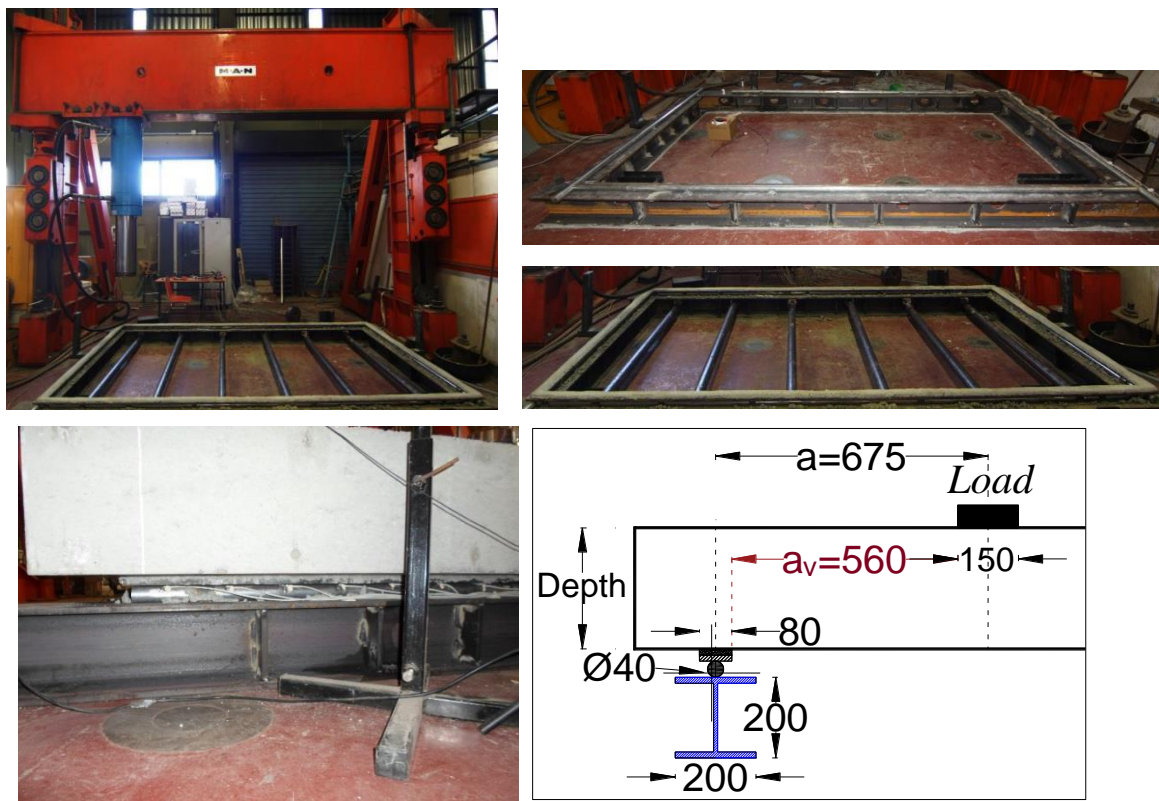


Figure 3.3 : Système d'appui [unités en mm]

3.2.1.2 Chargement

Le système mécanique de chargement est constitué d'un vérin de capacité 200 tonnes solidaire d'un portique. Le chargement s'effectue par l'intermédiaire d'une plaque de répartition de la charge dont les dimensions sont variables en fonction des dalles testées. Une plaque de caoutchouc (bande néoprène) de 10mm d'épaisseur a été positionnée entre la plaque de charge et la dalle afin d'assurer une surface de charge répartie. Une vitesse de charge réglée manuellement en quasi-statique est de l'ordre de 0.4mm/minute. L'application du chargement est effectué jusqu'à la rupture de la dalle.

Position de la plaque de chargement :

Pour favoriser l'effort tranchant vis-à-vis du moment de flexion et créer ainsi une rupture par cisaillement, la charge a été rapprochée au maximum d'un appui. Ainsi donc la zone chargée devra être au-delà de la première fissure d'appui, soit à plus de deux fois la hauteur utile de la dalle, selon la règle classique admise pour éviter la transmission directe des charges aux appuis [Kani, 1964]. Cela signifie que les ratios a_v/d_l doivent être supérieurs à 2. Cependant pour les dalles S6 et S7 cette règle n'a pas été prise en compte. Une valeur du ratio d'élançement a_v/d_l a volontairement été prise inférieure à 2 afin d'étudier l'influence de ce paramètre sur le comportement au cisaillement.

Comme évoqué en **section 2.1.1.2** le phénomène du cisaillement et celle du poinçonnement sont très similaires, la rupture étant soudaine et fragile et concernant une région localisée de la structure. Nous avons cependant vu que le cisaillement limite de chacun de ces deux modes de rupture n'était pas le même, ceci en raison du caractère conventionnel de la définition géométrique de la zone de rupture. Pour que l'occurrence de la rupture par cisaillement précède celle de la rupture par poinçonnement, la dimension de la zone de charge a également été prise suffisamment grande.

3.2.1.3 Instrumentation

Le matériel d'acquisition et de synchronisation des voies de mesure est le système VISHAY 5000. La fréquence d'acquisition des données est de 5 Hz et ceci permet de tracer finement l'évolution des données au cours de l'essai.

- **Mesure de force** : La mesure de l'effort est réalisée à l'aide d'un capteur de force situé à l'extrémité du vérin (**Figure 3.4**). Sa capacité est de 2000kN dont l'erreur de mesure est de 0.3% de la pleine d'échelle. Nous disposons aussi pour vérification, de la pression au sein du vérin ce qui permet de recouper la valeur de la force.
- **Mesure des déplacements** : Pour évaluer le comportement sous charge des dalles, les déplacements sont mesurés à différents endroits positionnés sur la face supérieure de la dalle. Les déplacements aux points L2, L3 et L6 sont mesurés avec des capteurs de déplacements LVDT de 50 mm de course, puis aux points L4 et L5 avec des capteurs de 100 mm de course. Ce sont des mesures relatives avec l'appui. Les positions géométriques de L1, L2, L3, L4, L5 et L6 sont données en **section 3.3**. Les capteurs sont fixés sur un

support rigide, solidaire d'un portique de référence. Un capteur supplémentaire L1 de 100 mm de course permet de contrôler le déplacement induit par le vérin. Les capteurs LVDT utilisés ont une erreur de mesure de 0.2% de la pleine échelle. La **Figure 3.4** illustre la position des capteurs de déplacement sur le banc d'essai.

- **Mesure des déformations** : Les déformations sont mesurées sur les armatures de la nappe inférieure à l'aide de jauges extensométriques. Les jauges sont de marque VISHAY de 120Ω et 100mm de longueur. Elles sont collées à la colle VISHAY et protégées par une couche de caoutchouc butyle et une bande adhésive en aluminium. La position des jauges de déformation collées sur les armatures inférieures est illustrée sur la **Figure 3.5**. Les positions géométriques sont données en **section 3.3**.

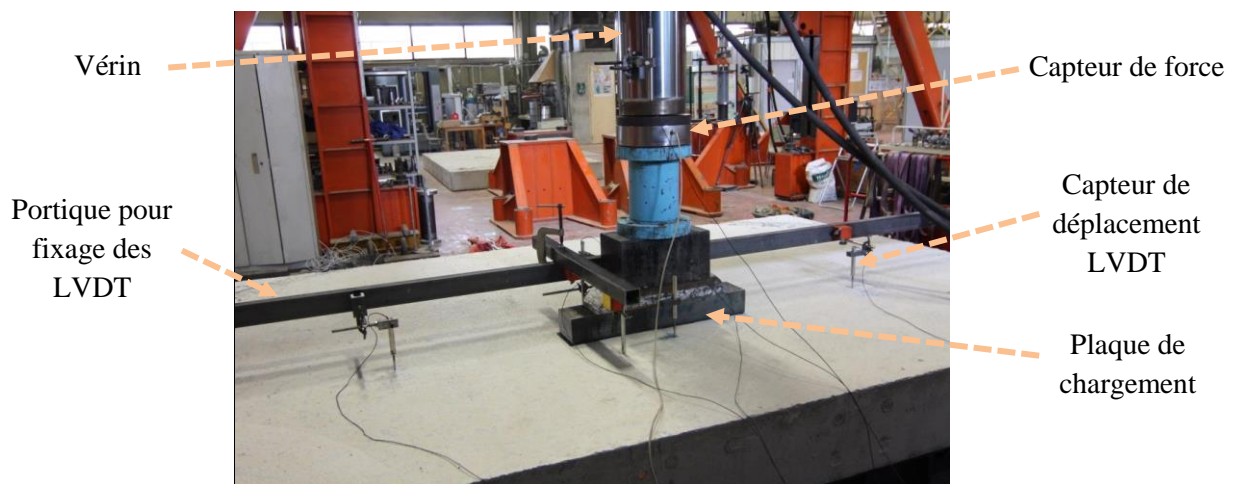


Figure 3.4 : Position des capteurs de déplacement et capteur de force



Figure 3.5 : Positions des jauges de déformation collées sur les armatures inférieures

3.2.1.4 Procédure d'essais

Sur chaque structure, l'effort est incrémenté jusqu'à la rupture du spécimen. Le pilotage est à déplacement imposé. Les paliers de charge sont évités, afin de s'affranchir du fluage. Les fissures sur les faces supérieures et latérales sont directement reportées sur la dalle au cours de l'essai pour pouvoir en suivre l'évolution. Pour les faces inférieures, les schémas de fissuration sont redessinés après la rupture. Les courbes effort-déplacement obtenus pour les différentes dalles testées ainsi que les schémas de fissurations seront présentées au 3.5.

3.2.2 Banc d'essai avec effort normal

Ce banc d'essai concerne les dalles SC1, SC2, ST1, ST2, ST3 et ST4. Afin d'éviter des problèmes d'interaction (efforts parasites) entre le système de chargement en cisaillement hors plan, et le système de chargement avec effort normal, interaction possible au vu du fait que la zone de charge est relativement proche de la condition aux limites d'appui, un système auto-équilibré, solidaire de la dalle est utilisé. Il est composé de 12 vérins hydrauliques en interaction pour garantir une pression constante sur chaque point d'appui (**Figure 3.6**) (6 points au total avec 2 vérins par point). Les vérins creux sont alimentés à la même pression et délivrent le même effort. L'effort normal de compression ou de traction est appliqué pour chaque essai avant d'appliquer le chargement vertical.

3.2.2.1 Procédure d'application de l'effort normal

Pour engendrer par exemple un effort normal de compression ou de traction de 1Mpa respectivement pour les dalles SC1 et ST3, un effort de 120tonnes est appliqué sur la section associée au côté de 4m de long. Afin d'assurer une bonne répartition de la charge sur la section extrémité de dalle, l'effort est appliqué en six points (**Figure 3.6**) supportant chacune une charge de 20 tonnes soit 10 tonnes/vérin, chaque point comportant 2 vérins.

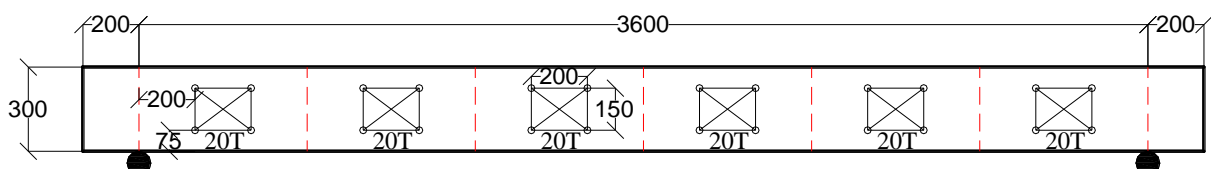
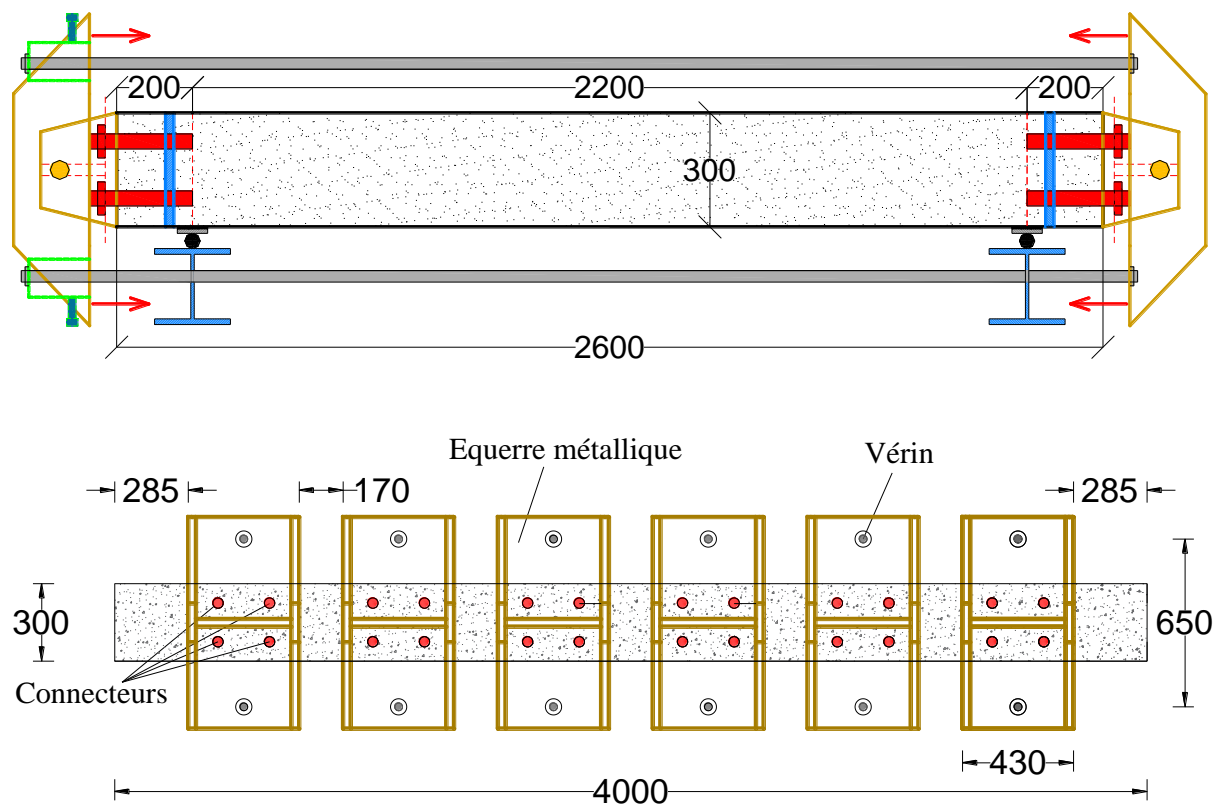


Figure 3.6 : Dalles SC1 et ST3 : Répartition de l'effort normal

3.2.2.2 Dispositif de chargement : Effort normal de compression

L'effort normal de compression est appliqué par l'intermédiaire de 12 vérins hydrauliques placés d'un seul côté de la dalle, le côté de 4m de long comme mentionné précédemment. La charge axiale est transmise aux spécimens par l'intermédiaire de 12 équerres métalliques reliées 2 à 2 de part et d'autre de la dalle par deux barres de 30 mm de diamètre (6équerres pour chaque côté de 4 m). Chaque équerre métallique est boulonnée à 4 connecteurs ancrés dans la dalle. Ces connecteurs sont à leur tour soudés à une tige verticale noyée également dans la dalle. Les vérins hydrauliques permettent la mise en traction des barres placées entre les équerres et donc la compression de la dalle. Les charges dans les vérins sont contrôlées par la pression de l'huile dans le système hydraulique. Le détail du dispositif utilisé pour assurer le chargement axial en compression ainsi que le banc sont illustrés sur les **Figure 3.7** et **Figure 3.8**.



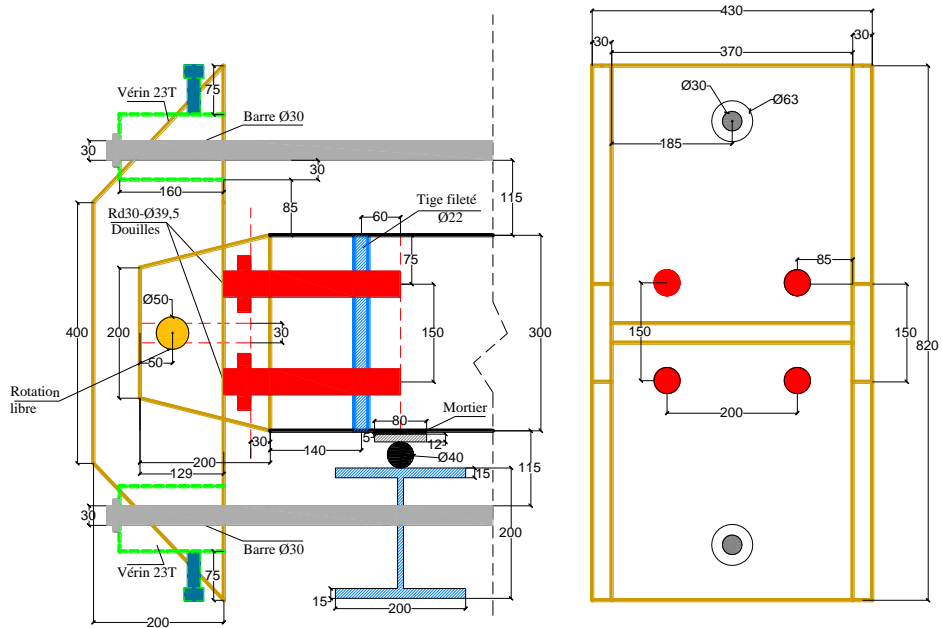


Figure 3.7 : Détail du dispositif de chargement axial en compression



Figure 3.8 : Banc d'essai du chargement axial en compression

3.2.2.3 Dispositif de chargement : Effort normal de traction

Pour l'application de l'effort axial de traction nous avons procédé à un concept similaire à celui pour l'application de l'effort axial de compression, mais l'emplacement des vérins dans le plan a été inversé, elles sont désormais placés à l'intérieur des équerres métalliques pour créer un effet de poussé lorsque la traction axiale est appliquée (**Figure 3.11**). Les barres dans le plan ont été remplacées par un tube creux de 11.5mm d'épaisseur et 63mm de diamètre (**Figure 3.10**) pour mieux transmettre la charge vers le côté opposé lorsque la traction axiale est appliquée.

Un soin particulier est porté au dispositif des dalles qui sont soumises à la traction. La zone de diffusion de la traction est étudiée pour éviter toute rupture à ce niveau. En particulier la résistance du béton dans la zone où est appliqué l'effort de traction est d'abord vérifiée sur un bloc, c'est-à-dire sur l'un des six points d'application de l'effort normal (**Figure 3.6**). Une charge maximale de traction d'environ 34tonnes a été trouvée. Ensuite une méthode de renforcement par un système de serrage dans la zone d'application de l'effort de traction a également été effectuée. Ce système comme on peut le voir sur la **Figure 3.9** se compose d'une tige filetée qui traverse l'épaisseur de la dalle, et connectée avec deux douilles (connecteurs) ancrées dans le béton. Enfin, le tube creux de 63mm de diamètre étant comprimé sous l'effet de la traction, sa charge critique de flambage est également vérifiée, une charge maximale de 16tonnes a été obtenue.

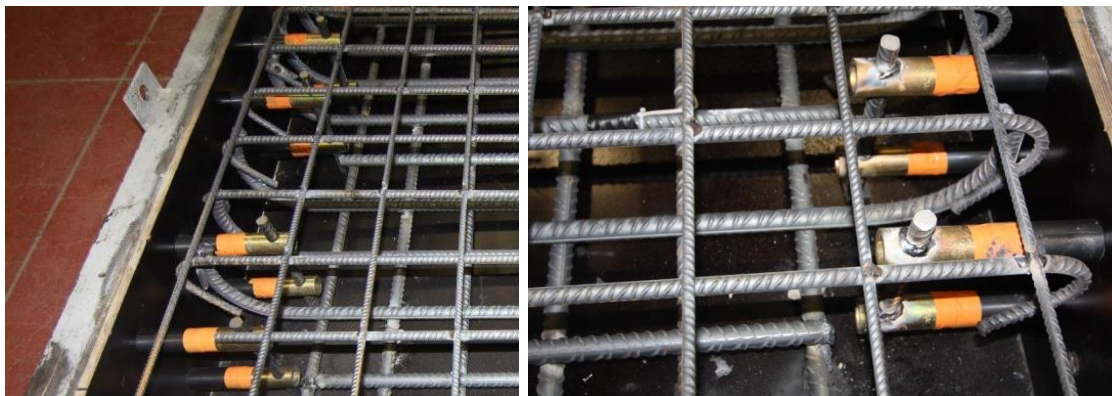


Figure 3.9 : Renforcement par système de serrage dans la zone d'application de l'effort axial de traction

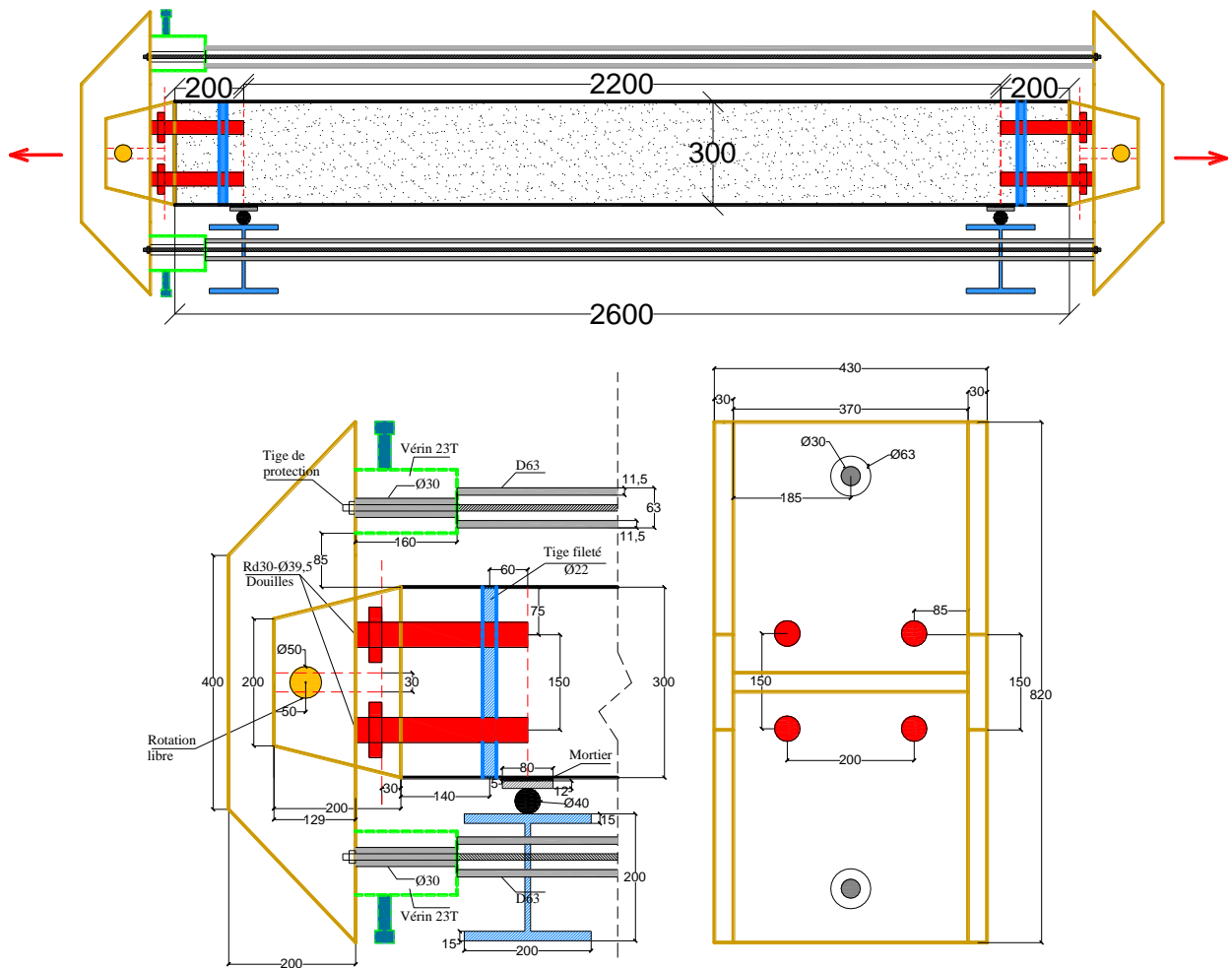


Figure 3.10 : Détail du dispositif de chargement axial en traction



Figure 3.11 : Banc d'essai du chargement axial en traction

3.2.2.4 Instrumentation des dalles avec effort normal

Pour les essais avec effort normal, l'instrumentation des dalles est similaire à celui des essais sans effort normal. Cependant, un capteur de force de capacité 40 tonnes est installé en plus dans le système sur une équerre pour vérifier la force axiale engendrée par le vérin hydraulique. Les déplacements de deux équerres situés de part et d'autre de la dalle sont également mesurés avec des capteurs LVDT de 20 mm de course.

3.3 Données géométriques et ferrailage des dalles

3.3.1 Dalles sans effort normal

Au total 11 dalles sans pré-effort normal de compression ou de traction ont été testées dans notre étude. Ce sont les dalles de la série I à VI présentées précédemment en **section 3.1**. Ce programme expérimental est constitué de neuf dalles de dimensions $4 \times 2.6 \times 0.3$ m (dalles S1 à S5 et dalles S8 à S10) et de deux dalles de dimensions 4×2.6 m et d'épaisseur variable soit 0.35m pour la dalle S6 et 0.4m pour la dalle S7. Toutes les dalles sont simplement appuyées sur quatre côtés. Les renforts longitudinaux et transversaux ont été conçus de façon à assurer qu'une rupture par flexion ne précède pas celle par cisaillement. Les valeurs de hauteurs utiles (d_l et d_t , sens longitudinal et transversal) ainsi que les taux d'armatures pour chaque dalles sont donnés dans le **Tableau 3-2**.

- Dans la série I (S2, S8), les deux dalles ont les mêmes propriétés géométriques et les mêmes propriétés du ferrailage (taux d'armatures longitudinales et transversales identiques). Cependant, un béton de classe C40/50 a été utilisé dans la confection de la dalle S8 contrairement à un béton de classe C20/25 pour la dalle S2. Cette différence de classe de résistance de béton permettra d'étudier l'influence de la résistance en compression du béton sur le comportement au cisaillement des dalles. Il est à noter que des classes de béton plus élevées que du C40/50 n'ont pas été analysées dans notre étude en raison de la capacité limite du vérin qui est de 200 tonnes. Aller au-delà pourrait conduire à des capacités en cisaillement supérieures à la capacité maximale du vérin.
- Dans la série II (S2, S6 et S7), les trois dalles comme mentionné précédemment sont de même longueur et largeur (4×2.6 m). L'arrangement des armatures longitudinales et transversales est identique dans les trois spécimens (nombre de barres, diamètres et espacements). Cependant, ces trois dalles ont des épaisseurs différentes soit

respectivement 300mm, 350mm et 400mm. Cette différence entre les épaisseurs des dalles explique pourquoi leurs taux d'armatures sont différents. Les hauteurs effectives d_i associées aux épaisseurs des dalles S2, S6 et S7 sont respectivement de 268mm, 317mm et 368 mm. La distance de nu à nu de la charge au support a_v étant maintenue constante à 560mm, alors une variation du ratio d'élanement a_v/d_i est obtenue soit respectivement 2.1, 1.8 et 1.5 respectivement pour les dalles S2, S6 et S7. Ceci permettra d'étudier l'influence de ce paramètre sur le comportement au cisaillement des dalles. Il est à noter qu'on a gardé dans notre étude une épaisseur maximale de 40 cm compte tenu également de la capacité limite du vérin. Dans les centrales nucléaires les épaisseurs peuvent aller au-delà (60cm à 1m).

- Dans la série III (S1, S4 et S5), les trois dalles ont un taux d'armature transversale similaire ($\rho_t = 0.854\%$ pour S1 et S2, $\rho_t = 0.837\%$ pour S5) tandis que les taux d'armatures longitudinales sont différents, le but étant d'étudier l'influence du ferrailage longitudinal sur le comportement au cisaillement des dalles. Ces dalles sont renforcées transversalement à l'aide de barres de diamètre $\varnothing 20$ espacées de 150mm. Le renforcement longitudinal est composé de barres espacées également de 150mm mais de diamètres différents. Les taux d'armatures longitudinales des trois dalles S1, S4 et S5 sont respectivement de $\rho_l = 1.223\%$ (barres de $\varnothing 25$), $\rho_l = 1.003\%$ (barres de $\varnothing 25/20$ alternées) et $\rho_l = 1.551\%$ (2 $\varnothing 20$, soit 2 barres de $\varnothing 20$ collées). Le ferrailage a été dimensionné de façon à ce que l'occurrence de la rupture par cisaillement précède celle par flexion. Afin de mener l'étude paramétrique, nous avons conservé le même pourcentage d'accroissement de taux de renforcement longitudinal qui est d'environ 25%, d'où les valeurs choisies dans notre étude qui sont de 1%, 1.223% et 1.551%. Une valeur minimale de 1% comme c'est le cas dans les centrales nucléaires a été considérée.
- Dans la série IV (S1, S2 et S3), les taux d'armatures longitudinales pour les trois dalles sont identiques soit $\rho_l = 1.223\%$, tandis que les taux d'armatures transversales sont différents, le but étant d'étudier l'influence du ferrailage transversal sur le comportement au cisaillement des dalles. Les dalles sont renforcées longitudinalement à l'aide de barres de diamètre $\varnothing 25$ espacées de 150mm. Le renforcement transversal est composé de barres espacées également de 150mm mais de diamètres différents. Les taux d'armatures transversales des trois dalles S1, S2 et S3 sont respectivement de $\rho_t = 0.854\%$ (barres de $\varnothing 20$), $\rho_t = 1.106\%$ (barres de $\varnothing 25/20$ alternées) et $\rho_t = 1.349\%$ (barres de $\varnothing 25$).

- Dans la série V (S2 et S2B), les deux dalles ont les mêmes propriétés géométriques. Un même béton de classe C20/25 a également été utilisé. Cependant, un diamètre maximal de granulats de 20 mm a été utilisé pour la dalle S2B, contrairement à 11.2 mm pour la dalle S2. L'objectif étant d'évaluer l'influence de la taille maximale des granulats sur le comportement au cisaillement des dalles. Il est à noter que toutes les dalles de notre étude excepté la dalle S2B ont un diamètre maximal de granulats de 11.2 mm. Une taille d'agrégat relativement petite est utilisée pour faciliter la mise en place du béton pendant le coulage des dalles. De gros diamètres de granulats pourraient rendre difficile le passage du béton à travers les armatures, ce qui pourrait conduire à un béton non homogène. Les agrégats utilisés sont de type calcaire.

- Enfin, dans la série VI (S2, S9 et S10), les trois dalles ont des arrangements d'armatures longitudinales et transversales identiques. Ces dalles sont cependant testées avec des longueurs différentes de plaque de chargement afin d'étudier l'influence sur le comportement au cisaillement de la longueur de plaque de charge. Les dimensions des plaques de charge utilisées pour les essais des dalles S2, S9 et S10 sont respectivement de 0.6x0.15m, 0.7x0.15m et 0.8x0.15m. Cette différence entre les longueurs de plaque de charge explique pourquoi leurs taux d'armatures sont différents ($\rho = A_s / (b_{eff} \times d)$).
 La taille des charges sur les dalles dans les bâtiments nucléaires varie en fonction du type et de la taille de l'équipement considéré. Une plaque de charge de dimensions 600 mm x 150 mm a été choisie en majorité pour toutes les dalles (700 mm x 150 mm et 800 mm x 150 mm pour S9 et S10) non liée à la taille des charges sur les dalles dans les bâtiments nucléaires mais liée au mode de défaillance souhaité. En effet, pour éviter une éventuelle rupture par poinçonnement au lieu d'une rupture escomptée par cisaillement, la taille de la zone de charge a été prise suffisamment grande. Une étude préliminaire a été réalisée, une modélisation numérique de base et des calculs analytiques effectués au préalable, pour s'assurer que la taille de charge considérée conduit bien à un mode de rupture par cisaillement.

Les propriétés géométriques et les schémas de ferrailage des dalles sont donnés sur la **Figure 3.12**. Il est à noter que les propriétés géométriques et de ferrailage des dalles S2B, S8, S9 et S10 sont identiques à celles de la dalle S2. Il est à noter que 10 jauges de déformation ont été placées à proximité de l'appui sur les armatures longitudinales pour capturer le cisaillement, et 4 jauges placées à proximité de la charge sur des armatures longitudinales et transversales pour capturer la flexion et vérifier si les aciers plastifient ou pas à la rupture.

Séries	Dalles	ρ_l (%)	ρ_t (%)	d_l [mm]	d_t [mm]	a_v [mm]	a_v/d_l	Classe de béton [MPa]	Diamètre maximal granulats [mm]	Longueur plaque de charge [mm]
I	S2	1.223	1.106	267.5	242.5	560	2.1	C20/25	11.2	60
	S8	1.223	1.106	267.5	242.5	560	2.1	C40/50	11.2	60
II	S2	1.223	1.106	267.5	242.5	560	2.1	C20/25	11.2	60
	S6	1.030	0.917	317.5	292.5	560	1.8	C20/25	11.2	60
	S7	0.890	0.783	367.5	342.5	560	1.5	C20/25	11.2	60
III	S1	1.223	0.854	267.5	245	560	2.1	C20/25	11.2	60
	S4	1.003	0.854	267.5	245	560	2.1	C20/25	11.2	60
	S5	1.551	0.837	270	250	560	2.1	C20/25	11.2	60
IV	S1	1.223	0.854	267.5	245	560	2.1	C20/25	11.2	60
	S2	1.223	1.106	267.5	242.5	560	2.1	C20/25	11.2	60
	S3	1.223	1.349	267.5	242.5	560	2.1	C20/25	11.2	60
V	S2	1.223	1.106	267.5	242.5	560	2.1	C20/25	11.2	60
	S2B	1.223	1.106	267.5	242.5	560	2.1	C20/25	20	60
VI	S2	1.223	1.106	267.5	242.5	560	2.1	C20/25	11.2	60
	S9	1.167	1.056	267.5	242.5	560	2.1	C20/25	11.2	70
	S10	1.117	1.010	267.5	242.5	560	2.1	C20/25	11.2	80

Tableau 3-2 : Données des paramètres des dalles sans effort normal

3.3.2 Dalles avec effort normal

Au total six (06) dalles avec un pré-effort normal de compression ou de traction ont été testées dans notre étude. Ce sont les dalles des séries VII et VIII. Deux (02) dalles ont été testées sous l'effet combiné du cisaillement et d'un effort normal de compression et quatre (04) sous l'effet combiné du cisaillement et d'un effort normal de traction. Toutes ces dalles ont les mêmes dimensions géométriques (4×2.6×0.3m), les mêmes propriétés du ferrailage ($\rho_l = 1.223 \%$ et $\rho_t = 1.106 \%$), la même classe de résistance de béton (C20/25), le même diamètre maximal des granulats (11.2mm) et sont testées avec une même longueur de plaque de chargement (0.6×0.15m). Seuls les efforts normaux de compression et de traction sont variables (**Tableau 3-3**).

- Dans la série VII (S2, SC1, SC2), les trois dalles sont testées sous des contraintes normales de compression différentes soit respectivement 0.0MPa, 1.0MPa et 1.5MPa. Le but étant d'évaluer l'influence d'un effort normal de compression sur le comportement au cisaillement des dalles. Les niveaux de contrainte axiale ont été déterminés sur la base de la capacité maximale du système de chargement axial qui est de 1800 kN en compression. Avec cette limite du système de charge axiale, nous avons essayé d'obtenir autant de niveaux de contrainte axiale que possible pour évaluer l'influence de cette contrainte axiale sur les charges de rupture par cisaillement.
- Dans la série VIII (S2, ST1, ST2, ST3 et ST4), les cinq dalles sont testées sous des contraintes normales de traction différentes soit respectivement 0.0MPa, 0.5MPa, 0.65MPa, 1.0MPa et 1.2MPa. L'objectif étant d'évaluer l'influence d'un effort normal de traction sur le comportement au cisaillement. La capacité limite du système de chargement axial en traction est de 1400 kN.

Séries	Dalles	ρ_l (%)	ρ_t (%)	d_l [mm]	d_t [mm]	a_v [mm]	a_v/d_l	Effort normal N_u [kN]	Contrainte normale σ_{cp} [MPa]	Classe de béton [kN]	Diamètre maximal granulats [kN]
VII	S2	1.223	1.106	267.5	242.5	560	2.1	0.0	0.0	C20/25	11.2
	SC1	1.223	1.106	267.5	242.5	560	2.1	1200	1.0	C20/25	11.2
	SC2	1.223	1.106	267.5	242.5	560	2.1	1800	1.5	C20/25	11.2
VIII	S2	1.223	1.106	267.5	242.5	560	2.1	0.0	0.0	C20/25	11.2
	ST1	1.223	1.106	267.5	242.5	560	2.1	-600	-0.5	C20/25	11.2

ST2	1.223	1.106	267.5	242.5	560	2.1	-780	-0.65	C20/25	11.2
ST3	1.223	1.106	267.5	242.5	560	2.1	-1200	-1.0	C20/25	11.2
ST4	1.223	1.106	267.5	242.5	560	2.1	-1440	-1.2	C20/25	11.2

Tableau 3-3 : Données géométriques et du ferrailage des dalles avec effort normal

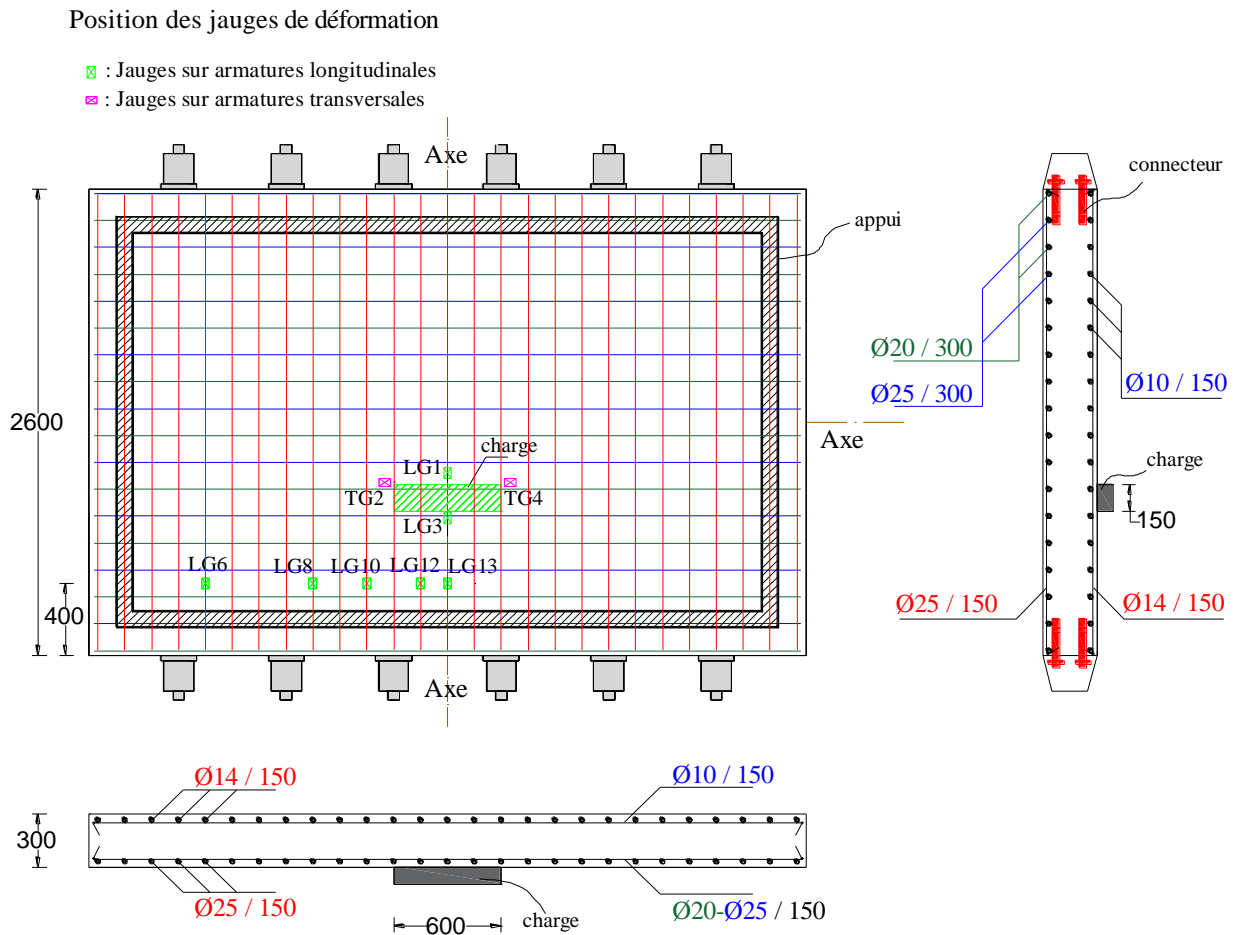


Figure 3.13 : Données géométriques et schémas de ferrailage des dalles avec effort normal

3.4 Propriétés des matériaux

3.4.1 Béton

Le béton utilisé pour la conception des dalles est un béton prêt à l'emploi de classe normale C20/25, sauf pour la dalle S8 avec un béton de classe C40/50. La taille maximale des granulats est de 11.2mm pour tous les spécimens, à l'exception de la dalle S2B avec une taille maximale de granulat de 20 mm. Un aperçu sur la composition et les caractéristiques du béton utilisé est fourni dans le **Tableau 3-4**.

Désignation :	BPS NF EN 2061/CN	Certification :	NF
Classe d'exposition :	X0 (F)	E eff/Liant éq. :	0.8
Consistance :	S3	Granularité Dmax :	D11.2 (D20 pour la dalle S2B)
Résistance caractéristique :	C20/25 (C40/50 pour la dalle S8)	Dosage(C+kA) :	145 kg
Type et classe du ciment :	CEM II/A-LL 42,5 R CE NF VMO VICA	Classe Chlorures :	Cl 0.40
Type Adjuvant :	PRE1 0.35%		

Tableau 3-4 : Composition et caractéristiques du béton utilisé

En amont des essais de résistance des dalles, on a procédé également in situ à des tests préalables de caractérisation du béton. Les résistances maximales du béton en compression et traction uniaxiale ainsi que le module de Young sont déterminés afin d'estimer d'éventuels impacts sur les essais. Les éprouvettes destinées aux essais de caractérisation du béton sont des éprouvettes cylindriques de dimensions 11x22cm. Durant chaque opération de coulage d'une dalle, 12 éprouvettes sont conçues, protégées dans une moule, et entreposées après démoulage dans une chambre humide à température d'environ 20°C et une humidité relative supérieure à 95%. Les essais de caractérisation du béton sont décomposés de la manière suivante :

- 6 essais en compression simple (3 essais à 28 jours sur éprouvettes non instrumentées, et 3 essais à la date de l'essai séparés en 2 essais sur éprouvettes instrumentées pour définir le module d'élasticité et 1 essai sur éprouvette non instrumentée).
- 6 essais de fendage (3 essais à 28 jours et 3 autres à la date de l'essai).

3.4.1.1 Essai de compression

Avant tout essai de compression, une préparation en amont des éprouvettes est nécessaire. Les faces des éprouvettes qui seront en contact avec les plateaux de chargement sont surfacées par apport de soufre afin d'assurer un contact uniforme et éviter ainsi les excentricités de charge qui pourraient conduire à des valeurs de résistances erronées. Pour obtenir la résistance en compression du béton, l'éprouvette cylindrique est soumise à une charge croissante jusqu'à la rupture en accord avec la norme NF EN 12390-3 (**Figure 3.14b**). Les éprouvettes sont testées à l'aide d'une presse hydraulique Perrier de capacité 1000kN.

Deux (02) des trois (03) éprouvettes testées en compression à la date de l'essai (effectué toujours au-delà des 28 jours nécessaire à la maturation du béton) sont instrumentées comme mentionné précédemment. L'instrumentation consiste à coller trois (03) jauges de déformation axiales sur l'éprouvette après qu'une préparation et un nettoyage de la surface instrumentée aient été effectués. Ces jauges sont placées à égales distances et de façon centrée tout autour de la circonférence de l'éprouvette. Les éprouvettes instrumentées nous permettent de déterminer le module d'élasticité E du béton comme on peut le voir sur la **Figure 3.15** pour le cas de l'une des éprouvettes instrumentées de la dalle SC2. Le module de Young est déduit de la courbe contrainte-déformation. Il est proportionnel à la pente de la droite dans la zone élastique.

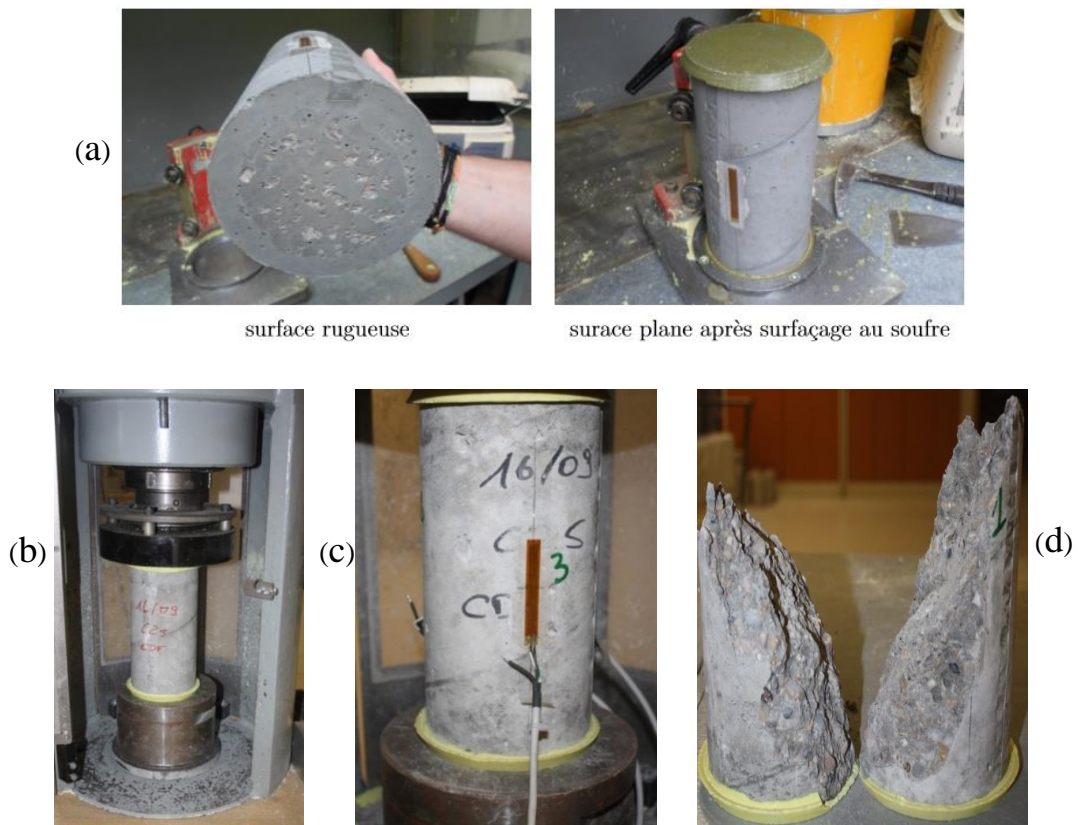


Figure 3.14 : Essai de compression uniaxiale du béton : a) surfaçage d'une éprouvette ; b) Presse de compression ; c) éprouvette instrumentée; d) rupture

Les valeurs moyennes de résistances en compression du béton, à 28 jours et à la date de l'essai, ainsi que les valeurs moyennes de modules de Young obtenues pour toutes les dalles testées sont fournies **Tableau 3-5**. Il est à noter qu'une très faible variabilité naturelle a été relevée entre les résultats fournis par chaque éprouvette.

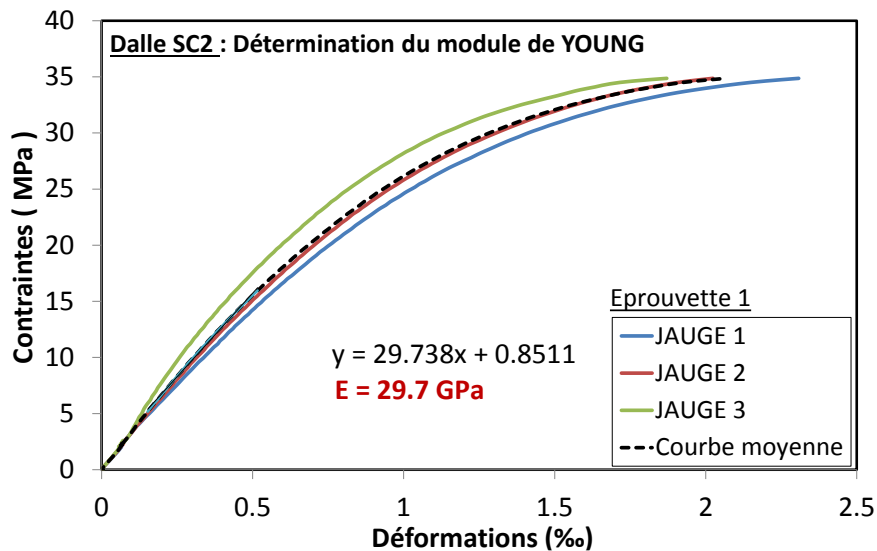


Figure 3.15 : Dalle SC2-épreuve 1: Détermination du module de Young

3.4.1.2 Essai de fendage

L'essai de fendage (ou essai brésilien) a permis de caractériser la résistance maximale du béton en traction. Cet essai est exécuté selon la norme NF EN 12390-6. L'éprouvette cylindrique est comprimée le long de deux génératrices diamétralement opposées comme on peut le voir sur la Figure 3.16. Afin de répartir la charge appliquée et éviter toute rupture locale en compression au niveau des génératrices de chargement, deux bandes minces en contreplaqué neuf d'une largeur de 10 mm, d'une épaisseur de 4 mm et d'une longueur supérieure à la ligne de contact avec l'éprouvette sont placées entre les plateaux de chargement et l'éprouvette. Un chargement croissant est ensuite appliqué jusqu'à la ruine de l'éprouvette. La rupture survient de façon brutale par éclatement de l'éprouvette en deux demi-cylindres partant des génératrices d'application de la charge comme on peut le voir sur la Figure 3.16. Les valeurs moyennes de résistances en traction du béton, obtenues à 28 jours et à la date de l'essai sont fournies Tableau 3-5.



Figure 3.16: Essai de fendage ; a) Presse de fendage ; b) Plan de rupture de l'éprouvette

Dalles	ρ_l [%]	ρ_t [%]	a_v/d_l	Classe de béton	$f_{cm, meas}$ à 28 jours [MPa]	$f_{ctm, meas}$ à 28 jours [MPa]	$f_{cm, meas}$ à la date de l'essai [MPa]	$f_{ctm, meas}$ à la date de l'essai [MPa]	Module de Young [GPa]	Age des dalles à la date de l'essai [Jours]
S1	1.223	0.854	2.1	C20/25	21.3	2.71	24.1	2.88	27.90	37
S2	1.223	1.106	2.1	C20/25	28.7	2.77	30.9	2.87	31.75	46
S2B	1.223	1.106	2.1	C20/25	28.0	3.17	30.5	3.51	29.70	43
S3	1.223	1.349	2.1	C20/25	17.6	1.89	18.8	2.36	26.85	35
S4	1.003	0.854	2.1	C20/25	20.1	2.48	23.9	2.87	27.10	38
S5	1.551	0.837	2.1	C20/25	30.5	3.51	34.6	3.51	33.12	32
S6	1.030	0.917	1.8	C20/25	29.8	3.39	33.2	3.47	33.07	28
S7	0.890	0.783	1.5	C20/25	27.3	3.10	34.2	3.74	33.37	266
S8	1.223	1.106	2.1	C40/50	50.1	3.5	51.7	3.80	40.85	31
S9	1.167	1.056	2.1	C20/25	28.2	3.0	30.4	3.21	32.00	32
S10	1.117	1.010	2.1	C20/25	30.0	2.6	30.6	3.03	33.75	31
SC1	1.223	1.106	2.1	C20/25	29.8	3.7	35.6	3.78	32.65	62
SC2	1.223	1.106	2.1	C20/25	27.0	2.9	33.3	3.63	30.75	73
ST1	1.223	1.106	2.1	C20/25	26.6	3.1	34.0	3.01	34.20	49
ST2	1.223	1.106	2.1	C20/25	30.8	3.1	34.7	3.81	34.65	45
ST3	1.223	1.106	2.1	C20/25	28.6	2.6	34.2	3.60	33.85	55
ST4	1.223	1.106	2.1	C20/25	28.0	2.8	34.2	3.50	32.40	59

Tableau 3-5 : Propriétés mécaniques du béton des dalles testées

3.4.2 Acier

Les barres HA utilisées comme armatures dans les dalles sont de type FeE500B avec une limite élastique garantie de 500MPa et une résistance à la rupture supérieure à 540MPa. Des essais de traction directe ont tout de même été effectués sur les différentes barres d'acier. Comme mentionnés précédemment (**section 3.3, Figure 3.12 et Figure 3.13**), les différents diamètres nominaux d'aciers utilisés dans la confection des dalles sont de : 25 et 20mm pour les aciers utilisés dans les nappes supérieures et 14 et 10mm pour les aciers utilisés dans les nappes inférieures. L'objectif de ces essais étant de déterminer les propriétés mécaniques réelles des différentes barres d'aciers à savoir : la contrainte limite élastique, la contrainte à la rupture et le module d'élasticité.

3.4.2.1 Procédure d'essais

Usinage des barres : Deux barres de diamètre 20mm et deux autres de diamètre 25mm, toutes de longueur 300mm ont été usinées. Les barres usinées ont des diamètres nominaux réduits en raison de la capacité réduite de la machine de traction. La surface usinée est également lisse facilitant ainsi la mise en place des jauges de déformation. Bénéfiquement les têtes des barres usinées ont une section supérieure à celle de la section réduite de façon qu'elles ne subissent aucune déformation plastique et qu'elles ne cassent pas en premier. Les diamètres de 20mm et 25mm ont été réduits respectivement à 16 et 18mm sur une longueur de 100mm. Pour les aciers HA14 et HA10, trois (03) éprouvettes de longueur 300mm ont été conçues pour chaque diamètre nominal. Contrairement aux aciers HA20 et HA25 les diamètres nominaux ne sont pas réduits.

Instrumentation des barres : Pour Les aciers HA25 et HA20, les déformations ont été mesurées à l'aide de deux jauges de déformation collées au centre de l'éprouvette et espacées l'une de l'autre de 180°, tandis que pour les aciers HA14 et HA10, un extensomètre mesure l'allongement de l'éprouvette.

Essai : les éprouvettes sont ensuite soumises à un effort de traction simple jusqu'à la rupture par l'intermédiaire d'une presse de traction MAN de capacité 200kN. Les résultats Effort-déformation (ou Effort-Allongement) sont visualisés sur un écran via un système d'acquisition de données.



Figure 3.17 : Essai de traction directe sur acier : a) Barres HA20 et HA25 usinées et instrumentées; b) jauge de déformation sur une éprouvette HA25; c) Banc d'essai avec extensomètre ; d) Rupture

3.4.2.2 Caractérisation des aciers HA25 et HA20

Les **Figure 3.18** et **Figure 3.19** montrent les courbes de comportement contrainte-déformation obtenues pour les aciers HA25 et HA20. Ces courbes traduisent un comportement élastique suivi d'un léger écrouissage qui annonce un palier de ductilité. Ce palier de ductilité est également suivi par un nouvel écrouissage jusqu'à la rupture de l'éprouvette. Les caractéristiques mécaniques moyennes obtenues à partir des lois de comportement sont données dans les **Tableau 3-6**. Il s'agit des valeurs moyennes de contrainte limite élastique et de déformation limite associée, de module de Young, de contrainte à la rupture et de déformation ultime associée. Le module de Young est déduit proportionnellement à la pente de la droite dans la zone élastique.

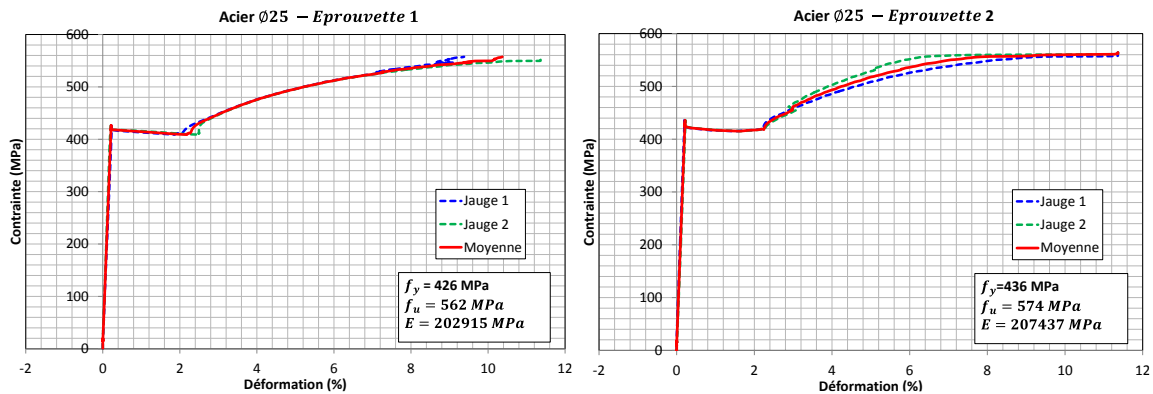


Figure 3.18 : Courbes de comportement des aciers HA25

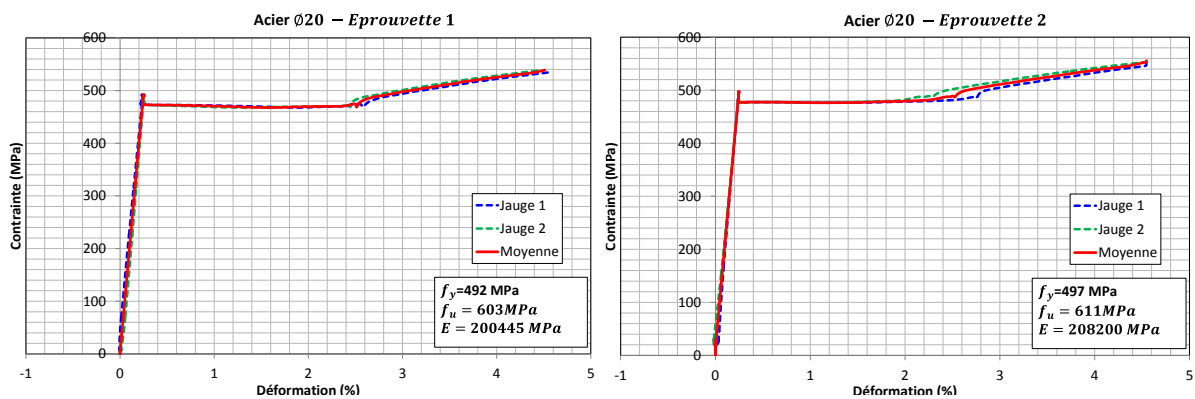


Figure 3.19 : Courbes de comportement des aciers HA20

3.4.2.3 Caractérisation des aciers HA14 et HA10

Tout comme pour le cas des aciers HA25 et HA20, les courbes de comportement obtenues pour les aciers HA14 et HA10 (**Figure 3.20** et **Figure 3.21**) traduisent également un

comportement d'abord élastique suivi ensuite d'un palier de ductilité qui annonce un état de déformations irréversibles, puis enfin un durcissement jusqu'à la rupture.

Il est à noter qu'au cours des essais, l'extensomètre a volontairement été retiré de l'éprouvette avant que la résistance ultime ne soit atteinte afin d'éviter qu'il ne s'endommage lors de la rupture. Ceci explique pourquoi les phases post-élastiques sont incomplètes et les ruptures non-visibles sur les courbes de comportement. Néanmoins les valeurs de résistance ultime sont lues directement sur l'écran du système d'acquisition de données et sont reportées sur les courbes de comportement et le **Tableau 3-6**. Une exception a cependant été faite sur l'éprouvette 3 de l'acier HA10. L'extensomètre a rapidement été retiré de l'éprouvette pendant sa phase de striction, phase dans laquelle on peut expérimentalement observer une localisation de la déformation plastique dans la section centrale de l'éprouvette et un accroissement de l'allongement malgré une diminution de la charge maximale atteinte. Ceci explique pourquoi la résistance maximale est observable sur sa loi de comportement. Les caractéristiques mécaniques moyennes obtenues pour les aciers HA14 et HA10 sont données dans le **Tableau 3-6**.

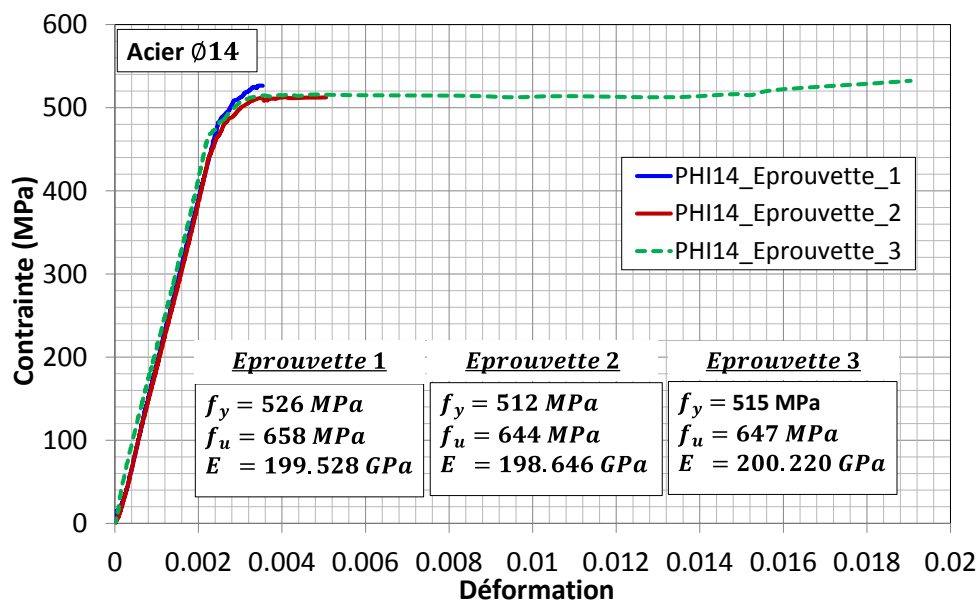


Figure 3.20 : Courbes de comportement des aciers HA14

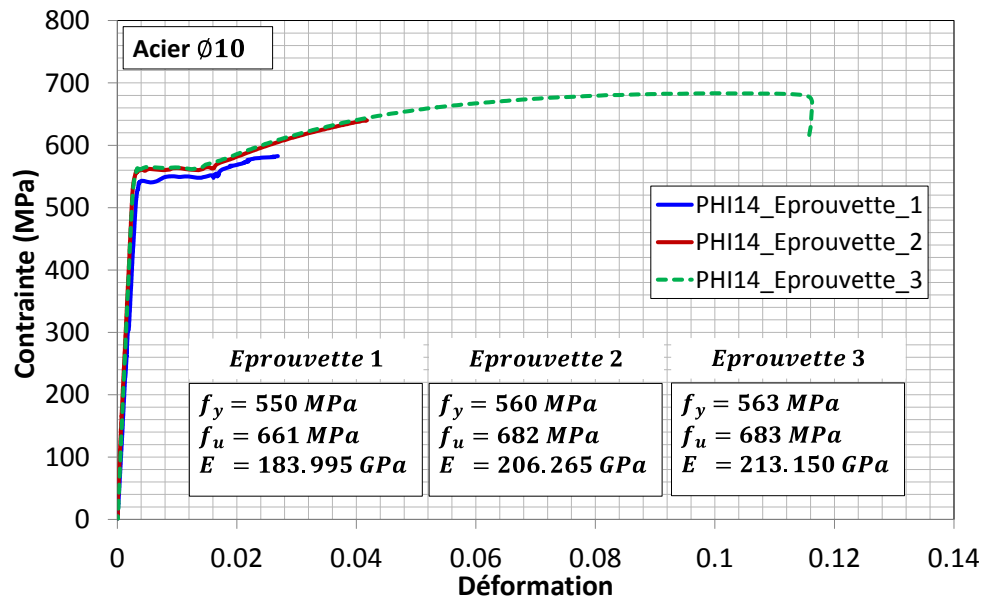


Figure 3.21 : Courbes de comportement des aciers HA10

Diamètre nominal des aciers [mm]	Module de Young E_0 [GPa]	Contraincte limite élastique f_y [MPa]	Déformation limite élastique ϵ_y [$\times 10^{-6}$]	Contraincte limite de rupture f_t [MPa]	Déformation à la rupture ϵ_t [$\times 10^{-2}$]	Coefficient de poisson
25	205	431	2161	568	11.4	0.3
20	204	495	2469	607	-	0.3
14	200	518	2500	650	-	0.3
10	201	558	2100	675	11.6	0.3

Tableau 3-6 : Propriétés mécaniques des différentes barres d'aciers

On peut remarquer pour les aciers HA20 et HA25 une limite élastique inférieure à 500Mpa (**Tableau 3-6**). Or le type d'acier utilisé FeE500B comme mentionné en **section 3.4.2** est tel qu'une limite élastique minimale de 500MPa devrait être obtenue. Cela pourrait être lié au fait que les essais sur les aciers HA20 et HA25 ont été réalisés sur des diamètres non nominaux. En effet les diamètres nominaux ayant été réduits (ce qui n'est pas le cas des aciers HA14 et HA10) en raison de la capacité réduite de la machine de traction, cela pourrait entraîner une légère sous-estimation des propriétés mécaniques.

3.5 Synthèse du chapitre 3

Partant de l'analyse relative aux différents mécanismes de résistance au cisaillement et aux différents paramètres influençant ces mécanismes, une étude expérimentale visant à mieux cerner l'influence de ces paramètres et donc de mieux comprendre l'origine des divergences entre les différentes normes et juger de leur pertinence a été mise sur pied. Au total 17 dalles épaisses en béton armé à grande échelle et sans armatures d'effort tranchant ont été construites et testées. Les dalles sont regroupées par série (8 séries au total) et dans chaque série est étudiée l'influence d'un paramètre donné du cisaillement. Dans ce chapitre une description de la procédure expérimentale a été fournie de manière détaillée. On retrouve les informations concernant le banc d'essai pour les dalles sans et avec effort normal de compression ou de traction, des informations sur les données géométriques et du ferrailage ainsi que les propriétés des matériaux béton et acier obtenues des essais de caractérisation.

15 des dalles testées sont de dimensions 4m x 2.6m x 0.3m, une dalle de dimensions 4m x 2.6m x 0.35m et une dernière de dimensions 4m x 2.6m x 0.4m. Les renforts longitudinaux et transversaux ont été conçus de façon à assurer qu'une rupture par flexion ne précède pas celle par cisaillement. Le système d'appui simple est composé d'une poutre métallique en I. Ensuite, un rond en Duraluminium est positionné en appui sur la poutre métallique. Entre le rond et la dalle, une plaque métallique est insérée. Avant de poser la dalle sur l'appui, un lit de mortier est mis en place sur la plaque afin d'assurer une bonne répartition des efforts. Les dalles sont chargées en quasi-statique jusqu'à la rupture par un vérin de capacité 200 tonnes. Le chargement s'effectue par l'intermédiaire d'une plaque de répartition de la charge dont les dimensions ont été choisies de façon à ce que l'occurrence de la rupture par cisaillement précède celle d'une possible rupture par poinçonnement. Une bande néoprène est placée entre la plaque de charge et la dalle afin d'assurer une surface de charge répartie. La configuration de chargement est telle que la charge ait été rapprochée au maximum d'un appui pour favoriser l'effort tranchant vis-à-vis du moment de flexion et créer ainsi une rupture par cisaillement. Les dalles sont instrumentées à l'aide d'un capteur de force, 6 capteurs de déplacement LVDT et 14 jauges extensométriques. 10 jauges placées à proximité de l'appui sur les armatures longitudinales pour capturer le cisaillement, et 4 jauges placées à proximité de la charge sur des armatures longitudinales et transversales pour capturer la flexion et vérifier si les aciers plastifient ou pas à la rupture. Pour ce qui est du banc d'essai pour le chargement combiné (effort vertical plus effort normal), un système auto-équilibré solidaire de la dalle a été conçu. Il est constitué de 12 vérins hydrauliques en interaction qui

garantissent une pression constante, la capacité limite du système de chargement axial étant de 180 tonnes. Pour déterminer les propriétés mécaniques des matériaux, des éprouvettes de béton sont réalisées lors de chaque opération de coulage d'une dalle. Les essais de compression uniaxiales et de fendage sur ces éprouvettes de béton de classe C20/25 (sauf la dalle S8 avec un C40/50) ont permis de déterminer les valeurs moyennes de résistances en compression, en traction et le module d'élasticité. Des classes de béton de résistance encore plus élevées que du C40/50 n'ont pas été prises en compte en raison de la capacité limite du vérin. Un diamètre maximal de granulats relativement faible $d_{max}=11\text{mm}$ (sauf la dalle S2B avec un $d_{max}=20\text{mm}$) est choisi pour faciliter la mise en place du béton pendant le coulage. Des essais de traction directe réalisés sur les barres d'acier de type FeE500B à limite élastique minimale de 500MPa nous ont permis d'obtenir les propriétés mécaniques réels des aciers : module d'élasticité, contrainte limite élastique, contrainte limite de rupture et déformations associées.

Chapitre 4

Résultats Expérimentaux

Le chapitre qui suit présente en détail le comportement de chacune des 17 dalles en béton armé testées sous sollicitation de cisaillement dans notre étude. Une meilleure compréhension du phénomène du cisaillement est apportée à travers une étude sur l'influence des différents paramètres entrant en compte dans le mécanisme de résistance au cisaillement : la résistance en compression du béton, le ratio d'élancement a_v/d_l associé à l'épaisseur, le taux d'armatures longitudinales et transversales, la taille des granulats, la longueur de la plaque de chargement, et enfin l'effort normal de compression et de traction. Cette étude a pu se faire par le biais des résultats obtenus au moyen de l'instrumentation présentée au 2.4. Les capteurs de déplacement LVDT positionnés à des endroits spécifiques sur la dalle et les jauges de déformation placées sur l'acier permettent en effet d'observer la réponse des dalles tout au long du chargement. On terminera ce chapitre par une étude analytique. On comparera les résultats de nos essais aux prédictions de l'Eurocode 2 **CEN. Eurocode 2, 2005** [6], de l'Annexe Nationale Française **FD P 18-717. Eurocode 2, 2013** [5], de la norme américaine **ACI 318, 2014** [1], de la proposition d'extension de l'Eurocode 2 de **Lantsoght et al. 2015** [9], du code nucléaire **AFCEN ETC-C, 2010** [7], du **fib-Model Code 2010, 2012** [2] basé sur la théorie du champ de compression modifiée MCFT, et de la théorie de la fissure critique CSCT.

4.1 Résultats expérimentaux

4.1.1 Comportement global

Les valeurs des charges de rupture P_u et des charges ultimes de cisaillement associées V_{exp} obtenues dans notre étude sont données dans le Tableau 4-1. Les charges ultimes en cisaillement V_{exp} sont calculées à partir des charges de rupture P_u en utilisant la solution de Navier avec les séries de Fourier pour le cas de plaques rectangulaires simplement appuyées sur quatre côtés **Timoshenko et Woinowsky-Krieger, 1959** [175]. Il est important de souligner que la solution de Navier est élastique et que peser une solution parfaitement plastique serait tout à fait pertinent. Il semblerait donc plus réaliste de connaître précisément la distribution de contrainte sur la section pour pouvoir l'intégrer et remonter à un effort

tranchant résultant, et dans ce cas on devrait connaître les zones plastifiées pour saturer effectivement la contrainte en fonction du critère plastique. Cependant, pour les zones de fissurations (macrofissuration et microfissuration) on ne sait pas réellement ce qu'il en est et donc ce qui y est repris. Une analyse numérique de base adoptant une approche plastique a montré que cette approche n'amène pas beaucoup sur la précision de V_{exp} (écart marginal).

Dans le modèle basé sur la solution de Navier, une charge concentrée de 100kN est d'abord appliquée pour calculer la charge de cisaillement correspondante V_{100kN} (**Figure 4.1**). A partir de cette valeur, les charges de cisaillement V_{exp} sont calculées à partir des charges de rupture des essais P_u . Il est important de noter que le poids propre des dalles n'est pas pris en compte dans la détermination des charges ultimes en cisaillement V_{exp} , son effet étant négligeable devant celle de la charge localisée. Les charges de cisaillement V_{exp} sont supposées être réparties sur une largeur effective b_{eff} déterminée par le critère de diffusion à 45° issu du contour de la zone de charge en direction des appuis, tel qu'indiqué dans les codes français (**Figure 4.2**). En effet, comme mentionné en **section 2.1.1.3**, la recommandation française comparée à celle néerlandaise pour la détermination de b_{eff} , est celle qui donne les meilleurs résultats pour les dalles en cisaillement sous charge concentrée.

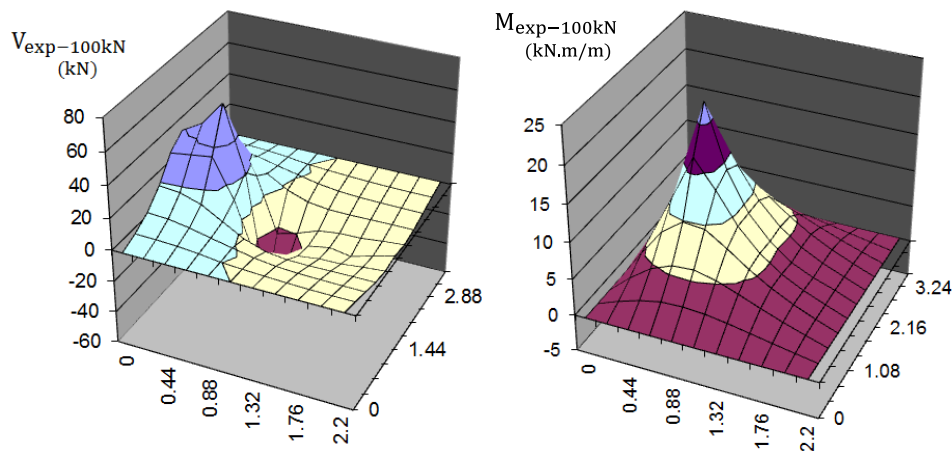


Figure 4.1 : Détermination de V_{100kN} : effort de cisaillement pour une charge localisée de 100kN

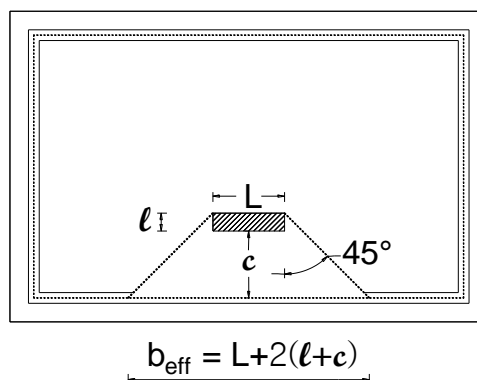
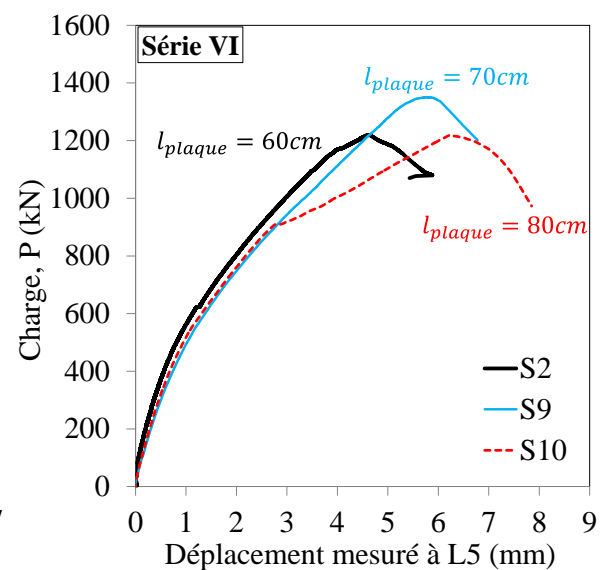
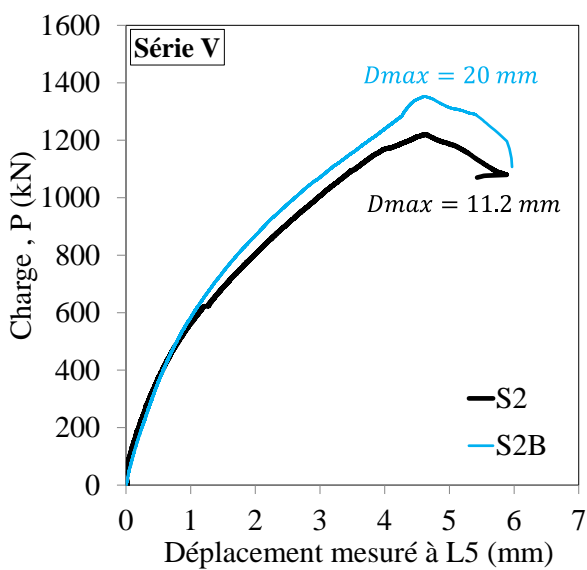
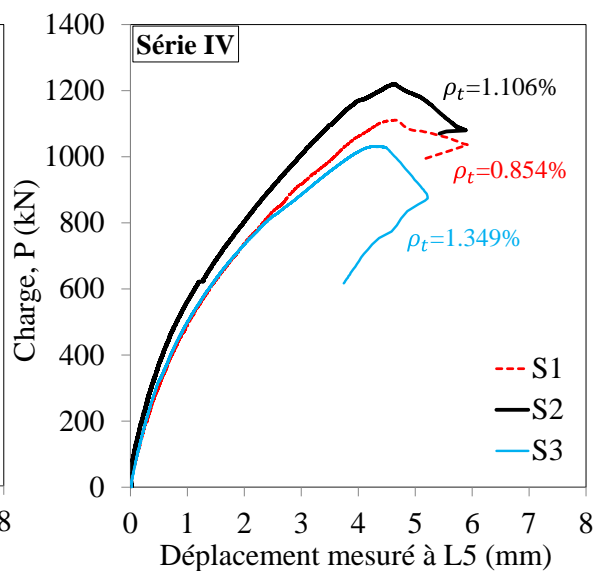
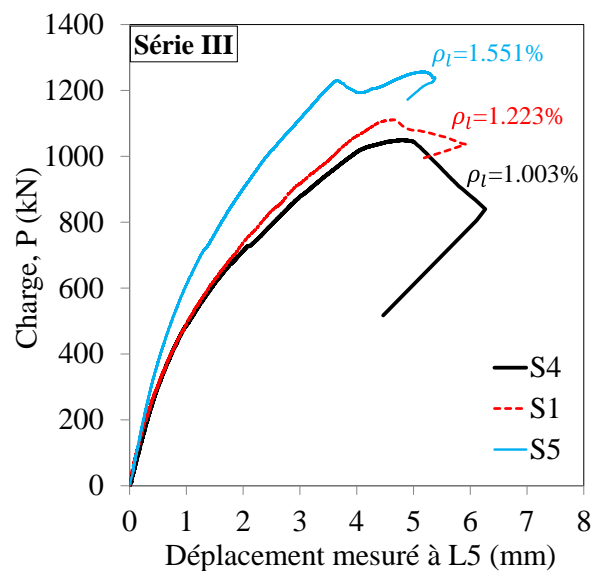
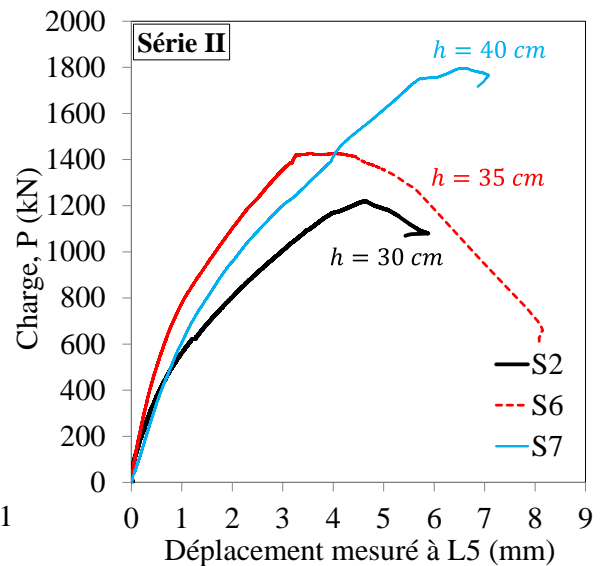
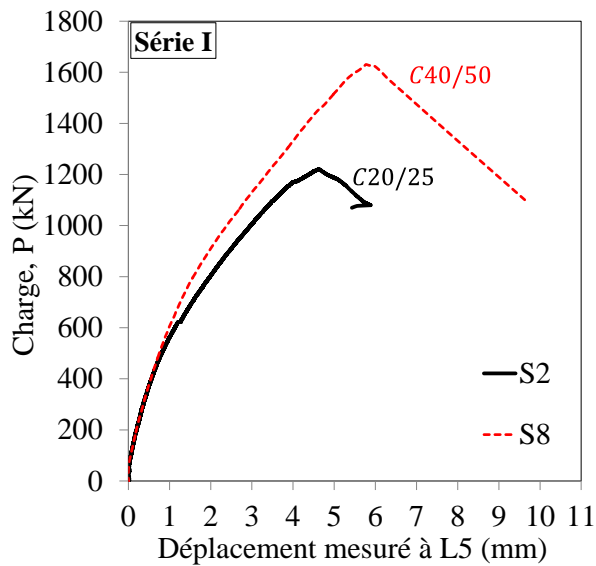


Figure 4.2 : Détermination de la largeur effective b_{eff} : Critère de diffusion à 45°

Essais	a/d_1	ρ_1 [%]	ρ_t [%]	$f_{cm,meas}$ [MPa]	Long. plaque [mm]	σ_{cp} [MPa]	b_{eff} [mm]	P_u [kN]	Mode de rupture	V_{100kN} [kN] correspondant à $P_u=100kN$	V_{exp} [kN]	M_{exp} [kNm]
S1	2.1	1.223	0.854	24.1	600	0.0	2100	1111	Cisail.	61.21	680	277
S2	2.1	1.223	1.106	30.9	600	0.0	2100	1220	Cisail.	61.21	747	304
S2B	2.1	1.223	1.106	30.5	600	0.0	2100	1353	Cisail.	61.21	828	337
S3	2.1	1.223	1.349	18.8	600	0.0	2100	1032	Cisail.	61.21	632	257
S4	2.1	1.003	0.854	23.9	600	0.0	2100	1050	Cisail.	61.21	643	262
S5	2.1	1.551	0.837	34.6	600	0.0	2100	1257	Cisail.	61.21	769	313
S6	1.8	1.030	0.917	33.2	600	0.0	2100	1427	Cisail.	62.22	888	361
S7	1.5	0.890	0.783	34.2	600	0.0	2100	1796	Cisail.	63.19	1135	461
S8	2.1	1.223	1.106	51.7	600	0.0	2100	1632	Cisail.	61.21	999	407
S9	2.1	1.167	1.056	30.4	700	0.0	2200	1350	Cisail.	61.10	825	336
S10	2.1	1.117	1.010	30.6	800	0.0	2300	1221	Cisail.	61.00	745	303
SC1	2.1	1.223	1.106	35.6	600	1.0	2100	1309	Cisail.	61.21	801	326
SC2	2.1	1.223	1.106	33.3	600	1.5	2100	1294	Cisail.	61.21	792	322
ST1	2.1	1.223	1.106	34.0	600	-0.5	2100	1162	Cisail.	61.21	711	289
ST2	2.1	1.223	1.106	34.7	600	-0.65	2100	1212	Cisail.	61.21	742	302
ST3	2.1	1.223	1.106	34.2	600	-1.0	2100	881	Cisail.	61.21	539	219
ST4	2.1	1.223	1.106	34.2	600	-1.2	2100	906	Cisail.	61.21	555	226

Tableau 4-1 : Valeurs des charges de rupture P_u et de cisaillement V_{exp} obtenues

La **Figure 4.3** montre les réponses charge-déplacement obtenues pour tous les essais. Les déplacements figurant sur ces courbes sont ceux mesurés au niveau du capteur de déplacement LVDT-L5 placé à proximité de la plaque de chargement (**Figure 3.12**). Pour tous les essais, une fois la charge maximale atteinte, les dalles ont présenté une phase post-pic marquée pour la plus part par un comportement légèrement adoucissant et surtout une diminution significative de la charge appliquée pour des déplacements croissants. Un comportement qui est typique du caractère fragile des ruptures par cisaillement tel qu'évoqué en **section 2.1**. Les influences sur le comportement au cisaillement des paramètres étudiés dans chaque série d'essais seront détaillées dans les prochaines sections.



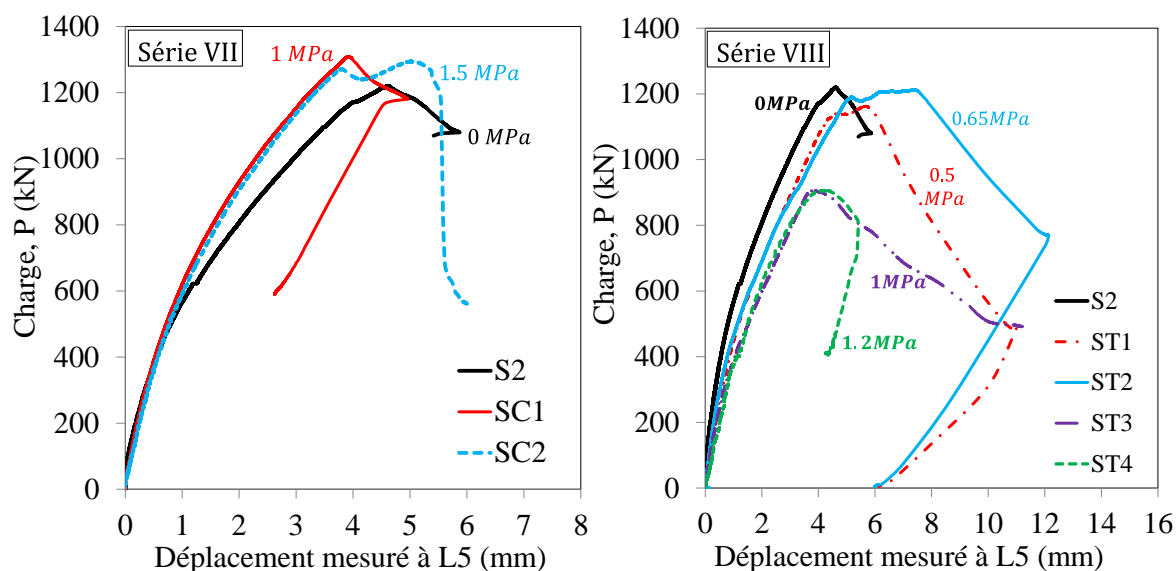


Figure 4.3 : Courbes charge-déplacement obtenues pour les dalles.

4.1.2 Modes de rupture

Comme on peut le voir sur la **Figure 4.4** pour la dalle S2 et pour toutes les dalles en générale, trois types de fissures ont été observés sur les faces inférieures des dalles. Tout d'abord, des fissures de flexion marquées par des lignes de fissuration qui apparaissent de façon perpendiculaires ou parallèles aux côtés de la dalle sont observables. Ces fissures de flexion sont situées par projection aux mêmes emplacements que les armatures longitudinales et transversales noyées dans la dalle.

Ensuite, les schémas de fissuration observés ressemblent fort à du cisaillement bidirectionnelle avec des fissures situées de part et d'autre autour de la zone de surface de chargement, de tel sorte que l'on pourrait penser que les ruptures interviennent par poinçonnement et non par cisaillement. En effet comme mentionné en **section 2.1.1.2**, dans la littérature technique et scientifique relative au cisaillement et au poinçonnement, ces deux modes de rupture sont parfois qualifiés respectivement de cisaillement unidirectionnel (one-way shear) et bidirectionnel (two-way shear). Une première impression serait donc de penser que les ruptures des dalles dans notre étude se soient produites par poinçonnement et non par cisaillement. Cependant, bien que les schémas de fissuration observés traduisent un cisaillement bidirectionnel, les ruptures finales n'ont pas lieu par poinçonnement, mais bien par cisaillement. Pour confirmer cela, les dalle S8, S9 et S10 ont été découpées transversalement au milieu de leur longueur afin d'observer le mode de rupture en 2D (section largeur-épaisseur). Comme on peut le voir sur les **Figure 4.5** et **Figure 4.6**, les modes de

rupture en 2D montrent un cisaillement qui est bien bidirectionnel, mais la fissure critique diagonale induisant la rupture est celle située à proximité de l'appui, ce qui correspond à une rupture par pur cisaillement.

Ces ruptures par cisaillement correspondent à un troisième type de fissure, marquée par une ligne de fissuration observée à proximité de l'appui. Cette ligne de fissuration dont la longueur n'est rien d'autre que la largeur effective en cisaillement b_{eff} évoquée plus haut, à une ouverture relativement plus importante que celle des autres lignes de fissuration observées. Le mécanisme de rupture par cisaillement des dalles correspond donc à l'apparition de cette macrofissure. C'est un mécanisme à trois dimensions, avec la formation d'une bielle de compression à partir du point d'application de la charge en direction de l'appui. Néanmoins, force est de reconnaître qu'une supposition selon laquelle tout l'effort de cisaillement est transféré sur un seul côté des dalles pourrait être une simplification excessive de la réalité où une quantité importante de l'effort de cisaillement aurait pu également être transférée aux autres côtés. Par conséquent, pour confirmer d'avantage que les ruptures se soient produites par cisaillement et non par poinçonnement, on comparera dans les prochaines sections les résultats de nos essais aux prédictions de poinçonnement et de cisaillement de l'Eurocode 2. Une modélisation réaliste du comportement des dalles sera également proposée dans le chapitre suivant.

Les schémas de fissuration obtenus pour toutes les dalles testées dans chaque série seront donnés dans les prochaines sections.

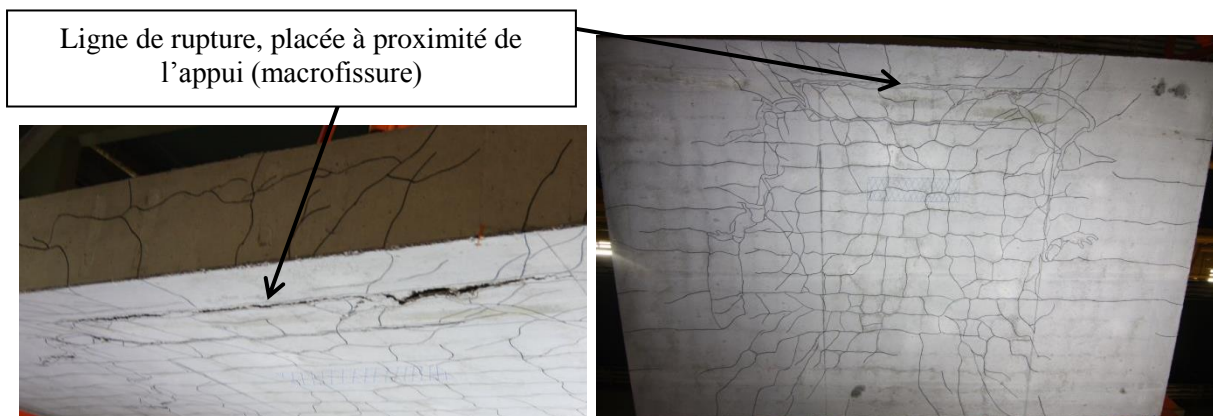


Figure 4.4 : Mode de rupture de la dalle S2

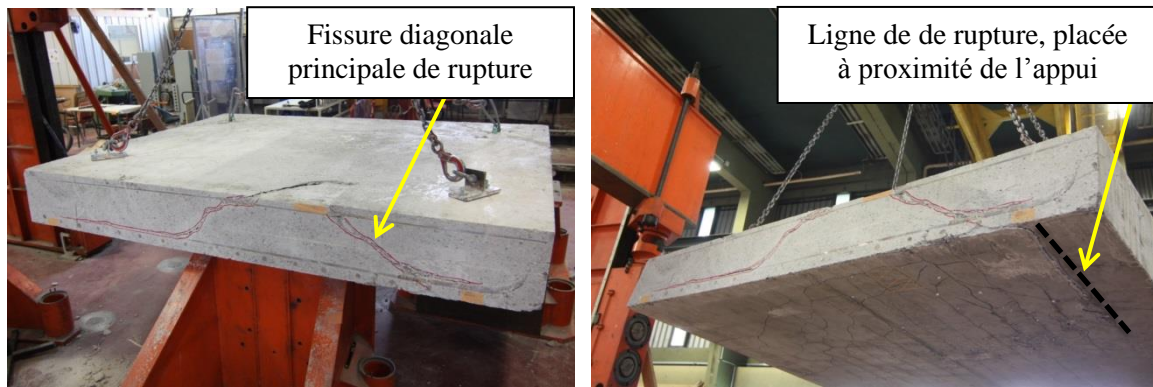


Figure 4.5 : Mode de rupture 2D-3D de la dalle S8 : coupe transversale (a) (b)

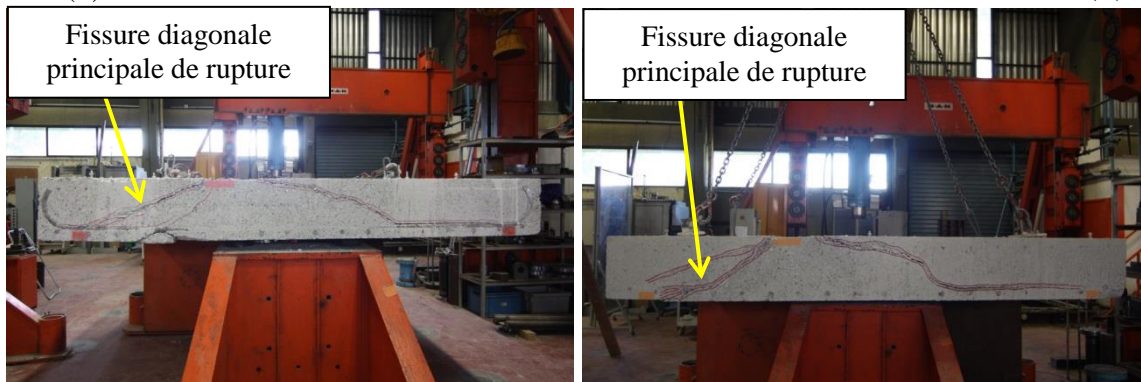


Figure 4.6 : Mode de rupture 2D: a) dalle S9 coupe transversale; b) dalle S10 coupe transversale

4.1.3 Déformation dans les armatures

Dans cette section, on présente les déformations enregistrées par les jauges de déformation installées à différents endroits sur les armatures longitudinales et transversales en traction. La **Figure 4.7b** présente pour la série IV (S1, S2 et S3) la déformation enregistrée par la jauge LG3 située à proximité de la zone de charge sur une armature longitudinale. L'emplacement de la jauge LG3 a précédemment été indiqué sur la **Figure 3.12**. Pour la série III (S1, S4 et S5) comme on peut le voir sur la **Figure 4.7a**, la déformation est enregistrée au niveau de la jauge TG2 placée également à proximité de la zone de charge mais cette fois-ci sur une armature transversale.

On peut noter en premier lieu un changement de pente dans les courbes charge-déformation obtenues correspondant à la fissuration du béton. Il est également important de noter que les déformations maximales mesurées dans ces armatures flexionnelles longitudinales et transversales à proximité de la charge concentrée sont inférieure à $2500\mu\epsilon$, déformation limite élastique obtenue à l'issue des essais de traction directe réalisés sur les différents diamètres d'aciers (**section 3.4.2.2**). Ceci montre qu'à la rupture les aciers sont

encore dans un domaine élastique de comportement, aucune plastification n'a lieu. Un résultat similaire a été obtenu dans toutes les autres séries.

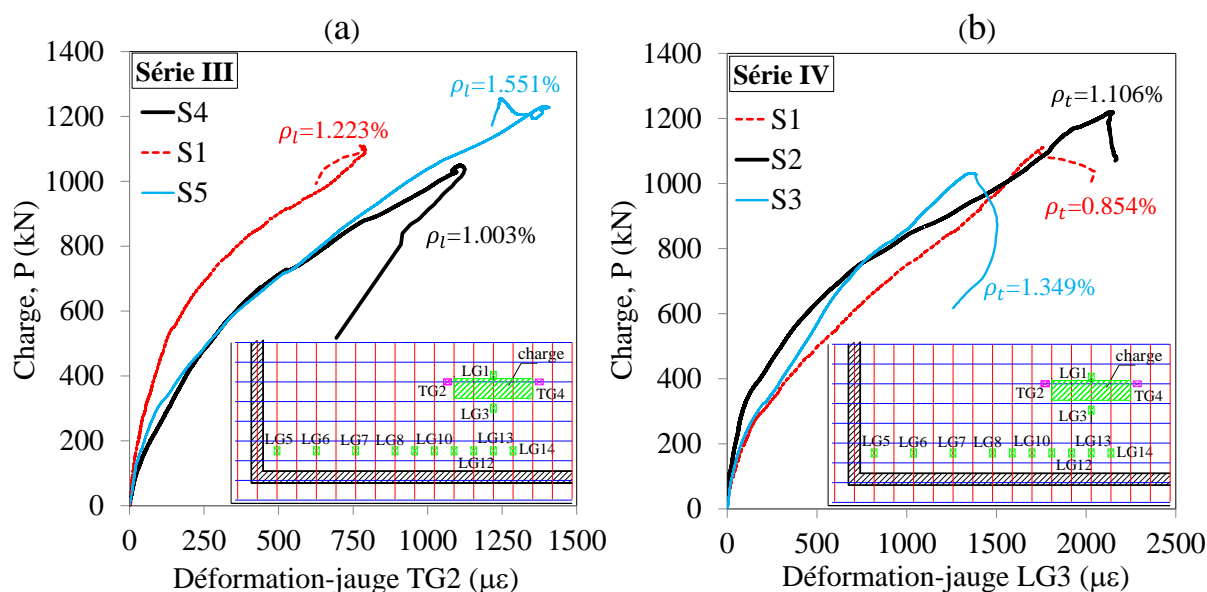


Figure 4.7 : Courbes charge-déformation enregistrées par les jauges situées à proximité de la zone de charge : a) série III, jauge TG2 sur armature transversale; b) série IV, jauge LG3 sur armature longitudinale

La **Figure 4.9** présente pour les dalles des séries III et IV, les déformations enregistrées par les jauges situées à proximité de l'appui sur les armatures longitudinales. Il s'agit des jauges LG5 à LG14. Ces jauges étant placées à côté de l'appui, et donc à proximité de la zone où la ligne de fissuration principale induisant la rupture par cisaillement devrait être observée (voir **section 4.1.2**), alors elles devraient permettre d'identifier et de suivre l'évolution de la fissuration critique de cisaillement.

Il est d'abord intéressant de constater que les déformations enregistrées par les jauges situées près des appuis à l'exception des jauges LG5, LG6 et LG7 en générale qui ne sont pas compris dans la zone de diffusion de l'effort tranchant (critère de diffusion à 45°, **Figure 4.8**), commencent à augmenter nettement à des charges qui coïncident certainement avec l'apparition de fissures de cisaillement importantes (LG8 à LG14). En effet, les dalles dans notre étude étant dépourvues d'armatures d'effort tranchant, à mesure que la fissure de cisaillement s'élargit, la reprise des efforts de cisaillement se fait de moins en moins par l'engrènement des granulats et passe plutôt par l'effet de goujon des armatures longitudinales accentué par la présence de celles-ci. Juste avant la rupture, lorsque l'imbrication mécanique des granulats n'est plus en mesure de reprendre l'effort de cisaillement, il s'ensuit une augmentation brusque de la traction dans les barres longitudinales au droit de la fissure de cisaillement pour tenter d'assurer l'équilibre.

Ensuite il est également intéressant de constater d'avantage que les déformations enregistrées par les jauges LG8 à LG14 continuent d'augmenter même après que la résistance ultime en cisaillement ait été atteinte, contrairement aux jauges LG5 à LG7 et même aux jauges LG1, LG3, TG2, TG4 situées à proximité de la zone de charge que nous avons évoqué précédemment (**Figure 4.7**). Ceci peut être expliqué par le fait qu'après la rupture par cisaillement, toutes les contraintes se soient concentrées pour développer la fissuration de cisaillement. Dans la phase post-pic, la largeur de la fissure de cisaillement continue de se développer, et a donc été mesurée par la déformation importante enregistrée par les jauges LG8 à LG14 placées à proximité du support et ce jusqu'à l'effondrement total de la structure. Par conséquent, les déformations mesurées par les jauges de LG8 à LG14 peuvent être utilisées pour identifier la fissuration critique de cisaillement ayant provoqué la rupture.

Il est à noter que certaines jauges se sont altérées au cours des essais (probablement dû à un décollement), entraînant un changement brusque dans la lecture de déformation et n'ont donc pas été prise en compte. Ceci explique pourquoi elles n'apparaissent pas sur la **Figure 4.9**. C'est le cas par exemple des jauges LG10 et LG13 de la dalle S1, ou encore des jauges LG6 et LG8 de la dalle S2.

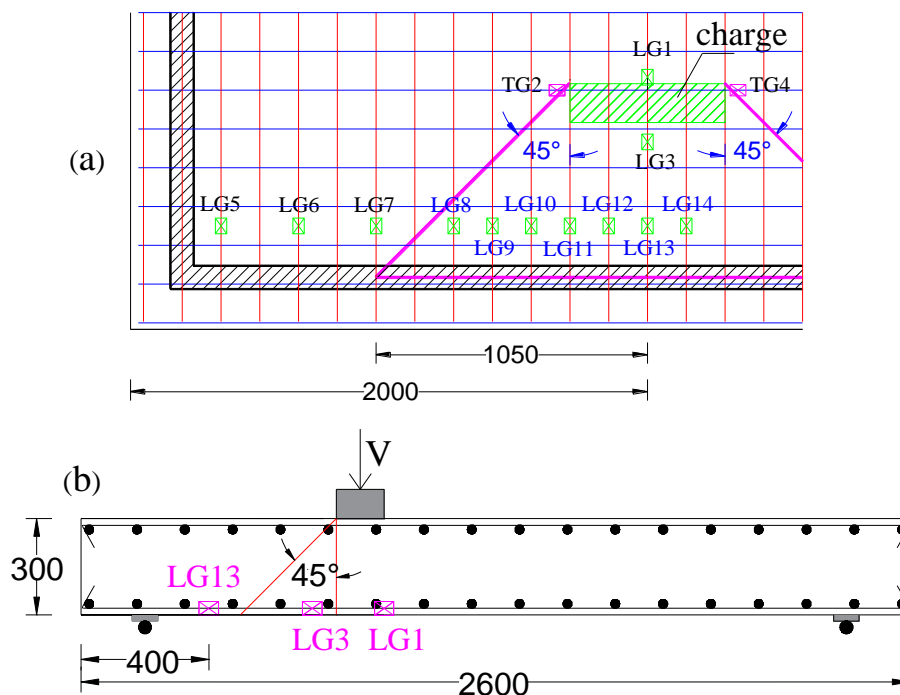


Figure 4.8 : Positions des jauges : (a) à proximité de l'appui ; (b) dans la section transversale des dalles.

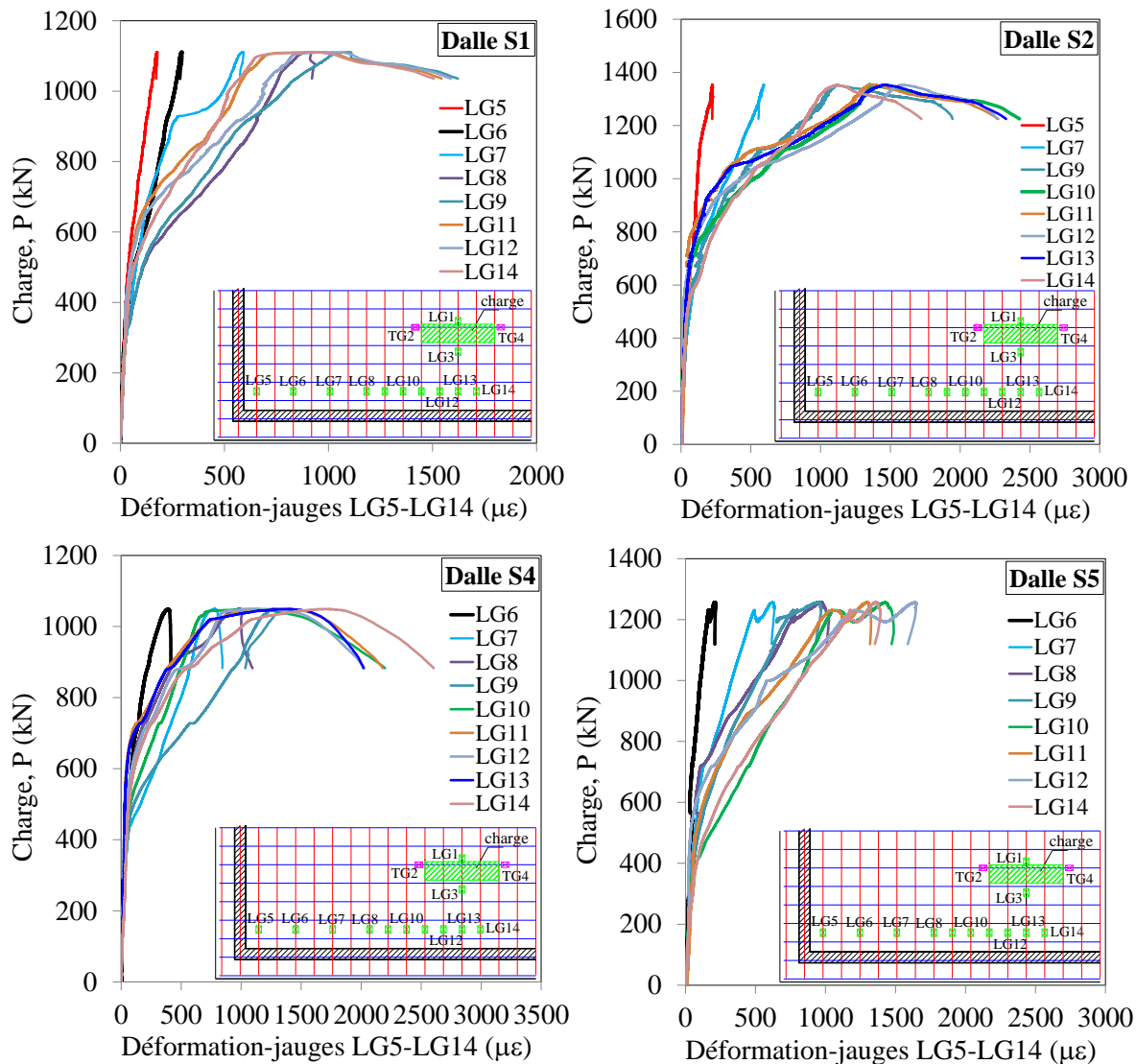


Figure 4.9 : Courbes charge-déformation enregistrées par les jauges situées à proximité de l'appui sur les armatures longitudinales: Dalle S1, S2, S4, S5, jauges LG5 à LG14.

4.1.4 Evaluation de la distribution de la charge

La **Figure 4.10** présente les déformations mesurées par les jauges LG5 à LG13 pour les dalles S1 et S6 d'épaisseurs respectives 30cm et 35cm. Ces jauges de déformation placées sur les armatures longitudinales à proximité de l'appui permettent donc d'évaluer la répartition de la charge près de la surface de rupture en cisaillement. On peut voir sur la **Figure 4.10** que les déformations dans les barres longitudinales tendent à se concentrer dans la partie médiane de la ligne d'appui à mesure que la charge appliquée augmente. Le même phénomène est observé avec une augmentation de l'épaisseur de la dalle, les déformations ayant toujours tendance à se concentrer au milieu de l'appui.

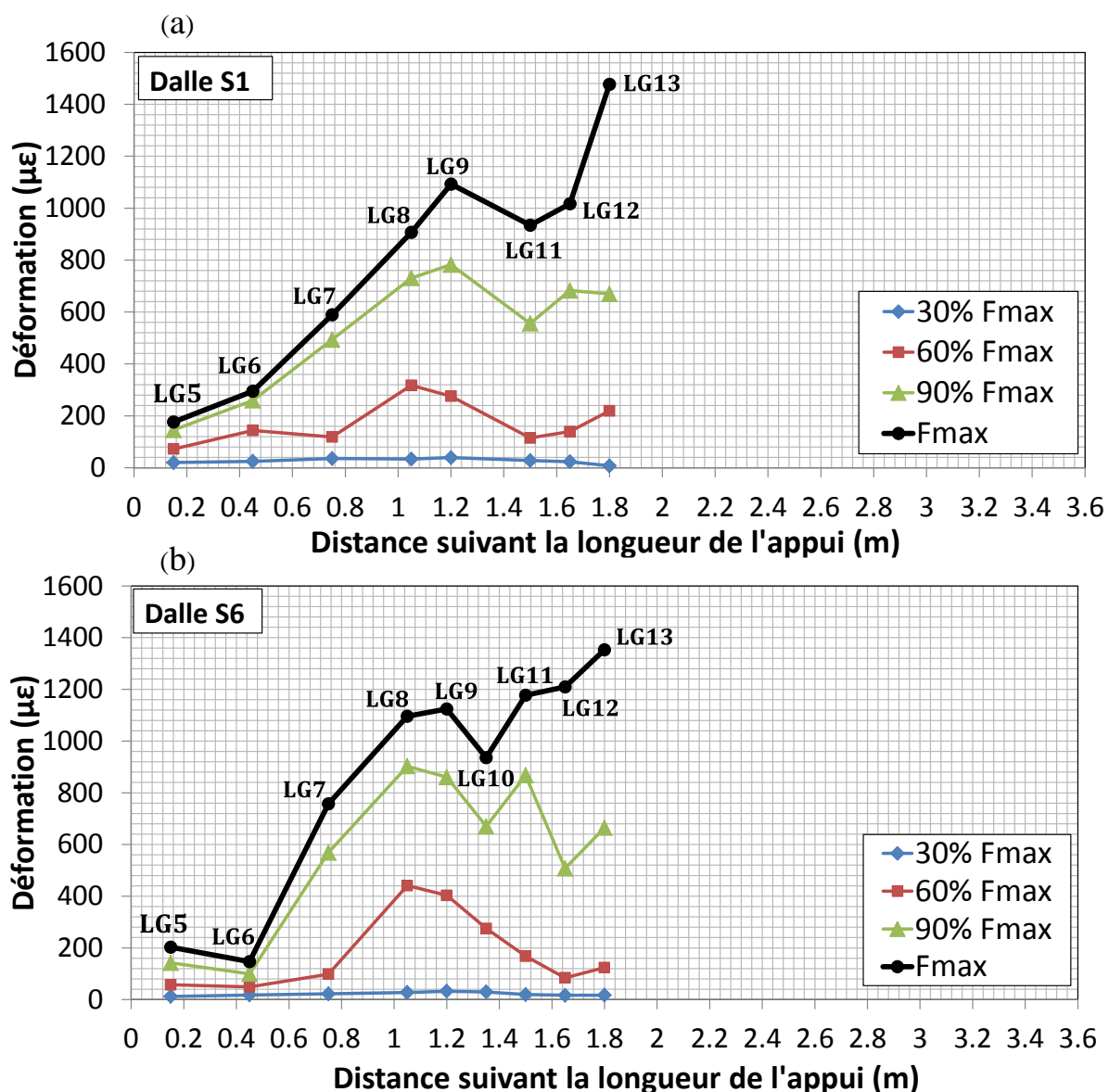


Figure 4.10 : Déformations mesurées par les jauges de déformation LG5 à LG12 sur les barres longitudinales : (a) Dalle S1, (b) Dalle S6

4.2 Influence de la résistance en compression

Comme évoqué précédemment en **section 2.1.3.1**, la résistance en traction du béton est considérée comme le facteur le plus important influençant la résistance au cisaillement. Cependant pour des raisons de conception, la résistance en traction est prise comme proportionnelle à la racine carrée ou à la racine cubique de la résistance en compression ($\sqrt{f_{cm,meas}}$ ou $\sqrt[3]{f_{cm,meas}}$) et ce, sur la base d'un grand nombre d'essais réalisés sur des poutres. Le rôle important que joue la résistance en compression du béton est dû à son influence directe sur la résistance en traction du béton, sur la liaison acier-béton (et donc sur l'effet de goujon), sur la capacité d'engrènement des granulats à l'apparition des fissures ou

encore sur la résistance du béton dans la zone de comprimée. Par conséquent, pour évaluer l'influence des autres paramètres du cisaillement sur le comportement au cisaillement des dalles, il s'avère impératif de d'abord analyser l'influence de la résistance en compression du béton sur le cisaillement afin de choisir de normaliser ou pas les charges de rupture obtenues, ceci dans le but de se faire des interprétations plus logiques des résultats expérimentaux.

Dans notre étude l'influence de la résistance en compression sur le comportement au cisaillement a d'abord été étudiée en se servant de la variabilité de la résistance en compression du béton de classe C20/25 coulé pour les dalles S3, S4, S1, S2 et S5. On constate en effet, comme on peut le voir dans le **Tableau 3-5** une variation comprise entre 18 et 35 MPa de la résistance en compression du béton de ces dalles. D'après les observations expérimentales, on a constaté que la résistance au cisaillement et la rigidité post-élastique des dalles augmentaient en même temps que la résistance en compression du béton (**Figure 4.11**). Il est tout de même important de remarquer que les taux d'armatures longitudinales ou transversales des dalles analysées sont différents (**Tableau 3-2**). Cela implique que la conclusion obtenue en se basant sur l'analyse des dalles S3, S4, S1, S2 et S5 ait été tirée en supposant d'abord que les renforts longitudinaux et transversaux ont peu d'influence sur la capacité en cisaillement des dalles, ce qui pourrait ne pas forcément être le cas.

Pour confirmer par conséquent les résultats obtenus, la dalle S8 cette fois ci de classe de béton plus élevée C40/50 et de même taux d'armatures longitudinales et transversales que la dalle S2 (**Tableau 3-2**) a été conçue et testée. Les résultats obtenus en comparant les dalles S2 et S8 sont similaires, à savoir, une augmentation de la résistance en cisaillement et de la rigidité post-élastiques des dalles lorsque la résistance en compression du béton augmente. On peut noter un gain de capacité en cisaillement de 34% pour une augmentation de la résistance en compression de 30,9 MPa (Dalle S2) à 51,7 MPa (Dalle S8). Les schémas de fissuration obtenus pour les dalles S2 et S8 sont donnés sur la **Figure 4.12**. On peut distinguer les fissures de flexion, de cisaillement, et surtout les lignes de ruptures en cisaillement abordées en **section 4.1.2**.

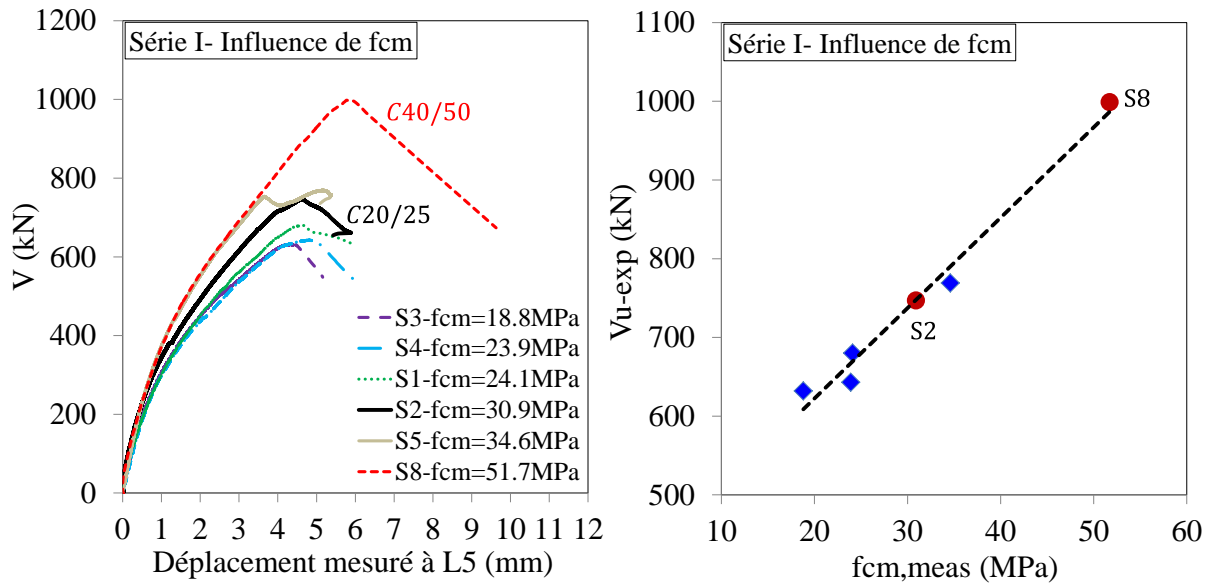


Figure 4.11 : Comportement au cisaillement des dalles de la série I : Influence de la résistance en compression

A titre de comparaison, les études menées par **Lantsoght et al. 2013** [19] présentées précédemment en **section 2.1.3.1** ont abouti en général à aucune influence de la résistance en compression du béton sur la capacité au cisaillement des dalles. Cependant, un point important est de noter que les dalles testées dans leur étude ont une résistance en compression variant entre 51.6 et 82.1 MPa (dalles avec les mêmes taux d'armatures et $a_v/d_f=2.26$), tandis que dans notre étude elle varie de 30.9 à 51.7 MPa. Cela pourrait expliquer la différence des résultats entre les deux études. En effet comme mentionné en **section 2.1.3.1** la résistance en compression du béton agit sur la capacité d'engrènement des granulats. Pour les bétons à haute résistance comme dans **Lantsoght et al. 2013** [19], la capacité d'engrènement est réduite du fait de la faible porosité du milieu, et l'agrégat lui-même devient l'élément à travers lequel la fissure de cisaillement passe créant ainsi une surface relativement lisse après fissuration. La faible capacité d'engrènement des granulats pour les bétons à haute résistance dans leur étude pourrait donc expliquer pourquoi aucune augmentation significative de la résistance au cisaillement n'ait été observée avec l'augmentation de la résistance en compression du béton.

Pour l'analyse des autres paramètres du cisaillement qui vont suivre, les capacités en cisaillement obtenues pour chaque dalle seront normalisées par les racines carrées des résistances en compression de béton associées ($\sqrt{f_{cm,meas}}$).

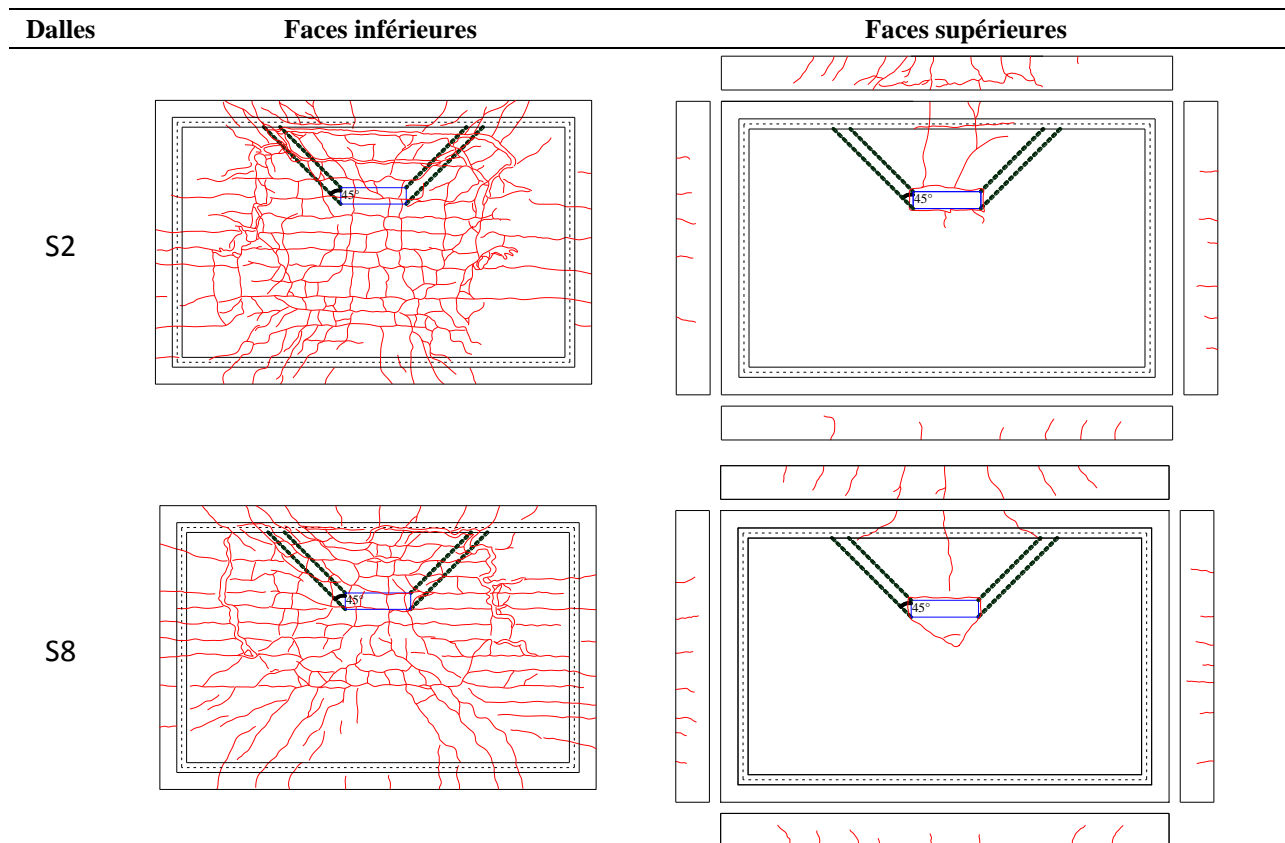


Figure 4.12 : Schémas de fissuration des dalles S2 et S8 : Série I

4.3 Influence du ratio a_v/d

Les dalles de la série II (S2, S6 et S7) ont servi à étudier l'influence du ratio d'élançement a_v/d sur le comportement au cisaillement des dalles. Pour ce faire, on a procédé à une variation de l'épaisseur des dalles tout en maintenant la portée d'élançement a_v constante ($a_v=560\text{mm}$). Ce qui a conduit à une variation de l'élançement de 2.1, 1.8, et 1.5 respectivement pour les dalles S2, S6 et S7 (**Tableau 3-2**). Il est important de souligner que les dalles S2, S6 et S7 sont de même sections d'armatures longitudinales et transversales, réparties de façon identique. Le fait que leurs taux d'armatures soient différents (**Tableau 3-2**) est lié à leurs hauteurs utiles non identiques (liées aux épaisseurs). En effet, une variation de la hauteur utile entraîne systématiquement une variation du taux d'armatures ($\rho = A_s/(b_{\text{eff}} \times d)$).

Les résultats obtenus sont montrés sur la **Figure 4.13** et le **Tableau 4-2**. Ces résultats montrent une augmentation de la résistance en cisaillement avec l'augmentation de l'épaisseur et sont en accord avec les observations de **Kani, 1964** [48] sur des poutres (**section 2.1.3.3**), à savoir un accroissement considérable de la capacité en cisaillement avec la diminution du ratio d'élançement a_v/d et ce, lorsque les valeurs de a_v/d sont comprises entre 0.5 et 2. Les

observations expérimentales confirment donc la présence dans nos dalles, du mécanisme de reprise du cisaillement par effet d'arche discuté précédemment en **section 2.1.3.3** et liée à la formation d'une bielle de compression directe entre la charge et l'appui.

Les résultats expérimentaux sont en accord avec l'augmentation théoriquement attendue de capacité en cisaillement. En effet, pour tenir compte de cet accroissement de la capacité en cisaillement avec la diminution de l'élançement, l'Eurocode 2 EN 1992-1-1: 2005 comme mentionné en **section 2.1.3.3** stipule que lorsque les charges ponctuelles sont appliquées sur la face supérieure de l'élément, à une distance a_v telle que $0.5d \leq a_v < 2d$, alors la contribution de ces charges à l'effort tranchant agissant V_{Ed} peut être multipliée par un facteur de réduction β_{EC2} ($\beta_{EC2} = a_v/2d$). Le **Tableau 4-2** montre que les valeurs de β recommandées par l'Eurocode 2 et celles obtenues expérimentalement sont très similaires. Un ratio moyen $\beta_{EC2}/\beta_{Essai} = 1.0$ est obtenu.

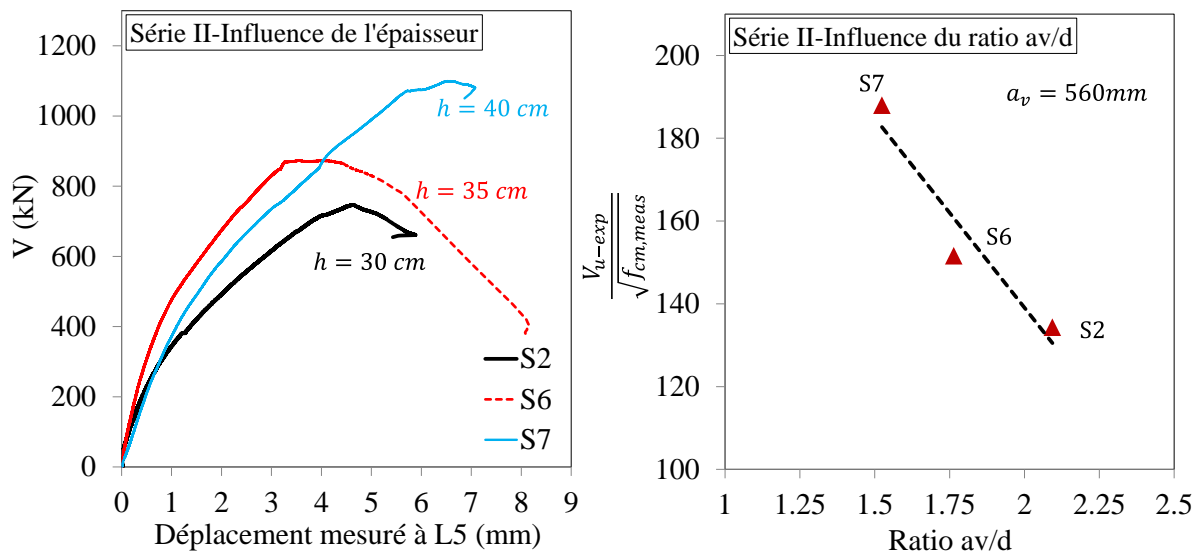


Figure 4.13 : Comportement au cisaillement des dalles de la série II : Influence de l'épaisseur

Dalles	a_v/d_i	ρ_l (%)	ρ_t (%)	$f_{cm,meas}$ [MPa]	P_u [kN]	V_{u-exp} [kN]	$\frac{V_{u-exp}}{\sqrt{f_{cm,meas}}}$	β_{EC2}	β_{Essai}	$\frac{\beta_{EC2}}{\beta_{Essai}}$
S2	2.1	1.223	1.106	30.9	1220	747	134	-	-	-
S6	1.8	1.030	0.917	33.2	1427	888	154	0.90	0.87	1.03
S7	1.5	0.890	0.783	34.2	1796	1135	194	0.69	0.71	0.97

Tableau 4-2 : Dalles série II : Capacité en cisaillement normalisées

A titre de comparaison, les travaux de **Lantsoght et al. 2013** [19] discutés précédemment en **section 2.1.3.3** ont abouti à des résultats contraires aux nôtres. En effet,

l'augmentation de la capacité en cisaillement des dalles avec la diminution du ratio a_v/d (a_v/d compris entre 0.5 et 2) s'est avérée marginale ou même inexistante dans leur étude. Comme les auteurs l'ont souligné dans leur étude, cela pourrait être lié au fait que les différentes valeurs de ratio a_v/d aient été obtenues en maintenant l'épaisseur des dalles constantes et en rapprochant la charge de l'appui (l'inverse dans notre étude). Rapprocher la charge d'un appui réduira la valeur de la largeur effective en cisaillement b_{eff} ce qui devrait simultanément entraîner une diminution de la capacité en cisaillement de telle sorte que l'effet escompté en diminuant le ratio a_v/d , à savoir une augmentation considérable de la résistance au cisaillement soit atténuée ou disparaisse même dans le cas des dalles.

Les gains de capacité en cisaillement obtenues expérimentalement pour les dalles S6 et S7 par rapport à la dalle S2 sont respectivement de 14% pour une augmentation de l'épaisseur de la dalle de 17% et 40% pour une augmentation de l'épaisseur de la dalle de 33%. Le **Tableau 4-3** montre que l'on pourrait considérer que la résistance au cisaillement augmente avec l'épaisseur de la dalle de façon quasi-linéaire. En effet les ratios obtenues entre les résistances réelles normalisées, et celles prévues par rapport à la dalle S2 en supposant un comportement linéaire capacité normalisée-épaisseur sont voisines de 1. Les ratios obtenus étant de 0.97 et 0.92 respectivement pour les dalles S6 et S7.

Le schéma de fissuration obtenu pour la dalle S6 est donné sur la **Figure 4.14**. On peut distinguer les fissures de flexion, de cisaillement, et surtout la ligne de rupture en cisaillement. En raison du fort taux d'endommagement de la dalle S7 et pour des mesures de sécurité, le tracé de son schéma de fissuration n'a pas été effectué.

Dalles	Epaisseur [cm]	$f_{cm,meas}$ [MPa]	P_u [kN]	V_{exp} [kN]	$\frac{V_{exp}}{\sqrt{f_{cm,meas}}}$	Hypothèse linéaire	Ratio
S2	30	30.9	1220	747	134	134	-
S6	35	33.2	1427	873	152	156	0.97
S7	40	34.2	1796	1099	194	179	0.92

Tableau 4-3 : Analyse de la variation de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de l'épaisseur

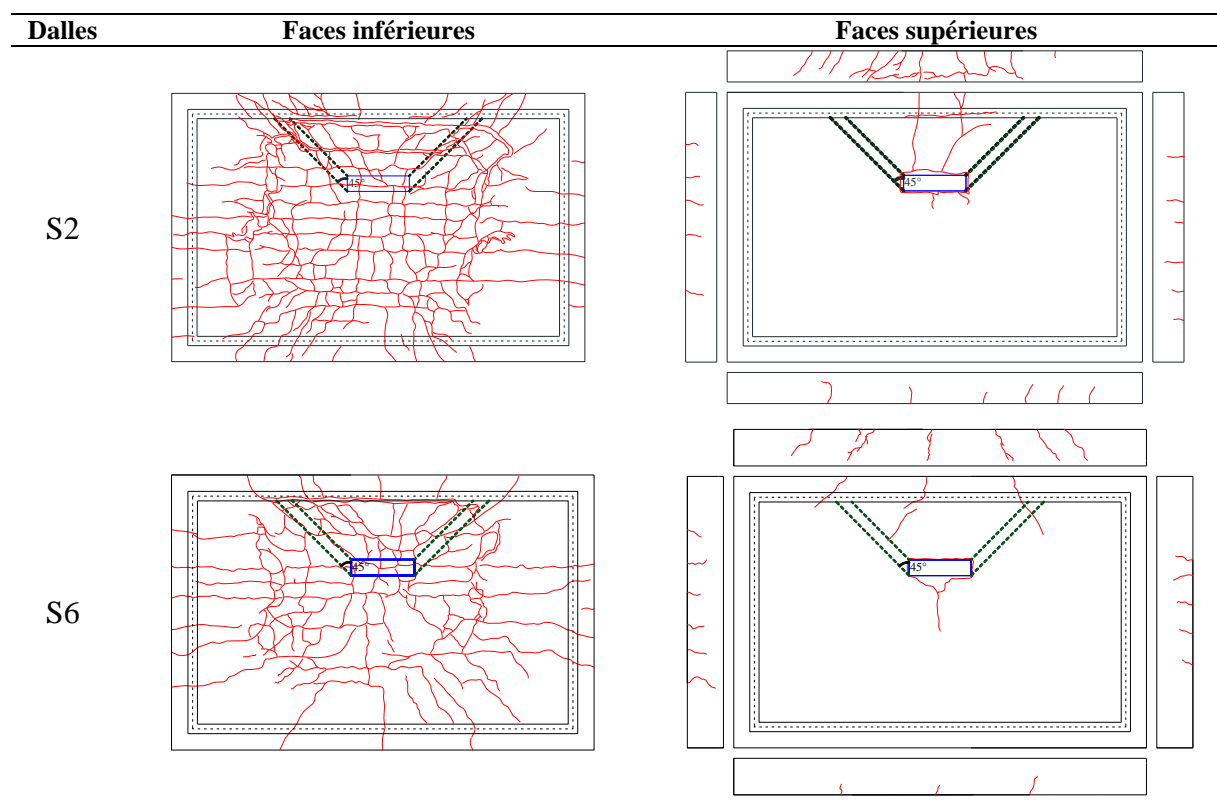


Figure 4.14 : Schémas de fissuration des dalles S2 et S6 : Série II

4.4 Influence des armatures longitudinales et transversales

Le comportement au cisaillement des dalles sous chargement ponctuel est différent de celui des poutres. Dans les poutres, les fissures se développent perpendiculairement à la direction de la portée, tandis que dans les dalles appuyées sur quatre côtés comme dans notre étude, les fissures se développent perpendiculairement et parallèlement à la direction de la portée principale, indiquant donc la capacité des dalles à répartir la charge sur les directions longitudinales et transversales. Par conséquent, comparé au cas des poutres, les armatures transversales et longitudinales pourraient éventuellement avoir une plus grande influence sur le comportement au cisaillement des dalles sous une charge concentrée.

Pour évaluer l'influence des armatures sur le comportement au cisaillement, les dalles des séries III (S4, S1 et S5) et IV (S1, S2 et S3) ont été conçues avec respectivement différents taux d'armatures longitudinales et transversales (**Tableau 3-2**). Il existe deux possibilités pour faire varier les taux d'armatures: soit le nombre de barres varie et les diamètres sont maintenus constants, soit de façon inverse le diamètre des barres est modifié et le nombre de barres reste constant. Un changement dans le nombre de barres signifie que la distance entre elles sera modifiée. Dans notre étude, nous avons opté pour la seconde

alternative. Le diamètre des barres a été modifié pour étudier l'influence des taux d'armatures. L'espacement entre les barres est donc maintenu constant (150 mm) dans les deux directions de portée.

Les résultats obtenus pour les dalles des séries III (S4, S1 et S5) et IV (S1, S2 et S3) sont présentés sur les **Figure 4.15**, **Figure 4.16** et le **Tableau 4-4**. Ces résultats indiquent une tendance pas claire de l'influence des armatures longitudinales ou transversales sur la capacité au cisaillement des dalles. Par conséquent, sur la base des données expérimentales disponibles dans cette étude, l'effet de l'armature transversale et longitudinale sur la résistance au cisaillement des dalles ne peut être quantifié. On tentera tout de même d'apporter un meilleur éclaircissement sur ce point dans la simulation numérique des dalles (**4.9**).

Cependant, pour la réponse charge-déplacement au cisaillement, certaines conclusions peuvent être tirées. On peut d'abord remarquer sur la **Figure 4.15** une augmentation de la rigidité post-élastique des dalles à mesure que le taux d'armatures longitudinales augmente. Cette influence sur la rigidité des dalles n'a pas été observée avec la variation du taux d'armatures transversales (**Figure 4.16**). Ensuite on peut également remarquer pour la dalle S5, une première chute de charge suivie d'une reprise de charge jusqu'à l'effondrement. Cela pourrait être attribué à un fort effet de goujon en raison du taux d'armatures longitudinales relativement important ($\rho_l=1,551\%$ pour S5). En effet comme mentionné précédemment en **section 2.1.2.4** l'intensité du mécanisme de reprise du cisaillement par effet de goujon est accentuée par la quantité des armatures longitudinales.

Les schémas de fissuration obtenus pour les dalles des présentes séries III (S4, S1 et S5) et IV (S1, S2 et S3) sont donnés sur la **Figure 4.17**. Les schémas de fissurations observés sont quasi-similaires dans toutes les dalles à l'exception de la dalle S3. Comme on peut le voir pour la dalle S3, bien que le taux d'armatures transversales soit relativement élevé, un faible nombre de fissures est observé (face inférieure) et la fissuration ne se propage pas aussi loin comme il est le cas pour les autres dalles, ce qui témoigne d'une faible répartition de la charge. Cela pourrait être attribué à la très faible résistance en compression du béton qui est de 18 MPa. Le fait que la rupture ait lieu avec un faible nombre de fissures est dû à la faible liaison d'adhérence entre l'acier et le béton. En effet, dans les structures en béton armé, la force d'adhérence entre le béton et l'acier est liée aux propriétés du béton, telles que sa résistance en traction et en compression. En général, des valeurs plus élevées de résistance de béton donneront une plus grande force d'adhérence. La qualité de la liaison acier-béton a une grande influence sur la formation de fissures, leur espacement et leur largeur.

A titre de comparaison, **Lantsoght et al. 2013** [19] ont montré comme discuté en **section 2.1.3.1** que plus le taux d'armatures transversales est élevé ($\rho_t=0.132\%$ à $\rho_t=0.258\%$ dans leur étude), plus cela menait à une meilleure répartition de la charge, la fissuration obtenue dans leurs dalles étant plus étendue. Une conclusion similaire pourrait également être tirée de notre étude si l'on considère les schémas de fissuration des dalles S1 et S2 (sans S3). Il est tout de même important de souligner que les dalles analysées dans **Lantsoght et al. 2013** [19] ont des résistances en compression différentes (34.5MPa pour $\rho_t=0.132\%$ et 51.6MPa pour $\rho_t=0.258\%$) ce qui est également le cas pour les dalles S1 et S2 dans notre étude (24.1MPa pour $\rho_t=0.854\%$ et 30.9MPa pour $\rho_t=1.106\%$). Pourtant comme abordé plus haut ces résistances en compression différentes, du fait de leur influence sur la liaison acier-béton et donc sur la formation des fissures, auraient pu jouer un rôle dans les schémas de fissuration obtenus. Il serait donc d'avantage plus intéressant dans une étude ultérieure de pouvoir analyser à nouveau la fissuration sous l'influence du taux d'armatures transversales pour des dalles ayant des résistances en compression très voisines.

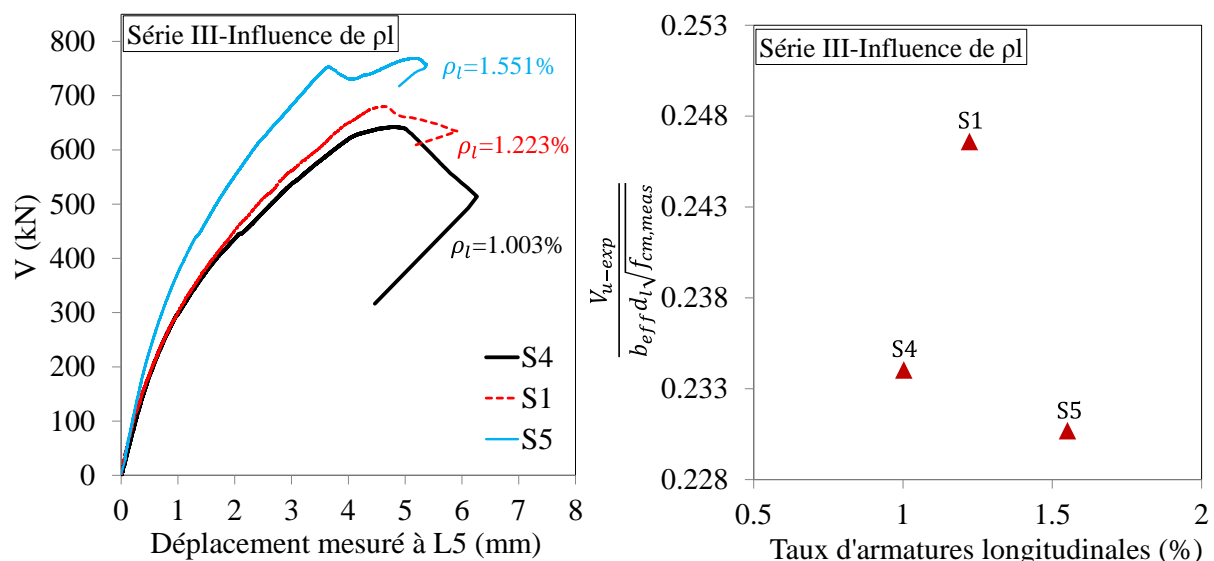


Figure 4.15 : Comportement au cisaillement des dalles de la série III : Influence des armatures longitudinales

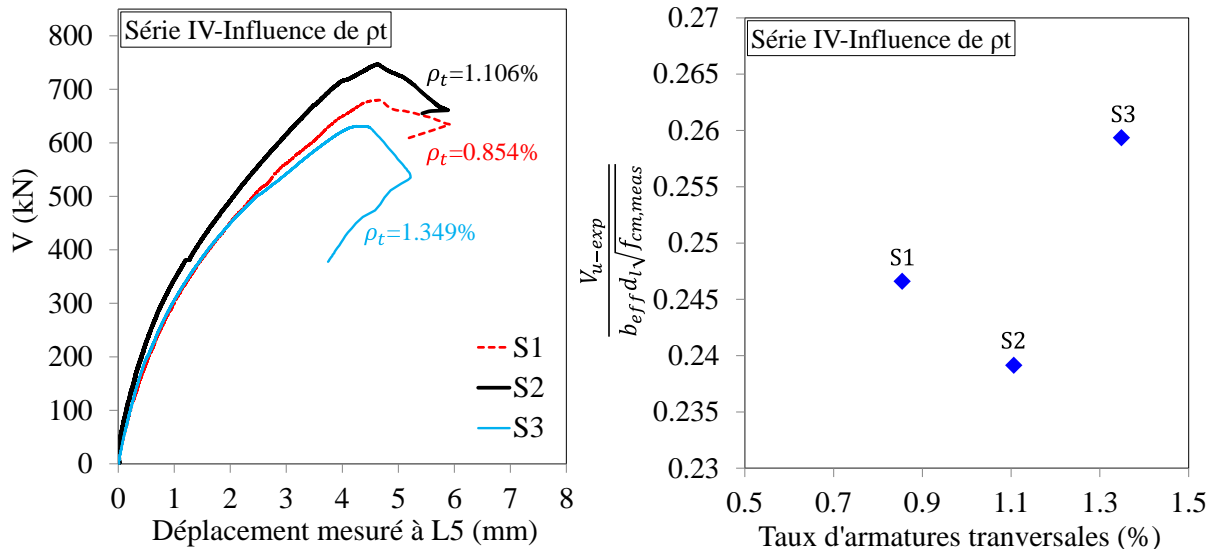
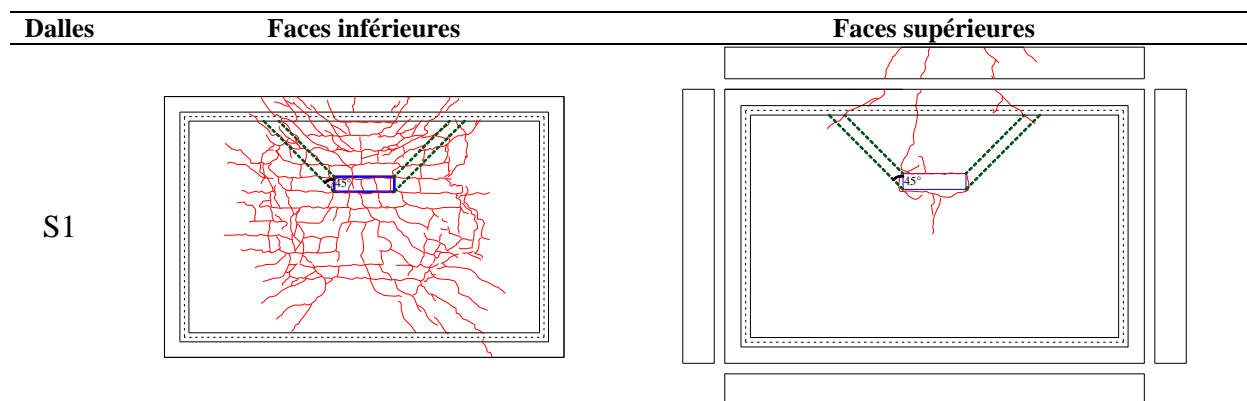


Figure 4.16 : Comportement au cisaillement des dalles de la série IV : Influence des armatures transversales

Dalles	a_v/d_l	ρ_l (%)	ρ_t (%)	$f_{cm, meas}$ [MPa]	P_u [kN]	V_{u-exp} [kN]	$V_{normalized-square} = \frac{V_{u-exp}}{b_{eff} d_l \sqrt{f_{cm, meas}}}$ [MPa]
S1	2.1	1.223	0.854	24.1	1111	680	0.247
S2	2.1	1.223	1.106	30.9	1220	747	0.239
S3	2.1	1.223	1.349	18.8	1032	632	0.259
S4	2.1	1.003	0.854	23.9	1050	643	0.234
S1	2.1	1.223	0.854	24.1	1111	680	0.247
S5	2.1	1.551	0.837	34.6	1257	769	0.231

Tableau 4-4 : Dalles série III et IV : Capacité en cisaillement normalisées



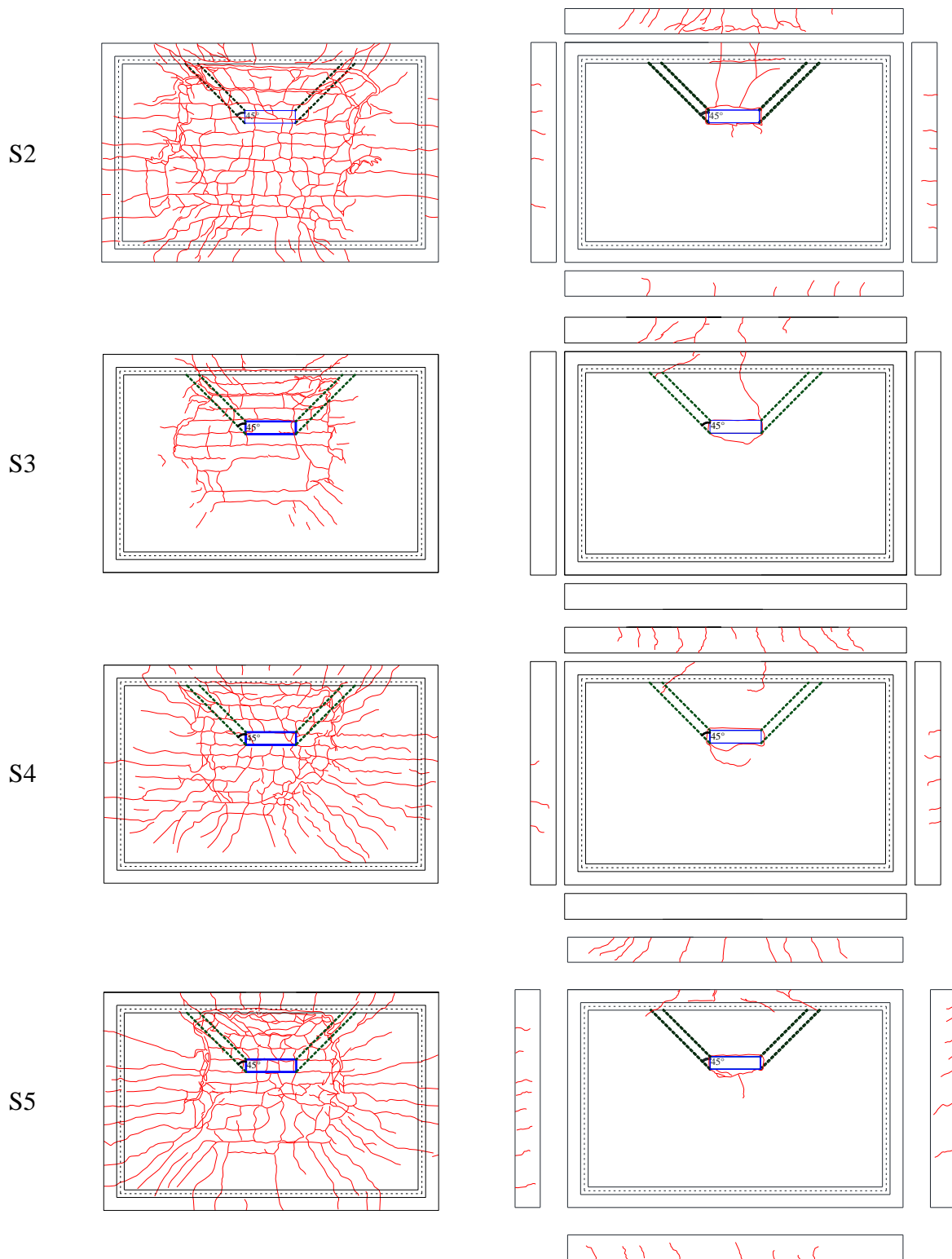


Figure 4.17 : Schémas de fissuration des dalles S1, S2, S3, S4 et S5 : Série III et IV

4.5 Influence de la taille des granulats

Comme mentionné précédemment en **section 2.1.3**, l'effort de cisaillement peut être également repris par imbrication mécanique des granulats. **Sherwood et al, 2007** [43] ont montré que l'intensité de ce mécanisme est améliorée lorsque la taille des granulats augmente (jusqu'à 25mm). Ceci pourrait être traduit par la nécessité d'une d'énergie plus élevée pour créer une fissure et par conséquent une augmentation de la capacité en cisaillement.

Les dalles de la série V (S2 et S2B) ont servi dans notre étude à évaluer l'influence de la taille maximale des granulats sur le comportement au cisaillement des dalles. Comme mentionné précédemment ces dalles sont de mêmes taux d'armatures, de même classe de béton C20/25 mais de diamètres maximaux d'agrégat différents, respectivement 20 mm et 11.2mm pour S2B et S2 (**Tableau 3-2**). Les résultats obtenus (**Figure 4.18** et **Tableau 4-5**) montrent que l'utilisation d'une granulométrie maximale plus élevée permet d'améliorer la capacité en cisaillement. On peut noter un gain de capacité en cisaillement de 10% avec l'augmentation du diamètre maximal des granulats de 11.2 mm à 20 mm. Une augmentation de la rigidité post-élastique des dalles est également observée avec l'augmentation la taille maximale de l'agrégat. Il est important de remarquer que le diamètre maximal des granulats est pris en compte dans l'expression de l'énergie de fissuration du béton G_f (ou énergie de rupture) conformément au **CEB-FIP Model Code, 1990** [176] et traduit donc comme évoqué plus haut qu'une augmentation de la taille des granulats impliquerait une plus grande énergie de rupture. Ceci est en accord avec la proposition de **Walraven, 2007** [153] qui est d'incorporer la taille maximale des granulats dans les recommandations de conception au cisaillement au travers de l'énergie de rupture du béton G_f .

Il est également important de souligner que bien que les résistances en compression des dalles S2 et S2B soient quasi-similaires (**Tableau 3-5**), respectivement 30.9MPa et 30.5 MPa, les résistances en traction obtenues sont très différentes (2.87 MPA pour S2 et 3.51 MPa pour S2B). Il se pourrait que cette différence considérable entre les résistances en traction ait une influence sur les résistances au cisaillement des deux dalles et pas seulement le seul effet de la taille des granulats. On tentera par conséquent dans la partie numérique de notre travail d'apporter un éclaircissement sur cette éventualité. Pour ce faire une étude paramétrique sera réalisée. La résistance en compression et le diamètre des granulats seront maintenus constants, tandis que la résistance en traction du béton sera variée afin d'observer sa seule influence sur la capacité en cisaillement des dalles. Les schémas de fissuration obtenus pour les dalles de la présente série V (S2 et S2B) sont donnés sur la **Figure 4.19**.

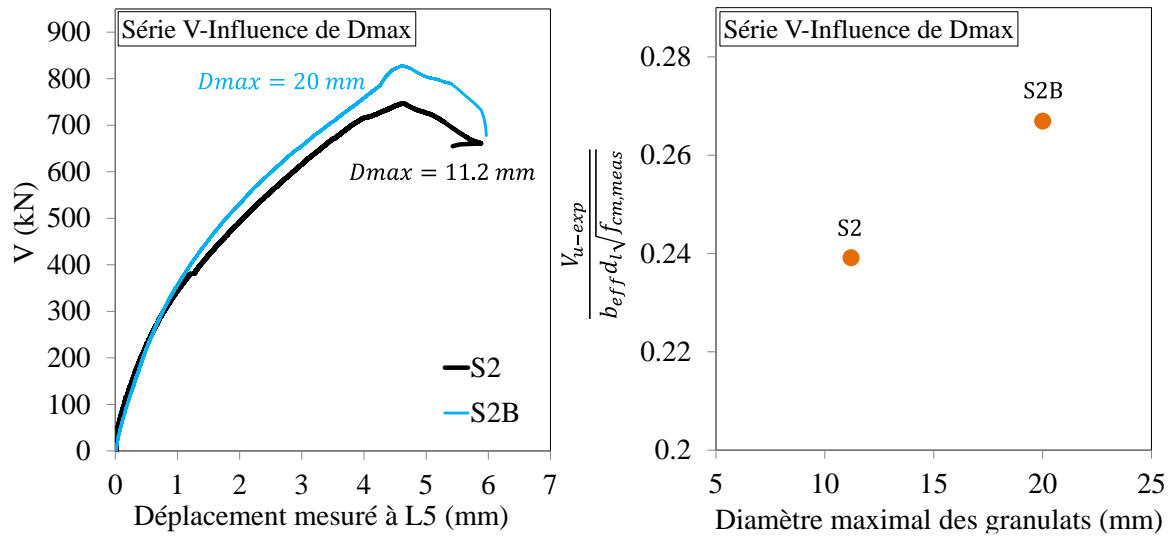


Figure 4.18 : Comportement au cisaillement des dalles de la série V : Influence du diamètre maximal des granulats.

Dalles	Dmax (%)	a _v /d _l	ρ _l (%)	ρ _t (%)	f _{cm,meas} [MPa]	f _{ctm,meas} [MPa]	P _u [kN]	V _{u-exp} [kN]	$V_{normalized-square} = \frac{V_{u-exp}}{b_{eff}d_l\sqrt{f_{cm,meas}}}$ [MPa]
S2	11.2	2.1	1.223	1.106	30.9	2.87	1220	747	0.239
S2B	20	2.1	1.223	1.106	30.5	3.51	1353	828	0.267

Tableau 4-5 : Dalles série V : Capacité en cisaillement normalisées

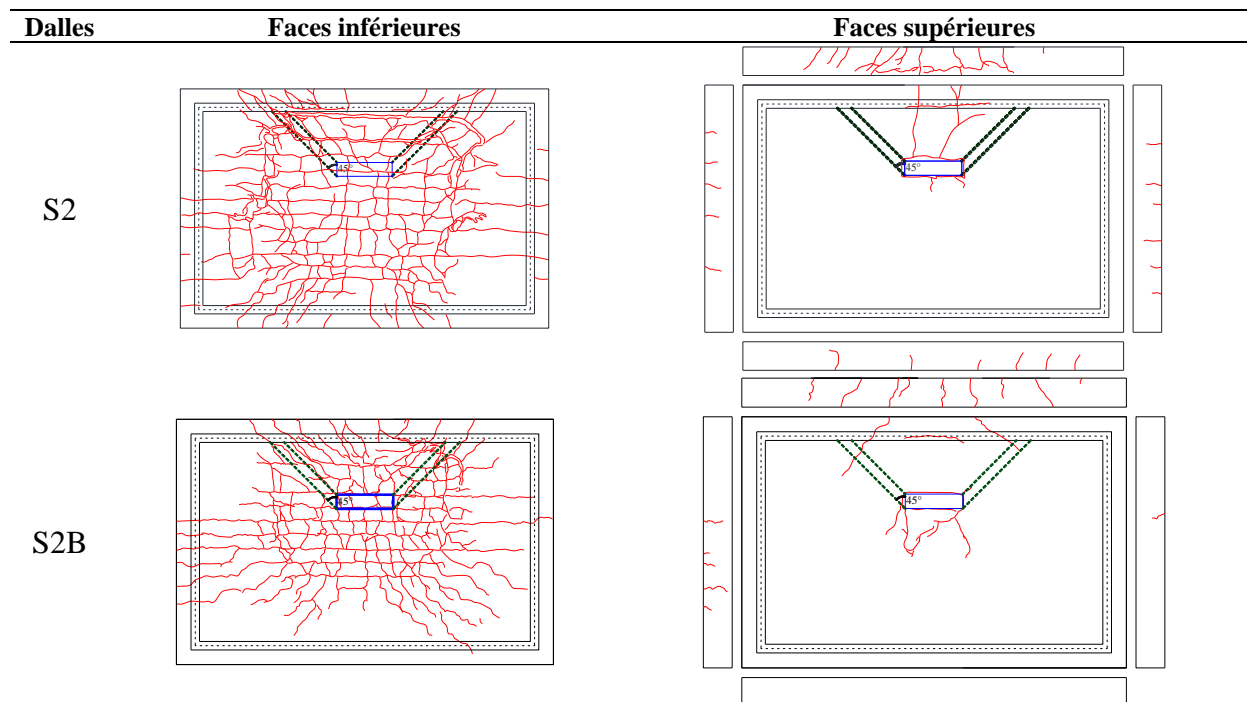


Figure 4.19 : Schémas de fissuration des dalles S2 et S2B: Série V

4.6 Influence de la longueur de la plaque de chargement

La longueur de la plaque de chargement (tout comme l'action d'arche) ne peut être considérée comme faisant partie des mécanismes proprement dit de reprise du cisaillement contrairement aux mécanismes d'imbrication mécanique des granulats, d'effet de goujon des armatures flexionnelles ou encore de contribution des armatures de cisaillement si présentes. Elle agit cependant sur la résistance au cisaillement des dalles. En effet, si l'on s'en tient aux recommandations françaises pour la détermination de la largeur effective en cisaillement b_{eff} dans le cas de cisaillement unidirectionnel, on peut remarquer comme indiqué précédemment sur la **Figure 4.2** qu'une variation de la longueur de la plaque de chargement entraîne systématiquement une variation de la valeur de b_{eff} et par conséquent une variation de la capacité en cisaillement des dalles. A cet effet les travaux de **Regan et Rezai, 1988** [27], **Lantsoght et al. 2012** [28], **Belletti et al. 2014** [29] (**section 2.1.1.2**) pour analyser l'influence de la longueur de la plaque de charge ont toutes abouti à la même conclusion à savoir une légère augmentation de la capacité à mesure que la longueur de la plaque de chargement augmente (la largeur de la plaque étant maintenue constante).

L'influence de la longueur de la plaque de charge sur le comportement au cisaillement des dalles a été analysée dans notre étude en utilisant les dalles de la série VI (S2, S9 et S10). Les longueurs des plaques de chargement ont été augmentées soit $L=60$ cm, $L=70$ cm et $L=80$ cm, respectivement pour les essais des dalles S2, S9 et S10. Les résultats obtenus sont présentés sur la **Figure 4.20** et le **Tableau 4-6**. Les résultats montrent que lorsque la longueur de la plaque de chargement augmente de $L=60$ cm à $L=70$ cm, la capacité en cisaillement de la dalle augmente. On peut noter un gain de capacité en cisaillement de 12%. Cependant, une diminution de la capacité en cisaillement de la dalle S10 avec $L=80$ cm par rapport à la dalle S9 avec $L=70$ cm a été observée. Cette observation vient rendre incertaine l'influence de la longueur de la plaque de dans notre étude expérimentale. Cependant, il est important de noter que le mode de rupture de la dalle S10 ne correspond pas au mode de rupture escompté contrairement aux cas des dalles S2 et S9. En effet pour la dalle S10, la ligne de macrofissuration observée à proximité du support qui n'est rien d'autre que la largeur effective en cisaillement b_{eff} ne s'est pas bien développée comme on peut le voir sur les **Figure 4.21** et **Figure 4.22**. Une valeur réduite de b_{eff} a expérimentalement été observée. Cette macrofissure qui devrait se développer et prolonger en ligne droite vers les deux autres appuis latéraux est apparue quasi-circulaire avec une tendance à bifurquer vers le centre de la dalle. La valeur réduite de la largeur effective en cisaillement pour la dalle S10 pourrait être la

raison principale de cette diminution de la capacité en cisaillement malgré l'augmentation de la longueur de la plaque de chargement. Le mode de rupture non-escompté pourrait être lié à un dysfonctionnement du béton ou des armatures ou alors une impression serait que lorsque la longueur de la plaque de chargement devient grande, l'influence des deux autres appuis latéraux augmente. Comme le montre la **Figure 4.20**, une diminution soudaine de la rigidité de la dalle S10 a également été observée aux alentours d'une capacité en cisaillement de $V=550$ kN.

On tentera tout de même dans le prochain chapitre d'apporter un meilleur éclaircissement sur ce point à travers une étude paramétrique basée sur un modèle numérique élément fini à même de prédire le comportement réel des dalles de notre étude (4.9).

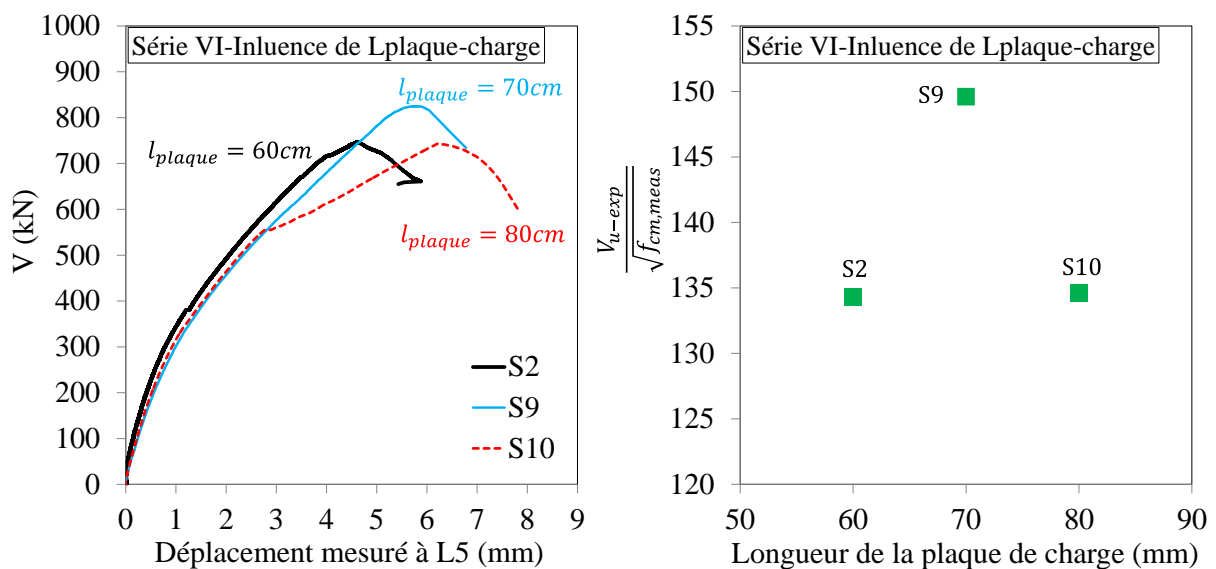


Figure 4.20 : Comportement au cisaillement des dalles de la série VI : Influence de la longueur de la plaque de chargement.

Dalles	a_v/d_i	ρ_l (%)	ρ_t (%)	$f_{cm,meas}$ [MPa]	P_u [kN]	V_{u-exp} [kN]	$\frac{V_{u-exp}}{\sqrt{f_{cm,meas}}}$
S2	2.1	1.223	1.106	30.9	1220	747	134
S9	2.1	1.167	1.056	30.4	1350	825	150
S10	2.1	1.117	1.010	30.6	1221	745	135

Tableau 4-6 : Dalles série VI : Capacités en cisaillement normalisées

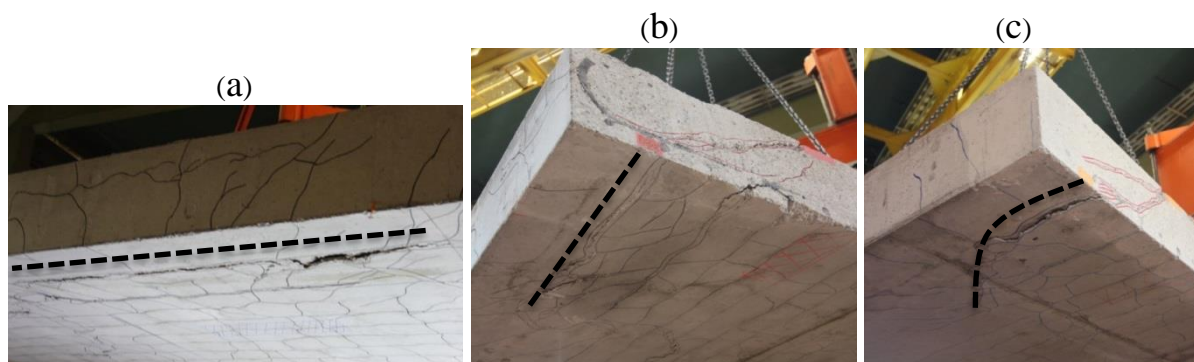


Figure 4.21 : Modes de rupture des dalles de la série VI ; mise en relief des allures de largeurs effectives en cisaillement (ligne de macrofissure à proximité de l'appui) : (a) Dalle S2, (b) Dalle S9 et (c) Dalle S10

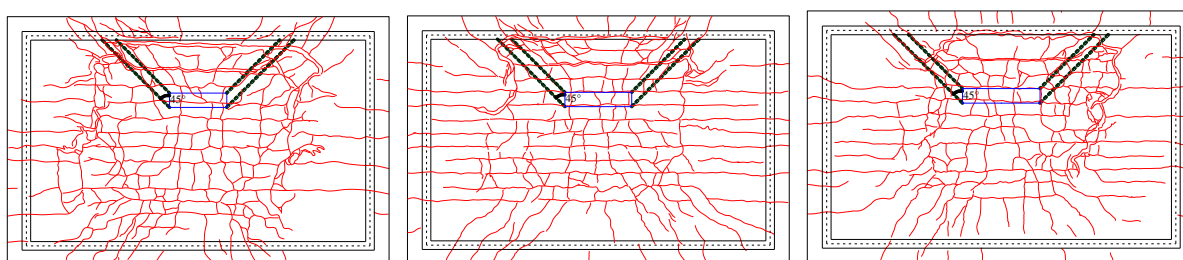


Figure 4.22 : Schémas de fissuration des dalles de la série VI -faces inférieures: (a) Dalle S2, (b) Dalle S9 et (c) Dalle S10

4.7 Influence de l'effort normal de compression et de traction.

Comme mentionné précédemment en troisième problématique (**section 1.2**), les structures en béton armé soumises à des efforts de cisaillement peuvent être simultanément soumises à des efforts axiaux de compression ou de traction dues par exemple aux conditions d'appuis, à un tremblement de terre, au vent, etc. Jusqu'à présent, il n'existe aucun essai dans la littérature abordant l'influence d'un effort axial sur la résistance au cisaillement unidirectionnel des dalles. Nous avons vu en **section 2.2** que le peu d'essais expérimentaux trouvés dans la documentation rendent majoritairement compte dans la plupart des cas d'essais effectués sur des poutres ou sur des voiles et non sur des dalles. Une conséquence directe est que les dispositions actuelles de l'**ACI 318, 2014** [1] et de l'Eurocode 2 **CEN. Eurocode 2, 2005** [6] en matière de cisaillement combiné à des charges axiales ont été élaborées à partir des résultats des essais sur les poutres et voiles. Par conséquent, la vérification des dispositions actuelles pour le cas des dalles en béton armé sous l'influence de l'effet combiné du cisaillement et des charges axiales s'avère nécessaire.

De façon générale, il est bien connu qu'un effort de traction axiale diminue la résistance au cisaillement des structures sans armatures d'effort tranchant, et qu'une compression axiale augmente cette résistance. En effet les charges axiales de compression tendent à empêcher les fissures de se développer (**section 2.2**). En conséquence, ils fournissent aux structures des zones de compression plus grandes et donc des forces de cisaillement plus grandes. Au contraire, les forces axiales de traction favorisent l'ouverture des fissures et augmentent donc d'avantage la sensibilité des structures face aux ruptures par cisaillement ce qui se traduit par une capacité au cisaillement diminuée. Cependant ce qui n'est pas évident à savoir sur l'influence des efforts axiaux, c'est de quantifier le gain ou la perte de capacité en cisaillement et également l'influence sur la ductilité de la structure. Les effets d'une traction et d'une compression axiale sur la résistance au cisaillement et la rigidité des dalles doivent être analysés minutieusement et pris en compte de manière appropriée.

Dans notre étude, les dalles des séries VII (S2, SC1 et SC2) et VIII (S2, ST1, ST2, ST3 et ST4) ont servi à étudier respectivement l'influence de l'effort normal de compression et de traction sur le comportement au cisaillement des dalles. Les gains et les pertes de capacité en cisaillement ont été quantifiés. Une attention particulière a également été portée au comportement global (rigidité, limite d'élasticité, comportement post-pic) et local (modes de ruptures et déformations dans les armatures) des dalles. Les résultats obtenus sont présentés dans les prochaines sections.

4.7.1 Modes de rupture

Les modes de rupture obtenus pour les dalles testées sous l'effet combiné du cisaillement et d'un effort axial sont similaires à ceux obtenus sur les dalles testées sans effort normal (**section 4.1.2**). Comme on peut le voir sur la **Figure 4.24**, trois types de fissuration sont également observables sur les faces inférieures des dalles : Les fissures de flexion situées aux mêmes emplacements que les armatures de renforcement transversales et longitudinales inférieures, ensuite des fissures générées par un mécanisme de cisaillement bidirectionnel avec un périmètre de fissuration entouraient la zone de chargement. Nous avons vu en **section 4.1.2** par le biais d'une coupe transversale des dalles S8, S9 et S10 que bien que le schéma de fissuration corresponde à un mécanisme de cisaillement bidirectionnel, la rupture finale n'a pas lieu par poinçonnement mais bien par cisaillement. Cette rupture des dalles par cisaillement correspond au troisième type de fissure observée marquée par une ligne de

macrofissure située à proximité du support. Le mécanisme de rupture par cisaillement des dalles correspond donc à l'apparition de cette macrofissure.

Bien que la rupture finale soit une rupture par cisaillement unidirectionnelle caractérisée par la ligne de macrofissure apparaissant près de l'appui, il est également intéressant d'analyser le périmètre de fissuration par cisaillement créé autour de la zone de chargement. En effet, sur une coupe transversale, les limites de ce périmètre de cisaillement correspondent aux limites des fissures diagonales de part et d'autre de la charge liée à la bielle de compression développée depuis la zone de charge. On peut remarquer comme illustré sur la **Figure 4.23** que pour une traction axiale importante de 1.2 MPa (Dalle ST4), le périmètre de fissuration en cisaillement autour de la zone de chargement est beaucoup plus petit comparé à celui de la dalle S2 pour lequel aucun effort axial n'est appliqué. Malgré le fait qu'une coupe transversale des dalles avec effort normal n'ait été effectuée pour observer le mode de rupture en 2D, on peut tout de même imaginer que l'inclinaison de la compression diagonale à partir de la zone de chargement était plus raide (moins inclinée) puisque le périmètre de fissuration en cisaillement est apparu plus petit.

A titre de comparaison, cette observation est également en accord avec les observations faites par **Adebar et Collins, 1996** [109] sur des poutres (**section 2.2**). Dans leur étude, les auteurs ont conclu que lorsqu'un élément subit une traction axiale importante associé à un effort de cisaillement, l'angle d'inclinaison d'une compression diagonale aura tendance à être plus raide, tandis que pour une faible traction axiale, l'angle d'inclinaison de la compression diagonale sera plus plate (inclinaison plus importante car périmètre de fissuration plus important). Cette conclusion est par conséquent également valable pour nos essais sur dalles en observant les modes de ruptures obtenus à mesure que la traction axiale devient importante. Les schémas de fissurations obtenus pour toutes les dalles des séries VII et VIII sont donnés sur la **Figure 4.24**.

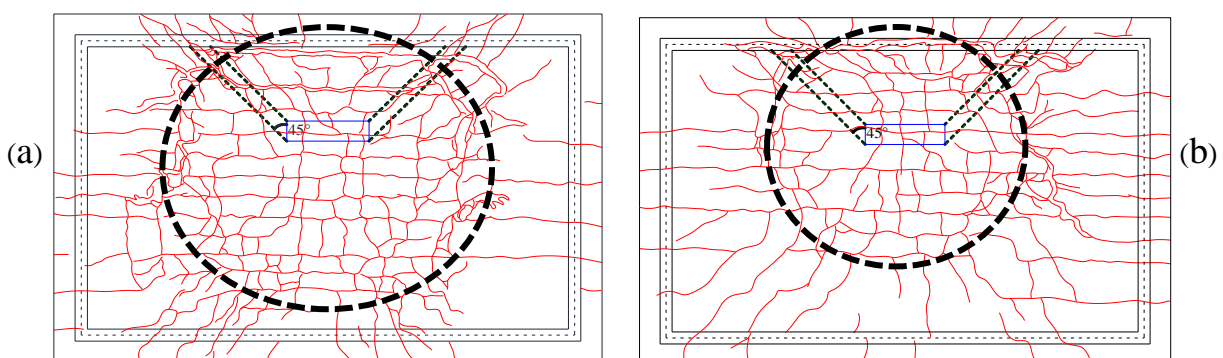
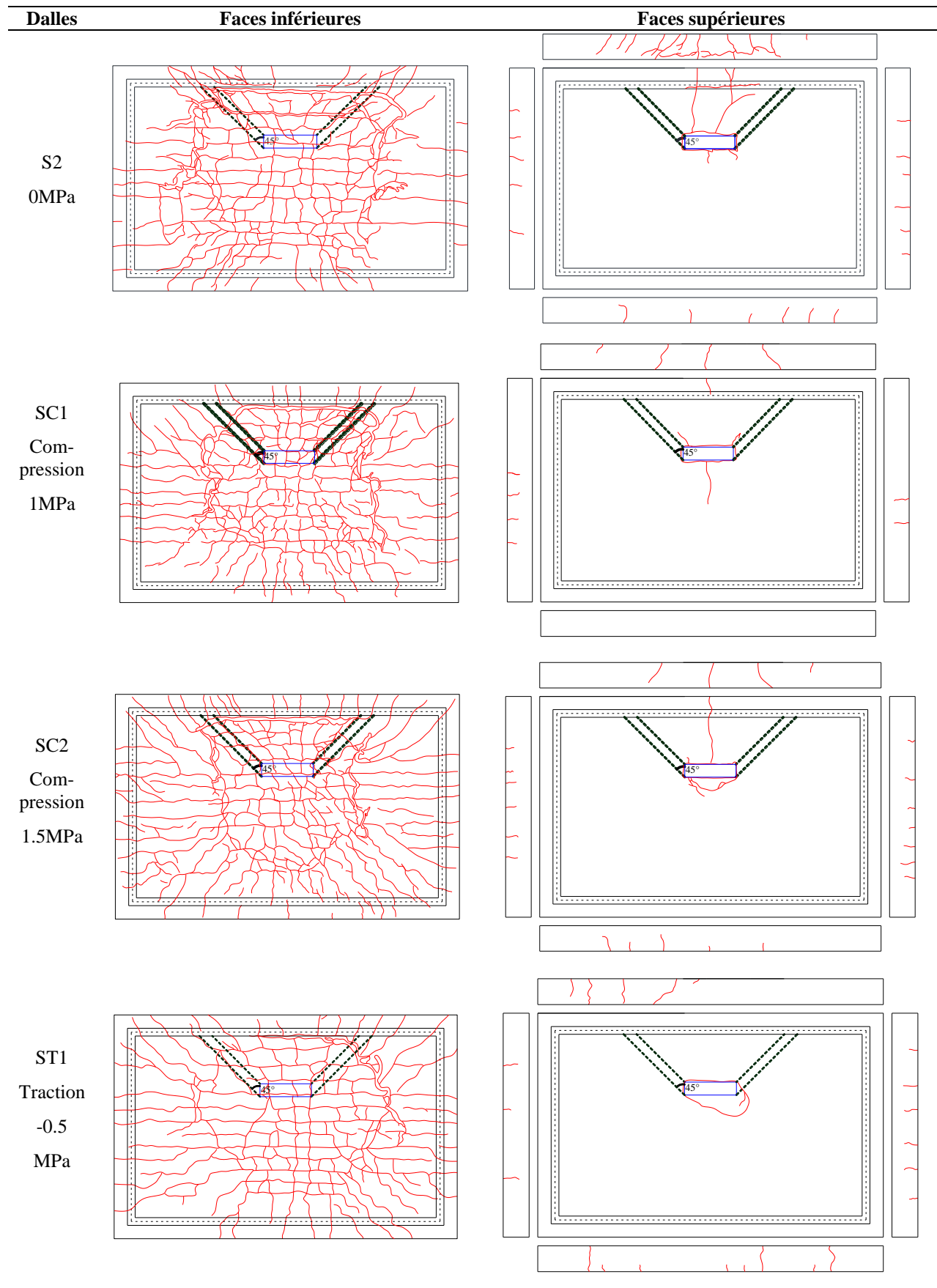


Figure 4.23 : Illustration de la taille du périmètre de fissuration en cisaillement : (a) Dalle S2, 0MPa ; (b) Dalle ST4, -1.2MPa



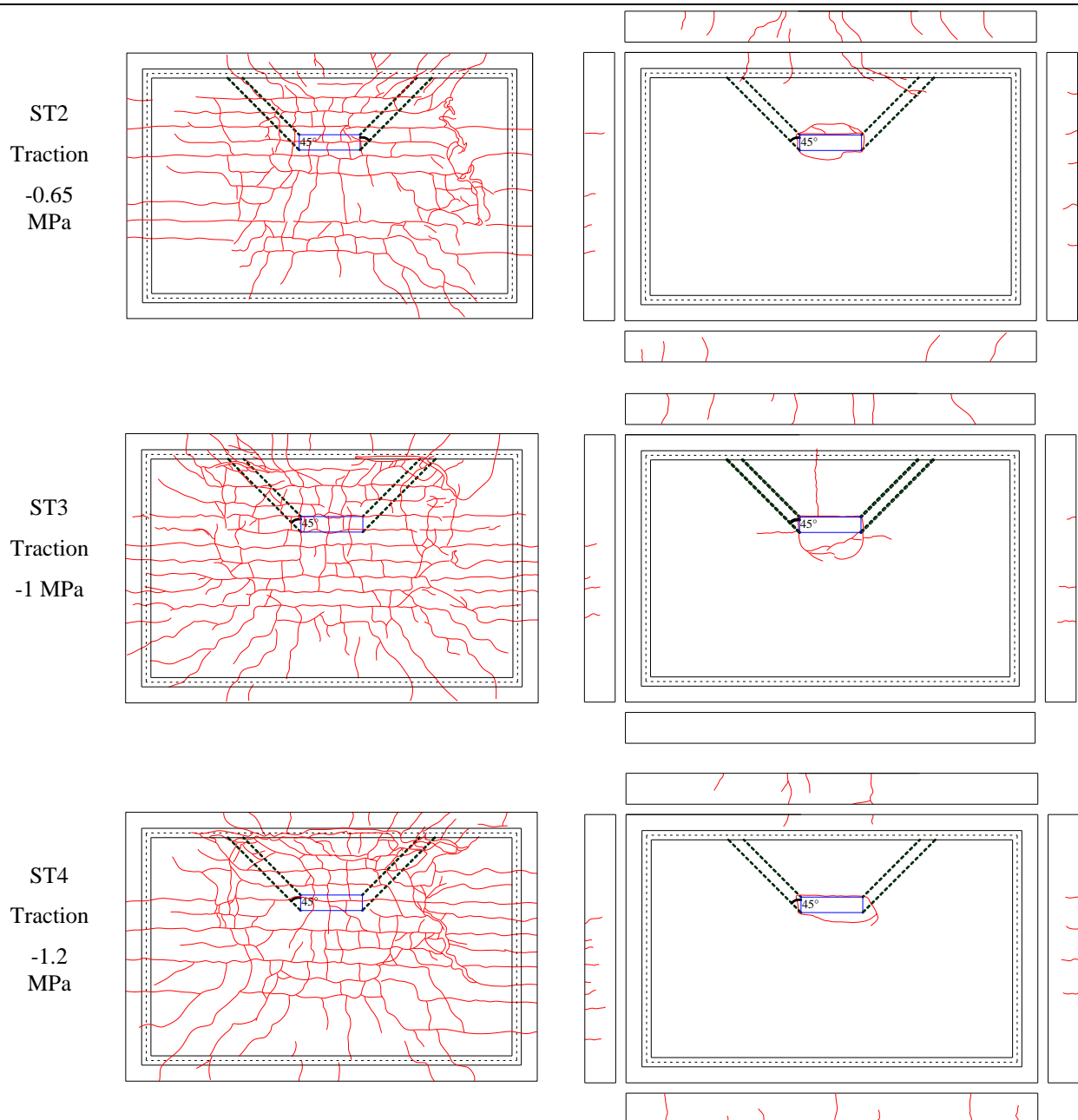


Figure 4.24 : Schémas de fissuration des dalles de la série VII et VIII

4.7.2 Comportement global

Les influences des efforts normaux de compression et de traction sur la résistance au cisaillement des dalles de notre étude sont montrées sur la **Figure 4.26** et le **Tableau 4-7**. Comme escompté, les dalles soumises à une traction axiale ont conduit à une réduction de la résistance au cisaillement contrairement à une augmentation de la capacité en cisaillement pour les dalles soumises à une compression axiale. Le gain de la capacité en cisaillement pour le cas des dalles sous compression axiale est très faible en raison de la faible contrainte axiale

de compression appliquée (1.0 MPa et 1.5 MPa). Le fait que les contraintes axiales appliquées soient faibles est attribué au fait que les forces axiales bien qu'elles soient très élevées (1800 kN correspondant à 1.5 MPa) sont appliquées sur une grande section (0.3m x 4m), la section longueur-épaisseur des dalles. Comme on peut le voir dans le **Tableau 4-7** un faible gain de capacité en cisaillement égale à 2% a été obtenu pour la contrainte axiale de compression de 1.5 MPa. Contrairement à l'effet de la compression axiale, l'application de charges de traction axiales a fortement diminué la résistance au cisaillement de plus de 30% (**Tableau 4-7**) pour les contraintes de traction de 1 MPa et 1.2 MPa (respectivement égale à $0.28f_{ctm,meas}$ et $0.34f_{ctm,meas}$). On peut également remarquer sur la **Figure 4.26** que l'influence de la contrainte de compression axiale tend à une courbe linéaire ce qui n'est pas le cas de l'effet de la traction axiale.

La **Figure 4.25** présente les courbes charge-déplacement obtenues. Le déplacement est mesuré au niveau du capteur de déplacement LVDT-L5 placé à proximité de la plaque de chargement (**Figure 3.12**). Pour tous les essais, une fois la charge maximale atteinte, les dalles ont présenté une phase post-pic marquée par un comportement légèrement adoucissant et une diminution considérable de la charge appliquée pour des déplacements croissants.

Comme on peut le voir sur la **Figure 4.25**, pour les dalles soumises à une compression axiale (SC1 et SC2), une rigidité élastique similaire à celle de la dalle S2 sans effort axial est obtenue. Cependant après les premières fissurations aux alentours d'un effort de cisaillement de 300 kN, on peut remarquer une forte réduction de la rigidité post-élastique de la dalle S2 sans compression axiale comparée à celle des dalles SC1 et SC2 avec compression. Cela est attribué au fait que les charges de compression axiale tendent à empêcher les fissures de se développer. Par conséquent, elles induisent une meilleure raideur et fournissent aux structures des zones de compression plus grandes et donc des forces de cisaillement plus grandes. Il est également intéressant de remarquer que lorsque la dalle est soumise à une plus grande compression axiale (1.5 MPa dans notre étude pour SC2), on peut observer dans la phase post-pic une rupture très fragile. En effet contrairement aux dalles S2 et SC1, le comportement post-pic ne montre pas une tendance adoucissante puisque la perte de capacité apparaît très soudaine (perte considérable de la résistance pour un déplacement constant). Cette rupture très fragile lorsque la structure est soumise à une compression axiale plus importante a également été confirmée dans **ASCE-ACI Committee 445 on Shear and Torsion, 1998** [106] pour les poutres sans armatures d'effort tranchant (**section 2.2**). On peut donc déduire qu'une compression axiale permet de façon bénéfique d'améliorer la résistance au cisaillement des dalles, par contre plus la contrainte de compression axiale devient

importante, plus cela conduira de façon néfaste à une rupture très fragile de la structure. Par conséquent, il est primordial qu'une approche conservatrice soit utilisée pour de telles structures.

Pour les dalles soumises à la traction axiale (ST1-ST2, ST3 et ST4), on peut remarquer que dès la phase élastique, les rigidités élastiques obtenues sont différentes de celle de la dalle S2 sans effort axial. La rigidité élastique des dalles est réduite à mesure que la contrainte de traction axiale appliquée augmente. Cela est lié au fait que les efforts de traction axiale tendent à favoriser l'ouverture des fissures. Par conséquent, elles induisent une plus faible rigidité et fournissent aux structures moins de zones de compression et donc des capacités en cisaillement plus faibles. En particulier, on peut aussi remarquer une très grande ductilité dans la phase post-pic du comportement des dalles soumises à la traction axiale. Un accroissement des déplacements avec une diminution significative de la capacité en cisaillement est observé. Le déplacement le plus important avant l'effondrement est d'environ 12 mm pour la dalle ST2 (0.65 MPa de contrainte de traction), tandis que celui de la dalle S2 sans charge axiale est d'environ 6 mm. On peut donc déduire qu'une traction axiale diminue à la fois la résistance au cisaillement et la rigidité des dalles mais de façon bénéfique, la ductilité de la structure une fois la capacité en cisaillement atteinte est sensiblement améliorée.

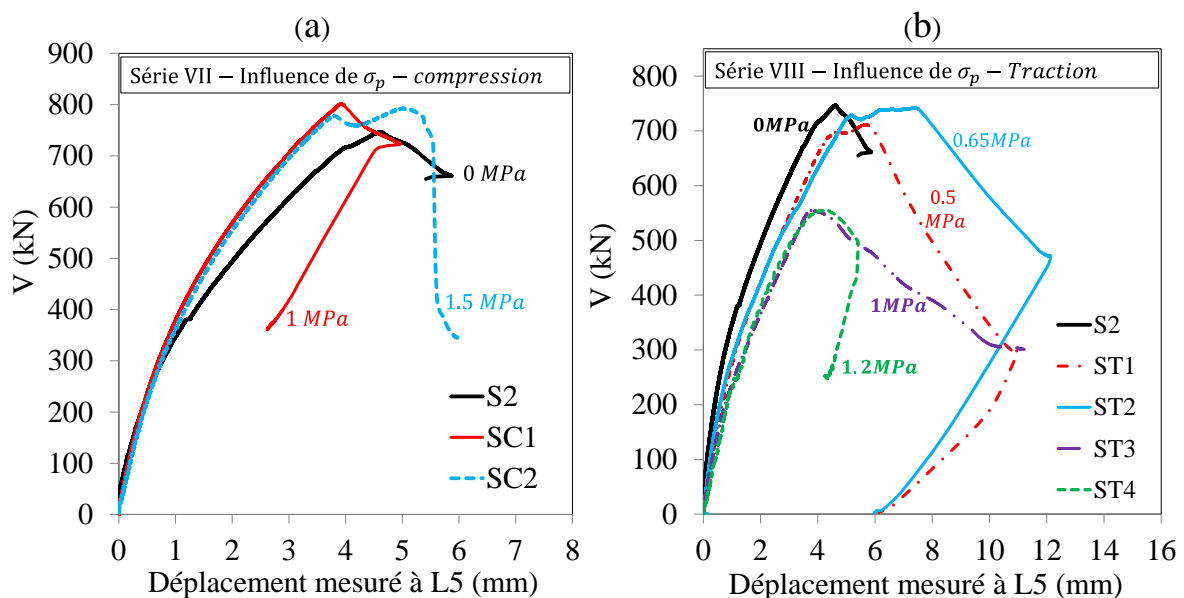


Figure 4.25 : (a) Comportement au cisaillement des dalles de la série VII : Influence de l'effort normal de compression; (b) Comportement au cisaillement des dalles de la série VIII : Influence de l'effort normal de traction.

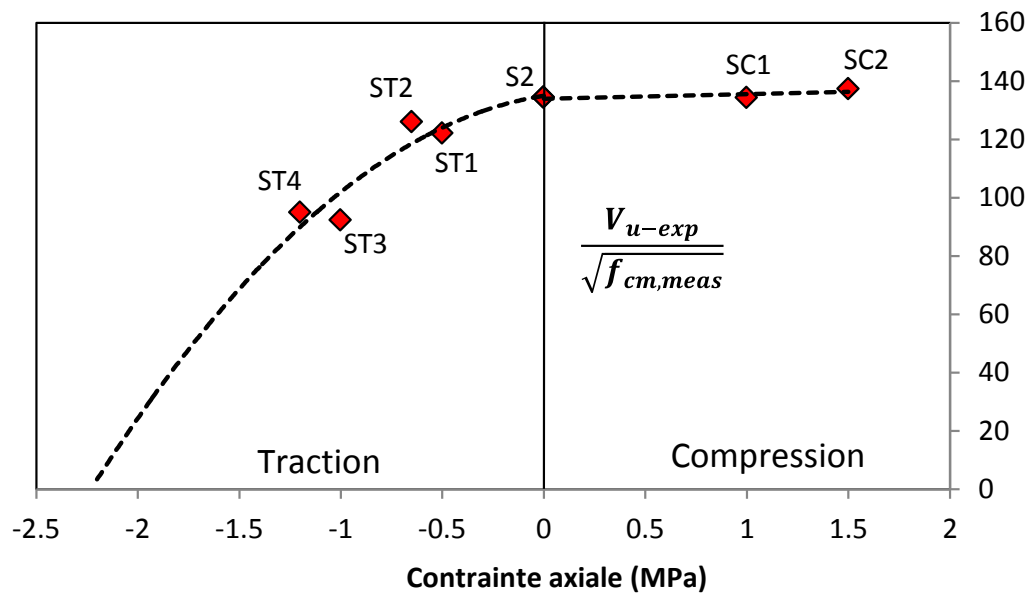


Figure 4.26 : Influence de l'effort normal de de compression et de traction sur la capacité en cisaillement ; séries VII et VIII

Dalles	Effort axial N_u [kN]	Contrainte axial σ_{cp} [MPa]	$f_{cm,meas}$ [MPa]	$f_{ctm,meas}$ [MPa]	$\frac{f_{ctm,meas}}{\sigma_{cp}}$ [%]	b_{eff} [mm]	P_u [kN]	V_{u-exp} [kN]	$\frac{V_{u-exp}}{\sqrt{f_{cm,meas}}}$	Gain [%]	$\frac{V_{u-exp}}{b_w d_l}$ [MPa]
SC2	1800	1.5	33.3	3.63	41.3	2100	1294	792	137.2	2.1	1.41
SC1	1200	1.0	35.6	3.78	26.5	2100	1309	801	134.3	0.0	1.43
S2	0.0	0.0	30.9	2.87	0.0	2100	1220	747	134.3	0.0	1.33
ST1	-600	-0.5	34.0	3.01	16.6	2100	1162	711	122.0	-9.2	1.27
ST2	-780	-0.65	34.7	3.81	17.1	2100	1212	742	126.0	-6.2	1.32
ST3	-1200	-1.0	34.2	3.60	27.8	2100	881	539	92.2	-31.3	0.96
ST4	-1440	-1.2	34.2	3.50	34.3	2100	906	555	94.9	-29.4	0.99

Tableau 4-7 : Dalles séries VII et VIII : Capacités en cisaillement normalisées

4.7.3 Comportement local

Pour la dalle S2 sans effort axial et la dalle ST4 soumise à un effort normal de traction (1.2 MPa), les déformations enregistrées par les jauges de déformation placées à différents endroits sur les armatures longitudinales et transversales en traction sont montrées **Figure 4.28**. Les déformations sont mesurées au niveau des jauges LG1 et LG3 situées à proximité de la zone de charge sur une armature longitudinale (**Figure 3.12**), LG2 et LG4 situées également à proximité de la zone de charge sur une armature transversale et enfin au niveau des jauges LG12 et LG13 placées à côté de l'appui dans la zone où la compression diagonale

peut être atteinte. Comme discuté en **section 4.1.3**, les jauges LG12 et LG13 étant placées à côté de l'appui, et donc à proximité de la zone où la ligne de macrofissure issue de la compression diagonale devrait apparaître, elles devraient donc permettre d'identifier et de suivre l'évolution de la fissuration critique de cisaillement en fournissant normalement de plus grandes déformations.

Sur la **Figure 4.28a** pour la dalle S2, on peut remarquer que le premier changement de pente sur la courbe force de cisaillement-déformation est détecté par la jauge LG1 aux alentours d'un effort de cisaillement de 125 kN (identifié par le point \otimes sur la courbe). Cet effort est associé normalement à l'apparition des premières fissurations dû au moment de flexion sous le point de chargement. Pour la dalle ST4 (contrainte de traction de 1.2 MPa), l'influence de la traction axiale sur l'apparition des premières fissures est clairement perceptible. En effet comme on peut le voir sur la **Figure 4.27** l'effort associé à l'apparition des fissures initiales de flexion est réduite à 15 kN au lieu de 125 kN pour la dalle S2 sans effort axial. On peut donc déduire que la traction axiale accélère l'apparition des premières fissures. D'autre part, pour la dalle SC1 soumise à une compression axiale (1 MPa), on peut remarquer un effet inverse, l'apparition de la fissuration initiale étant retardée à un effort de cisaillement d'environ 188 kN.

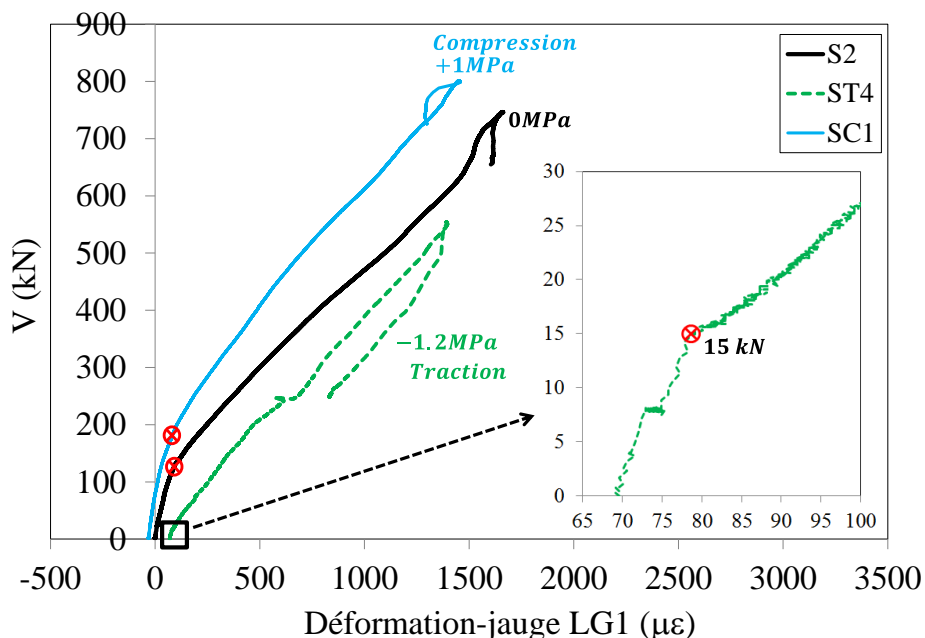


Figure 4.27 : Courbe Force de cisaillement-déformation enregistrées par la jauge J1 pour les dalles S2 et ST4

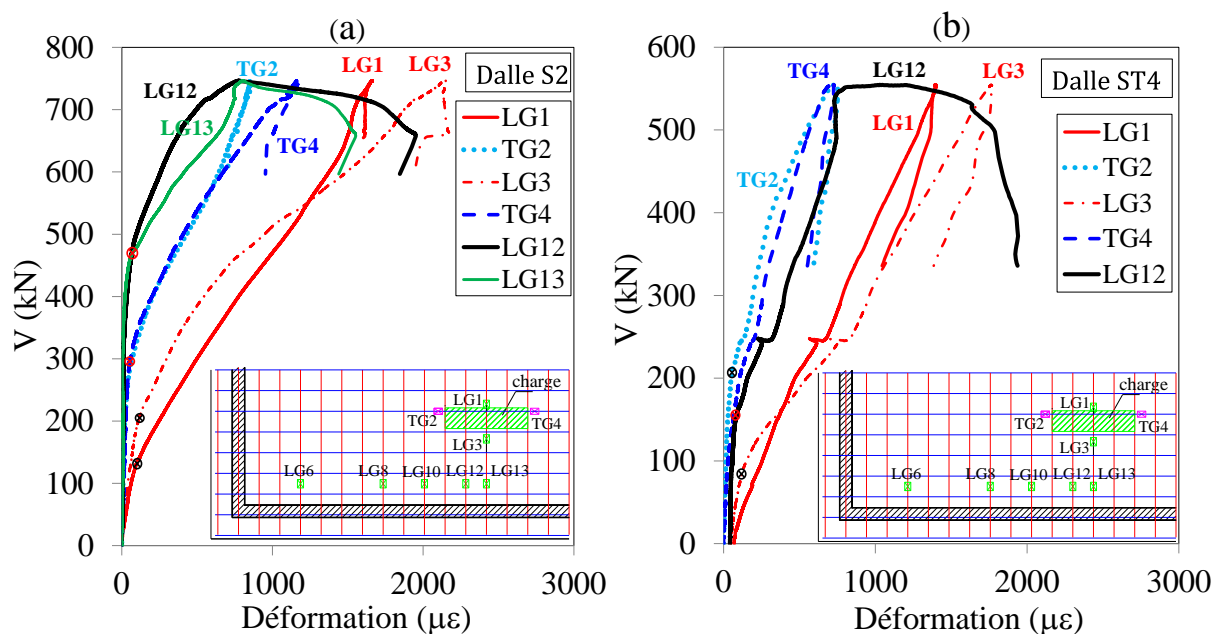


Figure 4.28 : Courbe Force de cisaillement-déformation enregistrées par les jauges LG1, LG3, TG2, TG4, LG12 et LG13: a) Dalle S2 sans charge axiale; b) Dalle ST4 avec 1.2 MPa de contrainte de traction axiale

Sur la **Figure 4.28a** pour la dalle S2, on peut également remarquer qu'après que la fissuration initiale ait été détectée par la jauge LG1 placée sur armature longitudinale (à un effort de 125 kN), les fissures dans la direction transversale ont quant à elles été détectées un peu plus ultérieurement à une force d'environ 290 kN par les jauges sur armature transversale TG2 et TG4.

On peut également remarquer sur les **Figure 4.28a** et **Figure 4.28b** qu'à partir d'une charge de cisaillement d'environ 461 kN, les déformations enregistrées par les jauges LG12 et LG13 situées près des appuis commencent à augmenter nettement. Comme abordé en **section 4.1.3**, cette augmentation considérable de la déformation peut être attribuée à l'apparition de fissure de cisaillement importante. Une hypothèse qui est confirmée d'avantage en observant l'augmentation des déformations même après que la résistance ultime en cisaillement ait été atteinte (de $781\mu\epsilon$ à $1930\mu\epsilon$ pour la jauge LG12), ce qui n'est pas le cas jauges LG1, LG3, TG2 et TG4 pour lesquelles les déformations ont diminué fortement après le pic. Ceci peut être expliqué par le fait qu'après la rupture par cisaillement, toutes les contraintes se soient concentrées pour développer la fissuration de cisaillement. Dans la phase post-pic, la largeur de la fissure de cisaillement continue de se développer, et les jauges LG12 et LG13 étant placées à côté de l'appui, donc à proximité de la zone où la ligne de macrofissure issue de la compression diagonale devrait apparaître, alors de grandes déformations ont donc été mesurées comme escompté.

La **Figure 4.29a** présente l'évolution de la force de cisaillement en fonction de la déformation mesurée par la jauge LG12 pour les dalles avec et sans effort normal de traction (pour les cas des dalles soumises à une compression axiale, aucune jauge de déformation n'a été placée sur les armatures longitudinales à proximité de l'appui). Dans la phase post-pic, on peut remarquer que la jauge LG12 enregistre toujours des déformations croissantes jusqu'à l'effondrement.

En supposant donc que le début de la fissuration par cisaillement (premier changement de pente dans la courbe effort de cisaillement/déformation) est identifié par la jauge LG12 (**Figure 4.29b**), alors on pourrait remarquer sur la **Figure 4.30** présentant l'évolution de la fissuration par cisaillement en fonction de la contrainte de traction axiale appliquée, que les effort de cisaillement associés à l'apparition des premières fissures de cisaillement diminue quasi-linéairement en fonction de la contrainte de traction axiale appliquée.

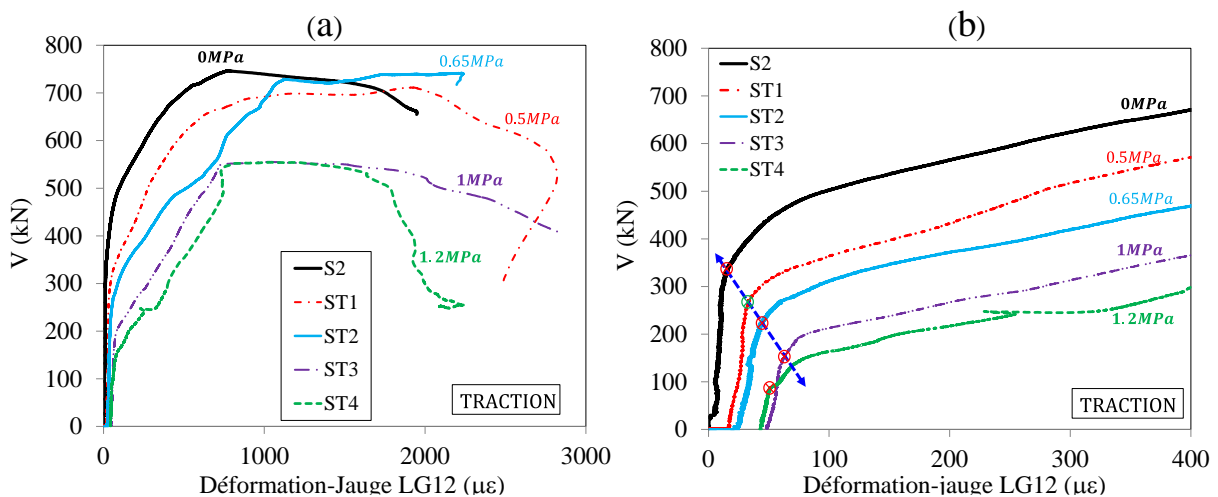


Figure 4.29 : Force de cisaillement-déformation mesurée par la jauge LG12: a) vue globale; b) affichage après zoom.

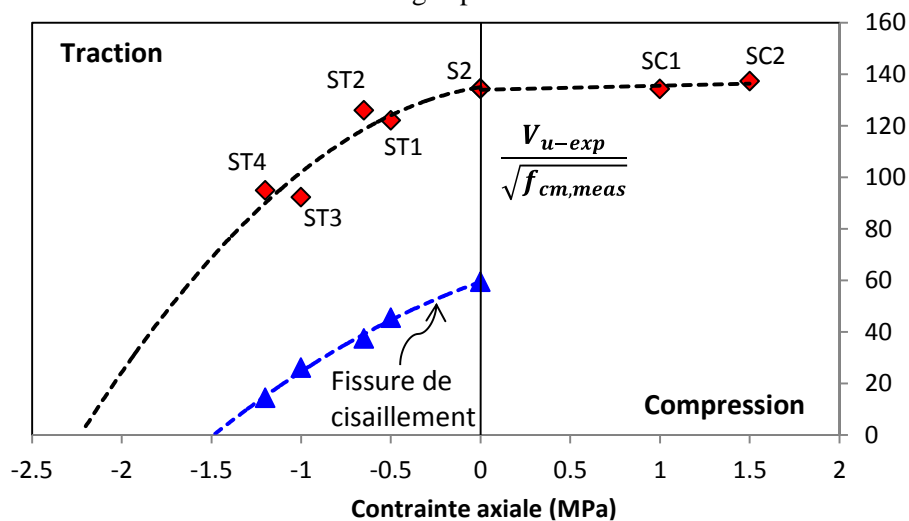


Figure 4.30 : Fissure de cisaillement identifiée par la jauge LG12

4.8 Analyse des codes de calcul de la résistance au cisaillement des dalles

4.8.1 Cas des dalles sans effort normal

Dans cette section on apportera une réponse à la deuxième problématique énoncée dans notre travail. Problématique liée aux disparités qui existent entre l'Eurocode 2 (EC2) **CEN. Eurocode 2, 2005** [6] et l'Annexe Nationale Française (ANF) **FD P 18-717. Eurocode 2, 2013** [5] pour la prédiction de la capacité en cisaillement des dalles en béton armé. Comme évoqué en **section 1.2**, ces disparités sont liées au fait que les recommandations de l'EC2 extrapolées sur des éléments 1D pourraient être peu adaptées aux dalles en général qui sont des éléments 2D et au contexte nucléaire en particulier. Nous avons vu en **section 2.3.2** que la norme française s'était isolée de l'EC2 en proposant d'autres dispositions pour traiter du cisaillement des dalles. Or, il est demandé à EDF-SEPTEN beaucoup de justifications dans leurs projets à l'étranger quant à cette disparité qui existe entre la norme française et l'EC2. Le but principal donc de cette section sera de juger du niveau de précision de ces deux codes de calculs en comparant les résultats de nos essais aux prédictions du cisaillement qu'ils fournissent. On évaluera également par la suite en plus de l'Eurocode 2 et de l'Annexe Nationale Française, le niveau de précision donné également par la norme américaine **ACI 318, 2014** [1], la récente proposition d'extension de l'EC2 de **Lantsoght et al. 2015** [9], le **fib-Model Code 2010, 2012** [2], et l'approche basée sur la théorie de la fissure critique de cisaillement (CSCT).

Pour toutes les comparaisons entre les codes de calcul et les résultats expérimentaux, la largeur effective en cisaillement des dalles b_{eff} issue du critère de diffusion à 45° de l'effort tranchant tel qu'indiqué par les recommandations françaises sera utilisée en lieu et place de la largeur totale b_w valable uniquement pour le cas des poutres (**section 2.3.2**). Les valeurs moyennes des propriétés des matériaux sont considérées et tous les facteurs de sécurité partiels sont pris égaux à 1 en particulier $\gamma_c = 1$. Il vient donc que le paramètre $C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c = 1$ est utilisé pour la détermination des capacités en cisaillement moyennes (valeurs de calcul) comme recommandé par l'EC2. Cependant, il est à noter que pour la formule d'extension de l'EC2 proposée par **Lantsoght et al. 2015** [9], le paramètre $C_{Rd,c} = 0.15$ comme recommandé par les auteurs est utilisé. Pour comparer les prédictions du cisaillement de l'**ACI 318, 2014** [1] aux résultats de nos essais, les forces V_{exp} et les moments M_{exp} ont servi à déterminer le ratio $Vd/M = V_{exp}d_1/M_{exp}$ (**section 2.3.3**). Comme abordé

précédemment en **section 4.1.1**, les efforts de cisaillement V_{exp} et les moments de flexion M_{exp} (moment de flexion à la rupture sous la charge concentrée) sont calculés à partir des charges de rupture P_u en utilisant la solution de Navier avec les séries de Fourier pour le cas de plaques rectangulaires simplement appuyées sur quatre côtés. Les valeurs obtenues sont données dans le **Tableau 4-1**. Pour les calculs avec le **fib-Model Code 2010, 2012** [2] et l'approche basée sur la théorie de la fissure critique, les moments M_f ou M_d et les efforts tranchant V_f nécessaires pour calculer la déformation longitudinale moyenne de l'élément ε sont déterminés au niveau des sections de contrôle.

Nous avons vu en **section 4.1.2** que le mode de fissuration obtenu dans nos essais traduisait un cisaillement bidirectionnel, de telle sorte qu'il paraissait tout à fait normal de penser que les ruptures se soient produites par poinçonnement et non par cisaillement. Une coupe transversale des dalles S8, S9 et S10 (**Figure 4.5** et **Figure 4.6**) avait permis de montrer que le cisaillement était bien bidirectionnel, cependant la fissure critique diagonale induisant la rupture était celle située à proximité de l'appui, caractérisée par une ligne de macrofissure (c'est la largeur effective en cisaillement pour un cisaillement unidirectionnel), ce qui correspond à une rupture par cisaillement. Néanmoins, au regard du caractère bidirectionnel du cisaillement obtenu, admettre que tout l'effort de cisaillement est transféré sur un seul côté des dalles pourrait éventuellement être une simplification excessive de la réalité où une quantité considérable de l'effort de cisaillement aurait pu également être transférée aux autres côtés. Pour confirmer donc d'avantage que les ruptures se soient produites par cisaillement et non par poinçonnement (illustré sur les **Figure 4.31** et **Figure 4.32**), on comparera également dans cette section les résultats de nos essais aux prédictions de poinçonnement de l'Eurocode 2. La résistance au poinçonnement des dalles est calculée suivant l'Eurocode 2 avec la formule ci-dessous :

$$V_{EC2,p} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot u_1 \cdot d \geq 0.035k^{3/2} f_{ck} \cdot u_1 \cdot d$$

Où:

$d = \frac{d_l + d_t}{2}$ est la hauteur effective moyenne.

u_1 est le périmètre de référence, périmètre critique susceptible de poinçonner. Il est tracé à une distance égale à $2d$ des bords de l'impact comme explicité sur la **Figure 4.31**.

$\rho = \min \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{\rho_l \times \rho_t} \\ 0.02 \end{array} \right.$ avec ρ_l et ρ_t respectivement les taux d'armatures longitudinales et transversales.

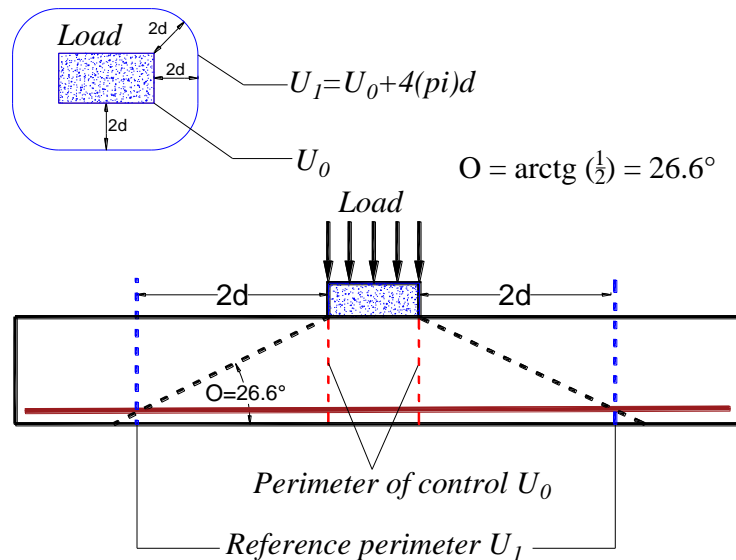


Figure 4.31 : Rupture par poinçonnement : Illustration du périmètre de contrôle et de référence

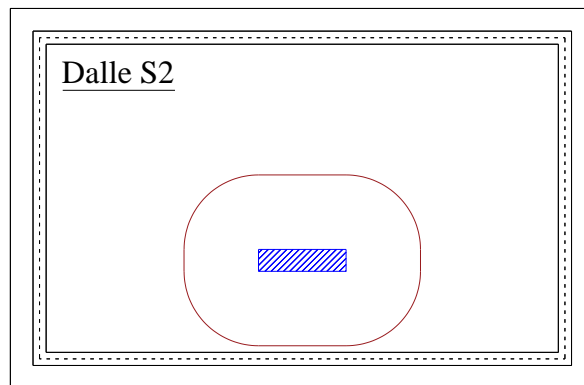


Figure 4.32 : Illustration du périmètre de référence pour la dalle S2

Les comparaisons entre les résultats expérimentaux et les codes de calcul sont présentées dans les **Tableau 4-8**, **Tableau 4-9** et la **Figure 4.33**. Les valeurs moyennes et les écarts-types obtenus des comparaisons sont également présentés. Les résultats indiquent que l'Eurocode 2 avec la valeur $v_{\min} = 0.23\sqrt{f_{ck}}$ proposée par l'Annexe Nationale Française (ANF) **FD P 18-717. Eurocode 2, 2013** [5] donne des estimations nettement plus proches des résultats expérimentaux pour la résistance au cisaillement des dalles sous charges concentrées. L'Eurocode 2 avec la valeur $v_{\min} = 0.035k^{3/2}\sqrt{f_{ck}}$ recommandée dans le cas général **CEN. Eurocode 2, 2005** [6] est également applicable aux dalles sous charges concentrées mais conduit à une sous-estimation de la capacité des dalles pour tous nos essais. Elle est donc plus conservatrice que l'Annexe française, les ratios moyens entre les capacités réelles de nos dalles et celles calculées étant de 1.22 (écart-type =0.09) et 1.09 (écart-type =0.07) respectivement pour l'Eurocode 2 et l'Annexe Nationale française (**Tableau 4-9**). Les

capacités en cisaillement prédites par l'**ACI 318-14** et l'**ACI simplifié** [1] ont également conduit à des résultats sous-estimant nos résultats expérimentaux. Cependant, la proposition d'extension de l'Eurocode 2 de Lantsoght et al. 2015 [9] a conduit à une surestimation de la capacité moyenne en cisaillement des dalles. Un ratio moyen égale à 0.83 a été obtenu (Ecart-type=0.07). Ceci pourrait être attribué au fait que la formule de [Lantsoght et al, 2015] soit basée sur une évaluation statistique de dalles ayant des résistances en compression beaucoup plus élevées (entre 35MPa et 95MPa) que celles des dalles testées dans notre étude.

Enfin, on peut remarquer dans les **Tableau 4-8** et **Tableau 4-9** que les prédictions de poinçonnement de l'EC2 sont supérieures aux prédictions du cisaillement. On peut donc déduire que les ruptures par cisaillement précèdent celles par poinçonnement. Les prédictions de poinçonnement surestiment même les capacités des dalles. On peut donc confirmer d'avantage d'un point de vue règlementaire que les ruptures dans nos essais se soient produites par cisaillement et non par poinçonnement.

Il ressort de toutes ces analyses que l'Annexe Nationale Française (ANF) est la meilleure façon de prédire le cisaillement des dalles sous charges concentrée. Elle donne les résultats les plus précis et elle est beaucoup plus simple à utiliser dans les pratiques de l'ingénieur. Quant à l'Eurocode 2 en général basée sur des résultats d'essais sur poutres, il serait alors également plus intéressant dans une alternative à notre travail de réduire son degré de conservatisme et de l'améliorer en proposant un nouveau modèle empirique prenant en compte tous les paramètres de reprise du cisaillement et basée cette fois ci sur les essais sur dalles. L'influence de la taille des granulats associée à l'énergie de rupture du béton selon le **CEB-FIP Model Code, 1990** [176] devra être rajoutée à cette nouvelle formulation, ce qui n'est pas le cas de la formule de l'Eurocode 2 actuelle seulement fonction en terme de paramètres de matériaux, de la résistance en compression du béton et du taux d'armatures longitudinales.

Le **Tableau 4-10** et la **Figure 4.34** présentent les résultats obtenus avec le **fib-Model Code 2010, 2012** [2] basé sur l'approche simplifiée de la théorie du champ de compression et ceux obtenus avec la théorie de la fissure critique de cisaillement de **Muttoni, 2003** [8]. A titre de rappel, ces deux méthodes sont basées sur la notion de localisation des déformations se traduisant par l'ouverture d'une fissure critique d'effort tranchant. Ce sont des méthodes qui prennent en compte la rugosité des lèvres des fissures de manière à appréhender leur capacité à transmettre des efforts grâce à l'effet d'engrènement des granulats (**section 2.3.1**). Les résultats montrent que le **fib-Model Code 2010, 2012** [2] avec le deuxième niveau d'approximation (LoA II) donne la meilleure prédiction de la capacité en cisaillement pour les

dalles de notre étude (Moyenne = 1.06; Ecart-Type = 0.11). Cependant, le **fib-Model Code 2010, 2012** [2] avec le premier niveau d'approximation (LoA I) semble très conservateur (Moyenne = 1.83; Ecart-Type = 0.12). L'approche par la théorie de la fissure critique de cisaillement conduit également à des prédictions cohérentes. Une marge de sécurité raisonnable a été obtenue (Moyenne = 1.20; Ecart-Type = 0.11). Néanmoins, comparé au **fib-Model Code 2010, 2012** [2], elle donne des estimations un peu moins précises de la résistance au cisaillement.

Dalles	Essai		V avec $f_{cm,meas}$					$P_{EC2,p}$ [kN]
	P_u [kN]	V_{exp} [kN]	V_{EC2} [kN]	V_{France} [kN]	$V_{Lantsoght}$ [kN]	V_{ACI} [kN]	$V_{ACI,simplifié}$ [kN]	
S1	1111	680	582	625	870	518	469	1193
S2	1220	747	633	708	929	576	531	1344
S2B	1353	828	630	703	926	573	527	1338
S3	1032	632	536	552	812	466	414	1177
S4	1050	643	544	622	813	502	467	1151
S5	1257	769	716	756	1042	633	567	1425
S6	1427	888	719	804	1056	706	653	1687
S7	1796	1135	833	931	1223	828	767	2038
S8	1632	999	751	916	1045	723	687	1595
S9	1350	825	649	735	955	596	552	1384
S10	1221	745	670	771	985	621	579	1442

Tableau 4-8 : Prédictions des capacités en cisaillement de l'EC2, de l'approche française, de l'ACI 318-14 et de la formule d'extension de l'EC2 de [Lantsoght et al, 2015].

Dalles	Essai		EC2 en générale $C_{Rd,c}$ = 0.18	EC2 avec l'approche Française	EC2 extension $C_{Rd,c,test}$ = 0.15	ACI 318- 14	ACI 318- 14 Simplified	EC2 Poinçon- nement
	P_u [kN]	V_{exp} [kN]	$V_{exp}/$ V_{EC2}	$V_{exp}/$ V_{France}	$V_{exp}/$ $V_{Lantsoght}$	$V_{exp}/$ V_{ACI}	$V_{exp}/$ $V_{ACI,}$ simplifié	$P_u/$ $P_{EC2,p}$
S1	1111	680	1.17	1.09	0.78	1.31	1.45	0.93
S2	1220	747	1.18	1.06	0.80	1.30	1.41	0.91
S2B	1353	828	1.31	1.18	0.89	1.45	1.57	1.01
S3	1032	632	1.18	1.14	0.78	1.35	1.53	0.88

S4	1050	643	1.18	1.03	0.79	1.28	1.38	0.91
S5	1257	769	1.07	1.02	0.74	1.22	1.36	0.88
S6	1427	888	1.23	1.10	0.84	1.26	1.36	0.85
S7	1796	1135	1.36	1.22	0.93	1.37	1.48	0.88
S8	1632	999	1.33	1.09	0.96	1.38	1.45	1.02
S9	1350	825	1.27	1.12	0.86	1.38	1.50	0.98
S10	1221	745	1.11	0.97	0.76	1.20	1.29	0.85
Moyenne			1.22	1.09	0.83	1.32	1.43	0.92
Ecart-type			0.09	0.07	0.07	0.08	0.08	0.06
5 ^{ème} Centile			1.09	1.00	0.75	1.21	1.33	0.85

Tableau 4-9 : Ratios entre les capacités expérimentales et celles prédites par l'EC2, l'approche française, l'ACI 318-14 et de la formule d'extension de l'EC2 de [Lantsoght et al, 2015].

Dalles	Essai		Model Code 2010 (LoA I)	Model Code 2010 (LoA II)	Théorie fissure critique (CSCT)	Model Code 2010 (LoA I)	Model Code 2010 (LoA II)	Théorie fissure critique (CSCT)
	P_u [kN]	V_{exp} [kN]	$V_{MC-LoAI}$ [kN]	$V_{MC-LoAII}$ [kN]	V_{CSCT} [kN]	$V_{exp}/V_{MC-LoAI}$	$V_{exp}/V_{MC-LoAII}$	V_{exp}/V_{CSCT}
S1	1111	680	372	661	581	1.83	1.03	1.17
S2	1220	747	421	721	628	1.77	1.04	1.19
S2B	1353	828	418	728	670	1.98	1.14	1.24
S3	1032	632	329	600	529	1.92	1.05	1.19
S4	1050	643	370	621	540	1.73	1.04	1.19
S5	1257	769	449	836	740	1.71	0.92	1.04
S6	1427	888	495	891	813	1.79	1.00	1.09
S7	1796	1135	557	930	865	2.04	1.22	1.31
S8	1632	999	545	816	700	1.83	1.22	1.43
S9	1350	825	438	751	639	1.88	1.10	1.29
S10	1221	745	459	834	686	1.62	0.89	1.09
Moyenne						1.83	1.06	1.20
Ecart-type						0.12	0.11	0.11
5 ^{ème} Centile						1.67	0.91	1.06

Tableau 4-10 : Ratios entre les capacités expérimentales et celles prédites par le [fib-Model Code 2010, 2012] et l'approche par la théorie de la fissure critique (CSCT).

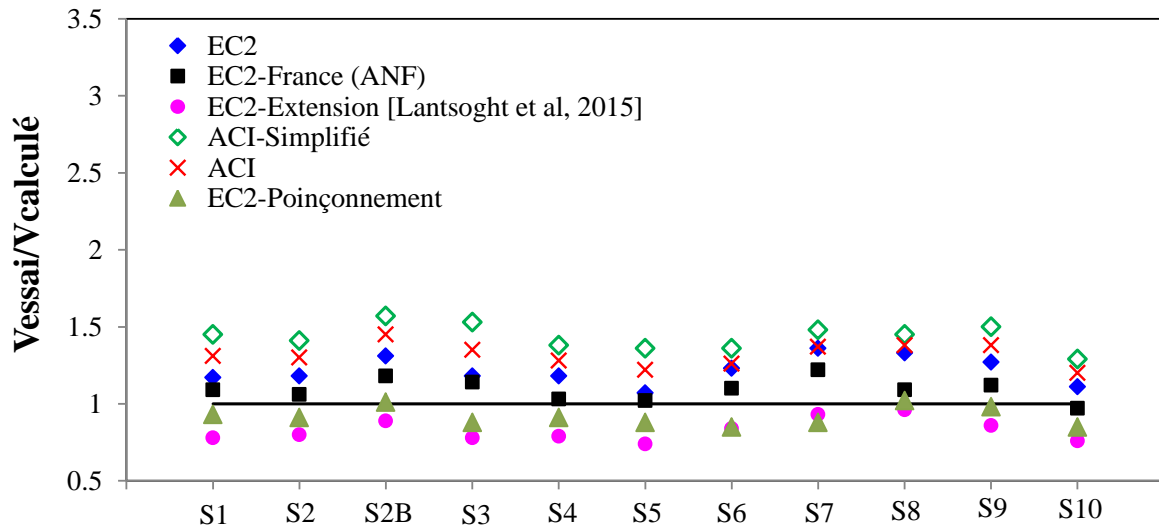


Figure 4.33 : Comparaison entre les résultats des essais et les prédictions de l'EC2, l'approche française, l'ACI 318-14 et de la formule d'extension de l'EC2 de Lantsoght et al. 2015.

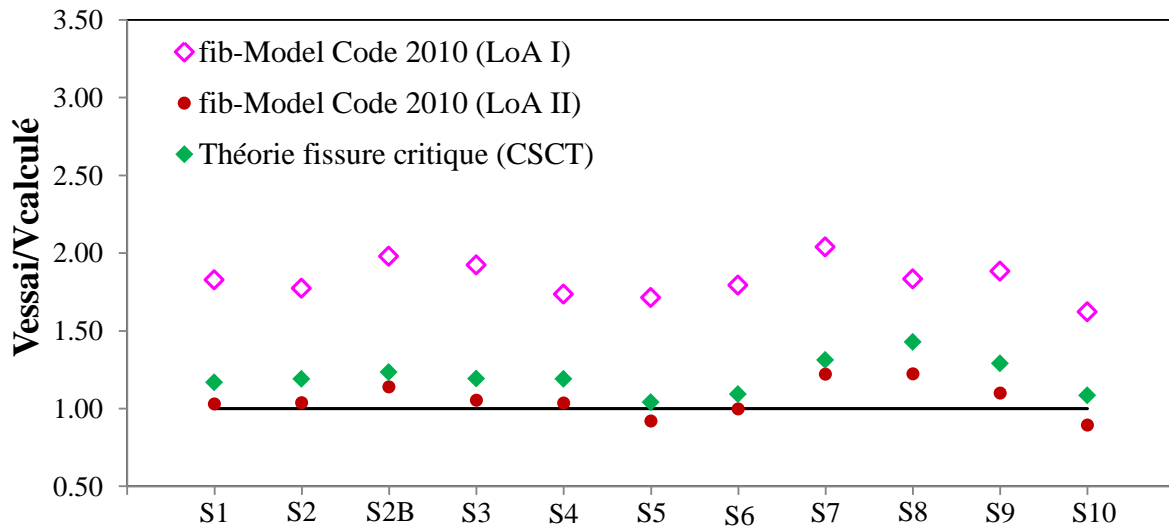


Figure 4.34 : Comparaison entre les résultats des essais et les prédictions du fib-Model Code 2010, 2012 et l'approche par la théorie de la fissure critique (CSCT).

4.8.2 Cas des dalles avec effort normal

Dans cette section, les résultats expérimentaux obtenus sur les dalles soumises des efforts normaux de compression ou de traction, sont comparées aux prédictions de l'Eurocode 2 CEN. **Eurocode 2, 2005** [6], de l'**ACI 318, 2014** [1], du le code nucléaire **AFCEN ETC-C, 2010** [7] et du **fib-Model Code 2010, 2012** [2].

La formule utilisée pour calculer la résistance au cisaillement V_{totale} des dalles en béton armé avec effort normal peut être séparée en deux termes: V_{cisail} la résistance au cisaillement sans effort axial ($N_u = 0$) et V_{axiale} la résistance en cisaillement liée à l'effet de la

contrainte axiale ($\sigma_{cp} \neq 0$ car $N_u \neq 0$). Par conséquent, la capacité totale en cisaillement des dalles peut être exprimée comme suit:

$$V_{totale} = V_{cisail(N_u=0)} + V_{axiale(\sigma_{cp} \neq 0)}$$

Par exemple, selon l'Eurocode 2: $V_{cisail-EC2} = C_{Rd,c} k (\sqrt[3]{100 \rho_1 f_{ck}}) b_w d$ et $V_{axiale-EC2} = k_1 \sigma_{cp} b_w d$. Les valeurs de V_{axiale} sont déterminées comme explicitées dans le **Tableau 4-11**.

Code (SI: f_{ck} en [MPa])	$V_{axiale}/b_w d$	Traction axiale ($\sigma_{cp} = N_u/A_g < 0$)	Compression axiale ($\sigma_{cp} = N_u/A_g > 0$)
EN 1992-1-1:2005	$V_{axiale-EC2}/b_w d$	$0.15 \sigma_{cp}$	$0.15 \sigma_{cp}$
ACI 318-14	$V_{axiale-ACI}/b_w d$	$(0.17 \sqrt{f_{ck}}) \frac{\sigma_{cp}}{3.5}$	$(0.17 \sqrt{f_{ck}}) \frac{\sigma_{cp}}{14}$
AFCEN ETC-C	$V_{axiale-ETC-C}/b_w d$	$\left(\frac{2.454}{f_{ck}} + 0.27\right) \frac{\sigma_{cp}}{\gamma_c}$	$\left(\frac{0.736}{f_{ck}} + 0.081\right) \frac{\sigma_{cp}}{\gamma_c}$

Tableau 4-11 : Détermination de V_{axiale} selon les recommandations de l'Eurocode 2, l'ACI 318-14 et l'AFCEN ETC-C

Il est à noter que pour les essais $V_{axiale(essai)} = V_{totale(essai)} - V_{cisail(essai)}$, où $V_{cisail(essai)}$ est prise comme étant la résistance en cisaillement expérimentale de la dalle S2 sans effort axial. Cependant, les résistances en compression $f_{cm,meas}$ obtenues pour les dalles avec effort axial étant différentes de celles de la dalle S2, alors les valeurs de $V_{cisail(essai)}$ pour toutes les dalles (sauf S2) sont multipliées par un facteur d'adaptation α sur la résistance en compression avec $\alpha = \sqrt{f_{cm,meas(N_u \neq 0)}} / \sqrt{f_{cm,meas(N_u = 0)}}$. Par exemple, pour la dalle ST1 $\alpha = \sqrt{34} / \sqrt{30.9}$, et donc $V_{cisail(essai)} = V_{cisail(essai-S2)} \times \alpha = 747 \times 1.05 = 783.6$ kN.

Selon l'Eurocode 2 avec la formule décrite dans le **Tableau 4-11**, la résistance en cisaillement toujours pour la dalle ST1 liée uniquement à l'effet de la traction axiale est:

$$V_{axial-EC2} = 0.15 \sigma_{cp} b_w d = 0.15 \times (-0.5) \times 2100 \times 267.5 = -42.1 \text{ kN.}$$

$$V_{totale-EC2} = V_{cisail-EC2} + V_{axiale-EC2} = 783.6 - 42.1 = 741.5 \text{ kN.}$$

Les comparaisons entre les résultats expérimentaux et les codes de calcul sont montrées dans le **Tableau 4-12**. Les valeurs moyennes et les écarts-types obtenus des comparaisons sont également présentées. Ces résultats montrent au regard des ratios entre les capacités réelles des dalles et celles calculées que toutes les approches de calcul (**CEN. Eurocode 2, 2005** [6], **ACI 318, 2014** [1] et **AFCEN ETC-C, 2010** [7]) donnent des résultats non conservateurs pour la plupart des essais, à la fois pour la compression et la traction axiale. Comparés à l'Eurocode 2 (ratio moyen=0.89, Ecart-Type=0.02 pour la compression axiale, et

ratio moyen=0.89, Ecart-Type=0.11 pour la traction axiale), L'AFCEN ETC-C 2010 et l'ACI 318-14 donnent de meilleures prédictions avec respectivement : (ratio moyen=0.93, Ecart-Type=0.01 pour la compression axiale, et pour la traction axiale un ratio moyen=1.01, ET=0.08) et (ratio moyen=0.95, Ecart-Type=0.00 pour la compression, et pour la traction axiale un ratio moyen=0.97, Ecart-Type=0.09).

Dalles	Type de sollicitation axiale	Contrainte axiale σ_{cp} [MPa]	$f_{cm,meas}$ [MPa]	b_{eff} [mm]	V_{total} (Essai) [kN]	$V_{cisail-Essai}$ (Nu=0) [kN]	V_{totale}/V_{EC2}	V_{totale}/V_{ACI}	V_{totale}/V_{ETC-C}
SC2	Compression	1.5	33.3	2100	792	775	0.878	0.949	0.918
SC1	Compression	1.0	35.6	2100	801	802	0.904	0.951	0.933
S2	-	0.0	30.9	2100	747	747	1.000	1.000	1.000
ST1	Traction	-0.5	34.0	2100	711	784	0.959	1.010	1.034
ST2	Traction	-0.65	34.7	2100	742	792	1.007	1.080	1.112
ST3	Traction	-1.0	34.2	2100	539	786	0.768	0.861	0.908
ST4	Traction	-1.2	34.2	2100	555	786	0.811	0.934	0.999
Compression						Moyenne	0.89	0.95	0.93
						Ecart-type	0.02	0.00	0.01
Traction						Moyenne	0.89	0.97	1.01
						Ecart-type	0.11	0.09	0.08

Tableau 4-12 : Capacités en cisaillement prédites par l'Eurocode 2, l'ACI 318-14, et l'AFCEN ETC-C 2010.

Il est important de préciser que les prédictions précédentes (**Tableau 4-12**) de l'Eurocode 2, de l'ACI 318-14, de l'ETC-C ont été déterminées en supposant que la résistance au cisaillement sans effort axial était celle obtenue expérimentalement sur la dalle S2 ($V_{cisail(EC2-ACI-ETC)} = V_{cisail(essai-S2)}$). Une seconde analyse analytique a été effectuée en considérant que la résistance au cisaillement sans effort axial est celle obtenue directement à partir des formules des codes de conception. Par exemple pour l'Eurocode 2, $V_{cisail-EC2} = C_{Rd,c}k(\sqrt[3]{100\rho_1f_{ck}})b_wd$. Les résultats obtenus sont présentés dans le **Tableau 4-13**. Seuls les résultats des essais avec et sans traction axiale sont présentés dans ce tableau. Le fib-Model Code 2010 est également pris en compte dans cette nouvelle analyse.

Dalles	$f_{cm,meas}$ [MPa]	N_u Traction [kN]	σ_{cp} Traction [MPa]	V_{exp} [kN]	V_{EC2} [kN]	V_{ACI} [kN]	V_{ETC-C} [kN]	$V_{Model\ Code\ (LoA\ II)}$ [kN]
S2	30.9	0	0.0	747	633	531	672	721
ST1	34.0	600	0.5	711	611	477	629	635

ST2	34.7	780	0.65	742	603	458	612	612
ST3	34.2	1200	1.0	539	570	399	536	548
ST4	34.2	1440	1.2	555	553	367	498	520

Tableau 4-13 : Capacités en cisaillement prédites par l'Eurocode 2, l'ACI 318-14, l'AFCEN ETC-C et le fib-Model Code 2010 avec V_{cisail} fournie par les codes.

Les **Figure 4.35a-b-c** montrent les prédictions de l'Eurocode 2, de l'ACI 318-14, de l'ETC-C et du fib-Model Code à la fois pour les dalles de notre étude et également sur 92 poutres soumises à l'effet combiné d'un cisaillement et d'un effort normal de traction issues d'essais dans la littérature : **Elstner et Hognestad, 1957** [105], **Mattock, 1969** [112], **Haddadin et al. 1971** [113], **Regan, 1971** [177], **Yamada et Kiyomiya, 1996** [178], **Adebar et Collins, 1996** [109], **Tamura et al. 1995** [179], **Fernández-Montes et al. 2015** [115].

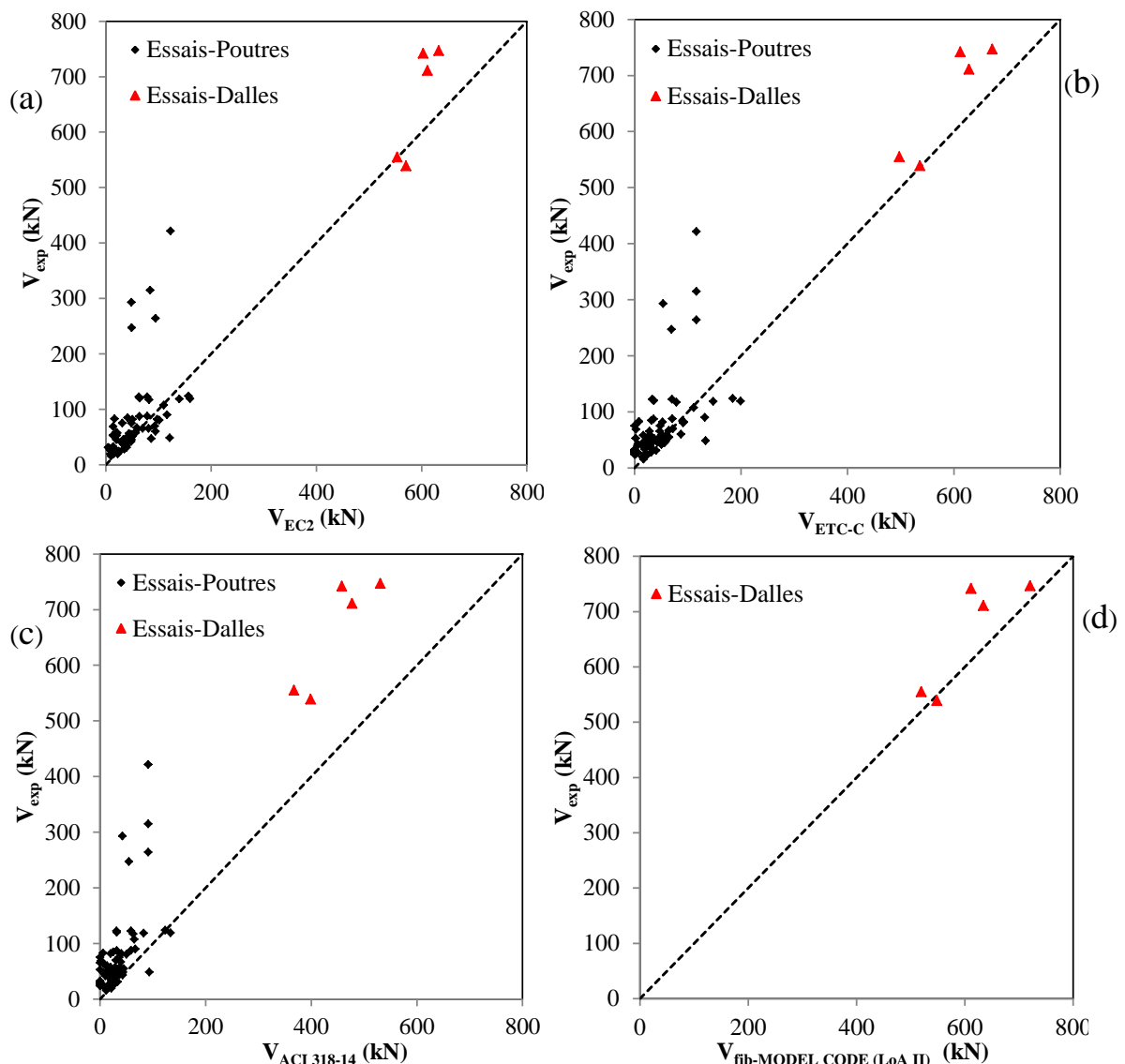


Figure 4.35 : Comparaisons d'essais sur dalles et poutres, avec les prédictions de : (a) l'Eurocode 2 ; (b) l'ACI 318-14 ; (c) l'AFCEN ETC-C 2010; (d) le fib-Model Code 2010

Comme on peut le voir, les dispositions de l'Eurocode 2 **CEN. Eurocode 2, 2005** [6] et de l'**AFCEN ETC-C, 2010** [7] donnent pour les poutres de nombreuses surestimations sur les capacités expérimentales (valeurs non conservatrices). Une surestimation de la résistance est également notée sur certains essais sur les dalles. Les prédictions de l'ACI 318-14 pour les poutres conduisent à de meilleurs résultats, conservateurs pour la majorité des essais. Cependant, pour les essais sur dalles, l' **ACI 318, 2014** [1] donne des résultats sous-estimant considérablement les capacités en cisaillement (ratio moyen=1.493, Ecart-type=0.110). Une meilleure corrélation conservatrice est obtenue avec l'Eurocode 2 **CEN. Eurocode 2, 2005** [6] (ratio moyen=1.086, Ecart-type=0.134) et l'**AFCEN ETC-C, 2010** [7] (ratio moyen=1.116, Ecart-type=0.085) mais l'Eurocode 2 apparaît tout de même imprudente puisqu'elle surestime la capacité en cisaillement de la dalle ST3.

Il ressort de ces analyses qu'il existe un risque lorsque l'Eurocode 2 est utilisé pour concevoir les éléments en béton (dalles et poutres) soumis à l'action combiné d'un cisaillement et d'un effort de traction axiale. L'**AFCEN ETC-C 2010** donne de bonnes prédictions pour le cas des dalles de notre étude et fournit également environ 82% de prédictions sécuritaires pour le cas des poutres analysées. Il est également important de souligner que les capacités de ces poutres issues d'essais dans la littérature sont relativement faibles et pourraient ne pas représenter les éléments ciblés dans l'**ETC-C**. L'**ACI 318-14** même étant trop conservatrice pour les éléments en béton armé devrait être utilisé pour plus de sécurité pour la prédiction du cisaillement des dalles et poutres soumises simultanément à une traction axiale (environ 98% de prédictions sécuritaires pour les dalles et poutres). Sa formulation pourrait être également améliorée afin de réduire le degré de conservatisme.

La **Figure 4.35d** et le **Tableau 4-13** montrent les prédictions du **fib-Model Code 2010, 2012** [2] pour les dalles de notre étude. A titre de rappel, contrairement à l'Eurocode 2 et à l'**AFCEN ETC-C 2010** qui rajoutent à la seule contribution du béton au cisaillement une contribution liée à l'effort normal, dans le cas du **fib-Model Code 2010** l'action des efforts axiaux agit directement sur la déformation longitudinale de l'élément ε . L'application d'une traction axiale fait partie des actions qui augmentent la déformation longitudinale. Ainsi de plus grandes ouvertures de fissuration $w = \varepsilon \times s$ sont obtenues selon la théorie du champ de compression modifiée conduisant par conséquent à des capacités en cisaillement plus faibles (**section 2.3.1.1**). La **Figure 4.33d** et le **Tableau 4-13** montrent que tout comme l'**AFCEN ETC-C 2010**, le **fib-Model Code 2010** donne une bonne corrélation conservatrice pour les dalles de notre étude (ratio moyen=1.096, Ecart-type=0.096).

4.9 Synthèse du chapitre 4

Dans ce chapitre a été présenté en détail les résultats expérimentaux obtenus pour chacune des dalles testées. Les courbes force-déplacement sont toutes caractérisées par un comportement légèrement adoucissant et surtout une diminution significative de la charge appliquée pour des déplacements croissants ce qui est typique du caractère fragile des ruptures par cisaillement. Il est constaté que le mode de rupture correspond bien à une rupture par cisaillement. Une meilleure compréhension du phénomène du cisaillement a été apportée à travers l'analyse de l'influence des différents paramètres entrant en ligne dans la reprise des efforts de cisaillement : la résistance en compression du béton (série I), le ratio d'élancement a_v/d_l (série II), les taux d'armatures longitudinales et transversales (séries III et IV), la taille des granulats (série V), la longueur de la plaque de chargement (série VI), l'effort normal de compression et de traction (séries VII et VIII). Il ressort des résultats des essais que la résistance en compression du béton a une influence significative sur la capacité en cisaillement. Une diminution du ratio d'élancement a_v/d_l conduit à une augmentation importante de la résistance au cisaillement confirmant la présence d'un effet d'arche dans les dalles pour des portées en cisaillement a_v comprise entre $0.5d$ et $2d$. L'influence du taux d'armatures n'a expérimentalement pas pu être entièrement démontrée. Une meilleure clarification sera apportée numériquement. On a observé que l'augmentation de la taille du granulat et de la longueur de la plaque de chargement conduit à une augmentation de la résistance au cisaillement. Pour ce qui est des dalles soumises à l'effet couplé cisaillement/effort normal, il ressort qu'une traction axiale diminue à la fois et de façon considérable la résistance au cisaillement et la rigidité élastique des dalles, mais de façon bénéfique, la ductilité de la structure une fois la capacité en cisaillement atteinte est sensiblement améliorée. A l'opposé, une compression axiale permet de façon bénéfique d'améliorer la rigidité post-élastique et la résistance au cisaillement des dalles, par contre plus la contrainte de compression axiale devient importante, plus cela conduira de façon néfaste à une rupture très fragile de la structure. Enfin, les résultats expérimentaux sont comparés aux normes et aux codes de calcul. Les comparaisons pour les cas de sollicitations couplées cisaillement/effort axial de traction ont été effectuées à la fois pour les dalles de notre étude et également sur 92 poutres soumises à l'effet combiné d'un cisaillement et d'un effort normal de traction issues d'essais dans la littérature. Il ressort de cette comparaison qu'il existe un risque lorsque l'Eurocode 2 est utilisé pour le calcul des dalles et poutres en béton armé

soumises à l'action combinée du cisaillement et d'un effort axial de traction. Au contraire, l'ACI318-14 apparaît certes comme très conservateur et devrait être recommandé car il offre une plus grande sécurité. Le code nucléaire ETC-C donne de bonnes prédictions pour le cas des dalles de notre étude et fournit également environ 82% de prédictions sécuritaires pour le cas des poutres analysées. Pour les dalles sous l'effet unique du cisaillement (sans effort axial), il ressort que comparé à l'approche générale de l'EC2, l'Annexe nationale Française prédit les résultats expérimentaux avec une meilleure corrélation conservatrice. La formule d'extension de l'Eurocode 2 proposé par [Lantsoght et al, 2015] a conduit à une surestimation des capacités tandis que les prédictions de l'ACI 318-14 et l'ACI simplifiée sous-estiment tous les résultats expérimentaux. Le fib-Model Code 2010 avec le deuxième niveau d'approximation (LoA II) donne tout comme l'Annexe Nationale Française, une meilleure prédiction de la capacité en cisaillement des dalles. Cependant, le premier niveau d'approximation (LoA I) est apparu relativement très conservateur, ce qui est plutôt logique puisqu'il est adapté pour un pré-dimensionnement et sous-estime donc grandement les capacités en cisaillement des dalles. L'approche par la théorie de la fissure critique de cisaillement (CSCT) conduit également à des prédictions cohérentes.

Chapitre 5

Modélisation du comportement structurel du béton : Revue de la littérature

Comme nous l'avons vu tout au long des chapitres précédents, de nombreux chercheurs ont travaillé sur le comportement au cisaillement de structures en béton armé à travers différentes investigations expérimentales, et les différents codes de calcul existants de nature empirique ont été établis à partir de ces résultats expérimentaux. Notre campagne expérimentale sur l'étude du cisaillement des dalles en béton armé sans armatures d'efforts tranchant s'intègre parfaitement dans une optique de combler la base de données concernant le cisaillement limite des dalles. Elle a surtout contribué à se faire une opinion entre les recommandations françaises **FD P 18-717. Eurocode 2, 2013** [5], celles proposées par l'EC2 **CEN. Eurocode 2, 2005** [6], l'**ACI 318, 2014** [1], une récente proposition d'extension de l'EC2 de **Lantsoght et al. 2015** [9], le code nucléaire **AFCEN ETC-C, 2010** [7], le **fib-Model Code 2010, 2012** [2] basé sur la théorie du champ de compression modifié et enfin la théorie de la fissure critique de cisaillement (CSCT). Les résultats expérimentaux obtenus devraient également aboutir dans une perspective à notre travail et dans le but d'améliorer l'EC2, à la définition d'une formulation analytique prenant en compte le maximum de paramètres afin de justifier le comportement des structures en cisaillement.

Cependant les bases de données existantes d'essai de cisaillement, aussi importantes qu'elles soient, ne peuvent traiter de tous les aspects des mécanismes de transfert de contraintes de cisaillement. Par conséquent, dans la recherche moderne en ingénierie des structures, les analyses par éléments finis (EF) deviennent essentielles pour compléter la recherche expérimentale en fournissant un aperçu du comportement structurel. C'est un outil numérique avancé à même de fournir de très bonnes prédictions. Une analyse EF non linéaire peut montrer la formation et la propagation des fissures, les déplacements, les mécanismes de ruptures possibles et compléter les observations expérimentales, où des mesures d'essais ne sont pas connues. En plus, force est de reconnaître que tous ces essais à grandes échelles effectués dans notre campagne expérimentale se sont avérés relativement coûteux et ont nécessité beaucoup de temps dans la fabrication des dalles, les instrumentations et finalement les essais. Dans ce contexte, l'analyse non linéaire par éléments finis (EF) apparaît également comme un outil numérique permettant de s'affranchir d'études expérimentales coûteuses.

Cependant, la complexité d'une analyse EF est d'abord inhérente au choix d'un modèle numérique de béton capable de reproduire le phénomène de rupture triaxiale des dalles en béton armé sous sollicitations de cisaillement. En effet, diverses théories sont utilisées dans la modélisation du comportement mécanique du béton. Il existe plusieurs modèles constitutifs de béton utilisables dans des simulations EF, et issus de différentes théories de la littérature à savoir l'élasticité non linéaire, la plasticité, la mécanique de l'endommagement, ou le couplage élastoplastique avec endommagement. Cependant ces modèles ne sont pas tous à même de donner des résultats fiables. Ensuite, une deuxième complexité d'une analyse EF est liée aux procédures de résolution que les modèles incluent. En effet une analyse EF non linéaire implique un algorithme de résolution non linéaire et un temps de calcul associé. Un modèle de béton associé à un algorithme de résolution inadéquat pourrait conduire à des difficultés de convergence en cas de fortes non linéarités ou à des temps de calcul relativement élevés. Enfin une autre difficulté d'une analyse EF pourrait être associée au choix des types d'éléments finis discrétisant la structure. Le choix de l'élément a une importance capitale sur le résultat de la modélisation. Un mauvais choix pourrait entraîner un comportement structurel irréaliste.

Dans ce chapitre le comportement mécanique complexe du béton est d'abord présenté. Pour modéliser ce comportement, plusieurs approches théoriques ont été établies dont les deux principales sont : l'approche discontinue et l'approche continue. Les avantages et les inconvénients de ces deux approches sont présentés. Ensuite les différents modèles numériques à approche continue proposés par différents auteurs dans la littérature pour reproduire le comportement mécanique du béton sont présentés: modèles d'endommagement, de plasticité et modèles élastoplastique-endommageables. Chacun de ces modèles présente des avantages et des inconvénients, ainsi que des champs d'application différents qui seront discutés. Une attention particulière sera par la suite apportée à un modèle élastoplastique avec endommagement qui sera utilisé dans les simulations de notre travail. On terminera enfin ce chapitre en abordant le phénomène de localisation dans les milieux adoucissant pour s'intéresser par la suite à la nécessité d'introduire une technique de régularisation afin d'obtenir des résultats numériques objectifs vis-à-vis du maillage EF. Différentes méthodes de régularisation sont par conséquent présentées : la méthode de régularisation énergétique, la théorie non locale intégrale, la formulation en gradient et la théorie du second gradient.

5.1 Comportement microstructurale du béton

Le béton, un des matériaux les plus utilisés dans le monde entier pour la construction présente cependant un comportement non linéaire très complexe lié à son caractère hétérogène et quasi-fragile. Sous diverses sollicitations, cette hétérogénéité favorise le développement de divers modes de ruptures et de propagation de fissures. Cette nature hétérogène du béton est principalement liée à la composition de sa microstructure. Pour rappel le béton est constitué d'une matrice cimentaire (pâte), de sable et de granulats dont la répartition géométrique est aléatoire et pouvant présenter une dispersion assez importante. A cette hétérogénéité de composition on peut également rajouter une hétérogénéité dite structurelle due à l'existence de microfissures initiales dans la microstructure. Ces microfissures sont le plus souvent localisées à l'interface entre les granulats et la pâte de ciment ou générées directement par certains facteurs comme un retrait hydraulique ou thermique. Au regard de la microstructure du béton on peut distinguer 3 principales échelles (**Figure 5.1**):

- A l'échelle du centimètre, le béton peut être considéré comme un matériau composite, assemblage de sable, de pâte de ciment durcie et de granulats.
- A l'échelle du millimètre, c'est au tour de la pâte de ciment durcie d'être considéré comme composite constituée de ciment anhydre, d'hydrates et de porosité. La pâte de ciment considérée antérieurement comme un matériau homogène devient hétérogène sous cette nouvelle échelle.
- Sous des échelles encore plus basses les hydrates de ciments (C-S-H) apparaissent à leur tour hétérogène.

Le béton est par conséquent un matériau multi échelle. En effet les matériaux quasi-fragiles en général, de par leur particularité de présenter de nombreuses échelles sont relativement complexes à décrire et à étudier dans leur comportement jusqu'à la rupture. Pour caractériser donc le comportement du béton il est donc indispensable de se fixer au préalable une échelle d'étude afin d'obtenir des informations pertinentes pour développer des modèles numériques.

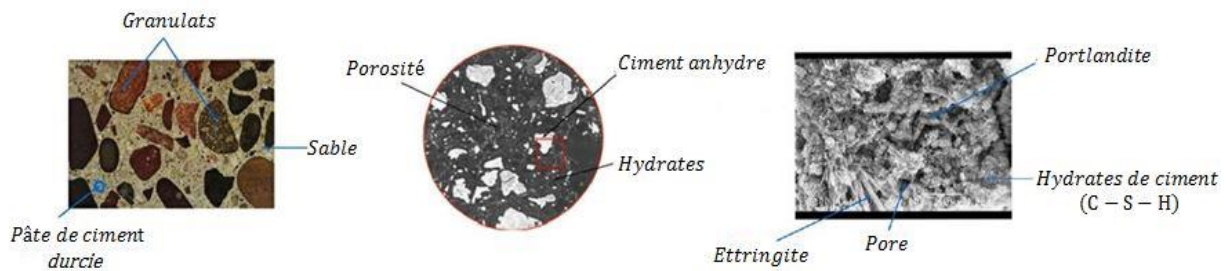


Figure 5.1 : Structure hétérogène du béton **Erwan Morice, 2014** [180]

5.2 Comportement mécanique macroscopique du béton

Le but de ce paragraphe est de présenter les phénomènes physiques observés expérimentalement sur des éprouvettes macroscopiques. Ces essais permettent d'identifier le comportement global d'une structure réduite en béton. Cela donnera un aperçu des caractéristiques mécaniques macroscopiques du béton et pourrait fournir une base de connaissances afin d'apprécier la relation entre les propriétés macroscopiques et celle de la microstructure ou essayer de reproduire des phénomènes macroscopiques par des modèles numériques.

5.2.1 Compression et traction uniaxiale

5.2.1.1 Traction uniaxiale

Cet essai est très délicat à réaliser de manière directe avec l'apparition notamment de phénomènes de "snap-back" (instabilité du radoucissement) dû au caractère fragile du béton. C'est un essai qui est par conséquent à considérer avec précaution. Des tests introduisant de la traction indirecte (essai de fendage encore appelé essai brésilien ou essai de flexion 3points) sont le plus souvent utilisés pour identifier le comportement en traction. La traction directe donne une information sur la valeur de l'énergie de fissuration (ou énergie de rupture) du béton G_f . Ce paramètre revêt d'une grande importance dans le cadre de simulations numériques plus approfondies et sera discuté dans de prochaines sections.

Une courbe classique contrainte-déformation du béton obtenue en traction uniaxiale nous indique comme on peut le voir sur la **Figure 5.2a** que le pic est atteint pour une contrainte relativement faible et ce juste en fin de la phase élastique linéaire avant d'observer une chute brutale de la contrainte dans la phase post-pic puis une stabilisation et une rupture soudaine. Les résultats d'essais réalisés par **Terrien, 1980** [181], **Mazars et al. 1990** [182],

Ramtani, 1990 [183], **Gerard, 1996** [184] ont tous démontré ce phénomène. En régime élastique le matériau retrouve sa configuration initiale s'il est déchargé. Dans la phase post-pic des microfissures apparaissent dans le matériau et le comportement du béton devient adoucissant (le caractère adoucissant du béton sera discuté dans les prochaines sections). Le module d'élasticité diminue fortement pendant cette phase et des déformations irréversibles apparaissent. Les microfissures se propagent perpendiculairement à la direction du chargement pour donner une fissure traversante et localisée, avant la rupture du matériau (**Figure 5.2b**). Ce mode de fissuration est qualifié de "mode I" où les contraintes normales selon la direction de la sollicitation ouvrent la fissure.

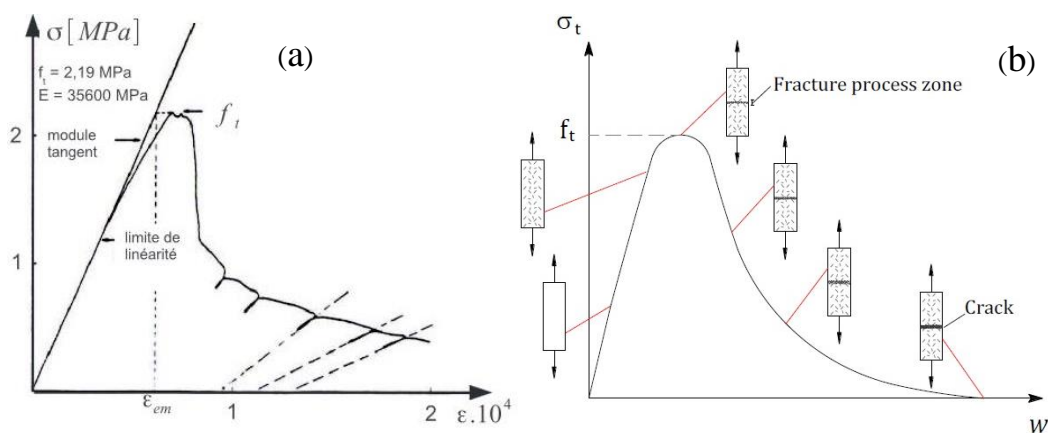


Figure 5.2 : Mode de rupture macroscopique sous traction uniaxiale : (a) comportement global **Terrien, 1980** [181]; (b) Formation et propagation des fissures **Björnström et al. 2006** [185]

5.2.1.2 Compression uniaxiale

En effet, parmi les sollicitations mécaniques, la résistance du béton en compression uniaxiale a été la plus étudiée et donne généralement une image globale de la qualité d'un béton puisqu'elle est directement liée à la structure de la pâte de ciment hydratée. La compression uniaxiale est également utilisée pour caractériser d'autres propriétés du béton comme le module de Young et le coefficient de poisson. La courbe contrainte-déformation du béton est similaire à celle décrite en traction mis à part le fait que la résistance en compression est bien plus élevée que celle en traction (approximativement dans un rapport de l'ordre de 10).

L'évolution du comportement du béton peut être considérée comme triphasique (**Figure 5.3**). D'abord une phase élastique domaine des déformations réversibles, ensuite une partie ascendante (écrouissage positif) de la courbe d'évolution décrit le comportement non fissuré (des microfissures non visibles à l'œil nu sont présentes). Le déchargement durant cette phase montre la présence de déformations irréversibles. On note enfin une partie

d'adoucissement (écrouissage négatif) associée au comportement du béton fissuré. Dans cette dernière phase des microfissures coalescent en une ou plusieurs macrofissures (visibles le plus souvent à l'œil nu) qui vont s'agrandir et se propager jusqu'à la rupture du matériau. La différence entre l'évolution des microfissures en compression et en traction est liée à la direction des microfissures. Alors que sous traction les microfissures se développent pour former une macrofissure perpendiculaire à la direction de de la sollicitation (**section 5.2.1.1**), en compression les fissures se développent dans une direction parallèle à la sollicitation (**Figure 5.3b**). Ceci est dû à l'extension dans la direction perpendiculaire à la force de compression.

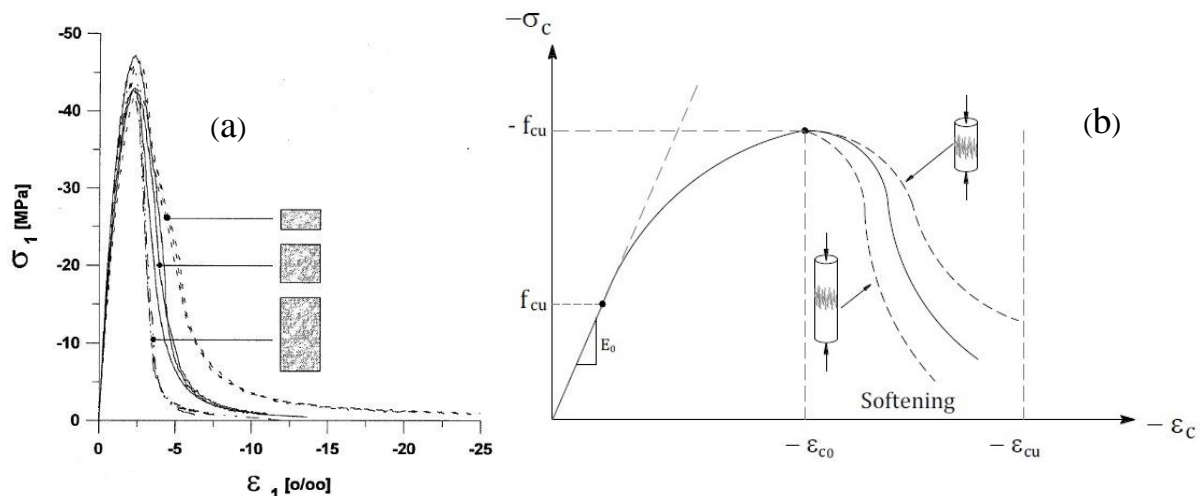


Figure 5.3 : Mode de rupture macroscopique sous compression uniaxiale : (a) comportement global **Geel, 1998 [186]**; (b) Formation des fissures **Kaufmann, 1998 [187]**

5.2.1.3 Adoucissement-Localisation de la déformation

Adoucissement et perte de rigidité

Nous avons vu dans les sections précédentes (**section 5.2.1.1** et **section 5.2.1.2**) que la rupture du béton sous compression et traction uniaxiale, intervenait suite à l'apparition au préalable de microfissures qui croissent et fusionnent ensuite uniformément pour former une ou plusieurs macrofissures qui à leur tour vont croître et se propager jusqu'à la rupture complète du matériau. En effet pendant la croissance des fissures (phase post-pic), le béton présente une diminution progressive de sa capacité de charge lorsqu'elle atteint une certaine limite de déformation, comme on peut le voir sur les **Figure 5.2** et **Figure 5.3**. Le béton est par conséquent qualifié de matériau "adoucissant". On note également dans la phase d'adoucissement une diminution de la rigidité du matériau (endommagement ou encore dégradation du matériau) causée par une localisation de la fissuration. Cette perte de rigidité a également été observée sur les résultats expérimentaux de **Terrien, 1980 [181]**. La réalisation

de cycles de charge-décharge, à niveau de dégradation constant (lignes en pointillés, **Figure 5.2a**), ont mis en évidence une diminution de la pente de la réponse contrainte-déformation.

Le comportement adoucissant du béton a également été observé sous des chargements en compression et en traction par **Bažant, 1976** [102], **Torrenti et al. 1993** [188], **Markeset et Hillerborg, 1995** [189], **Jansen et Shah, 1997** [190].

La taille des échantillons et des conditions aux limites ont des effets importants sur le comportement adoucissant du béton. La **Figure 5.3a** montre que pour différentes tailles d'échantillon, un comportement quasi-similaire est observé avant la contrainte de pic. Par contre dans la phase adoucissante du comportement du béton, les échantillons de tailles différentes se traduisent par une forme différente de la courbe d'adoucissement (courbe post-pic). **Hordijk, 1991** [191] et **Van Mier et al. 1996** [192] fournissent d'avantages d'informations sur l'effet de la taille des spécimens et des conditions aux limites sur le comportement adoucissant du béton.

Localisation de la déformation - Localisation de l'endommagement

La zone de localisation (Fracture Process zone) est celle formée par un développement diffus de microfissurations. En chargement uniaxiale, la localisation de la déformation se produit à partir de la contrainte de pic. En traction, la déformation se localise dans une bande étroite avec une taille finie (mode I de localisation) puis en compression, elle se manifeste le long de bandes de cisaillement (mode II de localisation, mode de cisaillement plan où les contraintes tangentielles ouvrent la fissure). En dehors de la zone de localisation, le matériau se décharge de façon élastique. La macrofissure se développe dans la zone de localisation et croît progressivement à travers l'échantillon, ce qui provoque la chute progressive de la capacité de charge, jusqu'à la rupture complète. La macrofissure pourrait également ne pas se développer de manière continue d'un côté à l'autre de l'échantillon. Elle peut être formée suite à des mécanismes de propagation et de ramification de microfissures, où une macrofissure pourrait se développer à partir d'un côté et à un moment, elle bifurque et pourrait alors fusionner pour atteindre le côté opposé.

Il est également à noter que tout comme la déformation, l'évolution de l'endommagement du béton a lieu dans la zone de localisation. **Van Mier, 2008** [193] comme on peut le voir sur la **Figure 5.4** montre à quel niveau se situe la localisation dans les relations de comportement du béton en traction et en compression.

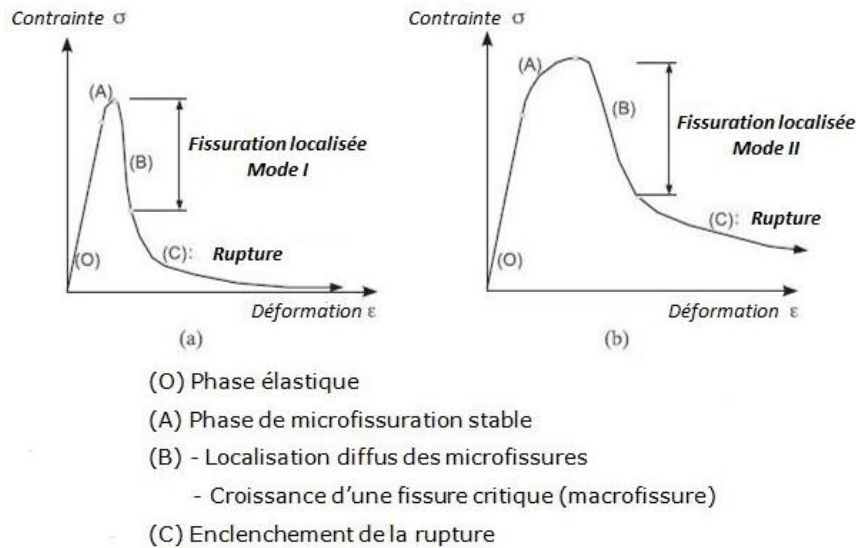


Figure 5.4 : Processus de rupture du béton : (a) sous traction uniaxiale; (b) compression uniaxiale. D'après Van Mier, 2008 [193]

Au regard des phénomènes présentés, Il est alors important lors de l'analyse du comportement de la rupture des matériaux quasi-fragiles (du béton en particulier), d'examiner plus en détail ce qui se passe localement c'est-à-dire le processus de microfissuration. Premièrement la phase de microfissuration stable (avant-pic) et deuxièmement la phase de microfissuration diffuse (post-pic) marquée une zone de localisation des déformations. Cette zone de localisation a une incidence directe sur la modélisation numérique de la rupture des structures en béton et sera abordée dans les prochaines sections.

Energie de fissuration G_f (ou énergie de rupture)

Les représentations schématiques de la localisation en traction et en compression sont données sur la **Figure 5.5**. On suppose que le travail total W_f nécessaire à la rupture de l'échantillon, est égal au travail nécessaire à la rupture de la zone de localisation (région D sur la **Figure 5.5**) lequel définit l'énergie de rupture G_f encore appelé énergie de fissuration du béton dans le cas de la traction. h_t représente la longueur caractéristique de la zone de localisation et le rapport $\frac{G_f}{h_t} = \gamma_f$ représente l'aire de la partie adoucissante de la relation de comportement (aire sous la courbe post-pic). Les valeurs des énergies de rupture du béton en traction G_f et en compression G_f^c sont données par :

$$G_f = \frac{W_f}{A} = h_t \times \gamma_f$$

$$G_f^c = \frac{W_f^c}{A} = h_c \times \gamma_f^c$$

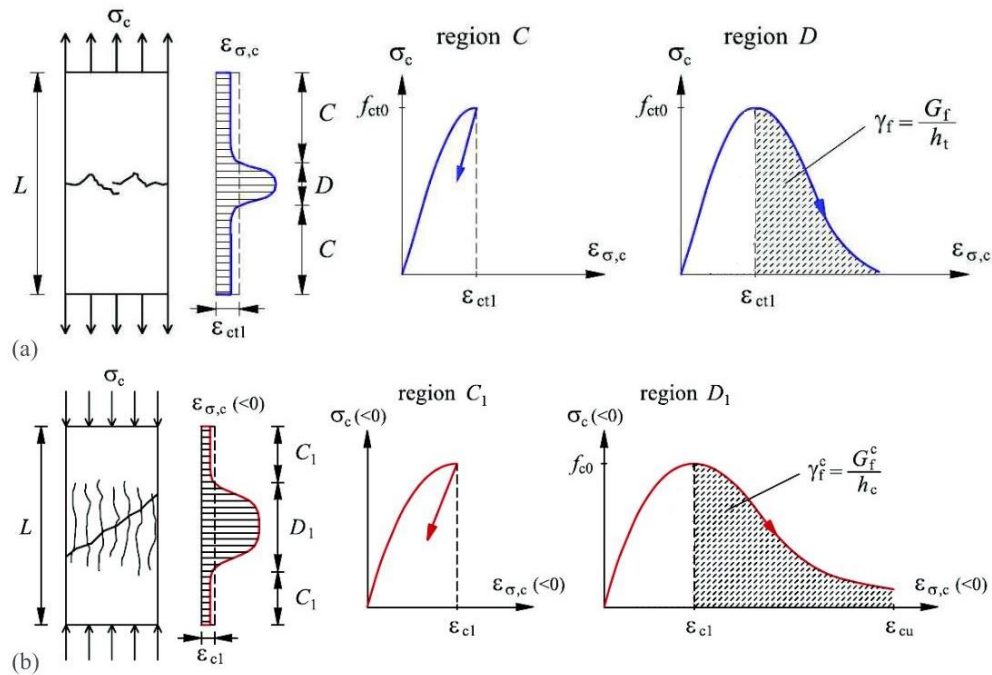


Figure 5.5 : Localisation de la déformation dans le béton : (a) sous traction uniaxiale; (b) sous compression uniaxiale, adapté de **Markovic et al. 2012** [194]

Il a été reconnu que les énergies de rupture du béton G_f et G_f^c , dépendent de divers paramètres tels que la microstructure du matériau, la taille et la géométrie de l'échantillon, la température ou même les conditions aux limites de l'essai **Bazant et Kazemi, 1991** [195], **Guo et Gilbert, 2000** [196]. L'énergie de rupture du béton en compression est supérieure à celle en traction. **Feenstra, 1993** [197] propose de prendre $G_f^c = 50 - 100G_f$. L'énergie de rupture en traction du béton normal varie de 39 N/m selon **Maturana et al. 1990** [198], à 63.5 N/m selon **Bazant et Pijaudier-Cabot, 1989** [199] ou encore 144.2 N/m selon **Cifuentes et al. 2013** [200]. Le **CEB-FIP Model Code, 1990** [176] propose une formule permettant de calculer l'énergie de fissuration dépendamment de la taille des granulats et de la résistance en compression du béton. L'énergie de rupture en compression est d'environ 20000 N/m selon **Jansen et Shah, 1997** [190] et compris entre 10000 et 25000 N/m selon **Feenstra, 1993** [197].

On peut remarquer que différents auteurs proposent différentes valeurs d'énergie de rupture. Il est pourtant indispensable d'avoir une idée sur la valeur de l'énergie réelle de rupture du béton d'une structure à étudier dans le cadre de simulations numériques avancées. Ceci soit en réalisant in situ un essai de traction directe ou de flexion sur poutre entaillée, soit en s'appropriant des propositions de codes de calculs ou des valeurs d'auteurs jugés suffisamment fiables en fonction de nos applications.

5.2.2 Comportement du béton sous contraintes biaxiales

Etant donné que la rupture du béton dans une structure peut se produire différemment sous des états complexes de contraintes, alors la compréhension du comportement du béton sous des états de contraintes multiaxiaux est nécessaire pour développer les critères de rupture pour le béton. Les données sur le comportement du béton sous contraintes multiaxiales sont plus rares car les essais expérimentaux sont plus difficiles à mettre en œuvre. Des essais biaxiaux (compression biaxiales, traction biaxiales, compression et traction combinées) en contrainte plane ont été réalisés par **Lee et al. 2004** [201], **Kupfer et al. 1969** [202] et font foi en matière de comportement bi-axial du béton (**Figure 5.6**). D'autres essais biaxiaux ont également été réalisés par différents auteurs comme **Kupfer et Gerstle, 1973** [203] ou encore **Van Mier, 1984** [204]. Les points expérimentaux de ces essais réalisés en quasi-statique, correspondent aux contraintes à la rupture de chaque chargement normalisés par la résistance en compression uniaxiale f_c . Ces campagnes d'essais donnent par conséquent une idée de la forme de la surface de chargement à la rupture et sont largement exploités pour établir les critères limites des modèles de comportement de béton utilisables dans les codes de calculs par éléments finis.

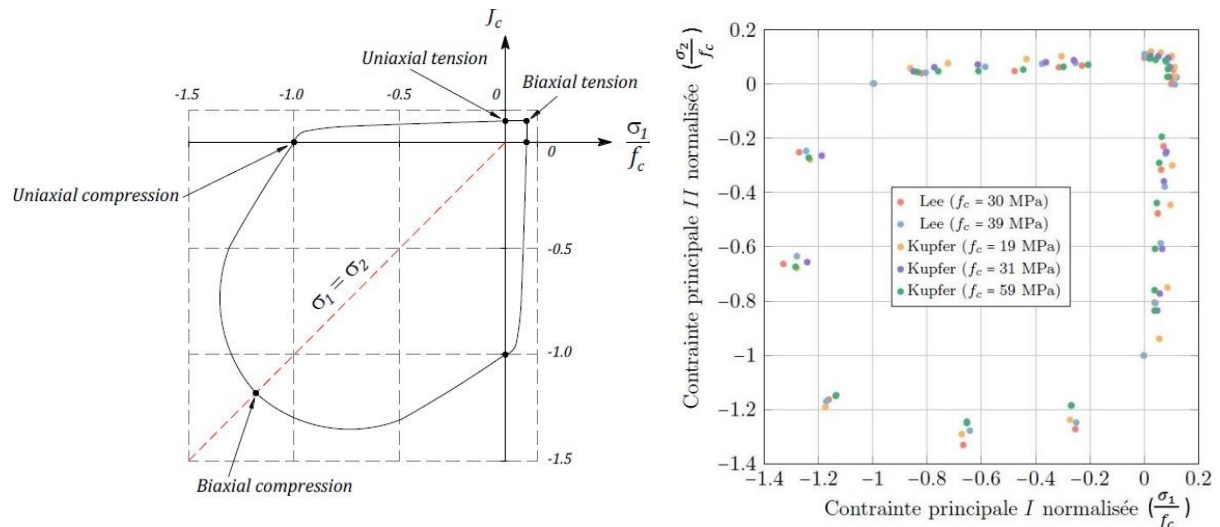


Figure 5.6 : Surface de chargement à la rupture (contraintes maximales) en état plan de contraintes biaxiales, résultats de **Lee et al. 2004** [201] et **Kupfer et al. 1969** [202]

5.2.3 Comportement du béton sous contraintes triaxiales

Les essais du béton sous contraintes triaxiales peuvent fournir comme pour le cas des essais sous contraintes biaxiales, des informations précieuses pour le développement et la validation de modèles numériques de comportement.

Le comportement du béton sous chargement triaxial a été étudié par plusieurs auteurs **Attard et Setunge, 1996** [205], **Jamet et al. 1989** [206], **Ramtani, 1990** [183], **Sfer et al. 2002** [207], **Jason et al. 2006** [208], **Imran et Pantazopoulou, 1996** [209]. Les essais mettent en évidence l'influence de la pression sur le comportement uniaxial du béton. En général, les essais triaxiaux peuvent être réalisés en deux étapes via le chemin de chargement : le chargement hydrostatique et le chargement déviatoire. Dans la phase de chargement hydrostatique, l'échantillon est généralement mis sous pression par l'intermédiaire d'un fluide. En maintenant le niveau de confinement constant, on applique alors une contrainte axiale supplémentaire par le biais d'un piston dont le déplacement est imposé à vitesse constante. **Jamet et al. 1989** [206], **Ramtani, 1990** [183] et **Jason et al. 2006** [208] ont effectué des essais triaxiaux avec une gamme de pression de confinement moyenne (inférieur à 100MPa). Ces essais montrent que le pic de contrainte augmente lors de l'augmentation du confinement. Le comportement élastique adoucissant sous confinement nul devient élastoplastique avec écrouissage positif, voir durcissant.

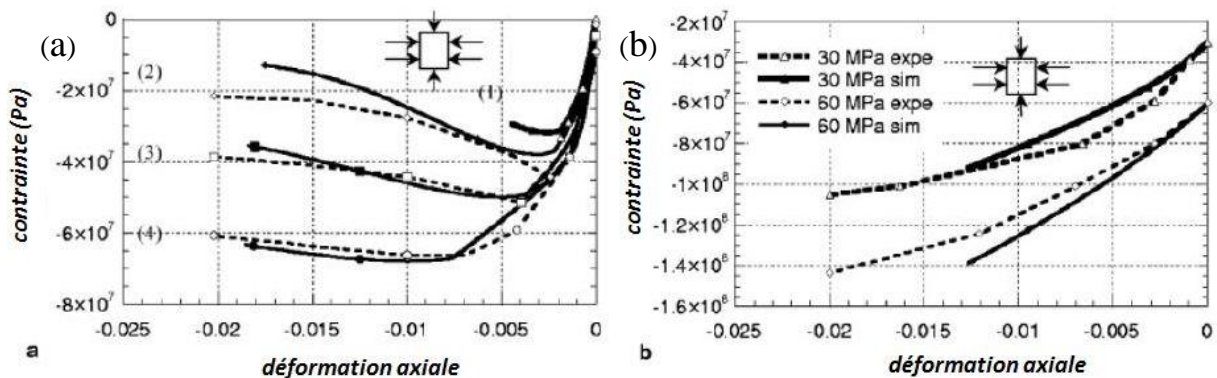


Figure 5.7 : Essai triaxial avec augmentation du confinement : (a) faibles pressions hydrostatiques (1) 0 MPa, (2) 1.5 MPa, (3) 4.5 MPa, (4) 9 MPa ; (b) pressions hydrostatiques élevées 30 MPa et 60 MPa.

5.3 Modélisation du comportement mécanique du béton

Le béton et les matériaux quasi-fragiles en générale étant largement utilisés dans la construction, il a été rapidement indispensable de développer des modèles permettant de prédire ou d'analyser le comportement de structures composées de ce matériau. De nombreux modèles numériques de comportement du béton ont par conséquent été proposés par différents auteurs dans la littérature, afin de caractériser les différents aspects liés au comportement mécanique complexe (élasticité, plasticité, rupture, phénomène de localisation, endommagement...) de ce matériau. Chacun de ces modèles présente des avantages et des inconvénients, ainsi que des champs d'application différents pour le calcul des structures en

béton. Leur classification peut se faire selon l'échelle d'étude, la modélisation de la fissuration et la théorie utilisée.

5.3.1 Echelle d'étude

Il est évident que le caractère hétérogène du béton a une influence sur son comportement mécanique. Il est par conséquent important de prendre en considération cette hétérogénéité lors de la modélisation du comportement mécanique du béton. Cependant, comme mentionné précédemment en **section 5.1**, le béton présente une microstructure complexe en fonction de l'échelle à laquelle le matériau est observé. **Wittmann, 1983** [210] a donc proposé pour modéliser le comportement du béton, trois niveaux d'échelle imposés par l'aspect de sa microstructure : l'échelle micro, méso et macro (**Figure 5.8**).

- A l'échelle micro, le béton est modélisé comme étant la structure de la pâte de ciment durcie qui est elle-même très hétérogène et comprend les particules de CSH (Calcium-Silicates-Hydrates). L'interaction entre ces particules et l'eau joue un rôle important à cette échelle, permettant notamment de prendre en compte des effets de retrait et de fluage.
- A l'échelle méso, échelle intermédiaire, le béton est modélisé comme étant une structure formée de granulats incorporés dans la matrice de ciment avec des zones d'interface matrice-granulats.
- Enfin l'échelle macro, où le béton est traité comme un matériau continu homogène (contrairement aux échelles micro et méso) avec des propriétés moyennes équivalentes. La théorie des milieux continus est donc applicable et le comportement du béton est décrit par les lois constitutives.

Il est évident qu'à chacune de ces échelles, différents types de paramètres d'entrée sont considérés. L'élément du modèle qui est considéré homogène avec des propriétés mécaniques continues isotropes à une échelle donnée, devient hétérogène à une échelle plus petite et ses propriétés mécaniques perdent leur sens. En fait, ces propriétés deviennent des résultats de l'analyse et non des paramètres d'entrée. Tel est l'exemple de la résistance en traction ou de l'énergie de fissuration considérée comme paramètres du matériau à l'échelle macro.

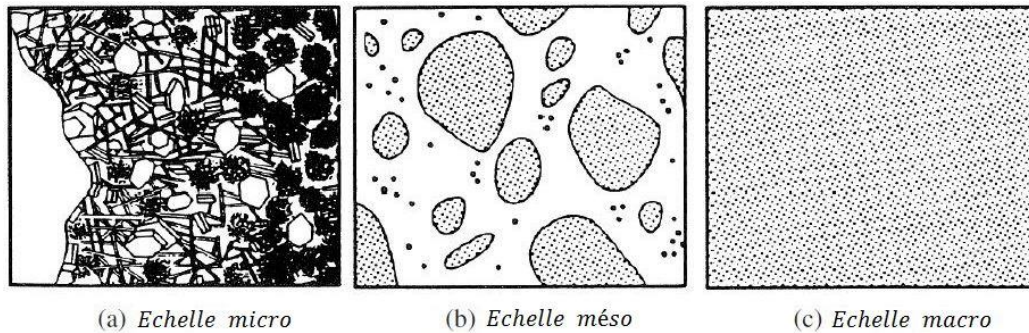


Figure 5.8 : Approche multi-échelles, trois échelles d’approche selon **Wittmann, 1983** [210]

Pour les simulations numériques des dalles en béton armé de notre étude, l’échelle macro est considérée comme échelle d’étude, en considérant d’une part qu’elle présente un niveau de description suffisant, et d’autre part qu’elle permet de limiter les temps de calculs. En effet le passage vers une échelle plus grande diminue considérablement le temps de calcul puisque moins d’éléments sont nécessaire pour discrétiser la structure, et moins d’analyse requises à cause de l’homogénéisation faite des propriétés des éléments. Compte tenu de la grosseur des dalles qui seront étudiées, utiliser une échelle méso ou micro serait donc quasi impossible en terme de temps de calcul.

5.3.2 Modélisation de la fissuration

La classification des modèles numériques de comportement du béton peut également se faire selon la modélisation de la fissuration. Les modèles de fissuration qui seront présentés considèrent que le béton est un matériau homogène par analogie avec l’échelle macro choisie comme échelle d’étude pour les dalles en béton armé qui seront étudiées. L’hypothèse sur l’homogénéité du matériau béton étant admise, la méthode des éléments finis (MEF) est choisie comme la technique adéquate pour la modélisation de la fissuration du béton. La MEF décrit la matière comme un milieu continu et les non linéarités sont pris en compte à l’aide des comportements adoucissants.

La principale difficulté de la modélisation de la fissuration par éléments finis est engendrée par la nature même de la fissure qui est caractérisée par une discontinuité géométrique alors que la méthode des éléments finis est une technique basée sur la mécanique des milieux continus. Il est donc nécessaire de développer des schémas spécifiques qui prennent en compte cette incompatibilité apparente entre le problème posé et l’outil de modélisation en conservant la notion générale de continuité dans la solution, et entraînant des changements dans le matériau à l’endroit de la fissure. Deux principales approches permettent

d'établir des modèles de fissurations : l'approche discontinue dans laquelle la fissure est introduite explicitement au travers d'une discontinuité et l'approche continue décrivant la fissuration de manière diffuse dans un milieu continu.

5.3.2.1 Approches discontinues (discrete crack)

Les approches discontinues supposent l'existence d'une ou plusieurs macrofissures présentes dans le matériau, et ces macrofissures sont représentées par des discontinuités de déplacements (discontinuités fortes) ou de déformations (discontinuités faibles). Comme discuté précédemment en **section 5.2.1.3** la progression de l'endommagement dans le béton est due à des coalescences de microfissures pour former une ou plusieurs macrofissures, ce phénomène se traduisant par un comportement non-linéaire adoucissant. Dans les approches discontinues, on s'intéresse à la partie non linéaire du comportement dû seulement à la présence d'une ou plusieurs macrofissures. En effet, la microfissuration n'est pas représentée explicitement et seulement la phase de propagation d'une macrofissure est simulée. L'inconvénient donc de ces approches est que l'on ne peut pas décrire la phase initiale de dégradation du matériau caractérisée par un endommagement diffus. Cependant ces approches permettent de représenter explicitement la fissure pour obtenir par exemple son ouverture. Dans les approches discrètes, la modélisation de la fissuration est considérée de deux manières différentes. Dans le premier cas, la fissure est d'abord modélisée, ce qui signifie que sa position initiale et son chemin doivent être connus d'avance **Rots, 1988** [211]. Dans le second cas, des techniques de remaillage pouvant être lourds et coûteux en temps de calcul sont utilisées. En se basant sur un calcul de contraintes, la direction de propagation de la fissure est estimée et un nouveau maillage est régénéré **Ngo et Scordelis 1967** [212] , **Ingraeffa et Saouma 1985** [213]. Dans les approches discontinues, trois principaux critères de propagation de la fissure considérée comme une discontinuité géométrique peuvent être envisagés :

▪ Mécanique linéaire élastique de la rupture

La mécanique de la rupture remonte aux travaux de **Griffith, 1921** [100]. C'est l'ensemble des théories permettant de décrire le comportement des structures ayant une discontinuité géométrique. Une première approche selon **Griffith, 1921** [100] suppose la propagation de la fissure comme étant un phénomène d'énergie. La propagation de la fissure fait intervenir le taux de restitution d'énergie G représentant l'énergie nécessaire pour faire

progresser la fissure d'une longueur d'une unité. La propagation de la fissure est considérée lorsque le taux de restitution d'énergie G atteint une valeur limite G_c . G_c considéré comme paramètre intrinsèque du matériau, représente le taux de restitution d'énergie critique, exprimé par la dérivée de l'énergie totale du système par rapport à la longueur de la fissure juste au moment où celle-ci commence à s'étendre.

$$dW_{\text{total}} = dW_{\text{elast}} + dW_{\text{ext}} + dW_{\text{cin}} + dW_s = 0$$

dW_{elast} = variation de l'énergie de déformation élastique

dW_{ext} = variation du travail des forces extérieures

dW_s = énergie dissipée dans la séparation = $2\gamma dS$ avec γ énergie superficielle intrinsèque

dW_{cin} = variation d'énergie cinétique

$G = \frac{\partial}{\partial S} (W_{\text{elast}} + W_{\text{ext}})$ Avec $W_{\text{cin}} = 0$ car au début de la propagation il n'y a pas d'énergie cinétique. ∂S est l'incrément de surface correspondant à l'extension de la fissure. $W_{\text{elast}} + W_{\text{ext}}$ représente l'énergie potentielle du système.

$$W_{\text{elast}} = \int_{\Omega} \sigma : \varepsilon$$

$$W_{\text{ext}} = \int_{\Omega} f \cdot u$$

Une deuxième approche de la mécanique de la rupture est celle faisant intervenir le facteur d'intensité des contraintes K **Irwin, 1957** [214]. La propagation de la fissure a lieu lorsque le facteur d'intensité des contraintes dépasse une certaine valeur limite intrinsèque au matériau. **Irwin, 1957** [214] a montré que les approches énergétiques et celles basées sur l'intensité de contrainte sont équivalentes. Il est possible de relier le taux de restitution d'énergie avec les facteurs d'intensité de contrainte par:

$$G = \frac{(K_I^2 + K_{II}^2)}{E'}$$

Où E est le module de Young et ν le coefficient de poisson. $E' = E$ en contrainte planes, et $E' = E/(1 - \nu^2)$ en déformations planes. K_I et K_{II} sont les facteurs d'intensité de contrainte en mode mixte d'ouvertures de fissures (mode I et mode II respectivement). Les différents

modes de propagation de fissures (mode I, mode II et mode III) sont illustrés sur la **Figure 5.9**. Le mode I est le plus important parce qu'il contrôle souvent la rupture.

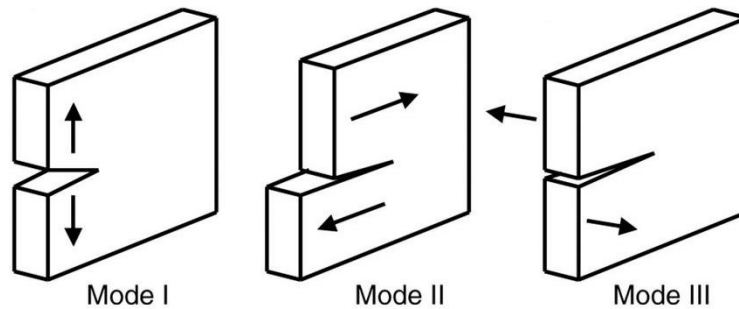


Figure 5.9 : Les trois modes de sollicitation d'une fissure

L'inconvénient de la mécanique linéaire élastique de la rupture est lié au fait qu'elle est peu adaptée pour décrire le comportement à la rupture des structures en béton. En effet, la zone microfissurée FPZ (Fracture Process Zone) qui apparaît avant la propagation de la macrofissure, et dont la taille est non négligeable par rapport à la taille des structures, n'est pas prise en compte. Des problèmes également d'amorçage de non-linéarités ne peuvent donc être traités avec une telle approche.

- **Modèle de fissure fictive de Hillerborg et al. 1976 [101]**

Le modèle de fissuration fictive de **Hillerborg et al. 1976 [101]** fait partie des modèles à zone cohésive. Les modèles de zone cohésive peuvent être considérés comme une amélioration de la mécanique linéaire de la rupture quant à son incapacité à décrire d'une part l'initiation de fissures, et d'autre part à prendre en compte la présence des zones de microfissurations FPZ qui se développent en amont de la pointe de fissure. En effet dans le cas des matériaux quasi-fragiles comme le béton, la FPZ dans laquelle le matériau subit des dégradations adoucissantes, a une taille non négligeable par rapport aux dimensions de la structure considérée.

Suite aux travaux de **Dugdale, 1960 [215]** sur la description de la plasticité en pointe de fissure et de **Barenblatt, 1962 [216]** qui considère une zone cohésive en front de fissure, **Hillerborg et al. 1976 [101]** proposent d'introduire la zone de microfissuration en pointe de fissure de manière fictive. La fissure est modélisée en deux parties: la première correspond à la fissure physique (la fissure réelle), pour laquelle la contrainte est nulle, la deuxième est la fissure fictive, pour laquelle la contrainte, non nulle, dépend de l'ouverture de la fissure. La fissuration commence à se propager, lorsque la contrainte en pointe de fissure atteint la

contrainte maximale en traction f_t (**Figure 5.10**). Considérons une éprouvette soumise à la traction simple. Lors de la phase du début du chargement, le comportement est presque linéaire jusqu'à la résistance maximale f_t . Dans cette phase, les contraintes et les déformations sont uniformes dans l'éprouvette. La relation charge déplacement peut donc être représentée par une courbe contrainte-déformation. Lors de la phase adoucissante, les déformations se localisent dans la FPZ où se développera la fissure. La relation charge-déplacement peut être représentée par une relation entre la contrainte et l'ouverture de la fissure. La fissure fictive est donc séparée en deux parties, une relation contrainte-déformation linéaire lors de la phase de charge et une relation contrainte-ouverture de la fissure lors de la phase adoucissante.

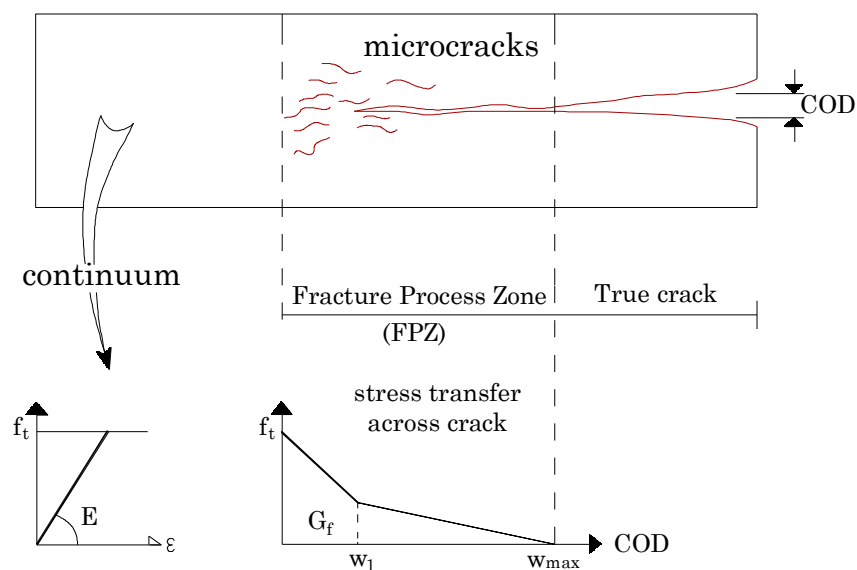


Figure 5.10 : Modèle de fissure fictive de Hillerborg

Durant l'essai de traction jusqu'à séparation complète, l'énergie absorbée dans la zone cohésive est :

$$S \times G_f = S \int_0^{w_{max}} \sigma dw$$

Où S est la section de l'éprouvette, w_{max} est l'ouverture de fissure qui correspond à la situation de décharge complète ($\sigma = 0$) et G_f est l'aire sous la courbe (**Figure 5.10**). Cette quantité représente donc l'énergie de rupture de l'éprouvette ou énergie de fissuration comme discuté précédemment en **section 5.2.1.3**. Les propriétés du matériau sont entièrement définies par la connaissance de la résistance maximale en traction f_t , du module élastique E et de l'énergie de rupture G_f .

Ce modèle cohésif de **Hillerborg et al. 1976** [101] permet également de décrire explicitement la fissure avec une estimation directe de l'ouverture. Cependant, elle présente également des inconvénients liés à la nécessité d'imposer initialement le trajet de la fissure, ou d'utiliser des techniques de remaillage lourdes et coûteuses en temps de calcul.

▪ **Modèle XFEM : eXtended Finite Element Method**

La méthode des éléments finis étendus (X-FEM pour eXtended Finite Element Method), a été appliquée aux problèmes de mécanique de la rupture à la suite des travaux de **Moes et al. 1999** [217]. C'est une extension de la méthode des éléments finis, qui permet de suivre la propagation de la fissuration sans avoir recours à un remaillage. L'élément fini standard est enrichi par des fonctions additionnelles. Le champ de déplacement discontinu d'une part et d'autre d'une fissure est considéré comme la somme de deux champs : un champ continu et discontinu, où l'enrichissement X-FEM se fait localement, près de la fissure. L'approximation du champ de déplacement $u^h(x)$ sous une forme simplifiée peut être représentée comme suit :

$$u^h(x) = \sum_{i \in I} N_i(x)u_i + \sum_{i \in I^*} M_i(x)a_i$$

Avec I l'ensemble des nœuds du domaine, I^* l'ensemble des nœuds de la zone enrichie, $N_i(x)$ les fonctions d'interpolation standards en éléments finis du nœud i , $M_i(x)$ les fonctions enrichies du nœud i , u_i les inconnus en déplacement de la partie relative aux éléments finis au nœud i et a_i les inconnus de l'enrichissement au nœud i . L'implantation d'une telle approche nécessite des changements importants dans le code de calcul pour permettre d'introduire au cours du calcul des degrés de liberté additionnels aux nœuds à enrichir.

▪ **Méthode SPH: Smoothed Particle Hydrodynamics**

La méthode SPH est une méthode sans maillage pour la simulation numérique en mécanique. Elle a été inventée en 1977 par **Lucy, 1977** [218] et **Gingold et Monaghan, 1977** [219] dans le cadre de l'astrophysique: il s'agissait de simuler des phénomènes tels que la formation et l'évolution d'étoiles et de galaxies. Le mouvement collectif de ces corps est, en effet, proche de celui d'un liquide ou d'un gaz et peut donc être modélisé par les équations traditionnelles de la mécanique des fluides. Contrairement à une méthode Eulérienne, la méthode SPH s'affranchit totalement des contraintes imposées par l'utilisation d'une grille.

Cette méthode est dite Lagrangienne, signifiant qu'au lieu de suivre l'évolution d'éléments de volume fixe par rapport à un référentiel, une grille par exemple, elle suit l'évolution d'éléments de masse (des particules) qui représentent la matière. Dans cette approche la résolution est adaptée automatiquement lorsque la matière se condense. C'est ce qui a fait son succès dans l'astrophysique où il est nécessaire de traiter des systèmes présentant de larges variations de densité.

La méthode a ensuite connu un essor important à travers son application en dynamique des fluides. Elle a notamment été appliquée à la simulation de fluides compressibles, incompressibles et multiphasiques. C'est encore aujourd'hui son principal champ d'application. L'extension de la méthode à la mécanique des structures est plus récente. **Libersky et Petschek, 1991** [220], **Libersky et al. 1993** [221] sont les premiers à avoir utilisé les SPH en mécanique des structures, pour la modélisation des impacts hautes vitesses et des phénomènes de rupture, perforation et fragmentation. Ils ont été suivis par **Benz et Asphaug, 1993** [222], **Benz, 1995** [223] qui ont utilisé les SPH pour modéliser la rupture des matériaux fragiles. **Johnson et Beissel, 1996** [224] et **Johnson et al. 1996** [225] ont également modélisé des impacts et des perforations avec des SPH. La méthode est aujourd'hui essentiellement appliquée dans les domaines des impacts, impacts hautes vitesses, explosions et fragmentations. Plus récemment, une nouvelle méthode numérique sans maillage Taylor-SPH a été développée par **Mabssout et Herreros, 2011, 2013** [226] [227] [228] pour traiter des problèmes dynamiques en mécanique des solides. La méthode est basée sur un modèle mathématique décrivant la dynamique des solides viscoplastiques.

La méthode SPH a donc été appliquée à de nombreux domaines, si bien que le terme « Hydrodynamics » du sigle n'est plus adapté. Cette méthode semble prometteuse pour étudier les structures BA sous impact, la gestion de larges déformations du milieu étudié, d'endommagements importants et d'érosion de matière (épaufures, fragmentation...), avec un point fort, sans doute le principal atout, l'absence de maillage.

5.3.2.2 Approches continues (smeared crack)

Les approches continues apparues depuis les travaux de **Rashid, 1968** [229] sont couramment utilisées dans les modélisations par éléments finis. Elles permettent une modélisation acceptable du comportement non-linéaire adoucissant du béton. Le béton est considéré comme un milieu continu et son comportement non linéaire est inséré dans la loi de comportement. En effet, si la plus part des approches discontinues visent à simuler que la propagation d'une macrofissure, les approches continues en revanche sont basées sur l'idée

que dans le béton, en raison de son hétérogénéité et de la présence des armatures, de nombreuses petites fissures se forment et ne se relient que dans une phase ultérieure du processus de chargement pour former une ou plusieurs macrofissures. Étant donné que chaque fissure individuelle n'est pas résolue numériquement, le modèle de fissuration continue capture le processus de détérioration par une relation constitutive, étalant ainsi les fissures sur un domaine continu.

On s'affranchi donc du caractère discontinu provoqué par la fissure, en homogénéisant la loi de comportement sur un domaine fini. Dans les approches continues, les macrofissures ne sont donc plus considérées comme des discontinuités mais comme des zones totalement dégradées qui restent continues au sens de la mécanique des milieux continus, et les dégradations sont prises en compte par l'intermédiaire de variables internes. Ces variables agissent sur les caractéristiques mécaniques ou sur les variables de base de la modélisation et par conséquent, sur le comportement du matériau à l'échelle macroscopique. Dans les approches continues, la direction de propagation de la fissure est dictée par l'évolution des dégradations qui a lieu dans la FPZ et l'évolution de son étendu.

Cependant, l'inconvénient majeur des modèles continus dans un calcul élément fini est la forte sensibilité des résultats par rapport à la taille et l'orientation du maillage, et ceci en raison du comportement adoucissant du béton. Cela peut être atténué soit en utilisant une technique de régularisation par l'énergie de rupture G_f , soit en utilisant d'autres techniques de régularisation plus approfondies que l'on présentera dans les prochaines sections. Parmi les approches continues, on peut citer entre autres le modèle de fissuration par bande de **Bazant et Oh, 1983** [230], les modèles d'endommagement comme ceux de **Mazars, 1984** [231], **La Borderie, 1991** [232], **Desmorat et al. 2007** [233], les modèles de plasticité comme ceux de **Drucker et Prager, 1952** [234] et de **Willam et Warnke, 1975** [235]. Ces exemples de modèles d'endommagement et de plasticité ne représentent en aucun cas une liste exhaustive des modèles existants.

▪ **Modèle de fissuration par bande Bazant et Oh, 1983** [230]

Le modèle de fissuration par bande de **Bazant et Oh, 1983** [230] est l'équivalent en fissuration continu du modèle de fissuration discontinue de **Hillerborg et al. 1976** [101]. En s'inspirant du modèle discontinu de **Hillerborg et al. 1976** [101], **Bazant et Oh, 1983** [230] proposent de représenter la zone microfissurée et le développement de la macrofissure dans une approche continue avec le saut de déplacement observé retranscrit en déformation

(Figure 5.11). Dans ce modèle, la loi d'évolution de la zone microfissurée est décrite en contrainte-déformation de fissuration $\sigma(\epsilon^f)$. Avec l , la largeur de la bande de fissuration, l'équivalence avec le modèle discontinue de **Hillerborg et al. 1976** [101] est directe avec : $w_c = l \times \epsilon^f$. On obtient donc implicitement l'ouverture de la macrofissuration en introduisant la largeur de la zone de microfissuration l considérée comme une caractéristique du matériau. **Bazant et Pijaudier-Cabot, 1989** [199] ont lié cette largeur $l = l_{FPZ}$ à la longueur caractéristique du matériau l_c que l'on abordera dans les prochaines sections.

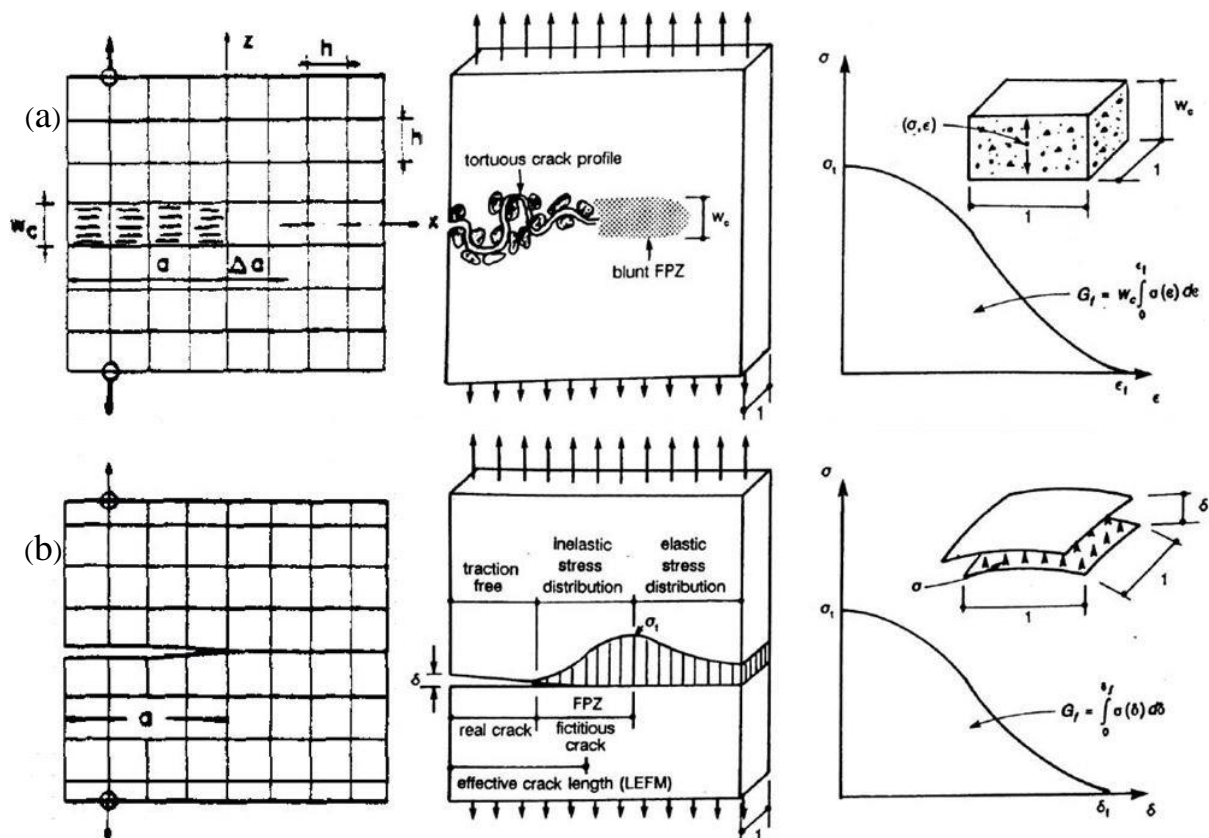


Figure 5.11 : Modélisation de la zone de fissuration, adapté de **Bazant et Oh, 1983** [230] et **Bhattacharjee, 1994** [236] : (a) modèle de fissuration par bande (approche continue) ; (b) modèle de fissuration fictive (approche discontinue)

5.4 Modèles d'endommagement

Les modèles d'endommagement font partie des approches continues, à même de modéliser l'enclenchement de non linéarités et le développement de la microfissuration. La spécificité des modèles d'endommagement est qu'ils introduisent l'apparition des non linéarités et leur développement (développement de la microfissuration) en simulant la perte de rigidité du matériau au cours du chargement. La perte de rigidité est représentée au travers

d'une variable d'endommagement D qui agit sur le comportement du matériau en modifiant ses caractéristiques mécaniques. Cette variable pouvant être scalaire dans le cas isotrope ou tensorielle sinon. Dans le cas de l'isotropie la relation contrainte-déformation s'écrit comme suit :

$$\sigma_{ij} = (1 - D)E_{ijkl}\varepsilon_{kl}^e$$

Avec E_{ijkl} les composantes du tenseur de rigidité élastique d'ordre 4 et ε_{kl}^e les composants du tenseur des déformations élastiques. $\sigma'_{ij} = E_{ijkl}\varepsilon_{kl}^e$ est la contrainte effective correspondant à la contrainte du matériau non endommagé. Cette variable d'endommagement D peut également être décrite par une réduction de la surface résistante du matériau, par rapport à la charge appliquée. C'est le concept de surface effective **Lemaitre et Chaboche, 1978** [237]. L'endommagement est alors défini par :

$$D = \frac{S_d}{S}$$

Avec S_d la surface occupée par les micro-défauts et S la surface totale. La variable d'endommagement D évolue donc au cours du chargement de 0 (matériau sain) à 1 (matériau complètement endommagé).

Un inconvénient cependant des modèles d'endommagement isotropes, en plus de la forte sensibilité des résultats par rapport au maillage observé en générale dans les approches continues, est qu'ils reproduisent la diminution de rigidité élastique (dans la phase adoucissante du comportement du béton) avec une pente de déchargement passant toujours par l'origine ce qui implique une surélévation de la valeur d'endommagement par rapport à l'expérience. Ces modèles ne sont donc pas appropriés pour décrire les phénomènes irréversibles (déformations irréversibles).

5.5 Modèles de plasticité

Comme évoqué dans la précédente section, les modèles d'endommagement isotropes ne prennent pas en compte les phénomènes irréversibles. Pourtant lorsqu'un matériau est endommagé puis déchargé, les microfissures ne se referment pas totalement, empêchant donc un retour à l'état initial. Les évolutions irréversibles du béton sont pris en compte dans les modèles de plasticité et sont modélisées par des variables du matériau qualifiées de plastiques: Ce sont les déformations plastiques (ou encore déformations permanentes) qui rendront compte à l'échelle macroscopique des effets de la microfissuration représentés

en termes de déformations irréversibles. Dans presque la totalité des modèles de plasticité, les déformations plastiques sont associées à la définition d'une fonction de charge. Les éléments essentiels de tout modèle basé sur la théorie classique de la plasticité sont : un critère de plasticité, une règle d'écoulement et une fonction d'écrouissage. Un critère de plasticité devra remplir au minimum l'un des trois objectifs suivants :

- Tout d'abord, des déformations irréversibles doivent apparaître pendant l'application du chargement mécanique (vérifié a priori par toutes les lois de plasticité).
- Ensuite, le comportement volumique doit être correctement simulé avec l'apparition d'un changement contractant vers dilatant observé en compression simple. Cette condition empêche l'utilisation de lois du type Von Mises uniquement fonction du second invariant (ne fait pas intervenir la pression hydrostatique) et pour lesquelles la réponse volumique est élastique.
- Enfin, une attention particulière peut être également apportée à la simulation du confinement. Pour des niveaux de pressions hydrostatiques conséquents, des effets plastiques apparaissent expérimentalement (diminution du module élastique, **Sfer et al. 2002** [207]). Cela suppose une fonction fermée selon le premier invariant (existence d'un seuil plastique en confinement) et élimine les équations de type **Drucker et Prager, 1952** [234] uniquement fonction du premier et du second invariant du tenseur des contraintes. C'est l'objet des « cap model » ou « critères fermés » de **Di Maggio et Sandler, 1971** [238] qui permettent de fermer le critère de **Drucker et Prager, 1952** [234] par une ellipse dans le plan p-q (ou I-J), et du côté des pressions hydrostatiques négatives. Cela signifie que le matériau ne doit pas être infiniment résistant en compression triaxiale.

Un inconvénient des modèles de plasticité est lié au fait que ces modèles permettent certes de modéliser les déformations plastiques, et le comportement écrouissable et adoucissant du béton, mais sont incapables de reproduire la diminution de la rigidité dans la phase d'adoucissement, et la pente de déchargement est toujours élastique. Cela entraîne une surestimation de la valeur des déformations plastiques dans le domaine d'adoucissement contrairement à l'expérience. D'un point de vue pratique, cela signifie en particulier que ces types de modèle ne sont surtout pas adaptés à l'étude des structures en béton soumises à des chargements cycliques.

5.6 Couplage de l'endommagement et de la plasticité

5.6.1 Avantages du couplage entre endommagement et plasticité

Le modèle de béton choisi dans le cadre de notre étude est un modèle élastoplastique avec endommagement (ou modèle elasto-endo-plastique) et sera détaillé dans les prochaines sections. La présente section vise donc à présenter les avantages du couplage entre l'endommagement et la plasticité. Les modèles d'endommagement ou de plasticité, s'ils sont utilisés séparément, ne sont pas suffisants pour décrire le comportement du béton de manière satisfaisante. En effet, ils ne peuvent reproduire les pentes de déchargement à partir desquelles est généralement défini l'endommagement expérimental du matériau.

Comme nous avons vu dans les **sections 5.4** et **5.5** deux phénomènes principaux caractérisant le comportement mécanique du béton dans la phase d'adoucissement peuvent être observés : la diminution de la rigidité élastique et le développement de déformations irréversibles. D'une part, un modèle d'endommagement isotrope reproduit la diminution de rigidité élastique avec une pente de déchargement passant toujours par l'origine (**Figure 5.12**) impliquant une surévaluation de la valeur d'endommagement par rapport à l'expérience. D'autre part, les modèles plastiques prennent en compte les phénomènes irréversibles (déformations plastiques). Néanmoins, la plasticité n'est pas capable de reproduire la diminution de la rigidité dans la phase d'adoucissement et la pente de déchargement est toujours élastique (**Figure 5.12**), impliquant une surestimation de la valeur des déformations plastiques contrairement à l'expérience. Alors, la combinaison de la plasticité et de l'endommagement peut apporter une réponse aux limitations des deux formulations en alliant leurs avantages. La perte de rigidité est toujours associée au développement d'un endommagement et la plasticité reproduit les déformations irréversibles.

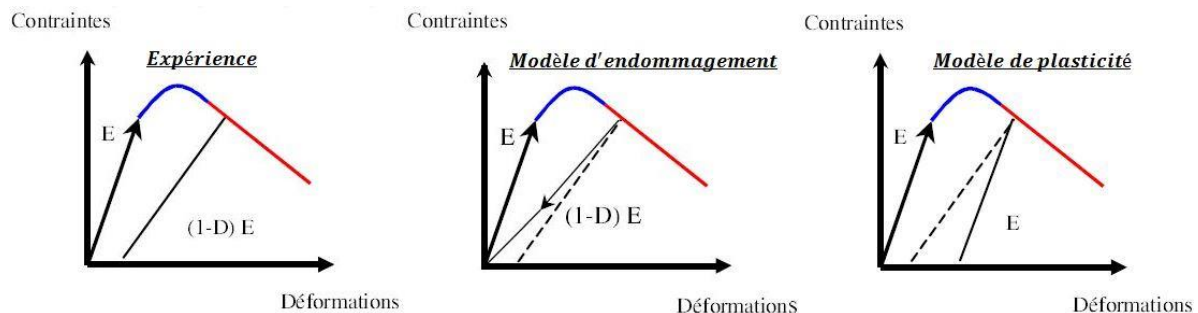


Figure 5.12 : Pente de déchargement, réponses schématiques expérimentale, des modèles d'endommagement et des modèles de plasticité

5.6.2 Approches pour coupler l'endommagement et la plasticité

Plusieurs possibilités existent pour combiner les effets de l'endommagement et de la plasticité dans une seule et même relation constitutive. Historiquement, l'endommagement a d'abord été couplé avec la plasticité pour les métaux dans les modèles dits de « rupture ductile » **Lemaitre et Chaboche, 1984** [239]. La création de vides était alors expliquée par le développement de déformations plastiques. L'application de cette approche au béton a été proposée par **Oller et al. 1990** [240], **Meschke et al. 1997** [241], **Kratzig et Polling, 2004** [242]. Dans ces modèles, l'évolution de l'endommagement est pilotée par les déformations plastiques. Cette solution peut sembler difficilement applicable dans le cas de la traction simple par exemple où les déformations plastiques sont généralement faibles et où l'endommagement est dominant. De plus, on peut difficilement expliquer comment les déformations plastiques se développent dans le béton avant la microfissuration. En effet, une hypothèse classiquement retenue est de considérer que les déformations irréversibles sont le résultat du glissement des microfissures et de la friction interne. Un tel phénomène nécessite donc la formation préalable d'une fissuration avant le développement de la plasticité.

La deuxième possibilité qui convient à la fois à la traction et à la compression, est d'utiliser le concept de la contrainte effective, contraintes dans le matériau non endommagé. La surface seuil de plasticité (surface de charge) n'est pas exprimée en termes de contraintes totales, mais devient une fonction des contraintes effectives. On peut citer entre autres les travaux de **Simo et Ju, 1987** [243], **Ju, 1989** [244], **Mazars et Pijaudier-Cabot, 1989** [245], **Hansen et Schreyer, 1992** [246], **Jason, 2004** [247], **Jason et al. 2006** [208], **Lee et Fenves, 1998** [248], **Lubliner et al. 1989** [249]. L'avantage de ces modèles est que la dégradation de la rigidité, initialement couplée dans les relations constitutives, peut être découplée de la déformation plastique en linéarisant les équations d'évolution. Les lois de comportement et l'évolution de la surface seuil de plasticité associée sont alors basées sur le concept de contraintes effectives car elles permettent de séparer simplement l'endommagement et la plasticité. Une contrainte non endommagée σ' est donc introduite telle que :

$$\sigma = (1 - D)\sigma'$$

La contrainte effective vérifie alors les équations de plasticité et en particulier :

$$F(\sigma', \kappa) \leq 0$$

Où F est la surface seuil plastique et κ les variables internes associées. Ensuite, l'endommagement peut être piloté en fonction de la déformation élastique **Jason, 2004** [250], de la déformation plastique **Grassl et Jirasek, 2006** [251] ou encore de la déformation totale **Wu et al. 2006** [252]. Avec cette évolution, les conséquences de chaque phénomène sont découplées. La plasticité est uniquement responsable du développement des déformations irréversibles et des effets associés (comportement volumique, transition ductile – fragile). L'endommagement est à l'origine de la diminution de la rigidité et de l'adoucissement du comportement mécanique global. La plasticité n'intervient donc pas dans le développement de la fissuration: deux phénomènes simulent deux effets. Cette hypothèse de découplage permet en plus de simplifier l'implantation du modèle dans un code d'éléments finis et le calibrage de la loi de comportement **Jason, 2004** [250].

Une dernière approche de couplage entre endommagement et plasticité suppose un couplage dit fort. C'est la contrainte totale qui apparaît dans l'expression de la surface seuil, qui devient alors couplée à l'endommagement. Nous pouvons citer les travaux de **Luccioni et al. 1996** [253] et **Armero et Oller, 2000** [254]. En outre, Il est à noter que le modèle de **La Borderie, 1991** [232] cité en **section 5.3.2.2** intègre dans sa formulation un terme de déformation irréversible (déformation anélastique ou permanente) lié aux variables d'endommagement, sans pour autant introduire de variables supplémentaires.

5.6.3 Modèle elastoplastique avec endommagement de [Lee et Fenves, 1998] et [Lubliner et al, 1989]

Cette section vise à présenter les bases du modèle elasto-endo-plastique de **Lee et Fenves, 1998** [248] qui est une amélioration de celui de **Lubliner et al. 1989** [249] et qui sera utilisé dans le cadre de notre travail. Un détail sur la formulation de ce modèle (critère de plasticité, règle d'écoulement, fonction d'écrouissage, endommagement) sera présenté dans le prochain chapitre. **Lubliner et al. 1989** [249] ont d'abord proposé un modèle elastoplastique avec endommagement dans lequel une seule variable scalaire d'endommagement, qui est une combinaison de l'endommagement en traction et compression, et une fonction de charge, sont utilisées pour représenter tous les états de dégradation du matériau. En plus de la variable d'endommagement scalaire, une variable de dégradation élastique et une autre de dégradation plastique sont introduites dans le modèle pour simuler la dégradation de la rigidité élastique. Ces variables de dégradation sont couplées à la déformation plastique dans les relations

constitutives, ce qui permet de calibrer les paramètres du modèle avec des résultats expérimentaux.

Cependant, bien que le modèle de **Lubliner et al. 1989** [249] avec une seule variable scalaire d'endommagement puisse simuler des problèmes de chargement monotones, il n'est pas approprié pour modéliser le comportement cyclique du béton, car le matériau subit un processus de dégradation différent sous sollicitation de traction et de compression. En effet, parce qu'un matériau quasi-fragile sous charge cyclique subit différents états de dégradation, tels que la fissuration en traction, la rupture en compression et la dégradation de la rigidité, l'hypothèse d'une seule variable d'endommagement n'est pas adéquate. Pour tenir compte des réponses différentes, des variables d'endommagement multiples peuvent être utilisées.

Lee et Fenves, 1998 [248], à partir du modèle de **Lubliner et al. 1989** [249] ont donc proposé un nouveau modèle elastoplastique avec endommagement pour le béton et adapté également aux cas de sollicitations cycliques. Deux variables d'endommagement, l'une pour l'endommagement en traction et l'autre pour l'endommagement en compression, et une fonction de charge avec des variables d'écrouissage sont introduites pour tenir compte des différents états de dégradation du matériau. Dans ce modèle de **Lee et Fenves, 1998** [248], les lois de comportement uniaxial sont basées sur le concept de contrainte effective et sont utilisées pour contrôler l'évolution de la surface de charge. Ces lois de comportement uniaxial sont scindées en deux parties, une première partie correspondant à la contrainte effective et associée à la plasticité, et une seconde partie correspondant à la dégradation de la rigidité élastique et associée à l'endommagement. La plasticité est donc découplée de l'endommagement. Elle est uniquement responsable du développement des déformations irréversibles et l'endommagement responsable de la diminution de la rigidité. Ceci présentant également des avantages dans la mise en œuvre numérique comme discuté en **section 5.6.2**.

En résumé, un modèle de plasticité basé sur la contrainte effective est introduit pour simuler les déformations irréversibles et un modèle d'endommagement scalaire simple est également introduit pour simuler l'effet des dégradations sur la rigidité élastique, et la récupération de rigidité pendant l'ouverture et la fermeture des fissures.

5.7 Etude des problèmes de localisation

D'un point de vue expérimental, nous avons vu en **section 5.2.1.3** lors de l'analyse du comportement mécanique du béton, que ce matériau présente une phase de comportement adoucissante conduisant rapidement à la ruine de la structure. Cette phase de comportement

adoucissant est marquée par une forte localisation et un développement des déformations et de l'endommagement dans une zone de localisation ou bande de localisation. Cette bande de localisation est formée par une concentration de microfissures dans le cas de matériaux quasi-fragiles en générale (comme le béton), ou encore être le lieu d'une accumulation importante de déformation plastique dans le cas des matériaux ductiles (comme les aciers usuels à température ambiante). Dans tous les cas, la taille des bandes de localisation restent fixes, et ne dépend principalement que du matériau considéré.

Plusieurs travaux ont abordé le problème de la localisation des déformations dans un milieu continu. En effet, la simulation numérique du comportement non linéaire du béton dans une approche continue est confrontée au phénomène de localisation des déformations et de l'endommagement dû à la présence de l'adoucissement. La non-prise en compte de ce phénomène aboutit à une analyse non objective. D'un point de vue mathématique, la propriété de l'adoucissement entraîne une perte d'ellipticité des équations d'équilibre lors d'une analyse quasi statique (perte d'hyperbolicité pour une analyse dynamique) ce qui conduit à un problème mal posé, admettant donc une infinité de solution **Benallal et al. 1993** [255]. D'un point de vue numérique, la difficulté se traduit par une forte dépendance des résultats par rapport à la finesse et à l'orientation du maillage dans un calcul éléments finis. En effet lors d'une modélisation par éléments finis classique, à l'intérieur de chaque élément, les champs de déplacement et de déformation sont continus et les sauts de déformations sont « reportés » aux frontières des éléments. Il en résulte une localisation des déformations dans une bande dont l'épaisseur est contrôlée directement par la taille des éléments finis. Si le maillage élément fini est très raffiné, la taille de la bande de localisation diminue également. Etant donné que l'énergie de rupture est liée à la taille de la zone de localisation, si la taille des éléments finis tend vers zéro, une structure pourrait atteindre la ruine sans dissiper de l'énergie, ce qui n'est pas acceptable d'un point de vue physique **Hillerborg et al. 1976** [101], **Bazant, 1976** [102], **Benallal et al. 1988** [256].

Le phénomène de localisation ne peut pas être décrit correctement par les modèles continus classiques et pour remédier à ce problème, différentes méthodes appelées techniques de régularisation ou encore limiteurs de localisation ont été développées. On peut distinguer trois approches. Une première méthode et plus simple mais très utilisée dans le domaine de l'ingénierie et permettant dans certaines situations de gagner considérablement en temps de calcul, est celle basée sur une régularisation énergétique fondée sur l'utilisation de l'énergie de rupture G_f **Hillerborg et al. 1976** [101], **Bazant et Oh, 1983** [230]. Une deuxième approche est basée sur l'enrichissement du modèle continu. On peut citer la théorie non locale intégrale

de **Pijaudier-Cabot et Bazant, 1987** [103] et la formulation en gradient de **Peerlings et al. 1996** [257]. Enfin une troisième méthode est basée sur l'enrichissement de la cinématique du modèle numérique. On peut citer les travaux de **Cosserat et Cosserat, 1909** [258] et plus récemment la théorie du second gradient de **Chambon et al. 2001** [259].

5.8 Méthodes de régularisation (limiteurs de localisation)

5.8.1 Régularisation énergétique [Hillerborg et al. 1976]

Comme mentionné précédemment, l'énergie de rupture G_f dépend de la taille de la zone de localisation. Or dans un calcul élément fini, la taille de la zone de localisation est contrôlée directement par la taille des éléments finis. En conséquence, plus on raffine la taille du maillage, plus on aboutit à une énergie dissipée nulle à la rupture, ce qui n'est pas en accord avec l'expérience. Dans un tel cas les prédictions EF ne convergent donc pas vers une solution unique à mesure que le maillage est raffiné. Ainsi, la méthode de régularisation de **Hillerborg et al. 1976** [101] consiste à ajuster la partie adoucissante du modèle matériau en fonction de la taille de l'élément, afin de dissiper à la rupture une énergie de fissuration constante quel que soit la taille du maillage. Etant donnée la simplicité de cette méthode de régularisation et malgré ses quelques lacunes que nous présenterons, c'est cette technique que nous utilisons dans le cadre de notre travail.

La méthode de **Hillerborg et al. 1976** [101] est fondée sur l'utilisation de l'énergie de fissuration G_f comme paramètre de régularisation afin de remédier au problème de localisation lors d'un calcul de structure. Elle est équivalente en fissuration diffuse au modèle de fissuration par bande de **Bazant et Oh, 1983** [230] présenté en **section 5.3.2.2**. On suppose qu'une fissure en mode I est étalée sur une bande de largeur h (ou l_{FPZ}), et que l'énergie libérée pour ouvrir cette fissure est directement liée à l'aire sous la courbe contrainte-déformation. L'énergie de fissuration G_f est injectée dans un calcul élément fini afin de préserver la dissipation et de la rendre indépendante de la taille des éléments finis, ce qui permet d'assurer une objectivité vis-à-vis du maillage et remédier ainsi aux conséquences numériques de la localisation. D'un point de vue pratique, la valeur de G_f contrôle le processus de dissipation lors de la dégradation du matériau à travers un paramètre de la loi de comportement utilisée. L'approche énergétique peut être utilisée seulement si la formulation de la loi de comportement permet d'établir une relation directe entre le paramètre de la loi contrôlant l'adoucissement et le paramètre G_f . Cette relation directe est généralement obtenue

pour un cas unidimensionnel, c'est à dire, dans un élément fini soumis à un état de contrainte uniaxial.

La méthode énergétique de **Hillerborg et al. 1976** [101] présente tout de même certains inconvénients. Cette approche se révèle moins efficace dans des cas multidimensionnels car la réponse charge-déplacement n'est pas totalement indépendante du maillage. En effet, la définition d'une bande de dissipation dépend du maillage et souffre d'une certaine sensibilité à l'orientation même du maillage (mesh bias) **De Borst, 2002** [260]. En particulier, le fait qu'en changeant de maillage on change aussi le nombre d'éléments sur lesquels on dissipe de l'énergie, alors cela régularise la solution seulement partiellement **Bazant et Jirasek, 2002** [261]. La **Figure 5.13** illustre le problème de dépendance au maillage du trajet de la zone de localisation pour une barre en traction uniaxiale avec des orientations de maillages différents. Ainsi, la méthode d'Hillerborg permet de régulariser localement le problème en imposant une dissipation d'énergie au niveau de l'élément indépendante de la taille de celui-ci, en revanche, globalement, le trajet et surtout la largeur de la zone de localisation étant dépendante du maillage, alors l'objectivité vis-à-vis de l'énergie dissipée totale dans le système peut être perdue.

Ensuite, un autre inconvénient est lié au fait que cette approche énergétique ne permet pas de résoudre le problème mathématique (perte d'ellipticité) même si l'énergie dissipée reste constante en adaptant la partie adoucissante du modèle matériau en fonction de la taille de l'élément, et de ce fait le problème reste mal posé, admettant donc une infinité de solution.

Enfin il a été mis en évidence (flexion simple par exemple) **Jirasek et Bauer, 2012** [262] et **Matallah et al, 2013** [263] que même si l'état de fissuration reste en mode I (principe de base de la méthode de Hillerborg et de Bazant), l'état de contrainte n'est pas toujours uniaxial. Plus récemment **Nassima et Matallah, 2015** [264] ont travaillé à identifier les sources d'erreurs liées à l'utilisation de cette approche énergétique dans le cas d'un calcul de structures générant des états de contraintes bidimensionnel ou tridimensionnel. Les résultats ont montré que cette approche devrait être utilisée avec précaution. Dans leur cas de calcul de structures générant un état de fissuration en mode I, les éléments sont soumis à des états de contraintes très variés. Le paramètre de la loi de comportement qui permet d'ajuster l'adoucissement afin de contrôler la dissipation de chaque élément est calculé en supposant un état de contrainte uniaxial. Ceci conduit à surestimer ou à sous-estimer la dissipation dans les éléments qui subissent des états de contraintes non uniaxiales. Autrement dit, en soumettant par exemple un volume élémentaire à un état de contrainte triaxial de traction, ils se rendent compte que l'énergie de fissuration réellement dissipée dans l'élément en utilisant une

formulation G_f issue d'une analyse unidimensionnelle (1D -Traction uniaxiale) est très différente de celle injectée dans l'élément comme paramètre d'entrée. Par contre une formule 3D de G_f permet une conservation de l'énergie (G_f injectée = G_f dissipée). La prise en compte donc d'une formulation de G_f qui tiendrait compte de l'état de contrainte permet de conserver la dissipation. Néanmoins, chaque état de contrainte génère une formulation différente et étant donné que l'état de contrainte auquel est soumis l'élément fini varie pendant le calcul, il devient difficile de tenir compte de ces formulations dans un calcul éléments finis.

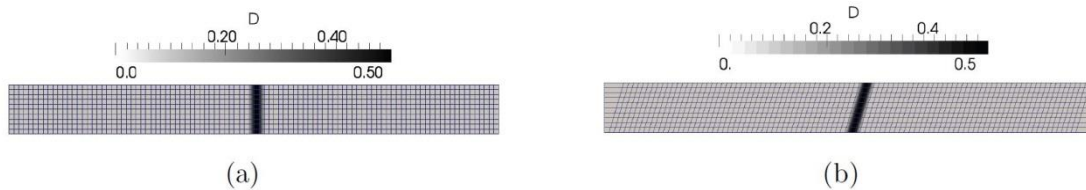


Figure 5.13 : Illustration de la dépendance au maillage du trajet d'endommagement : (a) Maillage avec bandes verticales; (b) Maillage avec bandes inclinées, Tiré de **Cédric Giry, 2011** [265]

L'énergie de fissuration en mode I est définie par :

$$G_f = \int_0^{u_r} \sigma d_u$$

Où u est le déplacement d'ouverture de fissure **Figure 5.14**. Comme abordé en **section 5.3.2.2** dans une approche par fissuration continue, la fissure est représentée par une zone de localisation de taille w (l_{FPZ}) dans laquelle la déformation plastique ε^p est uniformément répartie. L'expression de l'énergie de fissuration peut être exprimée dans ce cas par :

$$G_f = w \int_0^{K_u} T dK = w g_f$$

Où g_f est l'énergie locale de fissuration représentée par l'aire sous le diagramme de comportement (**Figure 5.15**). L'énergie de fissuration G_f est considérée comme un paramètre caractéristique du matériau. La taille de la zone de localisation w est reliée à la longueur caractéristique l_c prise comme étant la taille de l'élément fini h **Bazant et Oh, 1983** [230], **Rots, 1988** [211]. Le paramètre d'érouissage ultime K_u (**Figure 5.15**) est calculé de manière à ce que le paramètre local g_f dissipe l'énergie de fissuration G_f sur l'élément h . Dans le cas d'un comportement adoucissant supposé linéaire comme on peut le voir sur la **Figure 5.15**, l'expression de la déformation plastique ultime est établie en fonction de la taille de l'élément telle que :

$$K_u = 2 \frac{g_f}{f_t} = 2 \frac{G_f}{hf_t}$$

Où f_t est la résistance en traction uniaxiale du béton.

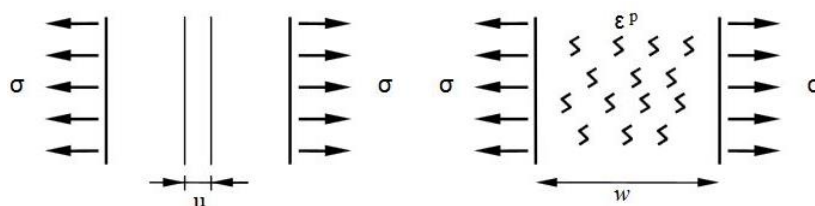


Figure 5.14 : Représentation d'une fissure discontinue par une fissuration continue

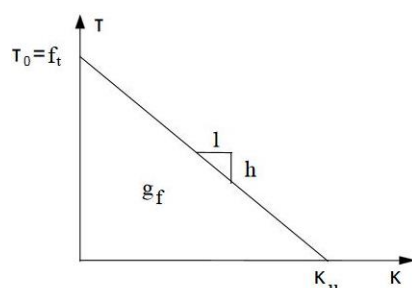


Figure 5.15 : Diagramme d'adoucissement supposé linéaire du béton en traction

Il est à noter que l'utilisation des techniques de régularisation par théorie non locale, par formulation en gradient, ou encore par théorie du second gradient se sont avérées plus efficaces. Elles permettent de s'affranchir des lacunes de la méthode de régularisation énergétique et donc de régulariser complètement le problème. Cependant de telles approches nécessitent généralement des développements numériques délicats et ne sont pas utilisées dans le cadre de notre travail. Nous présentons tout de même brièvement ces approches dans les sections suivantes afin de familiariser le lecteur avec les différentes méthodes de régularisation existantes.

5.8.2 Régularisation par théorie non locale intégrale

En effet, la localisation de la déformation dans une bande de largeur quasi nulle lorsque la taille du maillage tend vers zéro est due à l'absence de longueur interne dans la description classique des milieux continus. En effet dans ce cadre, on fait l'hypothèse d'un matériau suffisamment homogène quel que soit l'échelle d'observation, et la microstructure n'est pas décrite. Or c'est à cette microstructure et à sa ou ses longueurs caractéristiques qu'est liée la largeur des bandes de localisation observée expérimentalement.

L'idée générale de la régularisation non locale consiste à considérer en chaque point, à la place de la quantité locale, une quantité prenant en compte l'influence du voisinage. On introduit donc pour cela une information spatiale sous la forme d'une longueur interne, c'est la longueur caractéristique l_c ou encore rayon d'interaction non local, liée aux interactions entre microfissures. Ces interactions ont lieu dans la zone de microfissuration dont la taille est proportionnelle à la longueur interne introduite au modèle macroscopique. L'introduction de la taille de la zone de fissuration au niveau macroscopique, au travers de la longueur interne l_c , permet de s'affranchir de la dépendance au maillage. En effet, numériquement, la zone de localisation ne se développe plus sur un élément mais dans une bande de taille finie proportionnelle à l_c . Cette bande contient plusieurs éléments dont la forme et la taille n'ont plus d'influence sur l'énergie dissipée et sur la propagation de cette zone de localisation dans le milieu.

Bažant et Pijaudier-Cabot, 1989 [199] ont lié la longueur interne l_c à la largeur zone de microfissuration l_{FPZ} . En considérant que l'aire sous la courbe de "a" (**Figure 5.16**) est la même que l'aire sous la courbe de "b", la relation suivante peut être établie :

$$l_{FPZ} = 1.93l_c$$

Bažant et Pijaudier-Cabot, 1989 [199] ont proposé sur une campagne expérimentale un lien entre la longueur interne et le diamètre du plus gros granulat présent dans le béton d_{max} (la plus grande hétérogénéité dans le matériau). Néanmoins, les essais ont été réalisés sur une configuration donnée et la longueur interne identifiée peut évoluer avec la géométrie et le type de chargement.

$$l_c \cong 2.7d_{max}$$

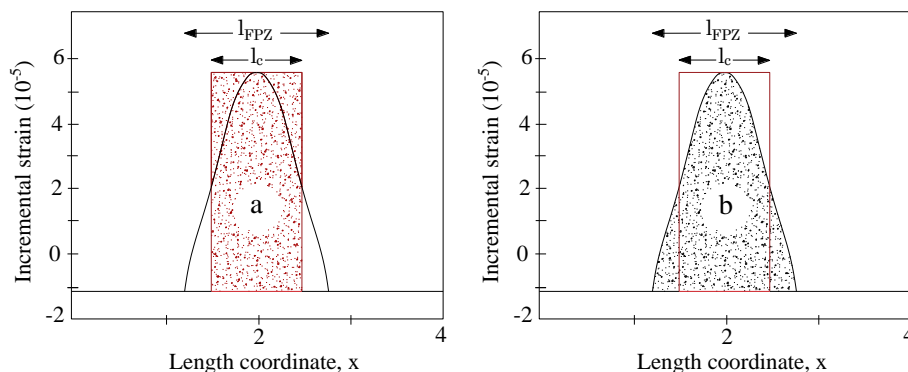


Figure 5.16 : Profil de déformation obtenu analytiquement avec le modèle non local intégral, repris de **Bažant et Pijaudier-Cabot, 1989** [199]

La méthode de régularisation non locale intégrale est applicable à tout type de modèle continu (modèles d'endommagement, modèles de plasticité, modèle elastoplastique avec

endommagement etc.). En fonction des modèles, seule la variable responsable de l'adoucissement est considérée comme non locale. Cette variable pouvant donc être soit la variable endommagement, soit la déformation plastique, etc. L'état de contrainte en un point ne dépend plus seulement de la déformation au même point, mais également de la déformation dans un certain voisinage décrit par un volume représentatif défini par la longueur interne du modèle.

Dans la formulation non locale intégrale, l'influence d'un point \vec{y} sur un point \vec{x} est supposée se faire au travers d'une fonction $\psi(\vec{x}, \vec{y})$ qui définit la force de l'interaction. Au-delà d'un certain rayon d'interaction l_c , l'interaction devient négligeable. Pour connaître l'état en un point matériel, il faut effectuer la moyenne pondérée d'une ou de plusieurs variables internes.

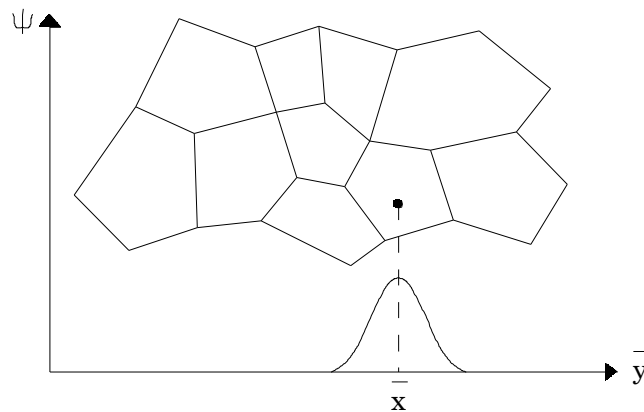


Figure 5.17 : Illustration de l'interaction non local

Si $f(x)$ est un champ local en \vec{x} , le champ non local correspondant $\bar{f}(\vec{x})$ est donné par la forme intégrale :

$$\bar{f}(\vec{x}) = \frac{1}{\psi(\vec{x})} \int_{\Omega} \psi(\vec{x}, \vec{y}) \bar{f}(\vec{y}) d\Omega$$

Avec, $\psi(\vec{x}) = \int_{\Omega} \psi(\vec{x}, \vec{y}) d\Omega$

$\psi(\vec{x}, \vec{y})$ est une fonction poids qui définit l'influence du point situé à la position \vec{y} sur la valeur du champ calculé en \vec{x} . Cette fonction poids diminue avec l'augmentation de la distance entre \vec{x} et \vec{y} et doit vérifier la condition :

$$\int_{\Omega} \psi(\vec{x}, \vec{y}) d\Omega = 1$$

Cette condition permet de vérifier le fait que si le champ local est uniforme dans tout le solide, alors le champ non local sera lui aussi uniforme. La forme la plus répandue de la

fonction de poids est une gaussienne. Elle est aussi parfois définie par une fonction en cloche. Par exemple, pour les modèles d'endommagement défini par une déformation équivalente comme le modèle de **Mazars, 1984** [231] entre autres, la déformation équivalente non locale $\bar{\varepsilon}_{eq}$ s'écrit en tout point x de la structure sous la forme courante:

$$\bar{\varepsilon}_{eq} = \frac{1}{V_r(x)} \int_{\Omega} \psi(x-s) \varepsilon_{eq}(s) d\Omega$$

$$\text{Avec, } V_r(x) = \int_{\Omega} \psi(x-s) d\Omega$$

$$\psi(x-s) = \exp\left(\frac{-4\|x-s\|^2}{l_c^2}\right)$$

Ω est le volume de la structure, $V_r(x)$ le volume représentatif au point x , $\psi(x-s)$ est la fonction poids définissant l'interaction entre le point considéré en x et les points voisins en s . Elle est représentée le plus couramment par la gaussienne de l'équation.

5.8.3 Régularisation par formulation en gradient

Les méthodes de régularisation de type gradient introduisent en chaque point l'influence du voisinage en incorporant des termes de gradients (d'ordre 1 ou supérieur) dans le modèle constitutif. Généralement on les sépare en deux catégories : Les modèles à gradient explicite et implicite.

5.8.3.1 Formulation du gradient explicite

A partir de la formulation intégrale présentée précédemment en **section 5.8.2**, il est possible d'obtenir une formulation différentielle du champ non local. Un développement en série de Taylor de $f(\vec{y})$ s'écrit :

$$f(\vec{y}) = f(\vec{x}) + \frac{\partial f}{\partial x_i} (y_i - x_i) + \frac{1}{2!} \frac{\partial^2 f}{\partial x_i \partial x_j} (y_i - x_i)(y_j - x_j) + \frac{1}{3!} \frac{\partial^3 f}{\partial x_i \partial x_j \partial x_k} (y_i - x_i)(y_j - x_j)(y_k - x_k) + \dots$$

En reportant dans l'expression intégrale avec la gaussienne et en évaluant les intégrales, on obtient :

$$\bar{f}(\vec{x}) = f(\vec{x}) + c(l)\nabla^2 f(\vec{x}) + d(l)\nabla^4 f(\vec{x}) + \dots \quad \text{Eq. (a)}$$

Où ∇^n est le Laplacien d'ordre n . Les paramètres $c(l)$ et $d(l)$ ont la dimension d'une aire et sont fonction de la longueur interne. Les termes impairs ont disparu à cause du caractère

isotrope de la fonction poids. En limitant la série aux termes du second ordre, on obtient la formulation à gradient explicite du champ non-local :

$$\bar{f}(\vec{x}) = f(\vec{x}) + c(l)\nabla^2 f(\vec{x}) \quad \text{Eq. (b)}$$

Par exemple pour un modèle d'endommagement défini par une déformation équivalente, la déformation équivalente non locale $\bar{\varepsilon}_{eq}$ s'écrit en tout point x de la structure sous la forme:

$$\bar{\varepsilon}_{eq} = \varepsilon_{eq} + c(l)\nabla^2 \varepsilon_{eq}$$

On remarque que si la solution reste homogène, le terme de deuxième ordre disparaît et la formulation revient à la formulation originale de type local. Dès que la localisation commence, le terme de deuxième ordre est activé et agit en tant que régularisateur de localisation.

D'un point de vue mathématiques, les formulations de type gradient explicite sont à classer parmi les formulations de type faiblement non local **Rogula, 1982** [266] dans le sens où la réponse en chaque point ne dépend que du voisinage infinitésimal de ce point. Les modèles de type implicite sont, par contre, des formulations strictement non locales car la réponse constitutive du matériau dépend d'un voisinage fini, défini autour du point que l'on veut étudier. **Askes et Sluys, 2000** [267] ont montré que le calcul utilisant une formulation explicite conduit à une instabilité mécanique dans la phase d'écrouissage positive, il serait alors préférable d'utiliser une formulation implicite. En plus, pour un modèle d'endommagement défini par une déformation équivalente, la régularisation par formulation en gradient explicite introduit une relation directe entre la déformation équivalente non locale et le Laplacien de la déformation équivalente locale, nécessitant une continuité d'ordre C1 pour le déplacement et donc l'élaboration d'éléments finis plus riches.

Peerlings et al. 1996 [257] ont reformulé l'approche explicite en une expression implicite où la déformation équivalente non locale est solution d'une équation différentielle d'ordre 2. Cette formulation permet de traiter indépendamment la déformation équivalente non locale et ainsi réduire l'ordre nécessaire pour les fonctions d'interpolation du déplacement. Les travaux de **Simone et al. 2004** [268] ont confirmé cela. Ils montrent que l'utilisation de fonctions d'interpolation linéaires pour le déplacement est possible, entraînant seulement une oscillation de contraintes qui n'affecte pas la réponse globale.

5.8.3.2 Formulation du gradient implicite

La formulation implicite est obtenue en prenant le Laplacien de la formulation explicite précédente (Eq. (b) précédente):

$$\nabla^2 \bar{f}(\vec{x}) = \nabla^2 f(\vec{x}) + c(l)\nabla^4 f(\vec{x}) + \dots$$

Et en substituant avec l'Eq. (a) précédente, il vient :

$$\bar{f}(\vec{x}) - c(l)\nabla^2 \bar{f}(\vec{x}) = f(\vec{x}) + (d(l) - c(l)^2)\nabla^4 f(\vec{x}) + \dots$$

On peut montrer que dans cette série, tous les termes de droite sauf le premier commencent par $(d(l) - c(l)^2)$, propriété utilisée un peu plus loin. En limitant cette série au second ordre, on obtient l'expression non locale en formulation à gradient implicite :

$$\bar{f}(\vec{x}) - c(l)\nabla^2 \bar{f}(\vec{x}) = f(\vec{x})$$

Et l'équation devient :

$$\bar{\varepsilon}_{\text{eq}} - c(l)\nabla^2 \bar{\varepsilon}_{\text{eq}} = \varepsilon_{\text{eq}}$$

L'équation s'apparente à une équation de diffusion où $c(l)$ est un terme de diffusivité. Pour résoudre cette équation, il faut introduire une condition aux limites. Elle est réalisée avec le produit scalaire nul sur le contour, conditions aux limites de type Neumann.

$$\frac{\partial \bar{f}}{\partial n} = n \frac{\partial \bar{f}}{\partial x_i} = \nabla \bar{f} \cdot \vec{n} = 0 \text{ sur } \partial\Omega, \text{ avec } \vec{n} \text{ la normale à la frontière du domaine } \Omega$$

Peerlings et al. 1996 [257] ont montré que la définition de $\bar{f}(\vec{x})$ comme solution de l'équation de diffusion ci-dessus est équivalente à la formulation non locale intégrale présentée en **section 5.8.2** en prenant une fonction de Green comme fonction de pondération, c'est-à-dire :

$$\bar{f}(\vec{x}) = \int_{\Omega} G(\vec{x}, \vec{y}) f(\vec{y}) d\Omega$$

$$G(\vec{x}, \vec{y}) = \frac{1}{4\pi \|\vec{x} - \vec{y}\|^2} \exp\left(-\frac{\|\vec{x} - \vec{y}\|}{l}\right)$$

La fonction poids de Green est intéressante car elle entraîne que $(d(l) - c(l)^2) = 0$ ce qui permet de dire que la formulation implicite ne néglige aucun terme dans la série de départ implicite. De plus dans cette configuration, la valeur constante de $c(l)$ est donnée par :

$$c(l) = l^2$$

l étant la longueur interne du modèle. La formulation implicite respecte également la condition d'égalité entre les champs locaux et non locaux quand l tend vers zéro.

5.8.4 Régularisation par enrichissement cinématique : théorie du second gradient [Chambon et al. 2001]

Les approches de régularisation précédentes, théorie non locale intégrale et formulation en gradient proposent de prendre en compte l'effet de la microstructure en introduisant des termes non locaux, soit via une intégrale sur un domaine soit par des termes de gradient mais la microstructure n'y est pas décrite directement. Dans les méthodes de régularisation par enrichissement cinématique, on souhaite cette fois ajouter une description supplémentaire de la cinématique de la microstructure dans la description du milieu continu. Cette approche remonte aux travaux de **Cosserat et Cosserat, 1909** [258] qui introduisaient des degrés de liberté en rotation supplémentaires (outre que le translationnel). Une fois la cinématique enrichie, le champ supplémentaire ainsi que son premier gradient sont pris en compte dans les équations décrivant le problème mécanique, ce qui introduit un effet de voisinage entre points matériels voisins, et par conséquent un caractère régularisant.

Chambon et al. 2001 [259] ont proposé une approche dite du « second gradient du déplacement » pour enrichir la description de la cinématique à l'échelle de la microstructure. Le champ supplémentaire décrivant la cinématique microscopique est choisi comme le champ de déformation macroscopique: d'après ce qui précède, cela revient donc à introduire le gradient de la déformation (i.e. le second gradient du déplacement $\nabla \nabla u_i = \frac{\partial^2 u_i}{\partial x_j \partial x_k}$) dans les équations décrivant le problème mécanique. Dans la théorie du second gradient, nous pouvons écrire à l'équilibre la formulation variationnelle suivante, pour tout champ cinématiquement admissible (par principe des Travaux Virtuels) et en forçant le gradient microscopique à être égal au gradient macroscopique (Voir **Chambon et al. 2001** [259] pour une analyse détaillée).

$$\int_{\Omega} (\sigma_{ij} \varepsilon_{ij}^* + \Sigma_{ijk} \frac{\partial^2 u_i^*}{\partial x_j \partial x_k}) d\Omega = \int_{\Omega} G_i u_i^* d\Omega + \int_{\partial\Omega} (t_i u_i^* + T_{ij} \frac{\partial u_i^*}{\partial x_j}) ds$$

Cette formulation variationnelle est un autre moyen d'écrire les relations d'équilibre. σ_{ij} est le champ de contraintes macroscopiques, ε_{ij}^* la déformation virtuelle au niveau macroscopique,

$\frac{\partial^2 u_i^*}{\partial x_j \partial x_k}$ est le second gradient du déplacement au niveau microscopique, Σ_{ijk} est le tenseur de double contrainte d'ordre 3, G_i les forces volumiques, t_i les forces classiques de surface et le terme additionnel T_{ij} les doubles forces correspondant aux conditions aux limites sur la frontière $\partial\Omega$.

Même si ces modèles ont déjà prouvé qu'ils étaient efficaces du point de vue de la régularisation, ils restent tout de même complexes dans leur utilisation à cause des différentes lois de comportement à spécifier. De plus, la discrétisation par la méthode des éléments finis en 3D induit l'ajout de degrés de liberté supplémentaires par nœud correspondant aux composantes $\frac{\partial u_i^*}{\partial x_j}$. Les temps de calcul deviennent alors relativement importants. Une version simplifiée de la théorie du second gradient a été proposée par **Fernandes et al. 2008** [269], le modèle ainsi obtenu grâce à ses travaux est un modèle dit de « second gradient de dilatation ». Il permet de réduire le nombre de degrés de liberté ajouté dans la discrétisation éléments finis. L'objectif étant de réduire les temps de calculs afin de rendre les études à portée industrielle acceptable. **Kotronis et al. 2005** [270] ont montré l'apparition d'une longueur interne pour une application du modèle de second gradient associé au modèle d'endommagement de Mazars sur l'étude d'une barre en traction uniaxiale.

5.8.5 Méthode de régularisation énergétique Vs régularisation par théorie non locale intégrale [Xenos et Grassl, 2016]

Xenos et Grassl, 2014, 2016 [271] [272] plus récemment ont étudié la performance d'une méthode de régularisation non locale pour modéliser la rupture des structures en béton armé. Les résultats sont comparés à ceux obtenus avec l'approche de régularisation énergétique de **Bazant et Oh, 1983** [230]. En particulier, l'influence de la taille du maillage sur les courbes charge-déplacement et les schémas de fissuration est étudiée suivant les deux approches. Ces deux méthodes de régularisation sont combinées avec un modèle de béton elastoplastique avec endommagement (CDPM2) initialement proposé par **Grassl et al. 2013** [273] lequel est une extension du modèle elastoplastique avec endommagement de **Grassl et Jirásek, 2006** [251]. Ce modèle est basé sur une combinaison de la plasticité associé au concept de contrainte effective (**section 5.6.2**) et d'un endommagement isotrope.

Les modélisations sont effectuées sur une poutre en béton armé issue de la série d'essais expérimentaux rapportées dans **Leonhardt et Walther, 1962** [274]. Dans l'essai, la poutre sans armatures d'effort tranchant est soumise à un chargement quatre points tel

qu'indiqué sur la **Figure 5.18b** et présente une rupture par cisaillement. La géométrie, la configuration de charge et le schéma de fissuration expérimental sont présentés sur les **Figure 5.18a** et **Figure 5.18b**. La modélisation de la poutre est réalisée avec un maillage grossier, moyen et fin (**Figure 5.18c**) associé respectivement aux tailles de mailles $h=20\text{mm}$, 10mm , 5mm .

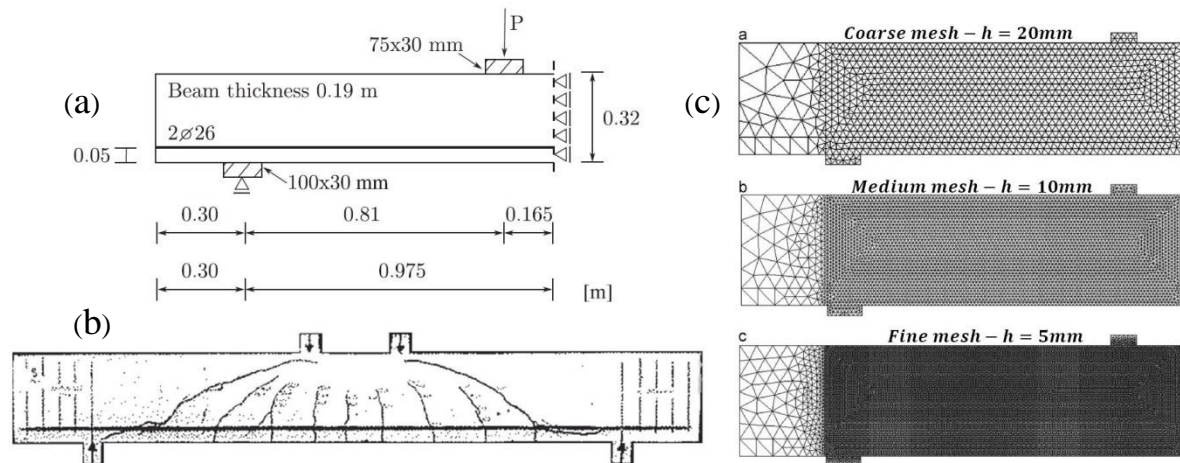


Figure 5.18 : (a) Géométrie et configuration ; (b) Schéma de fissuration expérimental **Leonhardt et Walter, 1962** [274]; (c) Différents maillages, grossier, moyen et fin

Les courbes charge-déplacement et les schémas de fissuration obtenus pour les différentes tailles de maillage sont montrés respectivement sur les **Figure 5.19** et **Figure 5.20**. On peut remarquer sur la **Figure 5.19** que les deux approches ne sont pas influencées par le maillage pour des niveaux de chargement faibles. Cependant, plus on s'approche de la charge de rupture, plus les deux approches montrent un comportement différent. Pour l'approche non locale, une réponse indépendante du maillage est observée jusqu'au pic (**Figure 5.19a**). Dans la phase post-pic la réponse obtenue avec un maillage grossier diffère très légèrement, néanmoins, la différence entre les résultats pour les trois mailles est très faible. D'autre part, l'utilisation d'une méthode de régularisation énergétique entraîne des charges de ruptures et des réponses post-pics dépendants du maillage (**Figure 5.19b**). Aussi, Il n'y a pas de tendance nette visible en ce qui concerne la taille du maillage, puisque les capacités de charge les plus basses et les plus élevées sont obtenues respectivement avec le maillage grossier et le maillage moyen. La dépendance du maillage avec l'approche de régularisation énergétique est également perceptible sur les schémas de fissuration (**Figure 5.20b**). Plus la taille du maillage est petite, plus la largeur de la fissure diagonale de rupture est faible et le nombre de zones de rupture a tendance à augmenter. Selon les auteurs, cette différence dans les schémas de fissuration finale est la raison principale pour laquelle les courbes charge-déplacement ne

convergent pas avec la réduction du maillage. L'agencement des mailles n'influence pas l'orientation des zones de rupture finales. Toutes les analyses non locales sous-estiment la charge de ruine. Selon **Xenos et Grassl, 2016** [272] ceci pourrait être attribué au rayon d'interaction non local (longueur interne l_c) utilisé pour la modélisation. Les auteurs montrent qu'un meilleur ajustement de l_c conduit à une meilleure approximation de la charge de ruine.

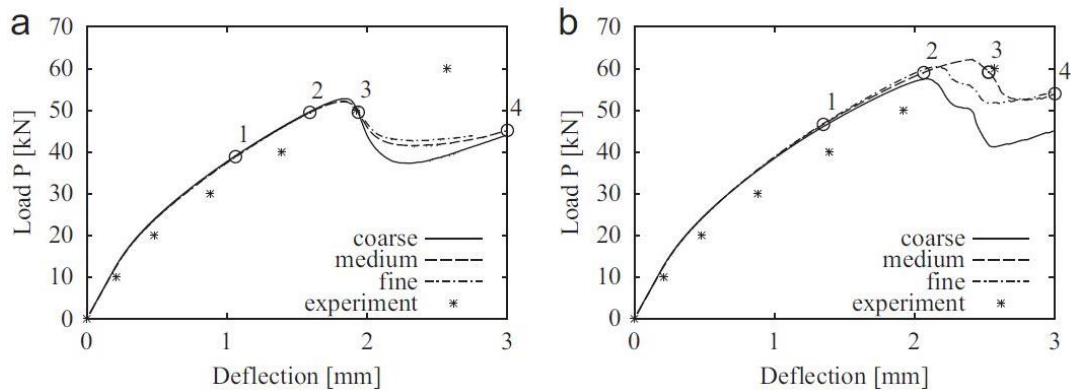


Figure 5.19 : Courbes charge-flèche avec trois maillages différents, (a) approche non locale, (b) approche de fissuration par bande, déplacement mesuré au point le plus bas au milieu de la poutre

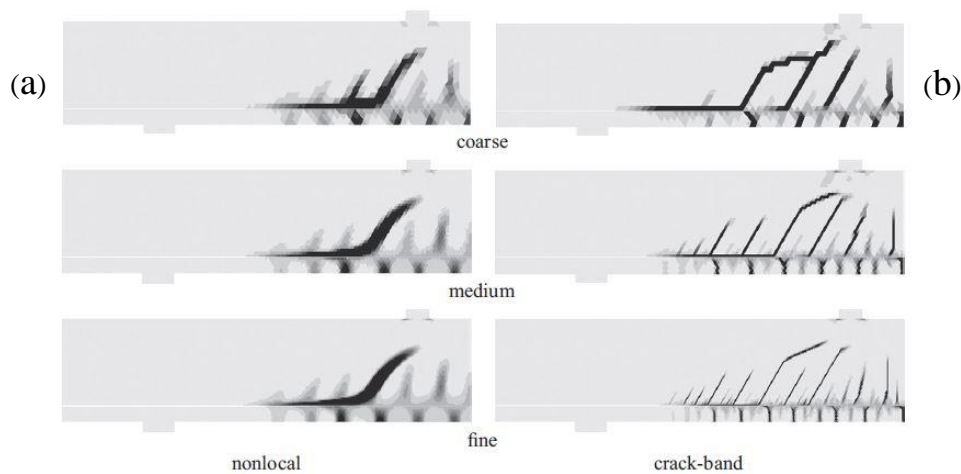


Figure 5.20 : Schémas de fissuration avec trois maillages différents, (a) approche non locale, (b) approche de fissuration par bande

En outre, on peut d'abord remarquer pour les deux approches, une légère surestimation de la rigidité élastique sur les courbes charge-déplacement obtenues (**Figure 5.19**). Selon **Xenos et Grassl, 2016** [272], cela pourrait être lié à l'hypothèse de modélisation en déformation plane. Une autre raison selon **Xenos et Grassl, 2014** [271] pourrait être attribuée à une surestimation du module de Young et de l'énergie de rupture utilisé dans leur calcul en se basant sur les recommandations du **CEB-FIP Model Code, 2010** [275] différentes de ceux du **CEB-FIP Model Code, 1990** [176].

Ensuite, on peut également remarquer suivant les deux approches, un comportement post-élastique différent de l'essai. Selon **Xenos et Grassl, 2014** [271], cela pourrait être attribué au fait que les modélisations ont été effectuées en assumant une adhérence parfaite entre les armatures et le béton et en ignorant l'effet de goujon des armatures flexionnelles. En effet, supposer une liaison parfaite entre les armatures et le béton est en réalité une idéalisation de l'interaction qui existe entre ces deux matériaux, ce qui pourrait influencer les prédictions des courbes charge-déplacement et des schémas de fissuration. C'est aussi et surtout le cas par exemple pour les poutres renforcées en armatures d'effort tranchant **Chen et al. 2012** [276]. Utiliser un modèle de liaison entre l'acier et le béton serait alors nécessaire. Cet aspect est plus complexe et nécessite une recherche plus approfondie. Cependant, dans **Jendele et Cervenka, 2006** [277], il a été démontré que l'adoption d'un modèle de liaison élaboré pourrait entraîner des problèmes de stabilité numérique et n'influencerait pas de manière significative les résultats si un maillage fin est utilisé.

Enfin, on peut aussi remarquer que l'inclinaison de la fissure principale dans les simulations (environ 45°) est plus forte que celle obtenue dans l'essai **Figure 5.18b** soit environ 30° . Cette différence selon **Xenos et Grassl, 2016** [272] pourrait être également liée au fait que la poutre ait été modélisée en déformation plane et en supposant une liaison parfaite entre l'armature et le béton.

5.9 Synthèse du chapitre 5

Ce chapitre a été consacré à l'étude bibliographique sur la modélisation du comportement structurel complexe du béton. Un état de l'art exhaustif a été fourni. Pour modéliser ce comportement, plusieurs approches théoriques de modélisation de la fissuration ont été établies dont les deux principales sont l'approche discontinue et l'approche continue abordées amplement. L'approche continue est adoptée dans notre étude et donc une technique Eléments Finis adaptée. Les difficultés rencontrées lors de la modélisation du comportement du béton résident d'abord dans le choix du modèle de comportement mécanique du béton capable de simuler correctement la rupture des dalles en cisaillement. Différents modèles sont cités et discutés dans ce chapitre : modèles d'endommagement, de plasticité et modèle élastoplastique couplé à l'endommagement. Une deuxième difficulté porte sur le choix d'une méthode numérique d'intégration des équations aux dérivées partielles qui sont de nature elliptique. Les principaux algorithmes de résolution de ces équations régissant le milieu continu sont discutés au prochain chapitre. Une troisième difficulté, caractéristique des matériaux adoucissants, est liée aux instabilités numériques lors de l'analyse des problèmes de localisation des déformations et de l'endommagement dans une zone réduite du matériau. Ces instabilités se traduisent par une forte dépendance des résultats numériques vis-à-vis du maillage (taille des éléments et aussi sur leur orientation). Différentes techniques de régularisation sont présentées afin d'obtenir des résultats numériques objectifs vis-à-vis du maillage EF : d'abord la méthode de régularisation énergétique qui consiste à ajuster la partie adoucissante du modèle matériau en fonction de la taille de l'élément, afin de dissiper à la rupture une énergie de fissuration constante. Elle a l'avantage d'être simple et permet de régulariser en partie le problème. En revanche, la méthode souffre d'une sensibilité à l'orientation du maillage et la largeur de la zone de localisation augmente avec la taille du maillage. Ensuite l'utilisation d'autres techniques de régularisation comme la théorie non locale avérée plus efficace est également présentée et une étude comparative avec la méthode énergétique, réalisée par des auteurs de la littérature sur un cas de poutre sous cisaillement est également détaillée. Cette méthode introduit une information spatiale sous la forme d'une longueur interne pour prendre en compte l'influence du voisinage liée aux interactions entre microfissures. La zone de localisation ne se développe plus sur un élément mais dans une bande de taille finie proportionnelle à cette longueur interne. La formulation en gradient et la théorie du second gradient sont également présentés. Cependant, de telles approches nécessitent généralement des développements numériques délicats.

Chapitre 6

Modélisation Élément Fini du comportement quasi-statique des dalles en béton armé

Dans notre étude, les simulations numériques pour étudier la réponse structurale des dalles et leur mode de rupture sous sollicitation statique de cisaillement seront réalisées en utilisant le logiciel Element Fini ABAQUS. On présentera d'abord de façon détaillée dans le présent chapitre le modèle numérique de béton choisi dans notre étude pour simuler le comportement mécanique de ce matériau. Le modèle est élastoplastique avec endommagement disponible dans ABAQUS, et connu sous le nom de Concrete Damaged Plasticity (CDP). Une description des caractéristiques fondamentales du modèle CDP (critère de plasticité, règle d'écoulement, endommagement) et des lois appropriées de comportements uniaxiaux du béton en traction et en compression ainsi que la loi de comportement des armatures couplées au modèle sont présentées. Les lois de comportement du béton sont associées à un critère de régularisation énergétique, c'est-à-dire sur l'énergie de fissuration du béton G_f introduit par **Hillerborg et al 1976** [101] et **Bazant et Oh, 1983** [230] que nous avons abordé en **section 5.8.1**. Ceci devrait permettre d'atténuer le phénomène de localisation qui apparaît dans la phase adoucissante du comportement uniaxial du béton, et obtenir ainsi des résultats objectifs vis à vis du maillage. Le modèle CDP est ensuite comparé à une autre alternative, à un autre modèle numérique de béton également disponible dans ABAQUS : le Concrete Smeared Cracking model (CSC). Comparé au CSC, le modèle de béton CDP présente pour notre champ d'application des avantages considérables qui seront présentés et justifiant son choix.

Les simulations dans notre étude seront réalisées en combinant au modèle de béton choisi, une technique de résolution quasi-statique dans ABAQUS/Explicit. On présentera donc d'abord dans ce chapitre les principaux algorithmes de résolution des équations régissant le milieu continu que l'on peut associer au modèle numérique de béton choisi : le schéma de résolution explicit et implicit, pour ensuite s'intéresser aux conditions d'une analyse quasi-statique à schéma de résolution explicite qui sera utilisé pour les simulations de notre étude. On terminera enfin ce chapitre en parlant des différents types d'éléments finis disponibles dans ABAQUS pour discrétiser le béton et les armatures, puis les avantages et les inconvénients sur les résultats numériques liés au choix du type d'élément finis.

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

Le modèle de béton élastoplastique avec endommagement (CDP) disponible dans ABAQUS que nous utiliserons dans le cadre de notre travail, est en effet une implémentation du modèle proposé par **Lubliner et al. 1989** [249] pour le cas de chargement monotone et développé par **Lee et Fenves, 1998** [248] pour étudier les cas de chargement dynamiques et cycliques. Les bases de ces modèles ont été présentées en **section 5.6.3** et font partie des modèles de béton basés sur une approche continue de modélisation de la fissuration contrairement aux approches discontinues (voir **sections 5.3.2.2 et 5.3.2.1**). Le modèle CDP a récemment été utilisé par **Genikomsou et Polak, 2015** [278] pour simuler le comportement au poinçonnement des dalles en béton armé sous chargement statique et pseudo-dynamique. **Zheng et al. 2009** ont également utilisé ce modèle de béton pour étudier le comportement structural des dalles de pont sous chargement statique.

Comme nous l'avons vu dans les **sections 5.6.2 et 5.6.3**, dans ce modèle la plasticité est séparée de l'endommagement en utilisant le concept de contrainte effective $\bar{\sigma}$ i.e la contrainte dans le matériau non endommagé. La plasticité basée sur la contrainte effective permet de simuler les déformations irréversibles, et l'endommagement est introduit pour simuler l'effet des dégradations sur la rigidité élastique (et la récupération de rigidité pendant l'ouverture et la fermeture des fissures dans le cas de chargement cyclique). Par conséquent les lois de comportement uniaxial du béton contrôlant l'évolution de la surface de charge sont également séparées en deux parties, une première partie correspondant à la contrainte effective et associée à la plasticité, et une seconde partie correspondant à la dégradation de la rigidité élastique et associée à l'endommagement. On peut donc écrire :

$$\sigma = (1 - d)E_0(\varepsilon - \tilde{\varepsilon}^{pl}) = \begin{cases} \bar{\sigma} = E_0(\varepsilon - \tilde{\varepsilon}^{pl}) \\ d = d(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) \end{cases}$$

Le modèle CDP utilise une approche isotrope pour la plasticité et l'endommagement afin de représenter le comportement inélastique du béton (fissuration en traction, rupture en compression, dégradation de la rigidité élastique). En plus, les dégradations de la rigidité du béton sont considérées dans le modèle pour les comportements différents du béton en traction et compression en introduisant respectivement deux variables d'endommagement scalaires d_t et d_c . Ces variables d'endommagement peuvent prendre des valeurs de zéro à un, représentant

respectivement un matériau non endommagé et un matériau totalement endommagé associé à la perte totale de résistance **ABAQUS documentation, 2013** [279].

▪ Comportements uniaxiaux typique du béton : compression et traction

Les comportements uniaxiaux typiques du béton en traction et compression, qui sont caractérisés par le modèle CDP dans ABAQUS, sont montrés sur la **Figure 6.1**. Les équations pour l'estimation des lois de comportement contrainte-déformation uniaxiale (ou -déplacement) basées sur les propriétés des matériaux testés dans la campagne expérimentale seront décrites dans les prochaines sections. Comme on peut le voir sur la **Figure 6.1**, lorsque l'éprouvette de béton est déchargée à partir de n'importe quel point de la phase adoucissante du comportement, alors la rigidité élastique du matériau semble être endommagée. Ce comportement est typique des modèles de béton couplant endommagement et plasticité présenté en **section 5.6**. Les relations contrainte-déformation sous sollicitations de traction et compression s'écrivent respectivement :

$$\begin{aligned}\sigma_t &= (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \\ \sigma_c &= (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl})\end{aligned}$$

En séparant la plasticité de l'endommagement, ces deux relations peuvent être décomposées comme suit :

$$\begin{aligned}\sigma_t &= (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) = \begin{cases} \bar{\sigma}_t = E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \\ d_t = d(\bar{\sigma}_t, \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \end{cases} \\ \sigma_c &= (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) = \begin{cases} \bar{\sigma}_c = E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \\ d_c = d(\bar{\sigma}_c, \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \end{cases}\end{aligned}$$

Avec E_0 la rigidité élastique initiale du béton non endommagé, $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ la déformation plastique en traction, et $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ la déformation plastique en compression. Dans ABAQUS, le comportement uniaxial du béton en traction doit être défini par la relation contrainte-déformation inélastique en traction $\tilde{\varepsilon}_t^{in}$ (ou -déplacement) et en compression par la relation contrainte-déformation inélastique en compression $\tilde{\varepsilon}_c^{ck}$. Les déformations inélastiques en traction et compression peuvent être calculées selon **ABAQUS documentation, 2013** [279] comme suit:

$$\begin{aligned}\tilde{\varepsilon}_t^{ck} &= \varepsilon_t - \frac{\sigma_t}{E_0} \\ \tilde{\varepsilon}_c^{in} &= \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_0}\end{aligned}$$

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

$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \tilde{\varepsilon}_c^{in} - \frac{d_c}{(1-d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0}$$

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

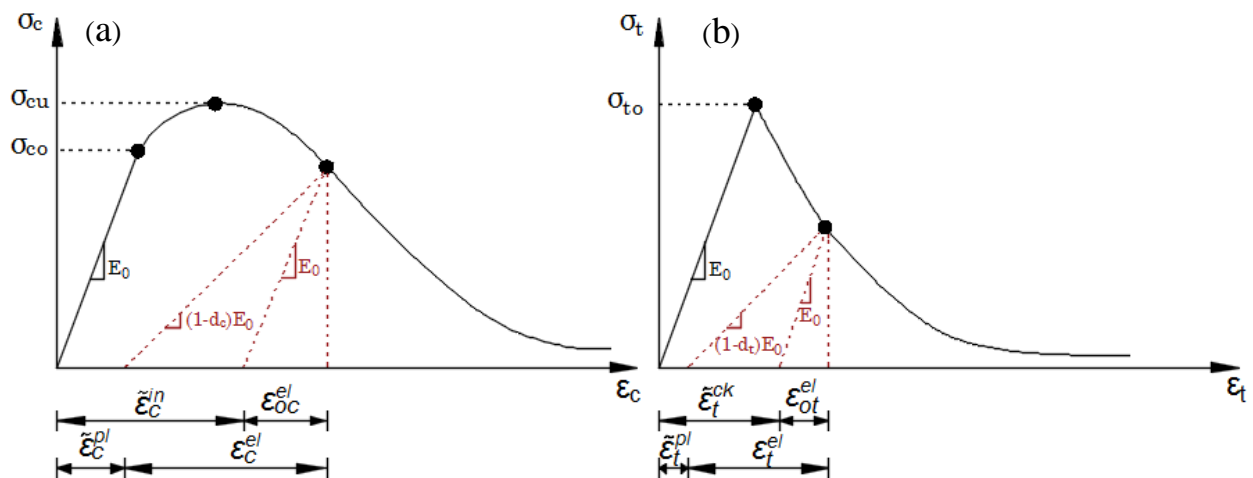


Figure 6.1 : Comportements uniaxiaux du béton; (a) en compression avec illustration des déformations plastiques et inélastiques; (b) en traction avec illustration des déformations plastiques et de fissuration.

6.1.1 Critère de Plasticité

La surface de charge représente la surface dans l'espace de contrainte entourant le volume de la région élastique. Cela signifie que les états de contrainte à l'intérieur de la surface sont élastiques, alors que les états de contraintes à la surface ont atteint le point d'élasticité et sont devenus plastiques. Le domaine d'élasticité est défini sous la forme d'une fonction de charge $F(\sigma)$. Pour un matériau plastique parfait, nous notons :

$$F(\sigma) \leq 0$$

Dans le cas d'un matériau écrouissable, le domaine d'élasticité n'est plus fixe ce qui signifie que la fonction de charge évolue. Elle dépend également de paramètres d'écrouissage Y (scalaires ou tensoriels) et on note :

$$F(\sigma, Y) \leq 0$$

Il n'y a évolution des variables plastiques que lorsque le point de charge est situé sur la frontière du domaine d'élasticité. La fonction de charge qui est implémentée dans le modèle CDP est une adaptation du critère de plasticité de Drucker-Prager et permet de déterminer la rupture sous des contraintes normales et de cisaillement. Tout comme dans le critère de Drucker-Prager, la fonction de charge est basée sur les deux invariants du tenseur des contraintes effectives, la pression hydrostatique \bar{p} (ou II) et la contrainte équivalente de Mises \bar{q} (ou J2). L'évolution de la surface de charge est contrôlée par les variables d'écrouissage $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ et $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$. En termes de contraintes effectives, la fonction de charge prend la forme :

$$F = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})\langle \hat{\sigma}_{max} \rangle - \gamma\langle -\hat{\sigma}_{max} \rangle) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) = 0$$

Avec:

$$\alpha = \frac{(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}})^{-1}}{2(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}})^{-1} - 1} \quad 0 \leq \alpha \leq 0.5$$

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha)$$

$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1}$$

$$\bar{p} = \frac{1}{3} \text{trace}(\bar{\sigma})$$

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2} (\bar{S} : \bar{S})}$$

Avec \bar{S} la partie déviatorique du tenseur des contraintes effectives définie comme suit :

$$\bar{S} = \bar{\sigma} + \bar{p}I$$

$\hat{\sigma}_{max}$ est la contrainte maximale principale effective et σ_{b0}/σ_{c0} le ratio entre la résistance initiale du béton en compression biaxiale et celle uniaxiale. Les valeurs expérimentales de σ_{b0}/σ_{c0} se situent entre 1.10 et 1.16 **Lubliner et al. 1989** [249] donnant donc des valeurs de α entre 0.08 et 0.12. Ce ratio est fixé par défaut à 1.16 selon **ABAQUS documentation, 2013** [279] sur la base des résultats expérimentaux fiables de **Kupfer et al. 1969** [202]. Les contraintes effectives de traction $\bar{\sigma}_t$ et de compression $\bar{\sigma}_c$ correspondant respectivement aux variables d'écrouissage $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ et $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ qui contrôlent l'évolution de la surface de charge sont calculées à partir des données du comportement uniaxial du béton en traction et compression. Une fois α connue, la fonction $\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})$ peut être déterminée. Cette fonction

$\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})$ apparaît dans la fonction de charge, lorsque la contrainte algébrique maximale effective $\widehat{\sigma}_{max}$ est positive. L'accolade de Macauley $\langle \widehat{\sigma}_{max} \rangle$ est définie comme suit :

$$\langle \widehat{\sigma}_{max} \rangle = \begin{cases} 0 & \text{si } \widehat{\sigma}_{max} \leq 0 \\ \widehat{\sigma}_{max} & \text{si } \widehat{\sigma}_{max} > 0 \end{cases}$$

Il est à noter qu'en compression biaxiale où $\widehat{\sigma}_{max} = 0$ la fonction $\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})$ n'est pas active, seul le paramètre α intervient. La forme de la surface de charge est définie par le paramètre K_c inclus dans l'expression du paramètre γ . Le paramètre γ intervient seulement en compression triaxiale où $\overline{\sigma}_{max} < 0$. Soit TM et CM désignant respectivement le méridien de traction ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$) et le méridien de compression ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$) sur la surface de charge. Sur TM et CM on a respectivement:

$$\begin{aligned} \widehat{\sigma}_{max} &= \frac{1}{3}(\bar{p} + 2\sqrt{3\bar{q}}) \quad \text{TM} \\ \widehat{\sigma}_{max} &= \frac{1}{3}(\bar{p} + \sqrt{3\bar{q}}) \quad \text{CM} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} (2\gamma + 3)\sqrt{(3\bar{q})} + (\gamma + 3\alpha)\bar{p} &= (1 - \alpha)f_c \quad \text{TM} \\ (\gamma + 3)\sqrt{(3\bar{q})} + (\gamma + 3\alpha)\bar{p} &= (1 - \alpha)f_c \quad \text{CM} \end{aligned}$$

f_c est la résistance maximale du béton en compression uniaxiale. A partir des deux équations sur les méridiens de traction et compression, on peut définir la variable K_c tel que:

$$K_c = \frac{\sqrt{\bar{q}}^{TM}}{\sqrt{\bar{q}}^{CM}} = \frac{3 + \gamma}{2\gamma + 3} \quad \text{pour une pression hydrostatique } \bar{p} \text{ donnée}$$

K_c est donc le rapport entre la contrainte équivalente de Mises sur le méridien de traction et celle sur le méridien de compression, pour une valeur donnée de la pression hydrostatique \bar{p} et pour une contrainte principale maximale négative. Il peut être également interprété comme un rapport des distances entre l'axe hydrostatique et respectivement le méridien de traction et le méridien de compression dans la section transversale déviatorique. Ce paramètre doit être compris entre $0.5 \leq K_c \leq 1.0$ (0.64 selon **Schickert et Winkler, 1977** [280], 0.66 pour **Richart, 1928** [281] à 0.8 pour **Mills et Zimmerman, 1970** [282]). La valeur par défaut dans **ABAQUS documentation, 2013** [279] est fixée à $K_c = 2/3$, ce qui fait que la forme de la

surface de charge dans la section transversale déviatorique est proche de celle triangulaire de Rankine **Pankaj, 2010** [283]. A titre de comparaison, le critère de Drucker-Prager est circulaire dans le plan déviatorique avec $K_c = 1$. La différence entre les surfaces de charge dans le plan déviatorique pour $K_c = 2/3$ et $K_c = 1$ est montrée sur la **Figure 6.2**. La surface de charge dans l'espace plan des contraintes pour le modèle CDP est également illustrée sur cette figure, où la zone fermée représente les états élastiques de contrainte. Plus récemment **Genikomsou et Polak, 2015** [278] ont montré que l'influence du paramètre K_c sur le comportement structural n'est pas très significative comme on peut le voir sur la **Figure 6.3**.

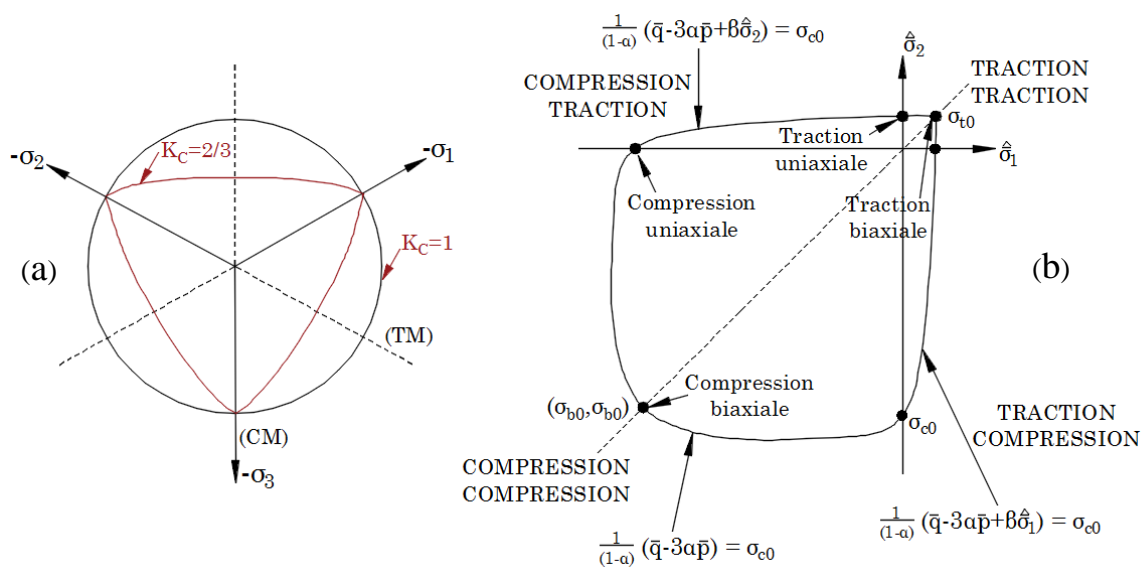


Figure 6.2 : (a) Surface de charge dans le plan déviatorique pour $K_c=2/3$ (modèle CDP) et $K_c=1$ (critère de Drucker-Prager) ; (b) Surface de charge dans le plan des contraintes (CDP).

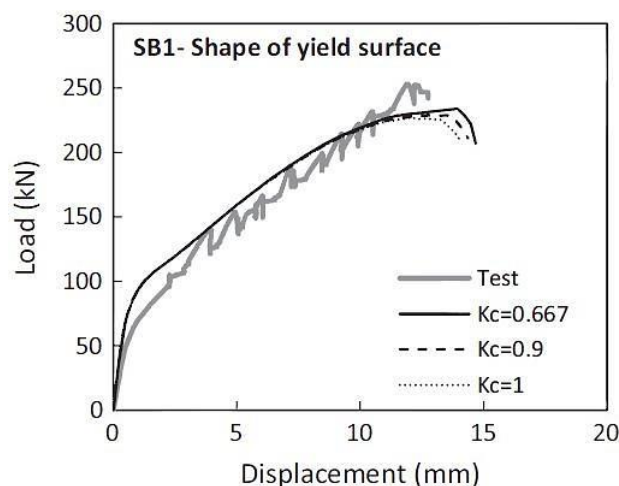


Figure 6.3 : Etude paramétrique sur K_c **Genikomsou et Polak, 2015** [278]

6.1.2 Règle d'écoulement

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

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

$d\lambda$ est le multiplicateur plastique, c'est un paramètre d'érouissage scalaire qui peut varier tout au long du processus de déformation et qui détermine la longueur des déformations plastiques $d\varepsilon^{pl}$. Si $F(\sigma, Y) = G(\sigma, Y)$, la règle d'écoulement est dite associative, et la direction des incréments de déformations plastiques $d\varepsilon^{pl}$ est normale à la frontière du domaine de la fonction de charge $F(\sigma, Y)$. Lorsque $F(\sigma, Y) \neq G(\sigma, Y)$, la règle d'écoulement est dite non associative. $\partial G(\sigma, Y) / \partial \sigma$ représente la direction suivie par $d\varepsilon^{pl}$, c'est normale à la frontière du domaine de la fonction potentiel plastique $G(\sigma, Y)$ et non celle de la fonction de charge $F(\sigma, Y)$ **Pankaj, 2010** [283]. Contrairement aux métaux, une règle d'écoulement non associative est nécessaire pour contrôler la dilatation dans la modélisation des matériaux frictionnels **Chen et Han, 1988** [284].

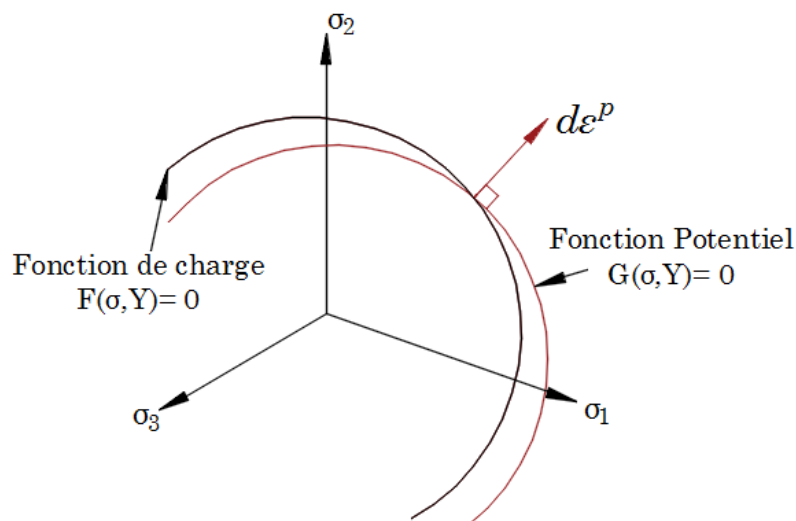


Figure 6.4 : Illustration de la fonction potentielle plastique par rapport à une surface de charge repris de **Pankaj, 2010** [283]

Le modèle de béton CDP dans ABAQUS utilise une règle d'écoulement non associative avec comme fonction potentiel d'écoulement plastique $G(\bar{\sigma})$, celle hyperbolique de Drucker-Prager donnée par:

$$G(\bar{\sigma}) = \sqrt{(\varepsilon\sigma_{t0}\tan\psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p}\tan\psi$$

Avec σ_{t0} est la résistance maximale du béton en traction uniaxiale. ψ est l'angle de dilatation mesuré dans le plan méridien $\bar{p} - \bar{q}$ comme angle d'inclinaison de la fonction potentielle d'écoulement plastique, pour une pression de confinement élevée. L'angle de dilatation contrôle la quantité de changement de volume du béton (dilatation) lorsqu'il est soumis à des états de déformation plastique. Il est supposé constant pendant le chargement plastique. Une étude paramétrique de l'angle de dilatation a été réalisée par **Malm, 2006** [285] pour un béton de résistance normale. Une variation de l'angle de dilatation de 10° à 56° montre que la capacité en cisaillement augmente avec l'augmentation de l'angle de dilatation. Le meilleur accord avec la réponse expérimentale a été obtenu pour un angle de dilatation choisi entre 30° et 40° (**Figure 6.5**). En plus, des valeurs faibles de l'angle de dilatation ont montré un comportement fragile tandis que des valeurs plus élevées ont donné un comportement plus ductile. Selon **Wu JY, 2006** [252] et **Voyiadjis et Taqieddin, 2009** [286], l'angle de dilatation doit être compris entre 31° et 40° . D'après d'autres études expérimentales **Reissen et Hegger, 2013** [287] et **Jankowiak et Lodygowski, 2005** [288], l'angle de dilatation devrait être considéré respectivement comme égal à 37° et 38° . Plus récemment **Genikomsou et Polak, 2015** [278] ont trouvé dans leur étude qu'un angle de dilatation égale à 40° était plus adéquat (**Figure 6.5**).

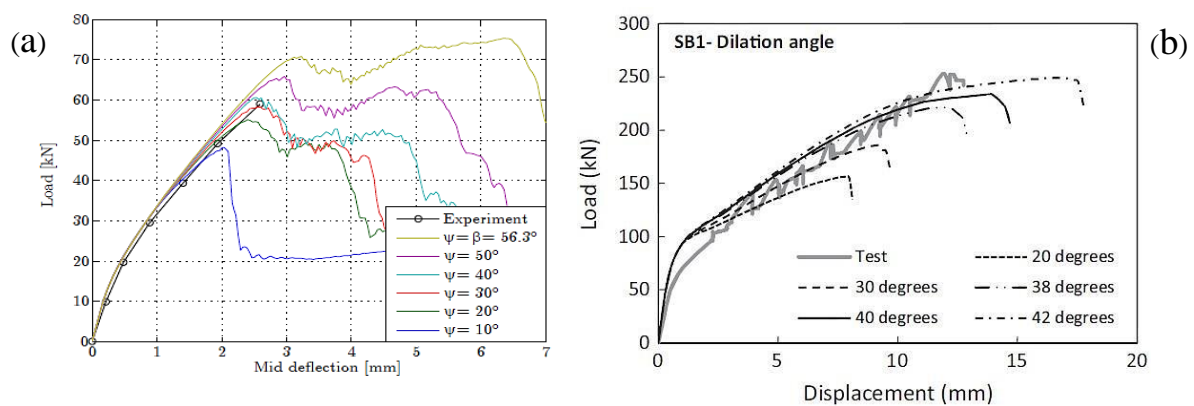


Figure 6.5 : Etude paramétrique de l'angle de dilatation : (a) **Malm, 2006** [285]; (b) **Genikomsou et Polak, 2015** [278]

Le paramètre ε est l'excentricité et permet d'ajuster la forme de la fonction potentielle plastique dans le plan méridien $\bar{p} - \bar{q}$. C'est une petite valeur positive qui exprime le taux d'approche de cette fonction potentiel hyperbolique de son asymptote. En d'autres termes, c'est la longueur (mesurée le long de l'axe hydrostatique) du segment entre le sommet de l'hyperbole et l'intersection des asymptotes de cette hyperbole avec l'axe hydrostatique comme on peut le voir sur la **Figure 6.6**. Selon **Jankowiak et Lodygowski, 2005** [288] l'excentricité peut être calculée comme un rapport entre la résistance du béton en traction uniaxiale et celle en compression uniaxiale.

ABAQUS documentation, 2013 [279] recommande la valeur par défaut $\varepsilon = 0.1$. Lorsque $\varepsilon = 0$, la fonction potentielle dans le plan méridien devient une droite au lieu d'une hyperbole. L'excentricité prise par défaut $\varepsilon = 0.1$ implique que le matériau a pratiquement le même angle de dilatation sur une large gamme de valeurs de contraintes de confinement. L'augmentation de la valeur de ε donne plus de courbure à la fonction potentielle, ce qui implique que l'angle de dilatation augmente plus rapidement lorsque la pression de confinement diminue. Des valeurs significativement inférieures à la valeur par défaut peuvent conduire à des problèmes de convergence si le matériau est soumis à de faibles pressions de confinement **ABAQUS documentation, 2013** [279].

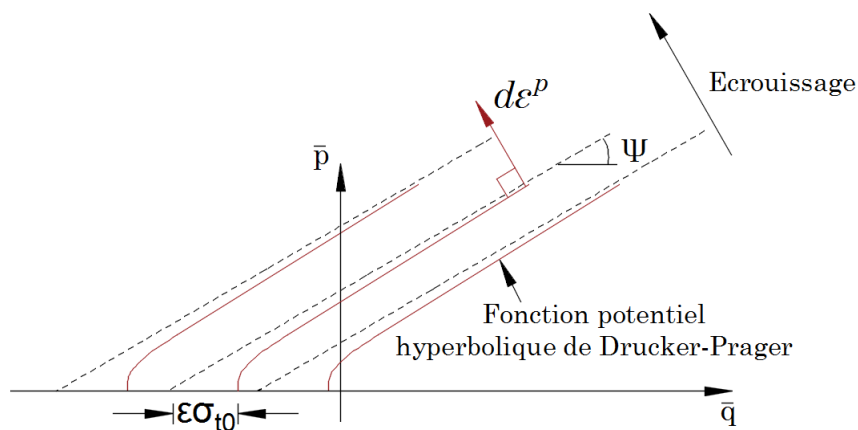


Figure 6.6 : Fonction potentielle plastique dans le plan méridien $p-q$: Illustration de l'excentricité et de l'angle de dilatation

6.2 Concrete Damaged Plasticity model (CDP) Vs Concrete Smearred Cracking model (CSC)

Dans ABAQUS, en plus du modèle de béton CDP, il existe également une autre alternative pour modéliser le comportement non linéaire du béton en utilisant un autre

modèle. Il s'agit du Concrete Smeared Cracking model (CSC). Une première différence entre ces deux modèles numériques de béton est leur fonction de charge. Dans le modèle CSC, la surface de charge est divisée en deux parties (contre une seule fonction de charge pour le CDP): la surface de charge de compression et la surface de charge de détection de la fissuration (voir **Figure 6.7**). Les équations associées sont brièvement décrites ci-dessous et tirées de **ABAQUS documentation, 2013** [279]:

$$F_{compressive} = q - \sqrt{3}a_0p - \sqrt{3}\tau_c = 0$$

$$F_{crack} = q - \left(3 - b_0 \frac{\sigma_t}{\sigma_t^u}\right)p - \left(2 - \frac{b_0}{3} \frac{\sigma_t}{\sigma_t^u}\right)\sigma_t = 0$$

Dans ce modèle, la fissuration est considérée comme l'aspect le plus important du comportement, et la représentation de la fissuration et du comportement après fissuration domine la modélisation. La fissuration est supposée se produire lorsque la contrainte dans l'élément atteint la «surface de détection de fissure (crack detection surface)», c'est-à-dire que l'état de contrainte est principalement de traction. Une fois cette surface atteinte, la fissuration affecte le comportement du béton par un modèle d'endommagement. Pour d'avantage d'informations sur ce modèle, le lecteur est prié de se référer à **ABAQUS documentation, 2013** [279].

Une autre différence entre le CDP et le CSC est lié au critère d'écoulement utilisé. En effet, la règle d'écoulement dans le modèle CSC est une règle d'écoulement associative. Or, nous avons vu précédemment en **section 6.1.2** que le modèle CDP utilise une règle d'écoulement non associative avec la fonction hyperbolique de Drucker Prager comme fonction potentielle d'écoulement. Sur la base de la description de la fonction de charge et du critère d'écoulement dans les deux modèles de béton, on peut conclure que le modèle CDP est celui qui convient effectivement le mieux à notre étude pour les raisons suivantes:

- Le modèle CDP est plus récent et peut être considéré comme une mise à jour du modèle CSC. En outre, il peut être utilisé à la fois avec des méthodes de résolution explicites et implicites dans ABAQUS, tandis que le CSC ne peut être utilisé qu'avec une méthode de résolution implicite qui peut présenter parfois des difficultés de convergence que l'on verra dans les prochaines sections.
- Nous avons vu dans la campagne expérimentale, que la rupture par cisaillement dans les dalles est une rupture triaxiale. Cependant, l'équation de la surface de charge du modèle CSC n'est pas adaptée aux cas de sollicitations en traction et compression triaxiale en

raison de l'omission du troisième invariant du tenseur des contraintes. Cependant, l'équation de la surface de charge dans le modèle CDP fait intervenir le paramètre γ , qui tient compte de l'influence de contraintes triaxiales.

- Une hypothèse d'écoulement associative, tel est le cas dans le modèle CSC surestime généralement la dilatation du béton **ABAQUS documentation, 2013** [279]. En outre, la règle d'écoulement non associative et la fonction de charge complète dans le modèle CDP visent à fournir une simulation plus réaliste du comportement du béton. **Park et Kim, 2005** [289] ont conclu qu'une règle d'écoulement non associative en conjonction avec un modèle de béton elastoplastique avec endommagement est capable de décrire correctement la dilatation du béton due aux dégradations en compression.
- Un essai numérique a été entrepris par **Smith, 1987** [290] pour comparer les deux modèles, sur des éprouvettes cylindriques en béton sous compression uniaxiale et triaxiale. Le modèle CDP s'est avéré plus approprié.

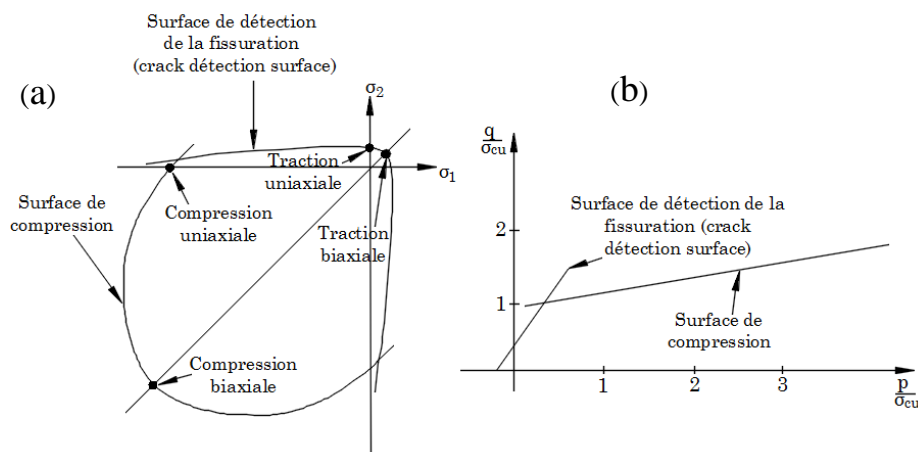


Figure 6.7 : (a) Surface de charge dans le plan des contraintes ; (b) Surface de charge dans le plan méridien (p - q).

6.3 Analyse quasi-statique dans ABAQUS

Dans une analyse non linéaire, le déplacement (charge) doit être appliqué de façon incrémentielle. A la fin de chaque incrément la structure change et une mise à jour des matrices du système doit être envisagée avant de passer au prochain incrément dans l'analyse. Ce changement de la structure est lié à l'évolution des différentes non linéarités qui apparaissent pendant le processus de chargement à savoir: les non-linéarités de comportement liés à la plasticité, et à l'endommagement du matériau, les non-linéarités géométriques lié au fait que la configuration initiale du système s'éloigne de celle finale pour cause de petites ou

grandes déformations, et enfin des non linéarités de contacts qui peuvent être également observés car les surfaces de contacts imposées au début peuvent changer au cours de la transformation. Il existe deux principaux algorithmes de résolution des équations régissant le milieu continu et qui permettent de faire une mise à jour des matrices du système à chaque étape du chargement. Il s'agit du schéma de résolution implicite et explicite. Le qualificatif d'implicite ou d'explicite se rapporte au schéma d'intégration par rapport au temps que l'on détaillera dans les prochaines sections. D'une manière générale, la méthode de résolution explicite est dynamique donc mieux adaptée pour des cas de sollicitation dynamiques, et celle implicite est statique et paraît donc plus adaptée pour notre cas de sollicitation statique.

Cependant dans notre étude, les simulations seront réalisées avec une méthode de résolution explicite avec ABAQUS/Explicit bien que le problème soit statique. En effet, la procédure de résolution utilisée par ABAQUS/Explicit est bien dynamique mais elle peut également être utilisée pour des cas de sollicitations statiques. L'utilisation d'une procédure dynamique pour résoudre des problèmes statiques est qualifiée d'analyse quasi-statique. En effet, une analyse explicite présente un avantage remarquable par rapport à une méthode implicite. Ceci est lié à l'absence d'une matrice de rigidité tangentielle globale et aux problèmes de convergence **Chopra, 2007** [291]. En effet, l'algorithme de résolution dans une méthode implicite nécessite le calcul de l'inverse de la matrice de rigidité. Pourtant le calcul de l'inverse de cette matrice de rigidité « pleine » est une étape de calcul intensif nécessitant un temps de résolution élevé en raison du grand nombre de calcul requis, et cela est particulièrement vrai lorsque de fortes non linéarités sont présents pouvant également conduire à des divergences. Par conséquent, pour des problèmes non linéaires comme le cas de nos dalles en béton armé sous sollicitation de cisaillement, où la fissuration du béton conduit à une réduction de la rigidité, cela pourrait alors causer des problèmes de convergence et un temps de calcul élevé dans une méthode traditionnelle implicite **ABAQUS documentation, 2013** [279].

Par ailleurs dans une analyse explicite l'algorithme de résolution fait juste intervenir l'inverse de la matrice de masse. Cette matrice de masse étant diagonale, son inversion est un processus en une seule étape consistant simplement à faire réciproquer les éléments diagonaux, ce qui est très facile à faire et conduit généralement à des temps de calculs plus faibles et à moins de difficultés de convergences par rapport aux méthodes implicites (lorsqu'il n'y a pas de complexité particulière qui peut inverser la situation). C'est pourquoi une méthode explicite à travers une analyse quasi-statique est plus appropriée dans notre étude. **Genikomsou et Polak, 2015** [278] en utilisant une méthode de résolution quasi-

statique et implicite pour modéliser le comportement de dalles en béton armé sous sollicitations de poinçonnement ont montré qu'une analyse quasi-statique nécessite moins de temps de calcul par rapport à l'analyse implicite et fournit de bons résultats. L'utilisation d'une méthode de résolution quasi-statique nécessite cependant de respecter certaines conditions que l'on présentera dans les prochaines sections.

6.3.1 ABAQUS/implicit (ABAQUS/Standard)

Une procédure entièrement implicite signifie que l'état d'un modèle EF est mis à jour à un instant incrémentiel $t + \Delta t$ sur la base des informations au même instant incrémentiel $t + \Delta t$, tandis que dans une méthode explicite l'état du modèle est mis à jour à $t + \Delta t$ sur la base des informations de l'instant précédent t . Il existe une gamme de procédures de résolution utilisées par les solveurs EF implicites. La méthode itérative la plus commune de Newton-Raphson est celle utilisée dans ABAQUS/implicit. Soit :

$$F(u) = F_{ext} - F_{int}$$

Où F_{ext} est le vecteur des forces extérieures appliquées et F_{int} le vecteur des forces internes créée par les contraintes dans l'élément. L'état de l'analyse est actualisé de façon incrémentielle du temps t au temps $t + \Delta t$ et une estimation du déplacement u est faite, de sorte que pour l' i ème itération on ait:

$$u_{i+1}^{t+\Delta t} - u_i^{t+\Delta t} = \left[\frac{\partial F(u_i^{t+\Delta t})}{\partial u} \right]^{-1} F(u_i^{t+\Delta t}) \quad Eq. (c)$$

Où $u_i^{t+\Delta t}$ est le vecteur des déplacements nodaux pour la i ème itération à l'incrément de temps $t + \Delta t$. La dérivée partielle du côté droit de l'équation est la matrice jacobienne et représente la matrice de rigidité globale $K(u_i^{t+\Delta t})$. Les itérations sont répétées à chaque incrément jusqu'à ce que la convergence soit atteinte. L'équation (c) peut être manipulée et inversée pour produire un système d'équations linéaires:

$$F(u_i^{t+\Delta t}) = K(u_i^{t+\Delta t})(u_{i+1}^{t+\Delta t} - u_i^{t+\Delta t})$$

Pour obtenir $(u_{i+1}^{t+\Delta t} - u_i^{t+\Delta t})$ dans L'équation (c), la matrice de rigidité globale $K(u_i^{t+\Delta t})$ doit être inversée. Un organigramme général illustrant les principales étapes du calcul ainsi que la courbe de chargement sont donnés sur la **Figure 6.8**. L'inversion de cette matrice qui n'est

jamais diagonale en pratique est un processus très coûteux en termes de temps de calcul. Bien que ceci soit une opération coûteuse, l'itération assure qu'un intervalle de temps relativement important peut être utilisé tout en maintenant la précision de la solution **ABAQUS documentation, 2013** [279]. La méthode implicite est inconditionnellement stable et rencontre quelques difficultés quand on considère un modèle tridimensionnel compliqué.

En effet, des complications peuvent apparaître dans un modèle tridimensionnel avec une analyse implicite où la réponse contrainte-déformation du matériau est non linéaire. Dans un tel cas de nombreuses itérations sont habituellement nécessaires pour résoudre un incrément i.e pour converger, et ceci conduit progressivement à une réduction de l'incrément de temps utilisé. Si l'algorithme rencontre de grandes non-linéarités, la convergence peut être impossible à obtenir en pratique. Les instabilités locales rendent également l'équilibre des forces difficile à atteindre selon **ReBelo et al. 1992** [292]. L'intégration implicite nécessitant une opération coûteuse d'inversion de la matrice de rigidité, associé au fait que pour des problèmes fortement non linéaires un grand nombre d'itérations est requis font que le coût total de l'analyse est considérablement augmenté. En plus, dans une telle analyse implicite, à mesure que la taille du modèle augmente, cela requiert une mémoire plus importante et un temps de calcul qui augmente fortement.

Par ailleurs, plusieurs variantes de la méthode de Newton Raphson existent pour améliorer le temps de calcul. La méthode de Newton Raphson modifiée entre autre est une alternative couramment utilisée et convient à des problèmes non linéaires. Dans cette méthode la matrice de rigidité globale n'est recalculée que occasionnellement et dans les cas où elle est asymétrique, il n'est pas nécessaire de calculer sa valeur exacte. Cette méthode converge très bien en utilisant une estimation symétrique de la matrice de rigidité **ABAQUS documentation, 2013** [279].

6.3.2 ABAQUS/Explicit

La procédure explicite considère le système comme dynamique et est basée sur la mise en œuvre d'une règle d'intégration explicite avec l'utilisation de matrices de masses diagonales. L'équation régissant l'équilibre est intégrée en utilisant le schéma d'intégration par différences finies centrée pour mettre à jour les vitesses et les déplacements associés. Dans cette méthode les vitesses et les accélérations à un instant incrémentiel donné t sont supposées être constantes et sont utilisées pour la résolution à l'instant suivant $t + \Delta t$. Pour chaque

incrément de temps t , connaissant le vecteur des forces extérieures appliquées F_{ext} et celui des forces internes F_{int} , il est possible de calculer les accélérations nodales (**Figure 6.9**):

$$\ddot{u}^t = [M]^{-1} \cdot (F_{ext}^t - F_{int}^t)$$

Où M est la matrice de masse modale. Cette matrice est diagonale, et son inversion constitue donc un processus trivial comme introduit précédemment, contrairement à la matrice de rigidité globale dans la méthode de résolution implicite. Par conséquent, le calcul à chaque incrément de temps est une opération peu coûteuse en termes de temps de calcul. En intégrant deux fois cette équation à l'aide de la méthode des différences finies centrées, on retrouve le vecteur des déplacements nodaux :

$$\begin{aligned} \dot{u}^{t+\frac{\Delta t}{2}} &= \dot{u}^{t-\frac{\Delta t}{2}} + \frac{\Delta t^{t+\Delta t} + \Delta t^t}{2} \ddot{u}^t \\ u^{t+\Delta t} &= u^t + \Delta t^{t+\Delta t} \dot{u}^{t+\frac{\Delta t}{2}} \end{aligned}$$

L'avantage de la méthode explicite apparaît clairement puisque le calcul ne nécessite pas d'itérations et donc les problèmes de convergence ne se posent pas contrairement au cas implicite. Ainsi, connaissant le nombre d'incrément de temps et la durée de calcul pour chaque incrément, il est possible de déterminer d'avance le temps nécessaire pour l'analyse. Cependant l'algorithme d'intégration explicite est conditionnellement stable, de sorte que les incréments de temps doivent satisfaire :

$$\Delta t \leq \frac{2}{w_{max}}$$

Où w_{max} est la fréquence propre maximale du système. Dans le cas de fortes non linéarités, il est quasi-impossible de calculer la fréquence exacte la plus élevée du système. Pour cela, ABAQUS utilise une estimation conservatrice et pratique de Δt . Il suppose que la plus grande fréquence du système global est inférieure à la fréquence maximale associée au plus petit élément qui existe dans le maillage. Ainsi, la formule utilisée dans ABAQUS/Explicit est la suivante :

$$\Delta t = \min\left(\frac{L_e}{C_d}\right)$$

Où L_e est la longueur caractéristique du plus petit élément du maillage et C_d la vitesse de propagation d'onde dans le matériau :

$$C_d = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}}$$

λ et μ sont respectivement le premier et le second coefficient de Lamé, et ρ la densité du matériau. Avant chaque analyse, ABAQUS/Explicit calcule automatiquement Δt et l'utilise durant toute l'analyse. L'utilisateur peut introduire une valeur de Δt à condition qu'elle soit inférieure au Δt calculé par ABAQUS.

En outre, dans le cas du solveur explicite, le coût de la solution est proportionnel à la taille du modèle. Il n'y a pas d'augmentation spectaculaire de la mémoire ou du temps de calcul à mesure que la taille du modèle augmente comme c'est le cas dans la solution implicite. Une relation linéaire existe entre la taille du modèle et le temps de solution **ReBelo et al. 1992** [292].

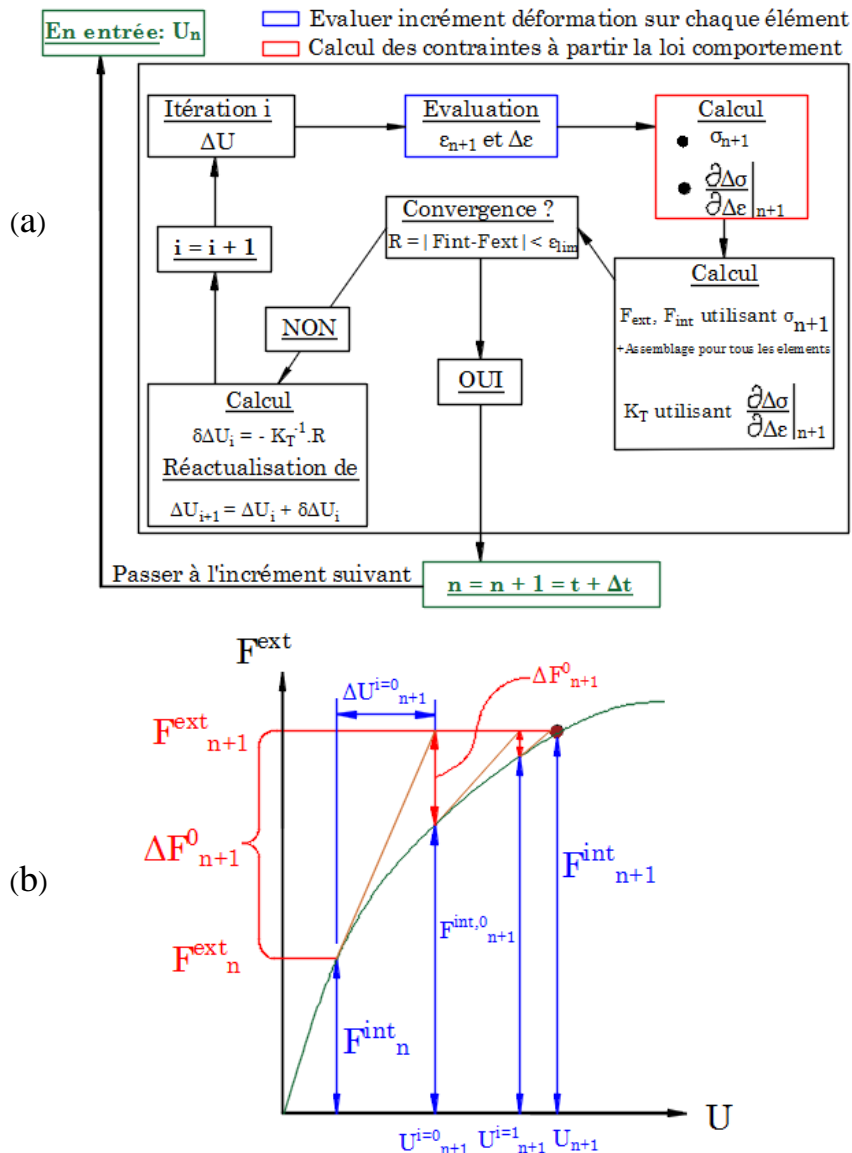


Figure 6.8 : Schéma statique implicite : (a) Organigramme de résolution ; (b) Courbe de charge

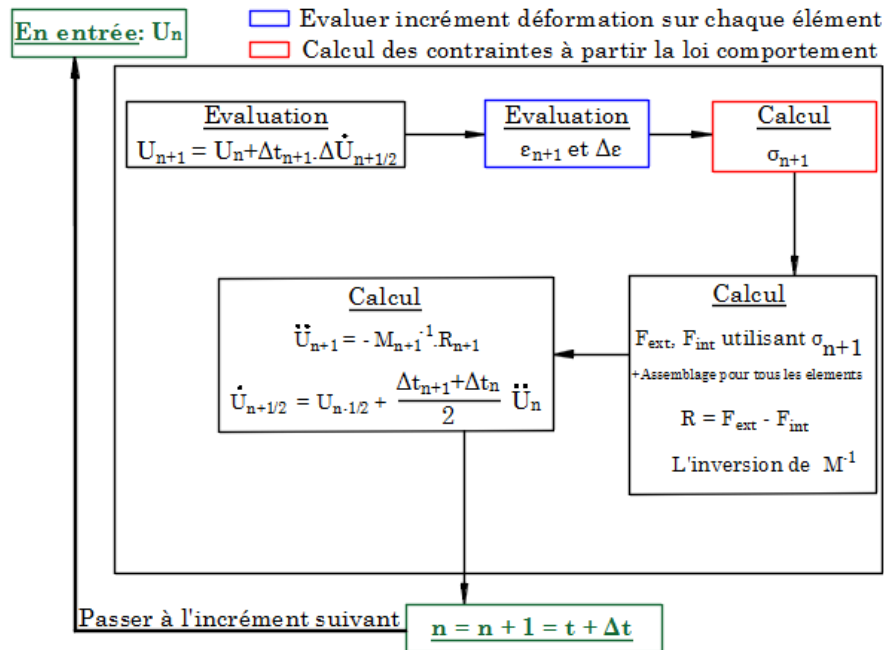


Figure 6.9 : Organigramme de résolution en utilisant un schéma explicite dynamique

6.3.3 Conditions d'analyses quasi-statiques

Il est important lors d'une simulation quasi-statique que les charges soient appliquées assez lentement par rapport à la période naturelle fondamentale T du modèle de façon à ce que l'énergie cinétique globale générée par les forces d'inerties soit négligeable devant l'énergie de déformation interne. On évite donc que les forces inertielles n'affectent la réponse mécanique et fournissent des résultats dynamiques irréalistes. Pour réduire les effets dynamiques **Kutt et al. 1998** [293] recommandent que le rapport entre la durée du chargement et la période naturelle fondamentale du modèle soit supérieur à 5. **ABAQUS documentation, 2013** [279] propose d'utiliser une période de chargement plus élevée soit au moins 10 fois la période naturelle fondamentale T du modèle, de façon à obtenir un ratio : énergie cinétique totale/énergie de déformation interne totale, maximal de 5%. Il a été démontré qu'en maintenant le rapport de l'énergie cinétique sur l'énergie de déformation interne totale à $<5\%$, les effets dynamiques dans le modèle sont négligeables **Chung et al. 1998** [294], **Kim et al. 1998** [295]. ABAQUS recommande aussi pour une analyse quasi-statique d'utiliser un profil de chargement lisse (smooth step) qui est une fonction progressive de chargement dans le temps permettant également de minimiser les efforts dynamiques dans le processus de calcul (**Figure 6.10**).

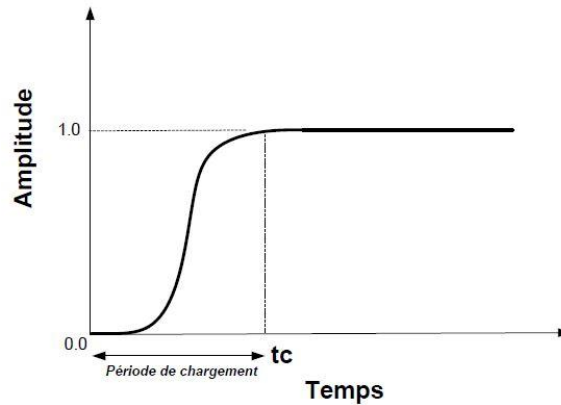


Figure 6.10 : Exemple d'un profil de chargement lisse (smooth step) défini dans ABAQUS

6.3.4 Eléments finis pour le béton et les armatures

6.3.4.1 Modélisation du béton

L'approche par éléments finis est essentiellement basée sur une notion d'éléments. Chacun de ces éléments doit être décrit suivant son type à partir des nœuds sommets caractérisant sa géométrie. De manière très synthétique, il s'agit en fait de décrire la structure à partir de points, de lignes, de surfaces ou de volumes, chacune de ces entités géométriques devant être associée à un type d'élément. Dans notre étude, le béton sera représenté à l'aide d'un élément fini volumique du type C3D8R disponible dans ABAQUS/Explicit. L'élément C3D8R est un élément hexaédrique linéaire à huit nœuds avec un seul point d'intégration (C-Continu; 3D-3 Dimensions; 8-8nœuds; R-Intégration Réduit). Son équivalent en intégration complète est le C3D8 (**Figure 6.11**). Le choix de l'élément a une importance capitale sur le résultat de la modélisation. Nous avons préféré dans notre étude le C3D8R au C3D8 pour éviter les difficultés qui peuvent éventuellement apparaître en utilisant des éléments à intégration complète.

En effet une intégration complète de la matrice de rigidité entraîne une surélévation de la raideur du système étudié. Cette surestimation propre à toute méthode de type déplacement, peut d'ailleurs être particulièrement pénalisante pour les éléments finis discrétisant une structure en situation mince ou élancée et conduire à un véritable blocage de l'élément (ou verrouillage de l'élément) **GMÛR, 1997** [296]. Un verrouillage du maillage signifie que les déplacements sont infiniment petits lorsque celui-ci est chargé de manière quelconque (comme dans le cas de matériaux incompressibles), ce qui engendre bien évidemment de faux résultats. Selon **ABAQUS documentation, 2013** [279], l'élément C3D8 a tendance à être trop

rigide en flexion et pourrait mal se comporter pour des matériaux présentant un comportement plastique.

Il est possible d'atténuer ces effets indésirables qui peuvent apparaître avec une intégration complète, par appel d'une règle de quadrature d'un ordre inférieur, il s'agit de l'intégration réduite. Cette intégration réduite tel est le cas pour le C3D8R choisi pour notre étude permet de corriger l'excès de raideur du modèle. A cet avantage s'ajoute celui de la diminution du temps de calcul puisque le nombre d'évaluations dans la quadrature réduite est plus faible comparé à l'intégration complète (aussi, un ordre d'intégration moins élevé ne diminue pas forcément la précision). Cependant un inconvénient d'une intégration réduite réside dans l'apparition éventuelle de modes de déformation parasites à énergie de déformation nulle, mais différent des modes classiques de corps rigide. Ces modes artificiels, appelés quelques fois « mécanismes » ou « modes cinématiques » ou encore « mode Hourglass », proviennent de singularités introduites par la technique d'intégration réduite dans la matrice de rigidité et correspondent en fait à de configurations pour lesquelles les éléments infinitésimaux en chacun des points de GAUSS ne subissent aucun déplacement **GMÛR, 1997** [296] donc aucune déformation comme on peut le voir sur la **Figure 6.12**. Ces mécanismes peuvent apparaître même pour des degrés plus élevés d'interpolations.

ABAQUS/Explicit offre plusieurs algorithmes de contrôle de Hourglass : Relaxed Stiffness, Enhanced, Stiffness, Viscous et combiné Stiffness/Viscous. Le contrôle activé par défaut est Relaxed Stiffness, et semble le mieux convenir pour les applications avec matériau adoucissant. Le ratio qui définit l'énergie totale consommée par le mode de Hourglass divisée par l'énergie totale interne de déformation doit être également surveillé et une valeur limite de 5% est considérée acceptable. **ABAQUS documentation, 2013** [279] montre également que le Hourglass mode peut être résolu si on utilise plusieurs éléments à travers l'épaisseur du modèle.

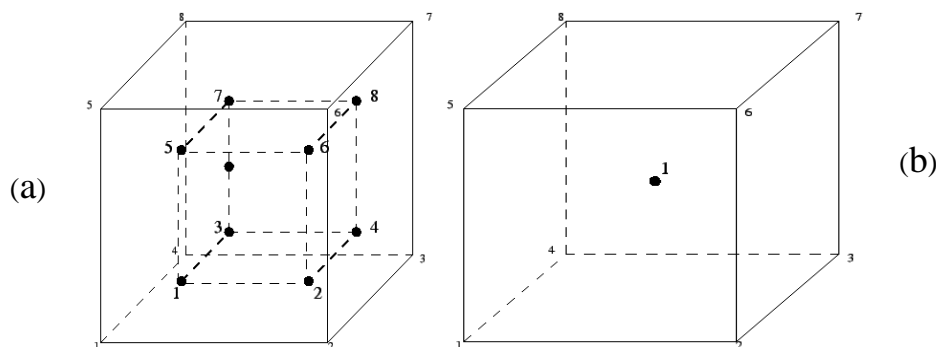


Figure 6.11 : (a) C3D8 avec intégration complète ; (b) C3D8R avec intégration réduite

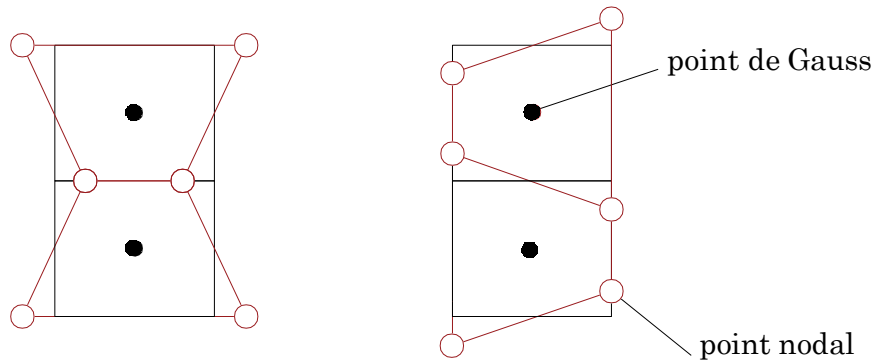


Figure 6.12 : Mécanisme de Hourglass, les deux points d'intégration ne sont soumis à aucun déplacement

6.3.4.2 Modélisation de l'armature

Element de poutre (BEAM)

Dans ABAQUS, les armatures peuvent être modélisées comme élément de poutre « beam ». L'élément « beam » est une approximation unidimensionnelle du continuum tridimensionnel. Il n'est utilisable que lorsque les dimensions de la section transversale sont petites par rapport à la direction axiale, ce qui est le cas pour les armatures. ABAQUS dispose d'une variété d'éléments de poutre. On peut d'abord distinguer les éléments de poutre qui sont en accord avec la théorie des poutres d'Euler-Bernoulli avec trois modes de déformation possibles comprenant un étirement axial, une flexion et une torsion dans l'espace 3D. Ces éléments ne tiennent pas compte de la flexibilité au cisaillement (La section droite reste perpendiculaire à l'axe de la poutre après déformation). Parmi ces éléments disponibles dans ABAQUS on peut citer le B23, B33 et B34 qui sont des éléments à 2 nœuds à interpolation cubique (disponibles seulement dans ABAQUS/Standard). D'une manière générale ces éléments sont plus efficaces pour modéliser des structures d'épaisseur relativement minces.

Ensuite une seconde variété d'éléments de poutre dans ABAQUS est celle qui offre une plus grande souplesse associée à la déformation par cisaillement transversal entre l'axe de la poutre et sa section transversale. Ces éléments de poutres vérifient la théorie des poutres de Timoshenko. Ils sont considérés comme utiles pour modéliser des structures épaisses, dont la flexibilité au cisaillement peut être importante. Au fur et à mesure que la structure devient mince, la théorie de Timoshenko devient proche de celle d'Euler-Bernoulli. Parmi ces éléments disponibles dans ABAQUS on peut citer le B21 et B31 qui sont des éléments à 2 nœuds à interpolation linéaire, puis le B22 et B32 qui sont des éléments à 3 nœuds à interpolation quadratique.

Element de barre (TRUSS)

Dans ABAQUS, les armatures peuvent être également modélisées comme élément de barre ou élément de treillis « Truss ». Ce sont des éléments qui peuvent reprendre uniquement des efforts de traction ou de compression. Ils n'ont pas de résistance à la flexion et sont utiles pour la modélisation de cadres ou épingles. L'élément de barre T3D2 à 2 nœuds et interpolation linéaire est disponible dans ABAQUS.

Dans notre étude, afin de prendre en compte l'aptitude flexionnelle des armatures longitudinales et leur flexibilité au cisaillement, ces derniers seront modélisées comme élément de poutre « beam ». L'élément B31 à 2 nœuds et interpolation linéaire est choisi. Par ailleurs, Il est à noter que l'effet de goujon des armatures ne peut être entièrement pris en compte en modélisant simplement les armatures comme éléments de poutre puisque son action dépend de plusieurs paramètres des matériaux acier et béton et de leur interaction tel qu'abordé en **section 2.1.2.4**. Un modèle de liaison élaboré plus complexe et nécessitant plus d'investigations serait plus apte.

6.4 Lois de comportement uniaxiale du béton

Etant donné que le comportement uniaxial du béton définit l'évolution de la surface de charge dans une analyse EF, alors la définition des propriétés mécaniques et des courbes de comportement uniaxial du béton s'avèrent très importante. Dans les simulations numériques qui seront présentées dans le prochain chapitre, les propriétés mécaniques du béton utilisées à savoir sa résistance en compression uniaxiale $f_{cm,meas}$, celle en traction uniaxiale f_{ctm} et sa rigidité élastique E_0 sont celles obtenues expérimentalement, tandis que les courbes de comportement uniaxiales sont obtenues en utilisant des modèles mathématiques de la littérature que l'on présentera dans les prochaines sections.

Nous avons vu en **section 5.2.1.3** que le béton en compression et traction uniaxiale présentait un comportement post-pic adoucissant marqué par une localisation des déformations et de l'endommagement dans une bande de localisation ayant une certaine largeur. Cependant ce phénomène de localisation, comme nous l'avons évoqué en **section 5.7** à une incidence directe sur la modélisation numérique. En effet, numériquement, la localisation des déformations a lieu dans une bande dont l'épaisseur est contrôlée directement par la taille des éléments finis et à mesure que l'on raffine la taille des éléments finis, la taille de la bande de localisation diminue également. L'énergie de rupture G_f étant liée à la taille de

la bande de localisation (**section 5.2.1.3**), alors raffiner le maillage pourrait aboutir à la rupture d'une structure pour zéro énergie de rupture G_f ce qui n'est pas réaliste. Dans un tel cas les prédictions ne convergent pas vers une solution unique à mesure que le maillage est raffiné. Plusieurs méthodes de régularisation existantes ont été présentées en **section 5.8** pour palier à ce problème afin d'avoir des résultats indépendants du maillage parmi lesquels : la méthode de régularisation énergétique, la théorie non locale intégrale, la formulation en gradient et la théorie du second gradient. Bien que l'utilisation des techniques de régularisation par théorie non locale, par formulation en gradient, ou encore par théorie du second gradient s'emblent plus performant pour régulariser le problème (**section 5.8**), de telles approches nécessitent des développements numériques délicats. Dans notre étude, étant donnée la simplicité de la méthode de régularisation énergétique introduite par **Hillerborg et al. 1976** [101] et **Bazant et Oh, 1983** [230] et basée sur l'énergie de rupture (G_f en traction et G_c en compression), c'est cette dernière que nous utiliserons. Les modèles mathématiques utilisés pour représenter les comportements uniaxiaux du béton en traction et en compression seront par conséquent basés sur l'énergie de rupture G_f pour modéliser les branches post-pic.

6.4.1 Loi de comportement uniaxiale du béton en traction

Avant l'apparition des fissures, le comportement du béton en traction uniaxiale est supposé élastique linéaire et défini par une rigidité élastique initiale E_0 et une contrainte de traction maximale f_{ctm} . Le comportement du béton avant la contrainte maximale f_{ctm} n'est pas dépendant de la taille du maillage. Par contre, la branche post-pic du comportement en traction uniaxiale (partie adoucissante) comme évoqué précédemment, est très sensible à la taille du maillage. L'adoucissement est supposé non linéaire et peut être influencé soit par le taux d'armatures, l'espacement entre les fissures ou la qualité de la liaison entre le béton et l'armature. Le comportement adoucissant du béton en traction est généralement représenté par une relation classique contrainte-déformation à travers la fissure sans la prise en compte d'un critère d'énergie de rupture. Cependant lorsqu'il n'y a pas de renforcement dans des régions significatives d'un modèle EF, l'approche contrainte-déformation (sans critère d'énergie de rupture) pour représenter l'adoucissement du béton en traction peut introduire une sensibilité déraisonnable des résultats vis-à-vis du maillage **Cervenka et al. 2011** [297], **ABAQUS documentation, 2013** [279]. Cette sensibilité est lié au fait que les prédictions ne convergent pas vers une solution unique à mesure que le maillage est raffiné comme discuté précédemment parce que le raffinement conduit à des bandes de fissures plus étroites. Ce

problème se produit généralement si seules quelques fissures discrètes se forment dans la structure, et un raffinement du maillage n'entraîne pas de formation de fissures supplémentaires. Si les fissures sont réparties uniformément (en raison par exemple de l'effet des barres d'armature), la sensibilité des mailles devient moins préoccupante.

Crisfield, 1986 [298] discute de la sensibilité déraisonnable des résultats vis-à-vis du maillage lorsqu'une relation contrainte-déformation sans critère énergétique est utilisée pour représenter l'adoucissement en traction du béton. Il conclut que la proposition de régularisation énergétique de **Hillerborg et al. 1976** [101] est adéquate pour apaiser la préoccupation à de nombreuses fins pratiques. En effet comme nous l'avons vu en **section 5.3.2.1**, Hillerborg définit l'énergie de rupture G_f en utilisant des concepts de rupture fragile. Avec cette approche, le comportement fragile du béton en phase post-pic est caractérisé par une réponse contrainte-déplacement (le déplacement étant l'ouverture de la fissure) au lieu d'une réponse contrainte-déformation classique. Une réponse contrainte-déformation avec cette fois-ci un critère d'énergie de rupture peut également être utilisée par analogie au modèle de **Bazant et Oh, 1983** [230] équivalent au modèle de **Hillerborg et al. 1976** [101] en fissuration diffuse que nous avons présenté en **section 5.3.2.2**. Dans ce cas les déformations sont obtenues en divisant les ouvertures de fissures par h , h étant la largeur de la bande de fissure prise comme étant la largeur de l'élément fini (c'est la longueur caractéristique du matériau l_c).

Dans notre étude, en raison de la rupture fragile du béton, une relation contrainte-ouverture de fissure est utilisée pour représenter le comportement adoucissant en traction. Cette relation est associée à l'énergie de rupture G_f pour limiter le phénomène de localisation afin de réduire la sensibilité des résultats vis-à-vis du maillage. Il existe trois principales options de relation contrainte-déplacement pour modéliser le comportement d'adoucissement en traction du béton à savoir : exponentielle, bilinéaire et linéaire. La relation exponentielle que nous utiliserons dans notre travail et jugée selon **Karihaloo, 2003** [299] comme étant la plus précise est celle dérivant des essais expérimentaux de **Cornelissen et al. 1986** [300] et **Hordijk, 1992** [301] et est exprimée comme suit:

$$\frac{\sigma}{f_{ctm}} = \left[1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] e^{-c_2 \frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) e^{-c_2}$$

Avec

$$c_1 = 3 ; c_2 = 6,93$$

$$w_c = 5,14 \frac{G_f}{f_{ctm}}$$

Où w est la largeur d'ouverture de fissure (mm), w_c est l'ouverture maximale de fissure (mm) atteinte pour $\sigma = 0$; G_f est l'énergie de rupture (N/mm) nécessaire pour créer une fissure sur une surface unitaire; c_1 and c_2 sont des constantes déterminées à partir des essais de traction pour un béton de densité normale.

Il existe différentes équations mathématiques pour calculer l'énergie de rupture G_f . Selon le **CEB-FIP Model Code, 1990** [176] l'énergie de rupture G_{f1} dépend à la fois de la résistance en compression du béton et de la taille des granulats et peut être calculée comme suit:

$$G_{f1} = G_{f0} \left(\frac{f_{cm,meas}}{10} \right)^{0,7} \quad \text{if } f_{cm,meas} \leq 80 \text{MPa}$$

$$G_{f1} = 4,3G_{f0} \quad \text{if } f_{cm,meas} > 80 \text{Mpa}$$

Où G_{f0} (N/mm) est un coefficient lié au diamètre maximale des granulats comme on peut le voir dans le **Tableau 6-1** et $f_{cm,meas}$ la résistance maximale du béton en compression uniaxiale. Par interpolation polynomiale des données du **Tableau 6-1**, la valeur de G_{f0} peut être calculée comme suit:

$$G_{f0} = (0.00005d_{max}^2 - 0.0005d_{max} + 0.026)$$

Avec d_{max} en mm et G_{f0} en Nm/mm. Par conséquent, une valeur de G_{f0} égale à 0.036 N/mm est obtenue pour la dalle S2B ayant un diamètre maximale de granulats d_{max} de 20mm et 0.027 N/mm pour toutes les autres dalles avec un diamètre maximale de granulats de 11.2mm.

Diamètre maximal des granulats d_{max} (mm)	Coefficient G_{f0} (N/mm)
8	0.025
16	0.030
32	0.058

Tableau 6-1 : Détermination de G_{f0} à partir du diamètre maximal des granulats **Rots, 1988** [211]

Selon le **CEB-FIP Model Code, 2010** [275] plus récent, l'énergie de rupture est déterminée différemment. Elle dépend seulement de la résistance maximale du béton en compression uniaxiale $f_{cm,meas}$ et est calculée comme suit:

$$G_{f2} = 73(f_{cm,meas})^{0,18}$$

Les énergies de rupture G_{f1} et G_{f2} suivant respectivement le **CEB-FIP Model Code, 1990** [176] et le **CEB-FIP Model Code, 2010** [275], et les ouvertures maximales de fissures associées w_{c1} et w_{c2} sont calculées pour le béton de chaque dalle et reportées dans le **Tableau 6-2**. Dans notre étude, l'évolution du paramètre d'endommagement en traction d_t du modèle CDP, qui permet de prendre en compte de la dégradation de rigidité du béton en traction a été supposée par simplification en une relation linéaire paramètre d'endommagement-ouverture de fissure. La valeur maximale prise par d_t est supposée être égale à 0.9 ce qui représente la dégradation totale du béton en traction.

En effet les paramètres d'endommagement doivent être définis dans une plage tel que $0 < d \leq 0.99$ car en général, un endommagement excessif peut avoir un effet critique sur le taux de convergence. Il est recommandé d'éviter d'utiliser des valeurs supérieures à 0.99, ce qui correspond à une réduction de rigidité de 99%. La valeur maximale recommandée est de 0.9. Les paramètres d'endommagement peuvent être déterminé linéairement en fonction de la déformation inélastique (ou déplacement). En plus, si des charges cycliques ou dynamiques n'agissent pas, ils peuvent être négligés. Néanmoins, afin de visualiser le schéma de fissuration et sa propagation, il est recommandé de définir le paramètre d'endommagement en traction d_t même pour une analyse statique **Malm, 2006** [285], **Hibbitt et al. 2010** [302], **Genikomsou et Polak, 2015**.

L'endommagement est pris en compte dans la phase post-pic du comportement. La relation linéaire paramètre d'endommagement-ouverture de fissure est illustrée sur la **Figure 6.13**.

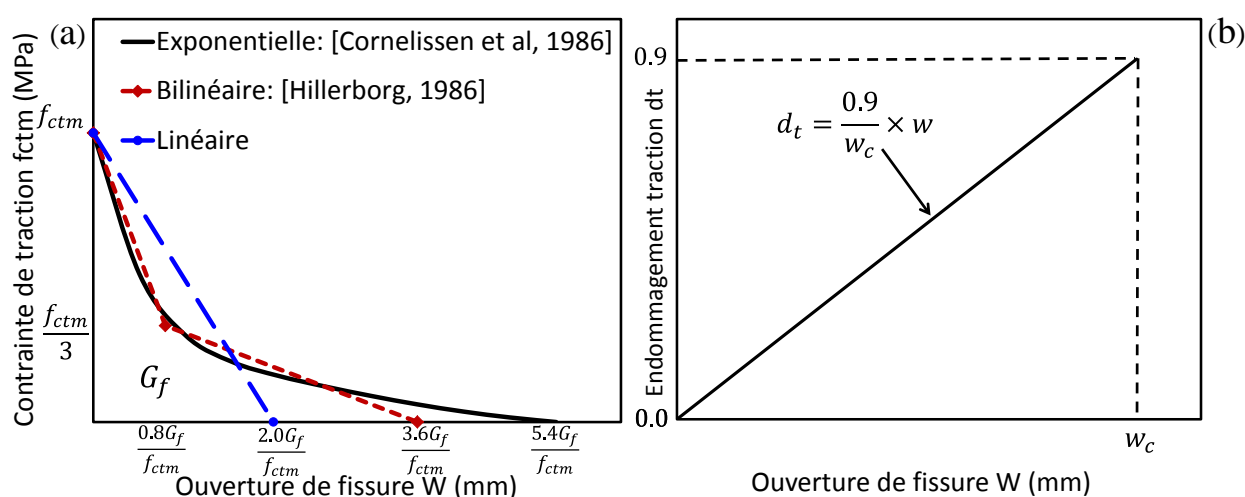


Figure 6.13 : (a) Différents comportements adoucissants du béton en traction ; (b) relation paramètre d'endommagement-ouverture de fissure

6.4.2 Loi de comportement uniaxiale du béton en compression

Tout comme pour la traction, une approche énergétique est utilisée dans notre étude pour représenter le comportement post-pic du béton en compression uniaxiale. Pour appliquer le critère d'énergie de rupture sur le comportement du béton en compression, une relation contrainte-déformation a été utilisée. Le modèle de **Feenstra et De Borst, 1995** [303] a été adopté. Dans ce modèle, comme on peut le voir sur la **Figure 6.14**, le comportement post-pic est représenté par un diagramme parabolique. Avant la contrainte de pic le comportement est représenté d'une part par une branche élastique linéaire jusqu'à un niveau de contrainte équivalent à $1/3f_{cm,meas}$. La branche linéaire-élastique est suivie d'une deuxième branche ascendante jusqu'à la contrainte maximale de compression. La relation contrainte-déformation est formulée comme suit:

$$\bar{\sigma} = \begin{cases} \frac{f_{cm,meas}}{3} \left(1 + 4 \frac{\bar{\varepsilon}}{\varepsilon_e} - 2 \frac{\bar{\varepsilon}^2}{\varepsilon_e^2} \right) & \text{si } \bar{\varepsilon} < \varepsilon_e \\ f_{cm,meas} \left[1 - \left(\frac{\bar{\varepsilon} - \varepsilon_e}{\varepsilon_u - \varepsilon_e} \right)^2 \right] & \text{si } \varepsilon_e < \bar{\varepsilon} < \varepsilon_u \end{cases}$$

La résistance maximale du béton en compression $f_{cm,meas}$ est atteinte pour une déformation équivalente ε_e . Cette déformation est déterminée indépendamment de la taille de l'élément et de l'énergie de rupture en compression et s'exprime comme suit:

$$\varepsilon_e = \frac{4}{3} \frac{f_{cm,meas}}{E_0}$$

La déformation maximale équivalente à la rupture ε_u est définie à partir de l'énergie de rupture en compression G_c et de la largeur de l'élément fini h et s'exprime comme suit :

$$\varepsilon_u = 1,5 \frac{G_c}{hf_{cm,meas}} - \frac{11}{48} \varepsilon_e$$

Dans cette équation l'énergie pré-pic a été prise en compte par un facteur correctif soit $\frac{11}{48} \varepsilon_e$. Afin d'éviter une instabilité locale de type « snap back » la condition suivante doit être vérifiée :

$$\varepsilon_u \geq 1,75 \varepsilon_e$$

Selon **Feenstra et De Borst, 1995** [303] l'énergie de rupture en compression G_c est environ 50-100 fois l'énergie de rupture en traction G_f .

$$G_c = 50 - 100G_f$$

Les énergies de rupture en compression G_{c1} et G_{c2} associées respectivement aux énergies de rupture en traction G_{f1} et G_{f2} , les déformations équivalentes ε_e et les déformations maximales équivalentes associées ε_{u1} et ε_{u2} sont calculées pour le béton de chaque dalle et reportées dans le **Tableau 6-2**. Une valeur maximale de l'énergie de rupture en compression $G_c = 100G_f$ a été adoptée notre étude. Tout comme en traction l'évolution du paramètre d'endommagement en compression d_c qui permet de prendre en compte la dégradation de rigidité du béton en compression est supposée par simplification en une relation linéaire paramètre d'endommagement-déformation. La valeur maximale prise par d_c est supposée être égale à 0.9 et l'endommagement est pris en compte dans la phase post-pic du comportement. La relation linéaire paramètre d'endommagement-déformation est illustrée sur la **Figure 6.14**.

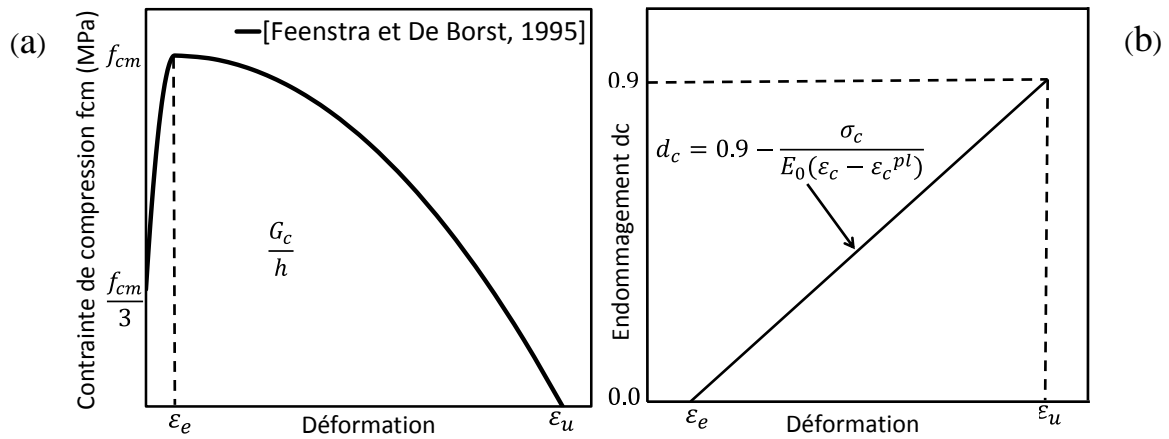


Figure 6.14 : (a) Loi de comportement uniaxiale du béton en compression ; (b) relation paramètre d'endommagement-déformation

Dalles	G_{f1} (MC1990) [N/mm]	G_{f2} (MC2010) [N/mm]	$G_{c1} =$ $100G_{f1}$ [N/mm]	$G_{c2} =$ $100G_{f2}$ [N/mm]	W_{c1} [mm]	W_{c2} [mm]	ε_e [$\times 10^{-4}$]	ε_{u1} [$\times 10^{-4}$]	ε_{u2} [$\times 10^{-4}$]
S1	0.049	0.129	4.9	12.9	0.088	0.231	11.5	151	400
S2	0.059	0.135	5.9	13.5	0.105	0.242	13.0	140	326
S2B	0.070	0.135	7.0	13.5	0.102	0.198	13.7	169	329
S3	0.042	0.124	4.2	12.4	0.090	0.270	9.3	164	492
S4	0.049	0.129	4.9	12.9	0.088	0.231	11.8	151	403
S5	0.064	0.138	6.4	13.8	0.093	0.202	13.9	135	296
S6	0.062	0.137	6.2	13.7	0.092	0.203	13.4	137	307
S7	0.064	0.138	6.4	13.8	0.088	0.189	13.7	138	299
S8	0.084	0.149	8.4	14.9	0.114	0.201	16.9	118	212

S9	0.058	0.135	5.8	13.5	0.093	0.216	12.7	141	330
S10	0.058	0.135	5.8	13.5	0.099	0.229	12.1	140	328

Tableau 6-2 : Propriétés mécaniques du béton des dalles sans effort axial

6.4.3 Loi de comportement des armatures

Nous avons vu en **section 3.4.2** que les barres d'armatures HA utilisées dans la campagne expérimentale sont de type FeE500B avec une limite élastique garantie de 500 MPa et une résistance à la rupture supérieure à 540 MPa. En outre, en présence de résultats de tests de matériaux, il semblerait donc plus adéquat dans les simulations numériques d'utiliser les lois de comportement expérimentales obtenues. Cependant, bien vrai que des essais de traction uniaxiale ont été réalisées sur les différents diamètres d'aciers (**section 3.4.2**), ces essais ont été réalisés sur des diamètres réduits en raison de la capacité réduite de la machine de traction et par conséquent les propriétés mécaniques réelles des aciers sont légèrement sous-estimées. En plus nous avons vu lors de la campagne expérimentale que le comportement post élastique des aciers ne semble pas avoir d'importance puisqu'à la rupture les aciers sont encore dans une phase élastique de comportement, pour cause la déformation maximale mesurée étant inférieure à la déformation élastique obtenue dans les essais de traction uniaxiale (même avec un diamètre réduit).

Par conséquent dans notre étude les simulations seront réalisées en utilisant les propriétés mécaniques recommandées par le type d'acier FeE500B utilisé c'est-à-dire une contrainte limite élastique $f_y=500\text{MPa}$ et une contrainte limite à la rupture $f_u=540\text{MPa}$. Le comportement est élastique-plastique. Le module de Young et le coefficient de Poisson sont pris respectivement égale à 210GPa et 0.3. Un modèle classique de plasticité de métaux est utilisé pour prendre en compte les effets non linéaires éventuels des armatures.

6.5 Synthèse du chapitre 6

Dans ce chapitre, la procédure de modélisation du comportement des dalles en béton armé sous sollicitation quasi-statique de cisaillement en utilisant le logiciel Eléments Finis Abaqus est proposée. Le modèle élastoplastique avec endommagement (CDP-Concrete Damage Plasticity) est choisi pour décrire le comportement mécanique du béton. Le choix du modèle de béton CDP est justifié par sa simplicité et son efficacité par rapport au Smeared

Cracking model (CSC) également disponible dans Abaqus. Dans le modèle la plasticité permet de simuler les déformations irréversibles, et l'endommagement est introduit pour simuler l'effet des dégradations sur la rigidité élastique. Une approche isotrope est utilisée pour la plasticité et l'endommagement. Les dégradations de la rigidité du béton sont considérées dans le modèle pour les comportements différents du béton en traction et compression en introduisant respectivement deux variables d'endommagement scalaires d_t et d_c pouvant varier de 0 à 1. L'évolution de la surface de charge et des variables d'endommagement est pilotée en fonction des déformations plastiques en traction et en compression. La fonction de charge qui est implémentée dans le modèle CDP est une adaptation du critère de plasticité de Drucker-Prager et permet de déterminer la rupture sous des états de contraintes normales et de cisaillement. Le modèle utilise une règle d'écoulement non associative avec comme fonction potentielle d'écoulement plastique, celle hyperbolique de Drucker-Prager.

Le modèle CDP comporte certains paramètres variables qui ont une influence sur les résultats numériques. Il s'agit du paramètre K_c qui définit la forme de la surface de charge dans la section transversale déviatorique. Ce paramètre doit être compris entre $0.5 \leq K_c \leq 1.0$. A titre de comparaison $K_c = 1$ pour le critère de Drucker-Prager à forme circulaire dans le plan déviatorique, tandis que dans le modèle CDP par défaut $K_c = 2/3$ donnant lieu à une forme quasi-triangulaire. Ensuite l'angle de dilatation ψ mesuré dans le plan méridien $\bar{p} - \bar{q}$ comme angle d'inclinaison de la fonction potentielle d'écoulement plastique, pour une pression de confinement élevée. Il contrôle la dilatation du béton lorsqu'il est soumis à des états de déformation plastique. De nombreux auteurs l'ont situé entre environ $30^\circ \leq \psi \leq 40^\circ$. Ensuite l'excentricité ε qui permet d'ajuster la forme de la fonction potentielle hyperbolique dans le plan méridien. Il exprime le taux d'approche de cette fonction de son asymptote. Dans le modèle CDP $\varepsilon = 0.1$ par défaut. Enfin le ratio σ_{b0}/σ_{c0} , rapport entre la résistance du béton en compression biaxiale sur celle uniaxiale, qui par défaut vaut 1.16 dans le modèle CDP sur la base des résultats expérimentaux fiables de **Kupfer et al. 1969** [202]. Un calibrage de ses paramètres sera effectué dans le prochain chapitre.

Les lois de comportement uniaxiales du béton et de l'acier sont présentées. Pour ce qui est du comportement du béton en compression uniaxiale, le modèle contrainte/déformation de **Feenstra et De Borst, 1995** [303] est utilisé. Pour la traction, la relation exponentielle contrainte/ouverture de fissure de **Cornelissen et al. 1986** [300] est adoptée. Ces lois ont des comportements post-pic associés à un critère de régularisation énergétique pour s'affranchir des problèmes de localisation. Des approches différentes pour déterminer l'énergie de rupture

du béton G_f sont présentées : l'approche du **CEB-FIP Model Code, 1990** [176] où l'énergie de rupture dépend à la fois de la résistance en compression du béton et de la taille des granulats et celle du **CEB-FIP Model Code, 2010** [275] où elle dépend uniquement de la résistance en compression du béton. Ces 2 approches seront examinées dans le prochain chapitre. Pour ce qui est du comportement de l'acier, une loi élastique plastique avec écrouissage est utilisée conformément aux résultats de l'essai de caractérisation. Le modèle proposé est combiné à une analyse quasi-statique à schéma de résolution explicite bien que le problème soit statique. L'existence d'éventuelles difficultés de convergence et de temps de calcul relativement élevé dans une méthode traditionnelle implicite justifie le choix d'une méthode explicite. Les procédures de résolutions implicite, explicite ainsi que les conditions d'une analyse quasi-statique sont largement discutées. Le choix des types d'éléments discrétisant la structure est également discuté. Pour le béton l'élément hexaédrique linéaire à huit nœuds avec un point d'intégration est préféré à l'élément C3D8 à intégration complète pour éviter la surélévation de la raideur du système étudié qui peut éventuellement apparaître en utilisant des éléments à intégration complète. Les modes de déformation parasites à énergie de déformation nulle « mode Hourglass » qui peuvent apparaître dans une intégration réduite sont contrôlés dans Abaqus. Pour les armatures l'élément poutre « Beam » B31 est préféré à un élément de barre « Truss ». Sa valeur ajoutée qu'est l'aptitude flexionnelle (flexibilité par rapport au cisaillement transverse aussi, théorie de Timoshenko) par rapport un élément de barre justifie son choix.

Chapitre 7

Vérification et validation du modèle numérique

Dans ce chapitre, on étudie la capacité d'ABAQUS/Explicit à modéliser le comportement quasi-statique des dalles en béton armé sous sollicitation de cisaillement. Le modèle EF est d'abord calibré sur la base de la dalle S2 considérée comme dalle de contrôle. Dans le processus de calibration, l'influence de la taille du maillage, de l'énergie de rupture du béton ainsi que l'effet de divers paramètres du modèle de béton CDP (angle de dilatation, forme de la surface de charge dans le plan déviatorique) sur la précision de l'analyse est étudié. Ensuite, la pertinence du modèle calibré est vérifiée en simulant toutes les dalles testées dans la campagne expérimentale. Les résultats numériques obtenus sont comparés aux résultats des essais en termes de charges de rupture, de déplacements et de modes de rupture.

7.1 Description du modèle Element Fini de la dalle de contrôle S2

La version 6.12 d'ABAQUS/Explicit a été utilisée pour toutes les analyses numériques des dalles. Compte tenu de la symétrie de la géométrie, du ferrailage, du chargement et des conditions aux limites, seule la moitié des dalles a été modélisée. Cette simplification permet de réduire le temps de calcul tout en maintenant la précision des résultats. La discrétisation élément fini en 3D adoptée pour la région béton des dalles a été réalisée à l'aide de l'élément hexaédrique linéaire à huit nœuds C3D8R présenté en **section 6.3.4.1**. Le C3D8R comme discuté dans la même section est muni d'un point d'intégration réduit pour éviter le blocage de l'élément. Les aciers ont été discrétisés par des éléments de poutre. Cette discrétisation a été réalisé à l'aide de l'élément B31 à 2 nœuds et interpolation linéaire présenté en **section 6.3.4.2**. L'hypothèse d'une adhésion parfaite entre l'acier et le béton a été considérée. Cela signifie que les nœuds finaux des tiges d'aciers sont considérés comme des nœuds esclaves aux nœuds principaux du béton et que ces nœuds appartenant aux aciers suivent les déformations des nœuds du béton.

Un profil de chargement lisse (smooth step) tel que recommandé dans une analyse quasi-statique (**section 6.3.3**) a été utilisé afin de minimiser les efforts dynamiques qui pourrait éventuellement apparaître dans le processus de calcul. Le chargement consiste en un

champ de pression appliqué sur la face supérieure de la dalle par l'intermédiaire d'un vérin dont la surface varie en fonction de la dalle analysée conformément aux essais. Le principe de déplacement imposé est utilisé dans la zone de contact entre le vérin et la dalle. Les dalles sont simplement appuyées sur leurs quatre côtés en modélisant quatre appuis à rigidité parfaite. La **Figure 7.1** montre la géométrie de la dalle, les conditions aux limites appliquées, la disposition des armatures et le maillage.

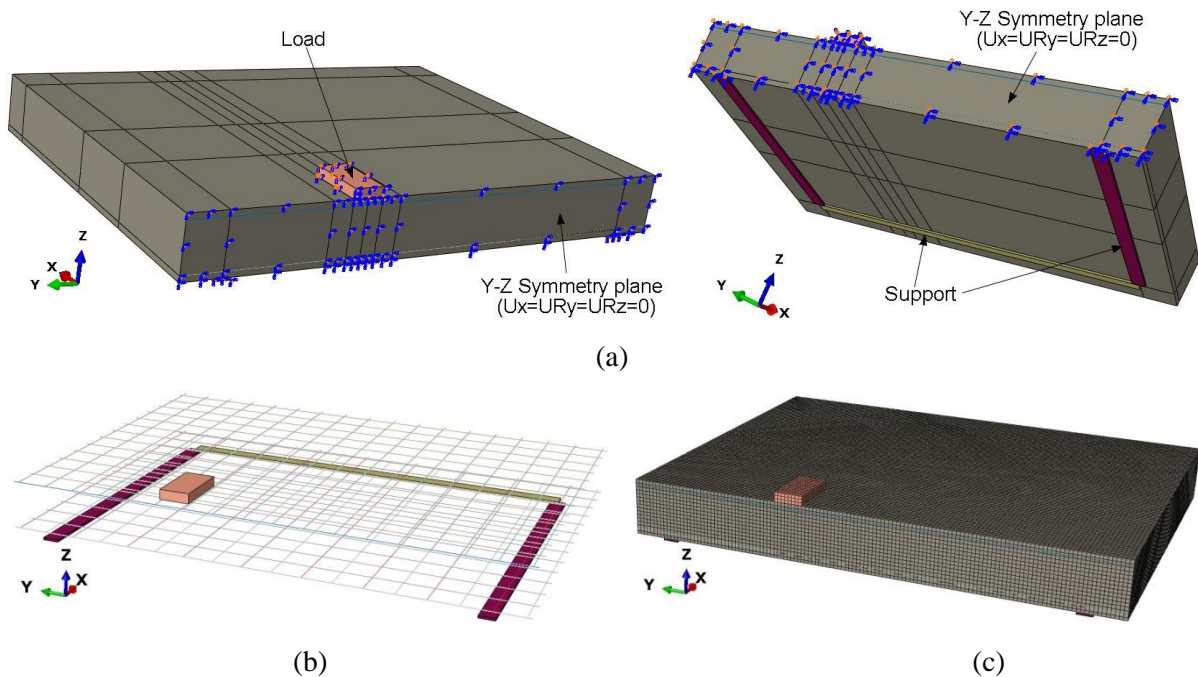


Figure 7.1 : Dalle S2: (a) Géométrie et conditions aux limites; (b) disposition des armatures; (c) maillage éléments finis

7.2 Calibrage du modèle de la dalle de contrôle S2

7.2.1 Influence de la taille du maillage

Une étude de convergence du maillage a d'abord été réalisée dans notre modèle. La modélisation de la dalle S2 est réalisée avec trois maillages différents, un maillage grossier, moyen et fin associé respectivement aux tailles de mailles $h=25\text{mm}$, 20mm et 15mm . Ces valeurs ont été choisies de façon à ce que les tailles des éléments soient plus grandes que le diamètre maximal des granulats (11.2mm) et également pas trop grandes, ce qui conduirait à un maillage très grossier pouvant entraîner éventuellement l'apparition d'un mode Hourglass dans l'élément C3D8R comme discuté en **section 6.3.4.1**. Les courbes charge-déplacement et les schémas de fissuration obtenus pour les différentes tailles de maillage sont montrés

respectivement sur les **Figure 7.2** et **Figure 7.4**. Le schéma de fissuration est visualisé à partir des déformations plastiques maximales principales.

On peut remarquer sur la **Figure 7.2** que les résultats obtenus sont quasiment identiques à ceux de **Xenos et Grassl, 2016** [272] avec une méthode de régularisation de type énergétique employée dans l'étude numérique du cisaillement d'une poutre, que nous avons présenté en **section 5.8.5**. En effet, comme on peut le voir, les charges de rupture et les déplacements obtenus dans notre étude pour la dalle S2 sont dépendants de la taille du maillage malgré le fait qu'une méthode de régularisation énergétique de type Hillerborg ait été utilisée pour éviter ce problème. En plus, il n'y a pas de tendance nette visible en ce qui concerne la taille du maillage, puisque les charges de rupture les plus basses et les plus élevées sont obtenues respectivement avec le maillage moyen $h=20\text{mm}$ et le maillage fin $h=15\text{mm}$. La dépendance du maillage avec l'approche de régularisation énergétique est également perceptible sur les schémas de fissuration (**Figure 7.4**). Le mode de rupture obtenu est bien une rupture par cisaillement. Cependant on peut remarquer que plus la taille du maillage est petite, plus cela conduit à une bande étroite de localisation des déformations et par conséquent la largeur de la fissure diagonale de rupture devient plus petite.

Genikomsou et Polak, 2015 [278] dans leur étude sur la modélisation du poinçonnement de dalles en béton armé ont également trouvé qu'une méthode de régularisation énergétique ne permettait pas de résoudre complètement le problème de dépendance des résultats vis-à-vis du maillage. Les méthodes de régularisation énergétiques de type Hillerborg, de type Bazant (avec une loi de comportement contrainte-déformation en traction), ou même une régularisation viscoplastique n'ont pas permis de résoudre le problème. Néanmoins dans leur étude, une taille de maillage adéquate donnant des résultats plus précis a été utilisée pour les simulations.

Xenos et Grassl, 2016 [272] ont trouvé comme discuté en **section 5.8.5**, qu'une méthode de régularisation par théorie non-locale intégrale était plus performante pour résoudre le problème de dépendance des résultats vis-à-vis du maillage. Les auteurs montrent qu'avec cette technique de régularisation, les charges de ruptures et les largeurs de bande de fissuration restent inchangées quel que soit le maillage. Cette méthode de régularisation nécessite des développements numériques très délicats et pourrait constituer une perspective intéressante à notre travail dans le but d'améliorer le modèle EF.

Dans notre étude, le maillage moyen avec une taille $h=20\text{ mm}$ a donné la meilleure corrélation conservatrice avec l'essai en terme de charge de rupture (**Tableau 7-1**). Cette taille de maille a donc été choisie dans les simulations ultérieures de toutes les dalles. Ce

choix repose non seulement sur la charge de rupture mais également sur une meilleure visualisation du schéma de fissuration.

En outre on peut remarquer sur les courbes charge-déplacement obtenues numériquement un comportement post-élastique différent de l'essai. En effet le modèle numérique après la phase élastique semble légèrement plus rigide que l'essai. Cela pourrait être attribué au fait que dans les essais, le déplacement est mesuré avec comme référence le sol (plancher du laboratoire). Comme mentionné précédemment en **section 3.2.1.1**, la dalle est simplement appuyée sur quatre appuis créés par un système de support rigide. Cependant entre la dalle et le support rigide, un lit de mortier est mis en place afin d'assurer un contact régulier et garantir l'uniformité de l'appui. Ce système de support et la couche de mortier pourrait entraîner un léger tassement sous l'effet de la charge appliquée, ce qui pourrait augmenter le déplacement total de la dalle par rapport au sol. Dans la simulation numérique, ce léger tassement du au système de support et à la couche de mortier n'est pas prise en compte (le système d'appui est entièrement rigide) et pourrait expliquer pourquoi la rigidité post élastique dans la réponse charge-déplacement prédite par le modèle EF est légèrement plus élevée que celle obtenue expérimentalement. **Genikomsou et Polak, 2015** [278] dans leur étude ont également trouvé que la rigidité post élastique du modèle EF était légèrement plus élevée que celui de l'essai. Selon les auteurs cela pourrait tout simplement être due à une microfissuration initiale des dalles avant l'essai en raison par exemple d'un phénomène de retrait ou même de manutention. Le même constat est également fait dans les études de **Xenos et Grassl, 2016** [272]. Afin d'illustrer la comparaison avec nos résultats, les résultats de **Xenos et Grassl, 2016** [272] et de **Genikomsou et Polak, 2015** [278] sont montrés sur la **Figure 7.2**. Par conséquent, une recherche sur une prédiction plus précise de la réponse structurale des dalles par le modèle EF pourrait également s'intégrer comme une perspective intéressante à notre étude.

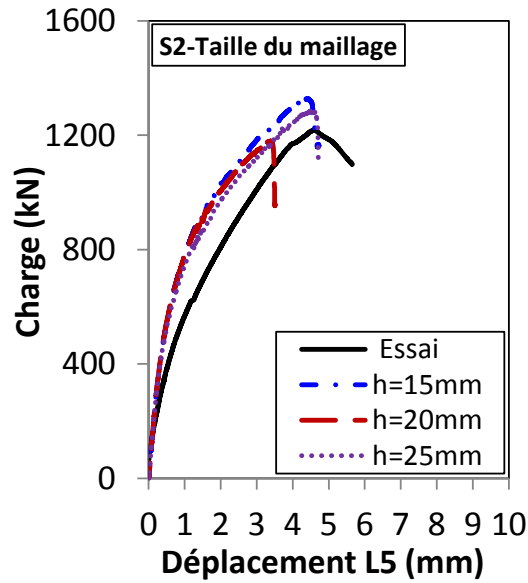


Figure 7.2 : Dalle S2 : Influence de la taille du maillage sur le comportement global charge-déplacement

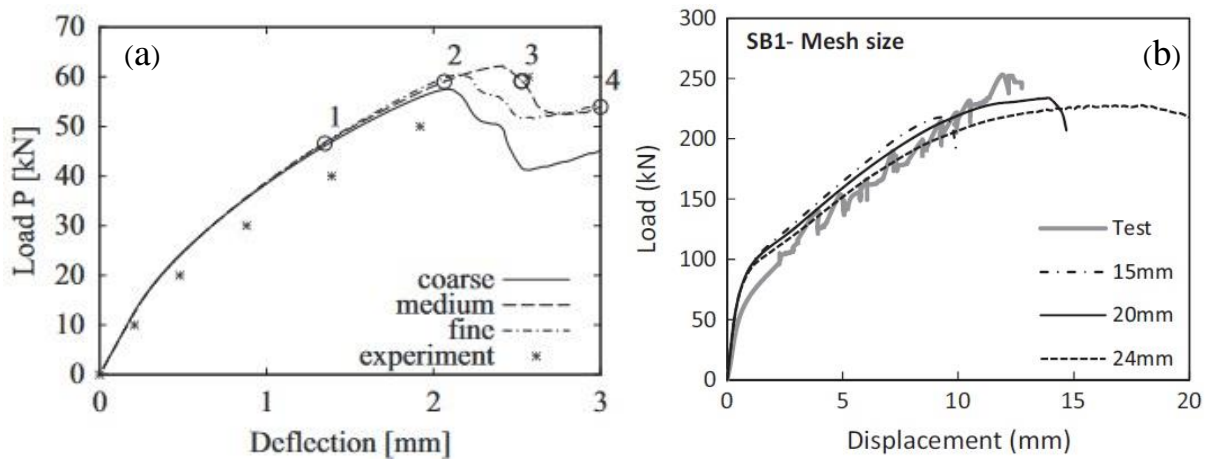
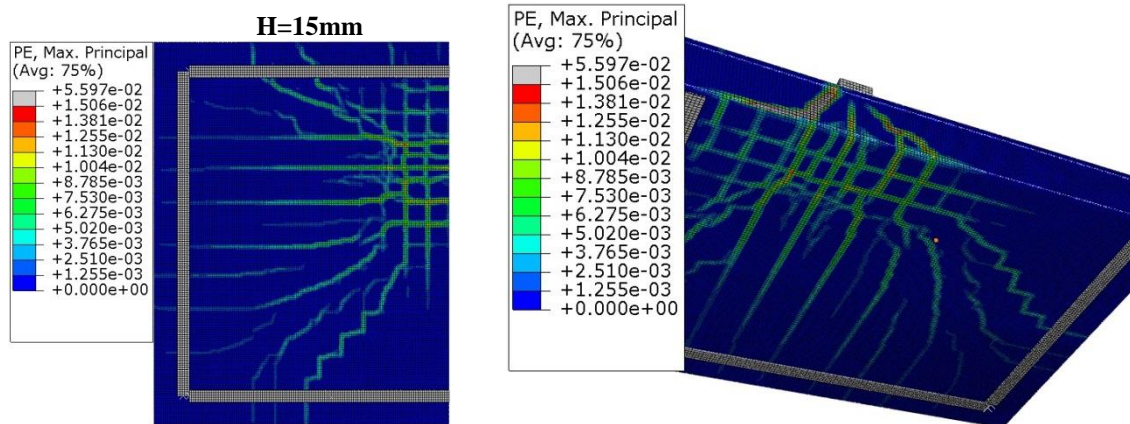


Figure 7.3 : Résultats de la littérature : rigidités post-élastiques différentes entre la modélisation et l'essai; (a) Xenos et Grassl, 2016 [272]; (b) Genikomsou et Polak, 2015 [267]



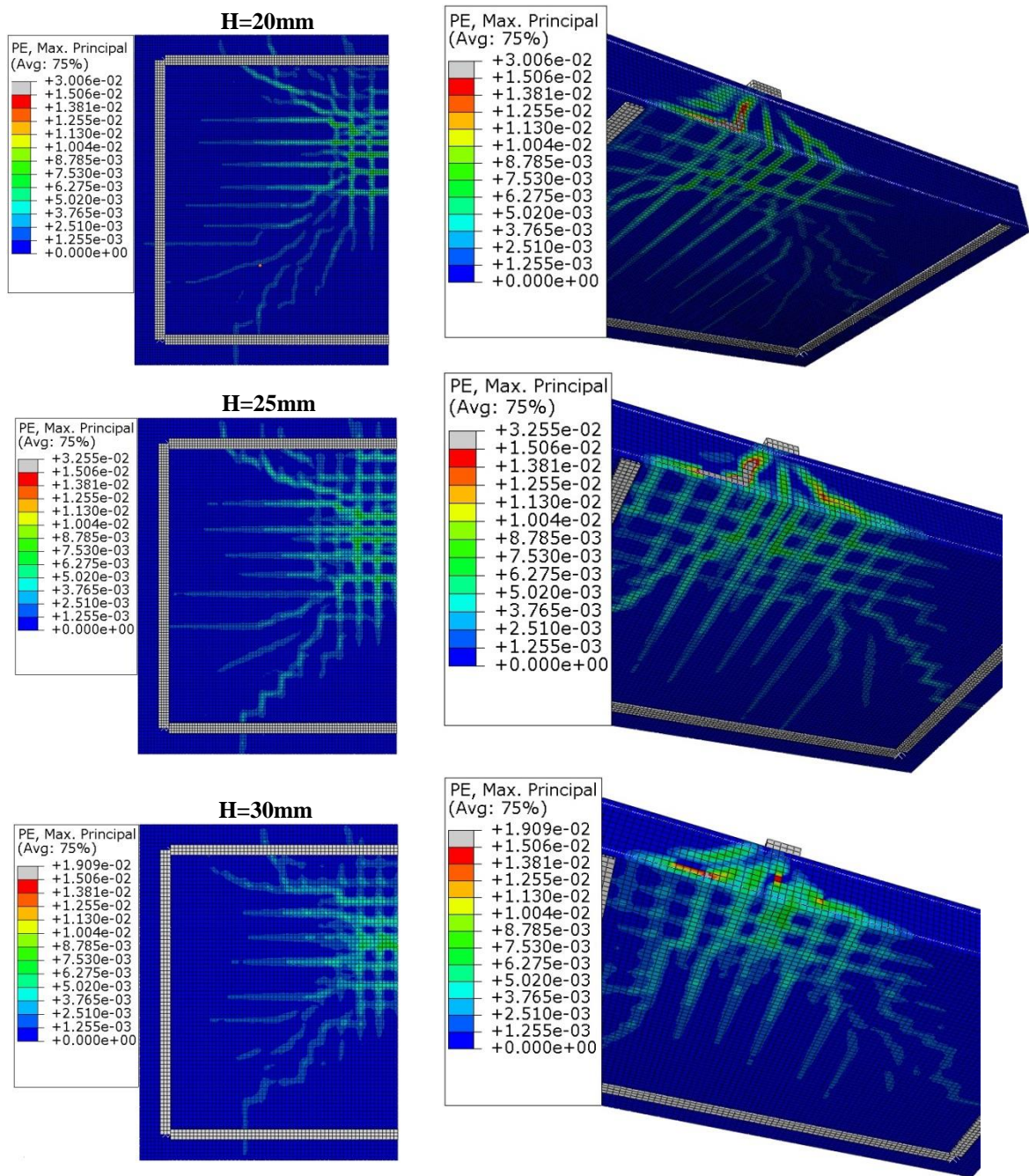


Figure 7.4 : Dalle S2 : Schémas de fissuration à la rupture pour différentes tailles de maillage ; visualisés à partir des déformations plastiques maximales principales.

Taille du maillage [mm]	Résultat expérimental	Résultat de l'analyse EF	Charge de rupture ratio Essai / Analyse EF
	Charge de rupture [kN]	Charge de rupture [kN]	
15	1220	1338	0.91
20	1220	1189	1.03
25	1220	1294	0.94

Tableau 7-1 : Dalle S2 : Résultat expérimental et numérique pour différentes valeurs de taille de maille

7.2.2 Influence de l'angle de dilatation

L'influence de l'angle de dilatation (section 6.1.2) sur le comportement du modèle a été étudiée. La **Figure 7.5** montre l'influence de différentes valeurs de l'angle de dilatation variant de 30° à 45° sur le comportement charge-déplacement de la dalle S2. Les résultats montrent que dans ce modèle, afin d'avoir un bon accord entre le résultat expérimental et l'analyse EF, l'angle de dilatation devrait être pris comme égale à 37 ou 38 degrés. Toutefois, comme on peut le voir dans le **Tableau 7-2**, choisir un angle de dilatation de 38 degrés conduit à une légère surestimation de la charge de rupture. Pour cette raison, l'angle de dilatation de 37° conduisant à une bonne corrélation conservatrice a été retenu pour les analyses qui vont suivre. Il est également à noter que des valeurs plus grandes de l'angle de dilatation conduisent à un comportement plus rigide avec une augmentation du déplacement à la rupture.

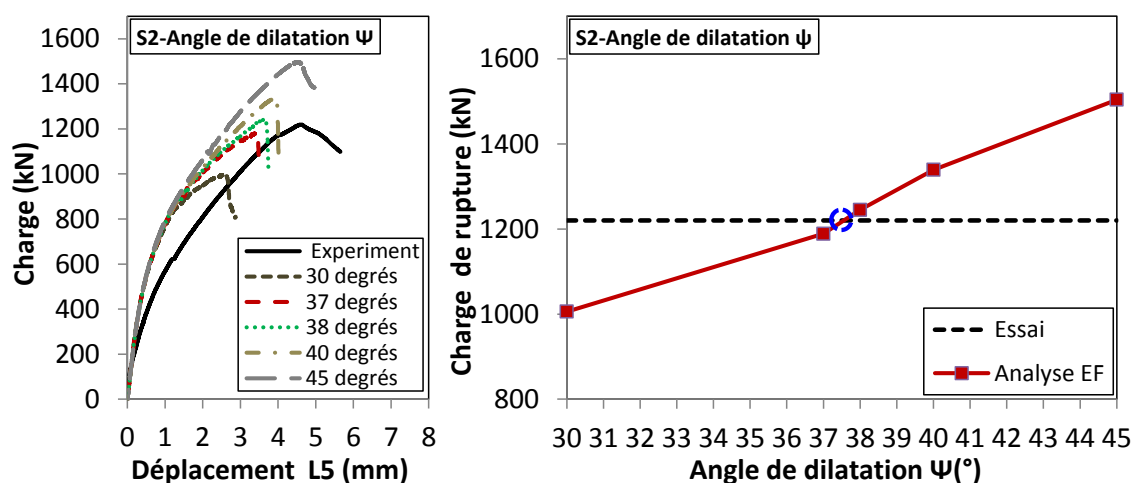


Figure 7.5 : Dalle S2 : Résultat expérimental et numérique pour différentes valeurs de l'angle de dilatation

Angle de dilatation	Résultat expérimental	Résultat de l'analyse EF	Charge de rupture ratio Essai / Analyse EF
	Charge de rupture [kN]	Charge de rupture [kN]	
30°	1220	1006	1.21
37°	1220	1189	1.03
38°	1220	1245	0.98
40°	1220	1339	0.91
45°	1220	1504	0.81

Tableau 7-2: Dalle S2 : Résultat expérimental et numérique pour différentes valeurs de l'angle de dilatation

7.2.3 Influence du paramètre K_c

L'influence du paramètre K_c (section 6.1.1) définissant la forme de la surface de charge dans le plan déviatorique est présentée sur la **Figure 7.6**. L'analyse a été réalisée avec deux valeurs différentes de K_c . La première valeur étudiée est celle par défaut soit $K_c = 2/3$ recommandée dans le modèle CDP, ce qui fait que la forme de la surface de charge dans la section transversale déviatorique est proche de celle triangulaire de Rankine. Ensuite la seconde valeur étudiée soit $K_c = 1$ est celle correspondant au critère de Drucker-Prager dans lequel la forme de la surface de charge dans le plan déviatorique est circulaire. Comme on peut le voir les résultats indiquent qu'en utilisant $K_c = 2/3$ ou $K_c = 1$ il n'y a aucune différence significative sur le comportement du modèle. Par conséquent, la valeur par défaut du modèle $K_c = 2/3$ a été retenue pour les analyses qui vont suivre.

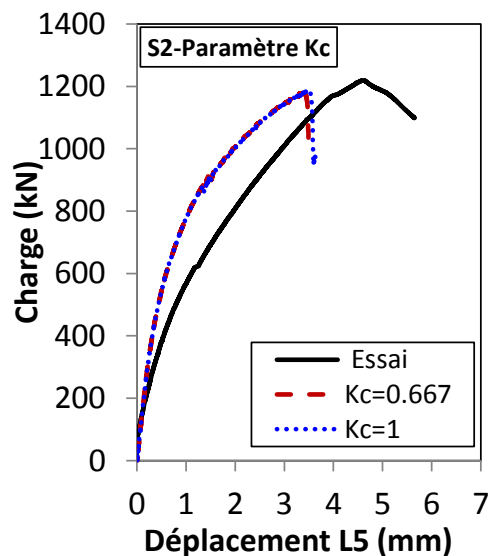


Figure 7.6 : Dalle S2 : Résultat expérimental et numérique pour différentes valeurs de K_c

7.2.4 Influence de l'énergie de rupture du béton

Comme indiqué précédemment en section 6.4.1, l'énergie de rupture du béton G_f dépend à la fois du diamètre maximal des granulats et de la résistance maximale du béton en compression uniaxiale avec l'approche du **CEB-FIP Model Code, 1990** [176], tandis que pour le **CEB-FIP Model Code, 2010** [275] elle dépend uniquement de la résistance en compression. La **Figure 7.7** présente les résultats obtenus en effectuant l'analyse sur la dalle S2 avec deux valeurs différentes de l'énergie de rupture G_f soit 0.059N/mm et 0.135N/mm (voir **Tableau 6-2**) obtenues respectivement selon les recommandations du **CEB-FIP Model**

Code, 1990 [176] et du **CEB-FIP Model Code, 2010** [275]. Comme on peut le voir sur la **Figure 7.7** et le **Tableau 7-3**, en considérant les recommandations du **CEB-FIP Model Code, 2010** [275] plus récent, la simulation donne une surestimation significative de la charge de rupture. Cependant, l'ancienne recommandation celle du **CEB-FIP Model Code, 1990** [176] est raisonnablement en accord avec le résultat expérimental et a donc été retenue pour les prochaines analyses. Afin de mieux apprécier comment l'énergie de rupture affecte le comportement de la dalle S2, quatre valeurs croissantes de G_f soit 0.04N/mm, 0.059N/mm, 0.067N/mm et 0.128N/mm en plus de celle obtenue avec l'approche du **CEB-FIP Model Code, 1990** [176] ont été étudiées. La **Figure 7.8** illustre l'effet de l'énergie de rupture sur le comportement de la dalle. Comme on peut le voir, la charge de rupture et la rigidité du modèle augmentent à mesure que la valeur de l'énergie de rupture augmente.

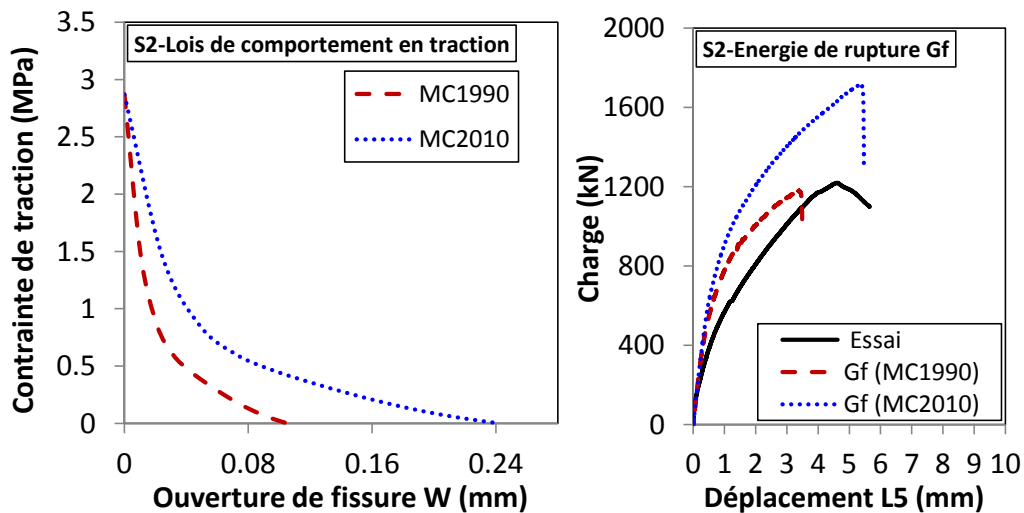


Figure 7.7 : Dalle S2 : Résultat expérimental et numérique avec les valeurs d'énergie de rupture du **CEB-FIP Model Code, 1990** [176] et **CEB-FIP Model Code, 2010** [275]

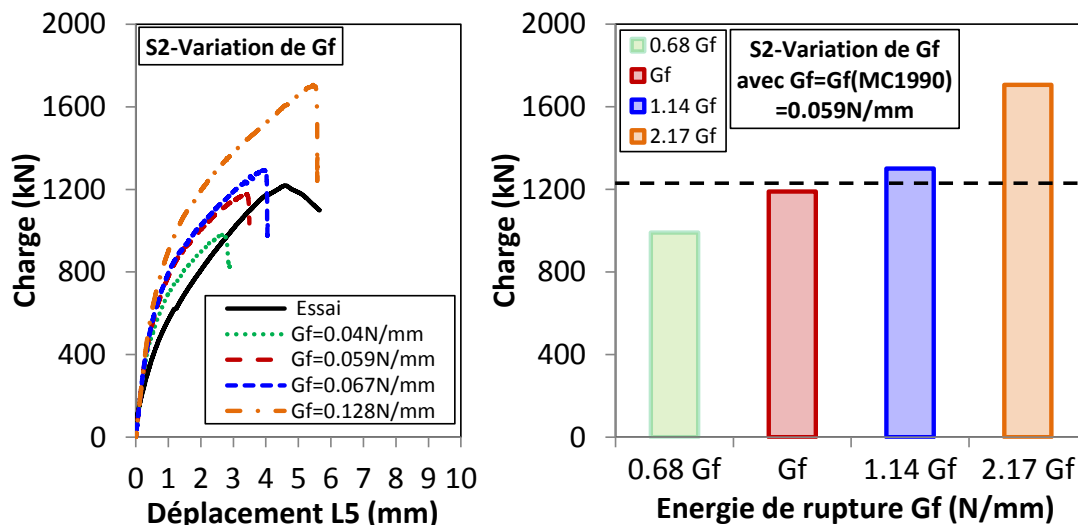


Figure 7.8 : Dalle S2 : Résultat expérimental et numérique pour différentes valeurs de l'énergie de rupture G_f

Energie de rupture du béton [N/mm]	Résultat expérimental	Résultat de l'analyse EF	Charge de rupture ratio Essai / Analyse EF
	Charge de rupture [kN]	Charge de rupture [kN]	
0.04	1220	990	1.23
0.059 (MC1990)	1220	1189	1.03
0.067	1220	1300	0.94
0.128	1220	1706	0.72
0.135 (MC2010)	1220	1716	0.71

Tableau 7-3 : Dalle S2 : Résultat expérimental et numérique pour différentes valeurs de l'énergie de rupture G_f

En outre, une impression concernant le calibrage de l'angle de dilatation ψ (**section 7.2.2**) et de l'énergie de rupture G_f serait de penser qu'un angle de dilatation plus faible combiné à l'approche du **CEB-FIP Model Code, 2010** [275] pourrait éventuellement donner de meilleurs résultats. Pour vérifier cela, une nouvelle étude a été réalisée. Pour chaque valeur de l'angle de dilatation examinée, les résultats obtenus en utilisant les approches de l'énergie de rupture du **CEB-FIP Model Code, 1990** [176] et du **CEB-FIP Model Code, 2010** [275] sont examinés simultanément. Les résultats obtenus sont résumés dans le **Tableau 7-4** et la **Figure 7.9**. Comme on peut le constater, même en utilisant l'approche du **CEB-FIP Model Code, 2010** [275] combinée à une faible valeur de l'angle de dilatation (30 degrés), cela conduit à une surestimation de la charge de rupture.

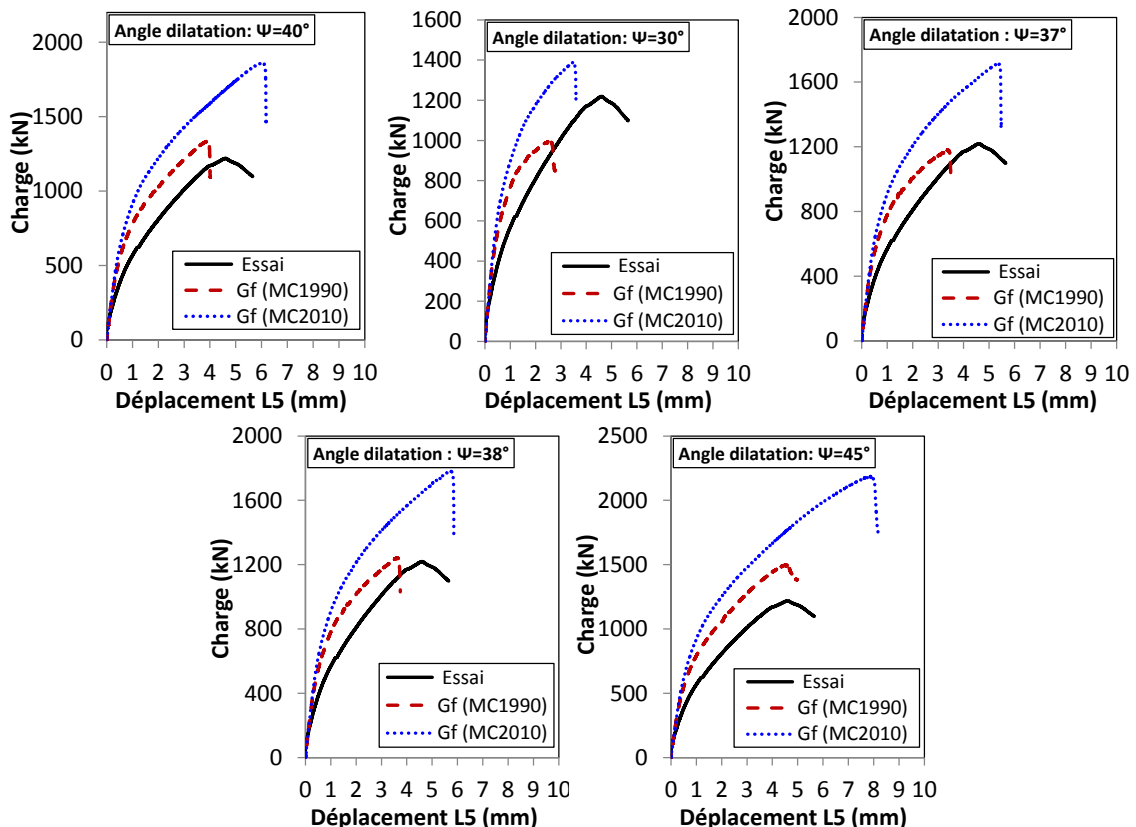


Figure 7.9 : Dalle S2 : Résultat expérimental et numérique pour différentes valeurs de l'angle de dilatation et de l'énergie de rupture G_f

Angle de dilatation	Résultat expérimental	MC1990 Résultat de l'analyse EF	MC2010 Résultat de l'analyse EF	MC1990	MC2010
	Charge de rupture [kN]	Charge de rupture [kN]	Charge de rupture [kN]	Experiment FE-Model	Experiment FE-Model
30°	1220	1006	1389	1.21	0.88
37°	1220	1189	1716	1.03	0.71
38°	1220	1245	1783	0.98	0.68
40°	1220	1339	1861	0.91	0.66
45°	1220	1504	2225	0.81	0.55

Tableau 7-4 : Dalle S2 : Résultat expérimental et numérique pour différentes valeurs de l'angle de dilatation et de l'énergie de rupture G_f

7.3 Résultats et discussions

7.3.1 Comportement global

Sur la base du modèle numérique calibré de la dalle de contrôle S2, les simulations numériques de toutes les autres dalles testées dans la campagne expérimentale ont été effectuées. Les comparaisons entre les réponses charge-déplacement obtenues expérimentalement et celles obtenues par les analyses EF sont montrées sur la **Figure 7.11**. Cette comparaison montre que les prédictions des charges de rupture par le modèle EF sont en bon accord avec les résultats expérimentaux. Les tendances des réponses charge-déplacement expérimentales et numériques sont similaires. Cependant, les analyses EF de toutes les dalles adoptent un comportement post-élastique légèrement plus rigide comparé aux résultats expérimentaux. Ceci pourrait être lié aux mêmes raisons avancées en **section 7.2.1** pour la dalle de contrôle S2. Par ailleurs, comme on peut le voir sur la **Figure 7.12** et le **Tableau 7-5**, la plus grande différence en termes de charge de rupture (sauf dalle S10 dont le mode de rupture expérimentale non escomptée et la charge de rupture associée ont déjà été évoqués dans la campagne expérimentale, **section 4.6**) entre les essais expérimentaux et les simulations est obtenue pour la dalle S8 de classe de résistance de béton plus élevée (C40/50). Par conséquent, une nouvelle analyse paramétrique de l'angle de dilatation a été réalisée pour calibrer ce cas de dalle à béton de haute résistance. Les résultats obtenus (**Figure 7.12**) montrent qu'un angle de dilatation plus élevé de 40° donne une meilleure prédiction. Par conséquent, pour des classes de béton à haute résistance, le modèle EF devrait être recalibré.

La **Figure 7.10** montre la comparaison entre les charges de rupture numériques et les celles obtenues en suivant les recommandations de l'annexe française de l'EC2 (ANF) jugée avec le fib-Model Code 2010 comme étant les plus précises lors de l'analyse des résultats expérimentaux avec les codes de calcul de la résistance au cisaillement (**section 4.8**). Comme on peut le voir, les prédictions de l'analyse EF sont moins conservatrices comparées aux prédictions de l'annexe française. Par conséquent, comparé aux codes de calculs, les prédictions EF sont celles qui s'apparentent au mieux au comportement réel des dalles.

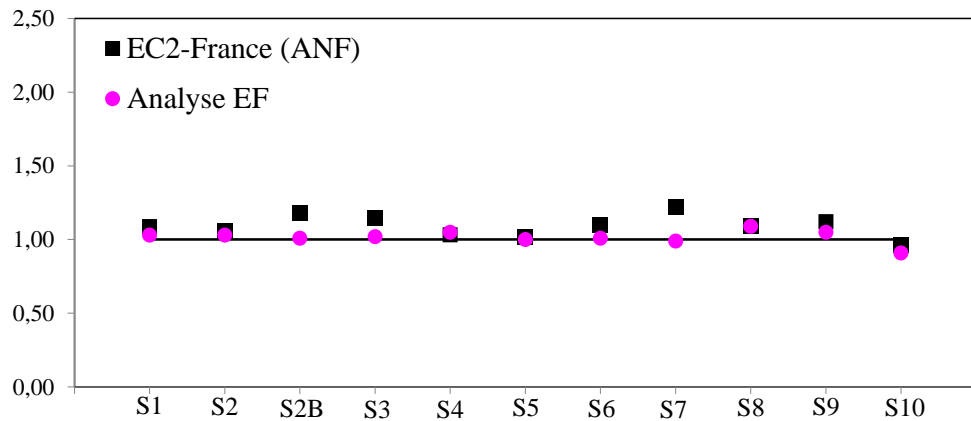
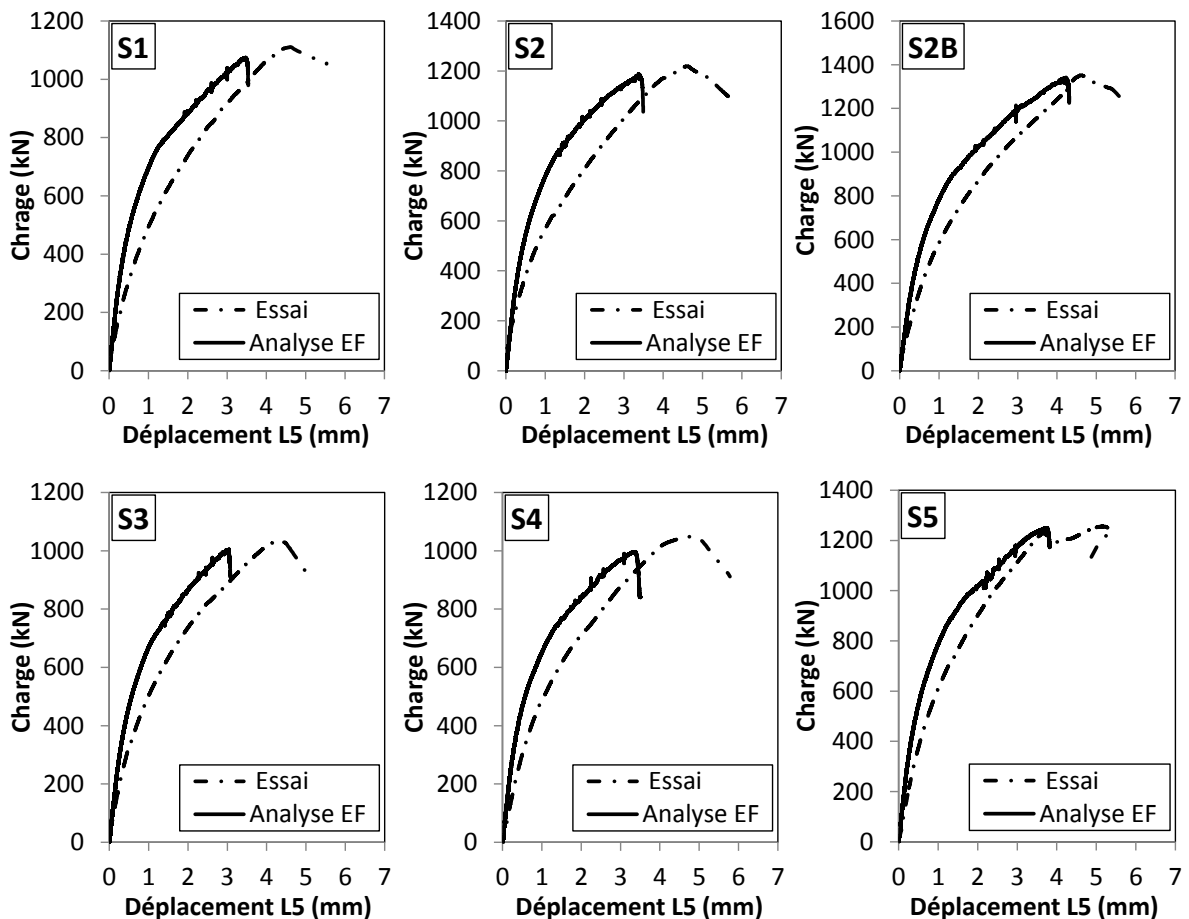


Figure 7.10 : Comparaison des charges de ruptures expérimentales, numériques (Analyse EF) et analytiques (EC2-ANF) pour toutes les dalles sans effort axial



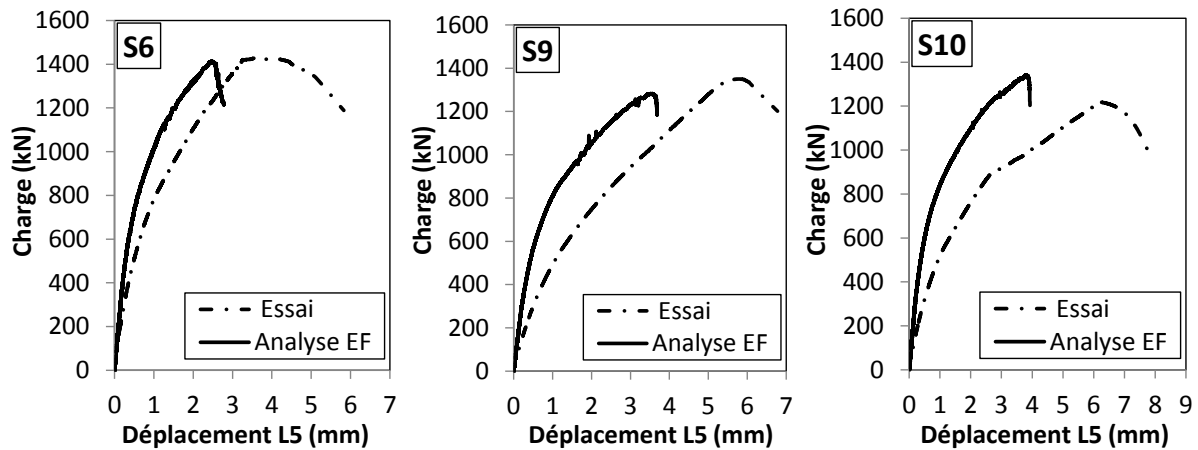


Figure 7.11 : Réponses charge/déplacement expérimentales et numériques pour toutes les dalles sans effort axial (sauf la dalle S8)

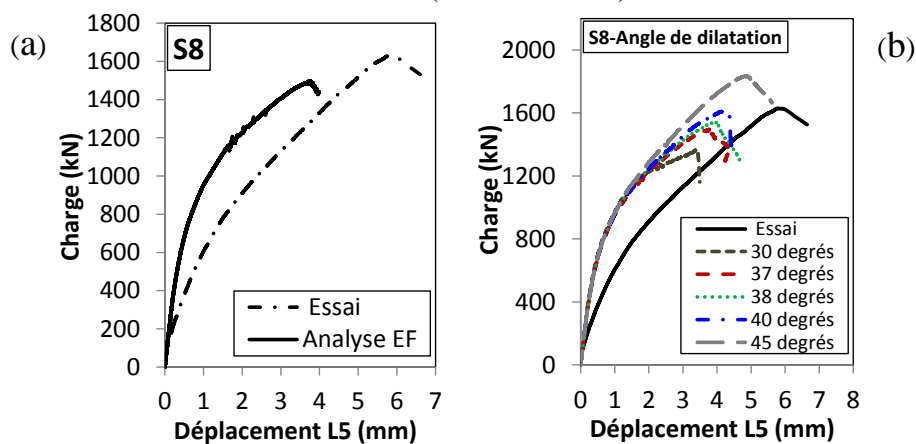


Figure 7.12 : Influence de l'angle de dilatation sur la réponse charge/déplacement de la dalle S8: a) $\psi = 37^\circ$; b) ψ variant de 30° à 45°

Dalles	Resultats expérimentaux		Resultats de l'analyse EF		EC2 avec l'approche de l'annexe française	Charges de rupture ratio	Charges de rupture ratio
	Charges rupture [kN]	Déplacements rupture à L5 [mm]	Charges rupture [kN]	Déplacements rupture à L5 [mm]	Charges de rupture [kN]	Essai / Analyse EF	Essai / EC2 – ANF
S1	1111	4.66	1075	3.47	1021	1.03	1.09
S2	1220	4.62	1189	3.38	1157	1.03	1.05
S2B	1353	4.61	1341	4.23	1149	1.01	1.18
S3	1031	4.33	1006	3.04	902	1.02	1.14
S4	1049	4.85	1000	3.37	1016	1.05	1.03
S5	1256	5.14	1250	3.76	1235	1.00	1.02
S6	1427	3.56	1413	2.47	1281	1.01	1.10
S7	1796	6.75	1809	3.29	1213	0.99	1.22
S8	1632	5.78	1498	3.78	1501	1.09	1.09
S9	1350	5.86	1282	3.52	1205	1.05	1.12
S10	1221	6.23	1340	3.83	1267	0.91	0.97
					Moyenne	1.02	1.09
					Ecart-Type	0.05	0.07
					5^{ème} Centile	0.95	1.00

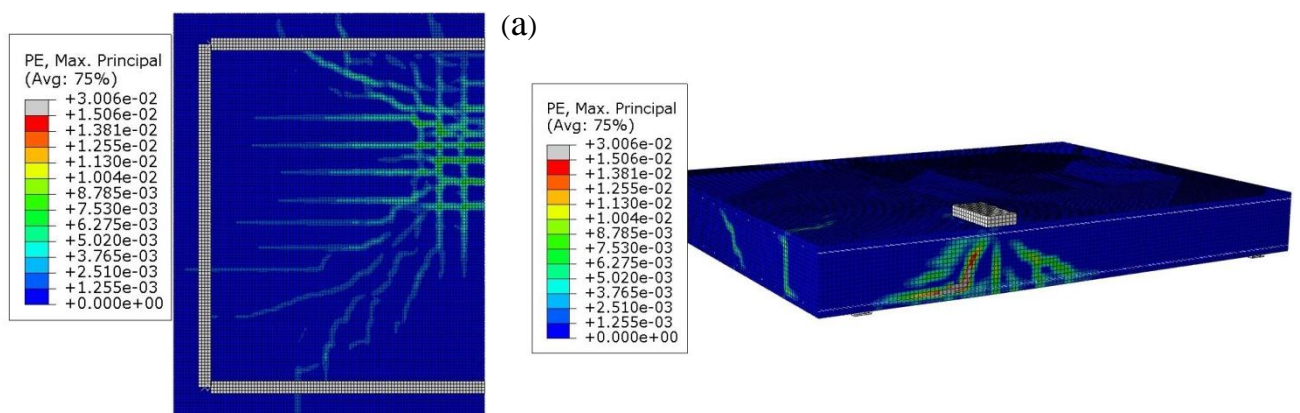
Tableau 7-5 : Résultats expérimentaux et numériques

7.3.2 Comportement local

7.3.2.1 Modes de rupture

Les **Figure 7.13** et **Figure 7.14** montrent les schémas de fissuration obtenus à partir de l'analyse EF. Dans les modèles numériques, comme on peut le voir sur la **Figure 7.13** pour la dalle S2, les schémas de fissuration peuvent être visualisés de deux manières. Soit à partir des déformations plastiques principales maximales, étant donné que la théorie de la plasticité suppose que la fissuration s'amorce lorsque la déformation plastique principale maximale est positive et la direction de ces fissures est considérée comme perpendiculaire aux déformations plastiques principales maximales, soit à partir du paramètre d'endommagement en traction d_t . Comme on peut le voir sur les **Figure 7.13a** et **Figure 7.13b** le schéma de fissuration de la dalle de contrôle S2 est visualisé respectivement par le biais des déformations plastiques principales maximales et par le paramètre d'endommagement en traction. Ces deux alternatives permettent de visualiser le schéma de fissuration de manière satisfaisante.

La **Figure 7.14** montre les schémas de fissuration obtenus numériquement à partir des déformations plastiques principales maximales pour les dalles S8, S9 et S10. A titre de rappel, dans la campagne expérimentale, ces trois dalles ont été découpées transversalement au milieu de leur longueur de façon à ce que le mode de rupture 2D puisse être observé (**section 4.1.2**). En comparant les schémas de fissuration obtenus numériquement pour les dalles S8, S9 et S10 à ceux des essais, on peut remarquer que le modèle EF proposé est capable de prédire avec une très bonne précision les emplacements et les directions de propagations des fissures. Les mêmes modes de ruptures par cisaillement ont été observés numériquement pour toutes les autres dalles.



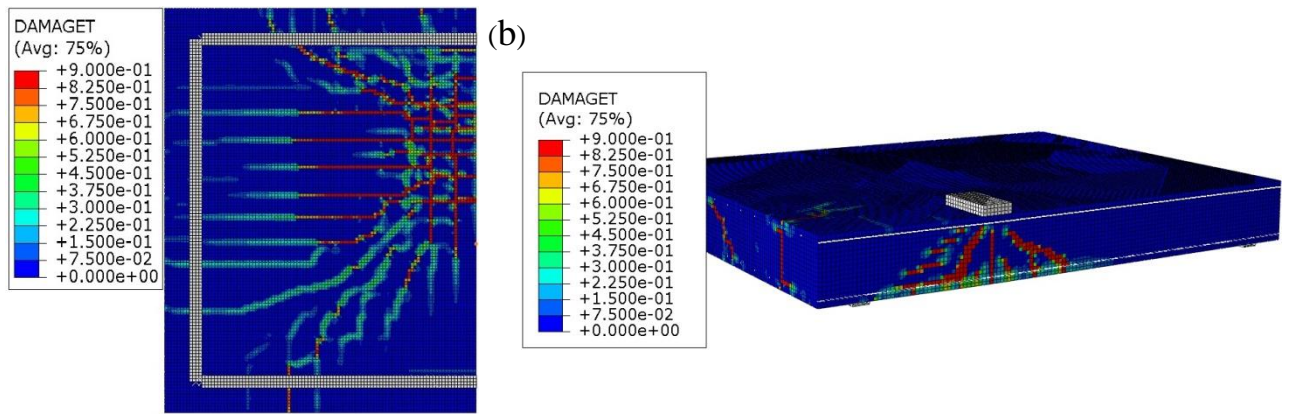


Figure 7.13 : Schémas de fissuration à la rupture de la dalle S2 : (a) visualisé à partir des déformations plastiques maximales principales ; (b) visualisé à partir du paramètre d'endommagement en traction d_1

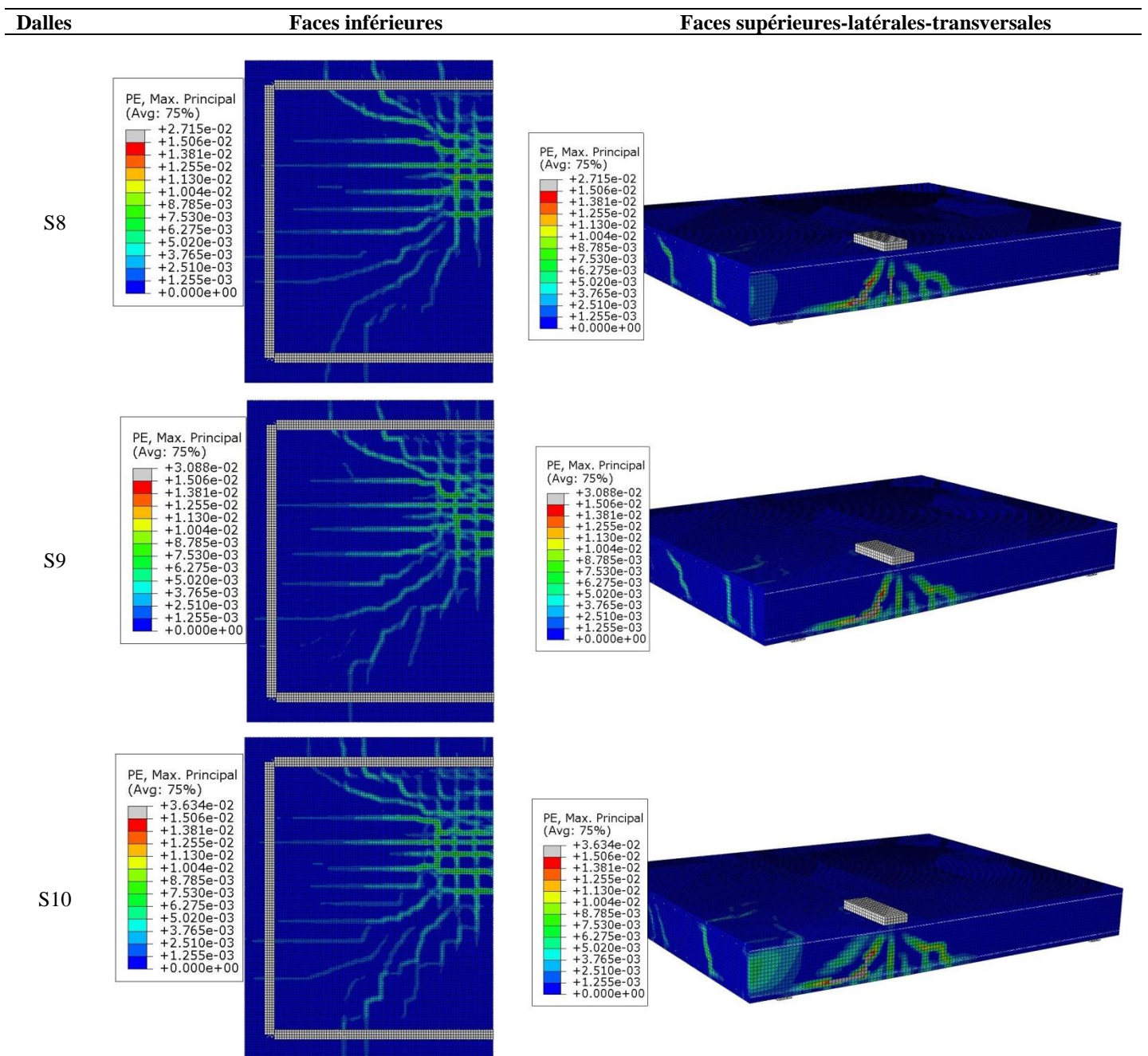


Figure 7.14 : Dalles S8, S9 et S10 : Schémas de fissuration à la rupture visualisés à partir des déformations plastiques maximales principales

7.3.2.2 Contrainte dans les aciers

La **Figure 7.16** et le **Tableau 7-6** présentent une comparaison entre les contraintes maximales dans les aciers obtenues numériquement à la rupture pour toutes les dalles et la contrainte limite élastique de l'acier f_y . On peut remarquer que pour toutes les dalles à la rupture, la contrainte maximale dans les aciers est inférieure à la contrainte limite élastique $f_y=500\text{MPa}$. Les aciers sont par conséquent encore dans une phase élastique de comportement lorsque la charge de rupture est atteinte, ce qui est conforme aux résultats des essais.

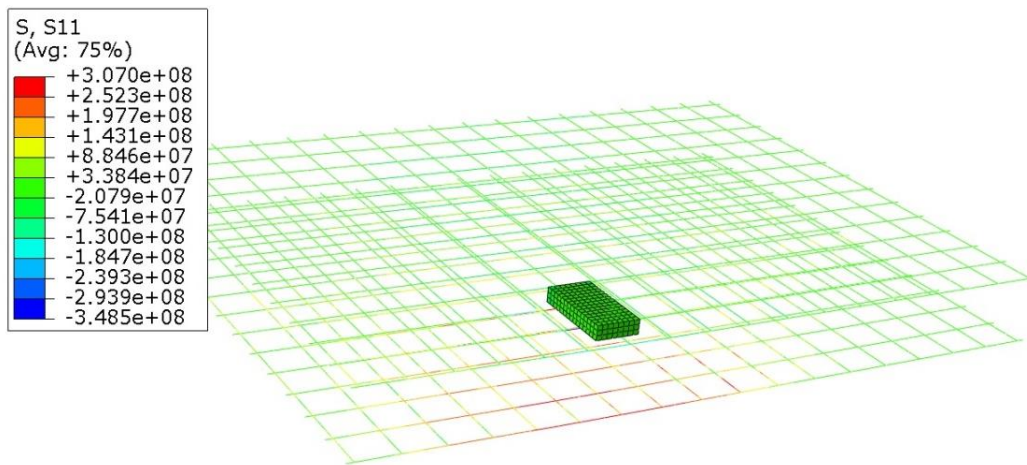


Figure 7.15 : Illustration des contraintes dans les aciers à la rupture de la dalle S1

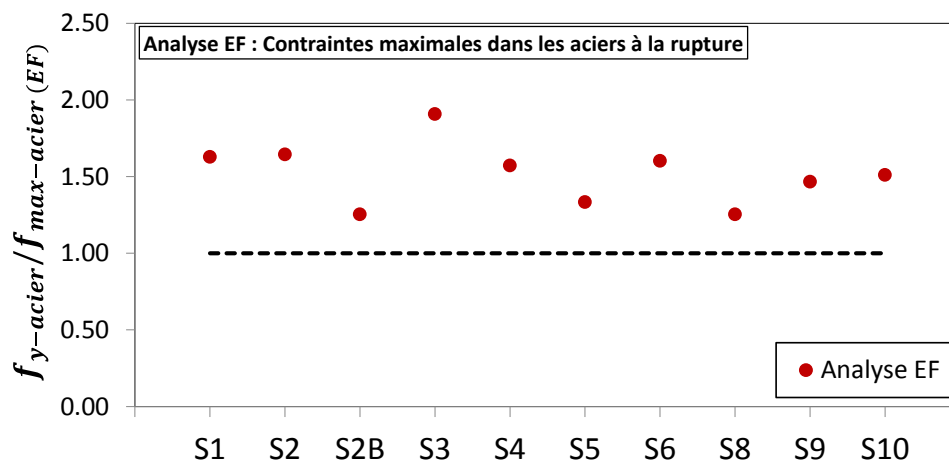


Figure 7.16: Comparaison entre les contraintes maximales dans les aciers à la rupture (Analyse EF) et la contrainte limite élastique f_y pour toutes les dalles sans effort axial

Dalles	S1	S2	S2B	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10
Contrainte limite élastique des aciers f_y [MPa]	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
Contrainte maximale des aciers à la rupture (Analyse EF) [MPa]	307	304	399	262	318	375	312	412	399	341	331
Comportement des aciers à la rupture	Elast	Elast	Elast	Elast	Elast	Elast	Elast	Elast	Elast	Elast	Elast

Tableau 7-6 : Comparaison entre les contraintes maximales dans les aciers à la rupture (Analyse EF) et la contrainte limite élastique f_y pour toutes les dalles sans effort axial

7.4 Synthèse du chapitre 7

Dans ce chapitre, la validation du modèle numérique développé sous Abaqus/Explicit a été présentée. Le calibrage du modèle Eléments Finis a été réalisé à partir des résultats expérimentaux de la dalle S2 prise comme dalle de référence. Dans ce processus de calibration, les influences de certains paramètres sur la pertinence du modèle numérique sont analysées : taille du maillage, énergie de rupture du béton, paramètres du modèle de béton CDP que sont K_c et l'angle de dilatation ψ . Les valeurs d'excentricité ε et de ratio σ_{b0}/σ_{c0} par défaut du modèle sont retenues ($\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1.16$ et $\varepsilon = 0.1$). Il ressort de ces analyses qu'une taille de maille telle que $h=20$ mm donne la meilleure corrélation conservatrice avec l'essai en terme de charge de rupture et permet également sur une meilleure visualisation du schéma de fissuration. Aucune influence significative sur le comportement du modèle n'a été observée avec la variation de K_c ($K_c = 2/3$ et $K_c = 1$). La valeur par défaut $K_c = 2/3$ a donc été retenue. Un angle de dilatation de 37° associé à l'approche de l'énergie de rupture du [CEB-FIP Model Code, 1990] donne de meilleurs résultats. Le modèle calibré est validé par simulation des autres dalles testées dans la campagne expérimentale. Les résultats numériques obtenus montrent que le modèle EF est capable de prédire avec une bonne précision les charges de rupture. D'autre part, on observe que le modèle EF est également capable de prédire avec une très bonne précision les emplacements et les directions de propagation des fissures. Localement, l'observation expérimentale selon laquelle les aciers ne plastifient pas à la rupture est également obtenue numériquement en observant les contraintes/déformations dans les aciers.

Chapitre 8

Analyse numérique des paramètres intervenant dans le mécanisme de résistance au cisaillement des dalles

Dans ce chapitre le modèle EF proposé est utilisé pour étudier l'effet des différents paramètres intervenant dans le mécanisme de résistance au cisaillement que sont : le taux d'armatures longitudinales et transversales, le ratio d'élancement a_v/d , le diamètre maximale des granulats de béton, la longueur de la plaque de chargement et enfin la résistance en compression du béton. Des lois simplifiées permettant d'estimer les capacités en cisaillement en fonction des différents paramètres étudiés sont proposées. Les résultats sont comparés aux prédictions de l'Eurocode 2 et de l'annexe française. Il est important de noter que dans les simulations qui vont suivre (sauf pour l'étude de l'effet de la résistance en compression du béton), pour éviter toute influence des propriétés du matériau sur les résistances au cisaillement, toutes les dalles ont été modélisées avec un béton de même classe C20/25 extrait de l'Eurocode 2. La résistance caractéristique en compression $f_{ck}=20\text{MPa}$ a été utilisée et les propriétés mécaniques correspondantes nécessaires pour les simulations sont données dans le **Tableau 8-1** ci-dessous. Cependant pour étudier l'influence de la résistance en compression du béton sur les capacités en cisaillement quatre classes différentes de béton à résistance ordinaire seront considérées. Il est à noter que le modèle EF actuel n'est pas calibré pour des classes de béton à haute résistance. Pour cette raison, l'influence de hautes résistances en compression sur la résistance au cisaillement n'est pas étudiée.

Classe de béton (NF EN 1992-1-1)	f_{ck} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	Module de Young [GPa]
C20/25	20	2.20	30

Tableau 8-1: Caractéristiques d'un béton de classe C20/25 selon EN 1992-1-1

8.1 Influence de l'armature longitudinale et transversale

Les modèles numériques des dalles S1, S2 et S3 et ceux des dalles S1, S4 et S5, avec cette fois ci les mêmes propriétés de béton (**Tableau 8-1**) ont été utilisées pour étudier respectivement l'influence du taux d'armatures transversales et longitudinales sur le

comportement au cisaillement. Les courbes numériques charge-déplacement obtenues sont présentées sur les **Figure 8.1** et **Figure 8.2**. Comme on peut le voir sur ces figures, l'augmentation du taux d'armatures transversales ou longitudinales conduit à une légère augmentation de la capacité en cisaillement et à une rigidité légèrement plus élevée dans la phase post-élastique. Il est à noter (**Tableau 8-2**) que les gains de capacité en cisaillement obtenus avec l'augmentation des taux d'armatures restent très faibles. Un gain de seulement 2.7% de capacité a été obtenu pour une augmentation du taux d'armatures transversales de 58% et 4.8% pour une augmentation du taux d'armatures longitudinales de 54%. Sur la base donc de cette analyse EF, les tendances des effets des armatures transversales et longitudinales qui n'étaient pas claires dans les essais expérimentaux ont été clarifiées. Des lois simplifiées permettant d'estimer les capacités en cisaillement en fonction des taux d'armatures sont proposées ci-dessous.

$$V_{max} = 34.6 \times \rho_t + 12006$$

$$V_{max} = -91 \times \rho_l^2 + 286 \times \rho_l + 417$$

La **Figure 8.3** montre les variations des capacités en cisaillement pour les différents taux d'armatures transversales et longitudinales, obtenues à la fois par l'analyse EF et les prédictions de l'EC2 et de l'annexe française (ANF). On peut d'abord remarquer que les valeurs calculées selon l'EC2 et l'ANF ne sont pas sensibles à la variation du taux d'armatures transversales, ce qui est logique puisque ces codes de calculs ne prennent pas en compte l'influence du taux d'armatures transversales dans le calcul de la résistance au cisaillement. Néanmoins l'approche de l'ANF paraît moins conservatrice que celle de l'EC2 et prédit la capacité du modèle avec une marge de sécurité raisonnable (**Tableau 8-2**).

On peut également remarquer sur la **Figure 8.3** et le **Tableau 8-2** que pour de faibles valeurs du taux d'armatures longitudinales, l'ANF donne la meilleure corrélation conservatrice avec les résultats de l'analyse EF malgré le fait qu'il soit insensible à ce paramètre du cisaillement. Il est cependant à noter que pour un taux d'armatures longitudinales plus élevé, 1.551% dans notre cas pour la dalle S5, alors l'EC2 sensible à ce paramètre du cisaillement tend à donner une meilleure précision de la capacité du modèle comparé à l'ANF.

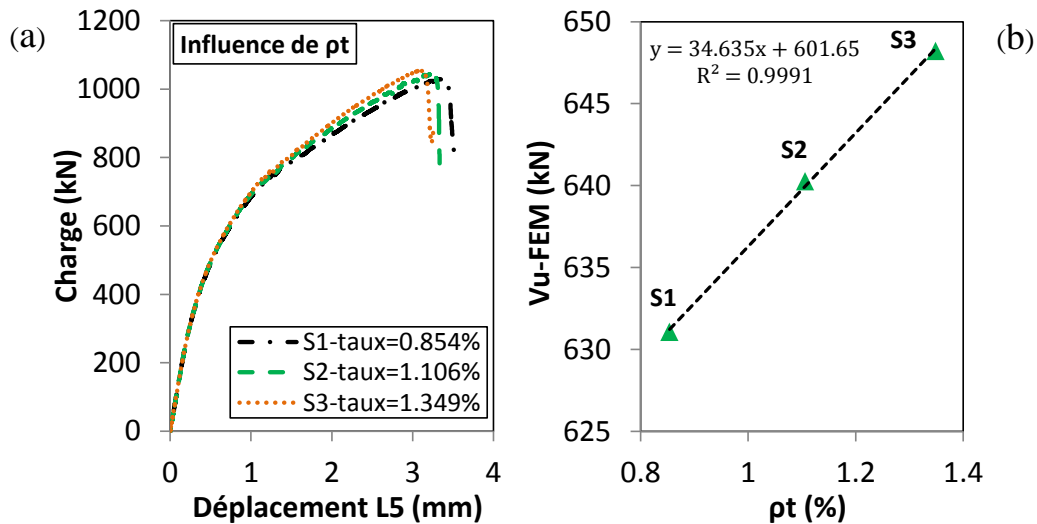


Figure 8.1 : Influence du taux d'armatures transversales sur le comportement au cisaillement des dalles: (a) Courbes charge-déplacement ; (b) capacités en cisaillement

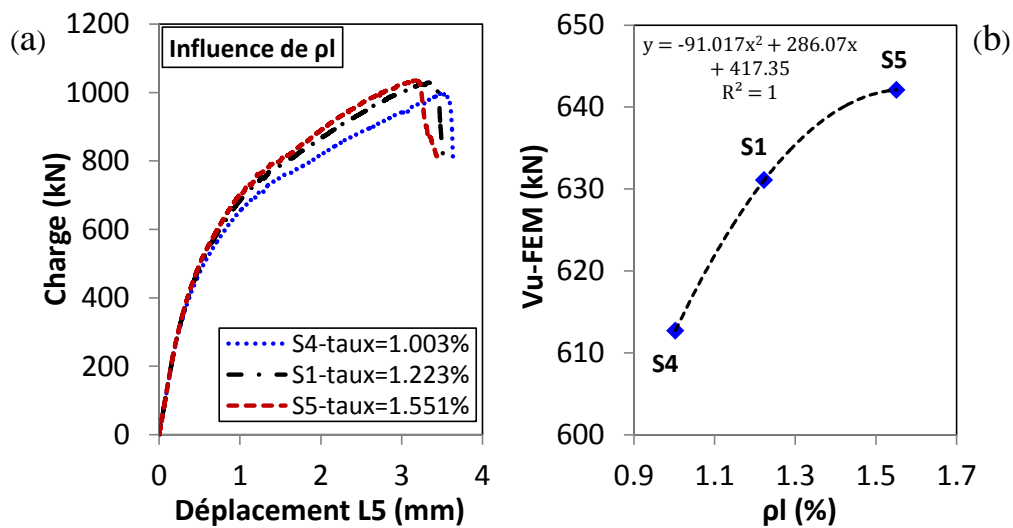


Figure 8.2 : Influence du taux d'armatures longitudinales sur le comportement au cisaillement des dalles: (a) Courbes charge-déplacement ; (b) capacités en cisaillement

Paramètre du cisaillement	Modèles	P_{FEM} [kN]	V_{100kN} [kN] pour $P_u = 100kN$	V_{U-FEM} [kN]	Gain capacité [%]	V_{France} [kN]	V_{EC2} [kN]	$\frac{V_{U-FEM}}{V_{France}}$	$\frac{V_{U-FEM}}{V_{EC2}}$
Armature longitudinale	S4	1001	61.21	613	---	578	512	1.06	1.20
	S1	1031	61.21	631	3.0	578	547	1.09	1.15
	S5	1049	61.21	642	4.8	583	592	1.10	1.08
Armature transversale	S1	1031	61.21	631	---	578	547	1.09	1.15
	S2	1046	61.21	640	1.5	578	547	1.11	1.17
	S3	1059	61.21	648	2.7	578	547	1.12	1.18

Tableau 8-2 : Comparaisons entre les prédictions de l'analyse EF, de l'EC2 et l'ANF pour différents taux d'armatures transversales et longitudinales

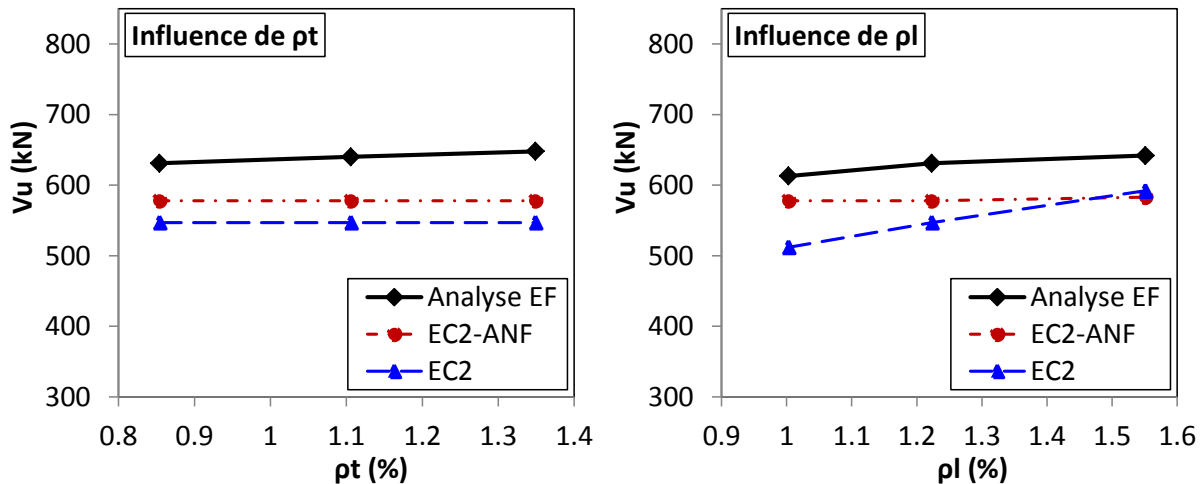


Figure 8.3 : Comparaisons entre les prédictions de l'analyse EF, de l'EC2 et l'ANF pour différents taux d'armatures transversales et longitudinales

8.2 Influence du ratio d'élancement a_v/d

Les modèles numériques des dalles S2, S6 et S7 ont été utilisées pour étudier l'effet de l'épaisseur des dalles et des ratios a_v/d_l associés sur le comportement au cisaillement des dalles. Comme on peut le voir sur la **Figure 8.4**, les rigidités des dalles sont différentes même dans la phase élastique. Plus l'épaisseur de la dalle est élevée, plus la rigidité du modèle augmente considérablement. Pour rappel, la distance a_v étant maintenue constante, l'augmentation de l'épaisseur entraîne une diminution du ratio a_v/d_l . On peut également remarquer sur la **Figure 8.4** et le **Tableau 8-3** une augmentation significative de la capacité en cisaillement des dalles avec la diminution du ratio a_v/d_l . Plus particulièrement, une relation linéaire a été observée entre les capacités en cisaillement et l'épaisseur des dalles. Une loi simplifiée permettant d'estimer les capacités en cisaillement en fonction de l'épaisseur de la dalle est proposée ci-dessous. Il est important de noter que cette loi est seulement valable pour une épaisseur maximale de 40cm. Des valeurs plus élevées de l'épaisseur des dalles qui pourraient faire apparaître éventuellement un phénomène d'effet d'échelle ne sont pas étudiées.

$$V_{max} = 2.36 \times d_l + 13.44$$

$$h \leq 40 \text{ cm}$$

La **Figure 8.5a** et le **Tableau 8-3** illustrent également la comparaison entre les capacités en cisaillement des dalles obtenues à partir de l'analyse EF et les deux codes étudiés, l'EC2 et l'ANF pour différentes valeurs du ratio d'élancement a_v/d_l . A titre de rappel l'Eurocode 2 et l'ANF inclus prend en compte l'effet d'arche via un facteur multiplicateur

$\beta_{EC2}=a_v/2d$ pour les charges placées à proximité de l'appui tel que $0.5 \leq a_v/d < 2$. Comme on peut le voir, l'augmentation théorique de la capacité en cisaillement prévue avec le facteur β_{EC2} de l'Eurocode 2 est en accord avec les résultats de l'analyse EF. L'accroissement de capacité est prévu avec une marge de sécurité raisonnable. Les ratios moyens entre les capacités en cisaillement prédites par l'Eurocode 2 et l'ANF et ceux obtenus de l'analyse EF sont respectivement égales à 1.16 et 1.23. Afin de réduire le degré de conservatisme le facteur $\beta_{EC2}=a_v/2.3d$ au lieu de $\beta_{EC2}=a_v/2d$ est proposé comme on peut le voir sur la **Figure 8.5b**. En faisant cette hypothèse, les ratios moyens sont réduits à 1.06 et 1.12 respectivement pour l'ANF et l'Eurocode 2. Les prédictions de l'ANF restent dans tous les cas moins conservatrices que celles de l'EC2.

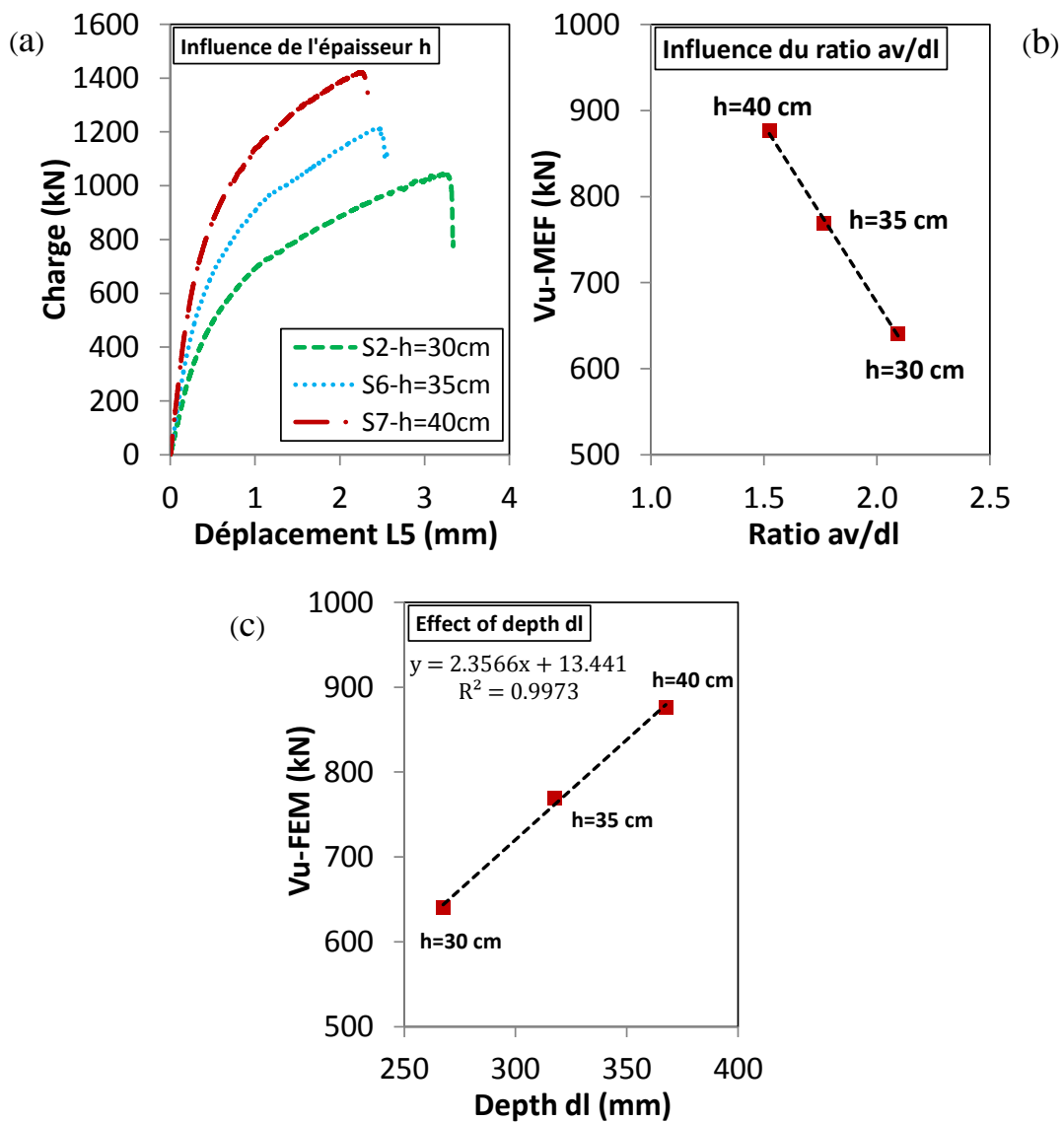


Figure 8.4 : Influence de l'épaisseur sur le comportement au cisaillement des dalles: (a) Courbe charge-déplacement ; (b) capacité en cisaillement des dalles pour les différents ratios a_v/d_l

Paramètres du cisaillement	Modèles	P_{FEM} [kN]	V_{100kN} [kN] pour $P_u = 100kN$	V_{U-FEM} [kN]	Gain capacité [%]	V_{France} avec β [kN]	V_{EC2} avec β [kN]	Gain EC2	$\frac{V_{U-FEM}}{V_{France}}$	$\frac{V_{U-FEM}}{V_{EC2}}$
Épaisseur de la dalle	S2	1046	61.21	640	---	578	547	---	1.11	1.17
	S6	1256	62.22	782	22.2	655	621	13.5	1.19	1.26
	S7	1431	63.19	904	41.3	758	718	31.3	1.19	1.26

Tableau 8-3 : Comparaisons entre les prédictions de l'analyse EF, de l'EC2 et EC2-ANF pour différentes épaisseurs des dalles.

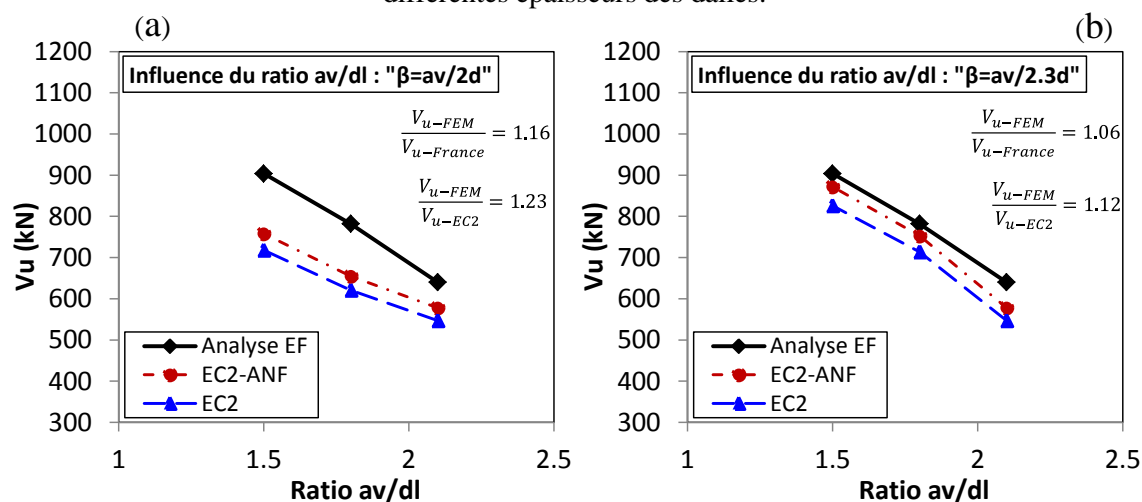


Figure 8.5: Comparaisons entre les prédictions de l'analyse EF, de l'EC2 et l'ANF pour différents ratios av/dl , cas avec et sans le facteur de réduction β .

8.3 Influence du diamètre maximal des granulats

Les modèles numériques des dalles S2 et S2B ont été utilisées pour étudier l'effet du diamètre maximal des granulats sur le comportement au cisaillement des dalles. Pour mieux apprécier la tendance de l'influence de ce paramètre du cisaillement, deux dalles de même configuration géométrique et même ferrailage que les dalles S2 et S2B, avec respectivement des diamètres maximaux de granulats $d_{max}=15mm$ et $25mm$ ont été rajoutées à l'analyse. Notons que les quatre granulométries différentes soit $d_{max} = 11.2 mm$, $15 mm$, $20 mm$ et $25 mm$, correspondent respectivement aux énergies de rupture de béton $G_f=0.043 N/mm$, $0.048 N/mm$, $0.058 N/mm$ et $0.073 N/mm$. Comme on peut le voir sur la **Figure 8.6**, l'augmentation du diamètre maximal des agrégats entraîne une augmentation de la capacité en cisaillement des dalles et un comportement plus rigide dans la phase post-élastique. Une loi simplifiée permettant d'estimer les capacités en cisaillement en fonction du diamètre maximale des granulats de béton est proposée ci-dessous.

$$V_{max} = 0.4 \times d_{max}^2 - 3.1 \times d_{max} + 625$$

La **Figure 8.7** et le **Tableau 8-4** montrent les variations des capacités en cisaillement pour les différents diamètres maximaux de granulats obtenues à la fois par l'analyse EF et les prédictions de l'EC2 et de l'ANF. Comme on peut le voir, les deux codes de calcul sont insensibles à la variation de la taille des agrégats de béton et à mesure que ce paramètre du cisaillement augmente les prédictions s'éloignent de celles de l'analyse EF. Les prédictions de l'ANF restent néanmoins moins conservatrices que celles de l'EC2.

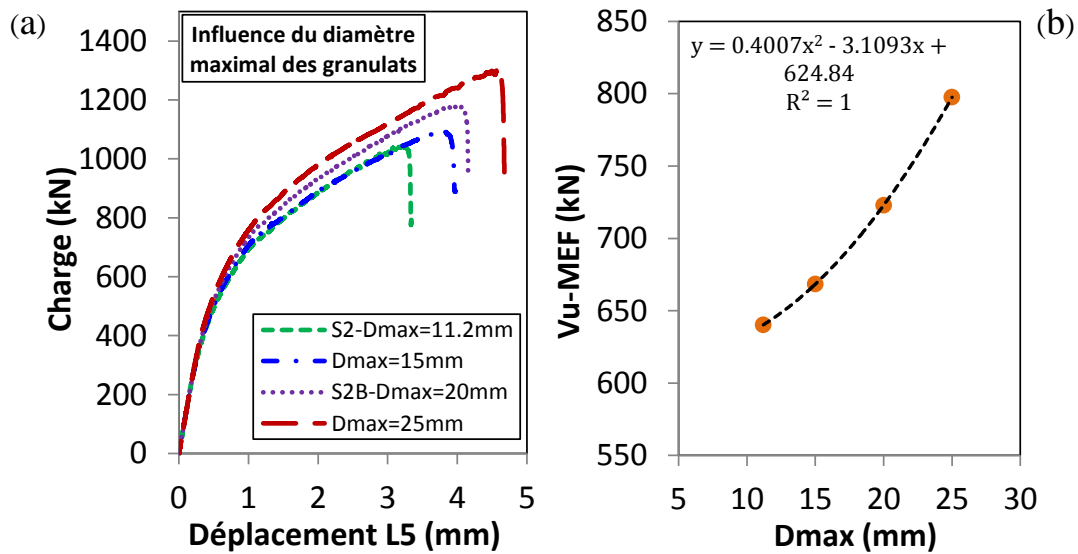


Figure 8.6 : Influence du diamètre maximal des granulats sur le comportement au cisaillement des dalles: (a) Courbe charge-déplacement ; (b) capacité en cisaillement

Paramètres du cisaillement	Modèles	P_{FEM} [kN]	V_{100kN} [kN] pour $P_u = 100kN$	V_{U-FEM} [kN]	Gain capacité [%]	V_{France} [kN]	V_{EC2} [kN]	$\frac{V_{U-FEM}}{V_{France}}$	$\frac{V_{U-FEM}}{V_{EC2}}$
Diamètre maximal des granulats	S2	1046	61.21	640	---	578	547	1.11	1.17
	Dmax=15mm	1092	61.21	668	4.4	578	547	1.16	1.22
	S2B	1181	61.21	723	13.0	578	547	1.25	1.32
	Dmax=25mm	1303	61.21	798	24.7	578	547	1.38	1.46

Tableau 8-4 : Comparaisons entre les prédictions de l'analyse EF, de l'EC2 et l'ANF pour différents diamètres maximaux de granulats.

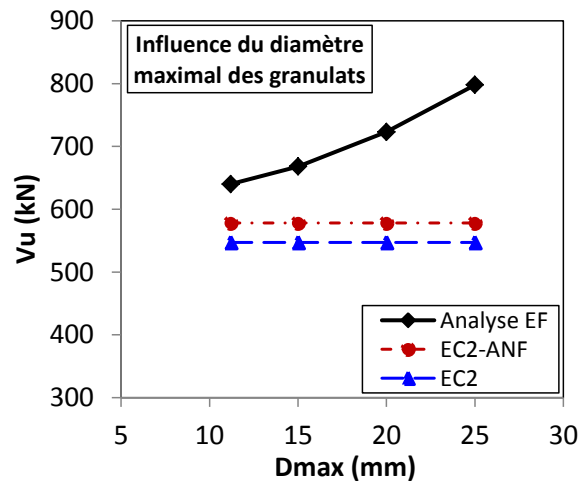


Figure 8.7 : Comparaisons entre les prédictions de l'analyse EF, de l'EC2 et l'ANF pour différents diamètres maximaux de granulats.

8.4 Influence de la résistance en traction du béton

Nous avons vu précédemment dans les résultats expérimentaux, en étudiant l'influence du diamètre maximal des granulats sur la résistance au cisaillement des dalles (**section 4.5**), qu'un gain de capacité en cisaillement était obtenu lorsque le diamètre maximal des granulats était augmenté de 11.2 mm à 20 mm respectivement pour les dalles S2 et S2B. Nous avons cependant souligné que bien que les résistances en compression des dalles S2 et S2B soient quasi-similaires (respectivement 30.9MPa et 30.5 MPa), les résistances en traction obtenues étaient très différentes (2.87 MPa pour S2 et 3.51 MPa pour S2B). Il serait alors normal de penser que cette différence considérable entre les résistances en traction ait eu éventuellement une influence sur les résistances au cisaillement des deux dalles et pas seulement le seul effet de la taille des granulats.

Pour clarifier ceci, sur la base du modèle numérique, une étude paramétrique a été réalisée en maintenant la résistance à la compression constante (20MPa), le diamètre maximal des granulats également constant ($d_{max}=11.2$ mm) et en faisant varier la résistance à la traction du béton. Trois valeurs de résistance en traction (1.5 MPa, 2.2 MPa et 2.9 MPa) ont été examinées. Les résultats montrent que lorsqu'on augmente la résistance en traction et que l'on maintient le diamètre maximal des granulats et la résistance en compression constants, la capacité en cisaillement augmente. Cependant, l'influence de la seule résistance en traction du béton s'avère marginale. Un faible gain de 4% de capacité en cisaillement (640 kN à 665 kN) est obtenu pour une augmentation de la résistance en traction de 2.2 MPa à 2.9 MPa (**Figure 8.8** et **Tableau 8-5**). Une loi simplifiée permettant d'estimer les capacités en cisaillement en

fonction de la seule résistance en traction du béton est proposée ci-dessous, le diamètre maximal des granulats de béton et la résistance en compression du béton étant maintenu constants.

$$V_{max} = -21.9 \times f_t^2 + 147.3 \times f_t + 422$$

Pour d_{max} et f_c constants

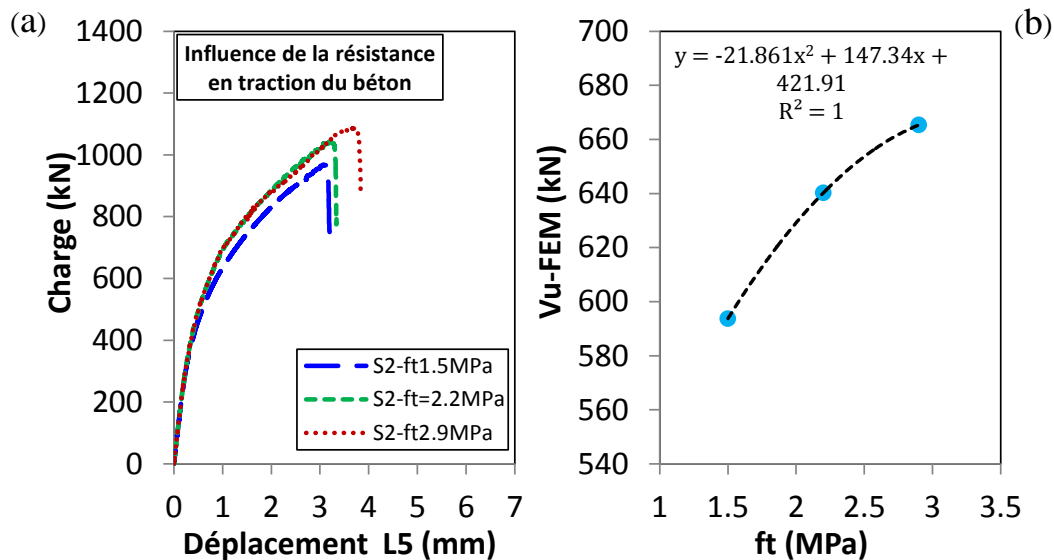


Figure 8.8 : Influence de la résistance en traction du béton sur le comportement au cisaillement des dalles: (a) Courbe charge-déplacement ; (b) capacité en cisaillement

Paramètres du cisaillement	Modèles	f_{ck} [MPa]	f_{ctm} [kN]	P_{FEM} [kN]	V_{100kN} [kN] pour $P_u = 100kN$	V_{U-FEM} [kN]	Gain capacité [%]
Résistance	S2	20	1.5	970	61.21	593	-7.34
En traction du	S2	20	2.2	1046	61.21	640	---
béton	S2	20	2.9	1087	61.21	665	3.90

Tableau 8-5 : Influence de la résistance en traction du béton sur les capacités en cisaillement des dalles

8.5 Influence de la longueur de plaque de charge

Afin d'étudier l'effet de la longueur de la plaque de charge sur le comportement au cisaillement, les modèles numériques des dalles S2, S9 et S10 ont été utilisés. Trois dalles avec des longueurs de plaque de chargement égale à 120cm, 140cm et 160cm ont été rajoutées dans l'analyse pour une meilleure appréciation des résultats. Comme on peut le voir sur la **Figure 8.9**, les résultats numériques montrent que les capacités en cisaillement et les

rigidités post-élastiques augmentent en même temps que la longueur de la plaque de chargement. Une loi simplifiée permettant d'estimer les capacités en cisaillement en fonction de la longueur de la plaque de charge est proposée ci-dessous.

$$V_{max} = 0.014 \times l_{plaque}^2 - 0.46 \times l_{plaque} + 617$$

Pour dalles sur 4 appuis

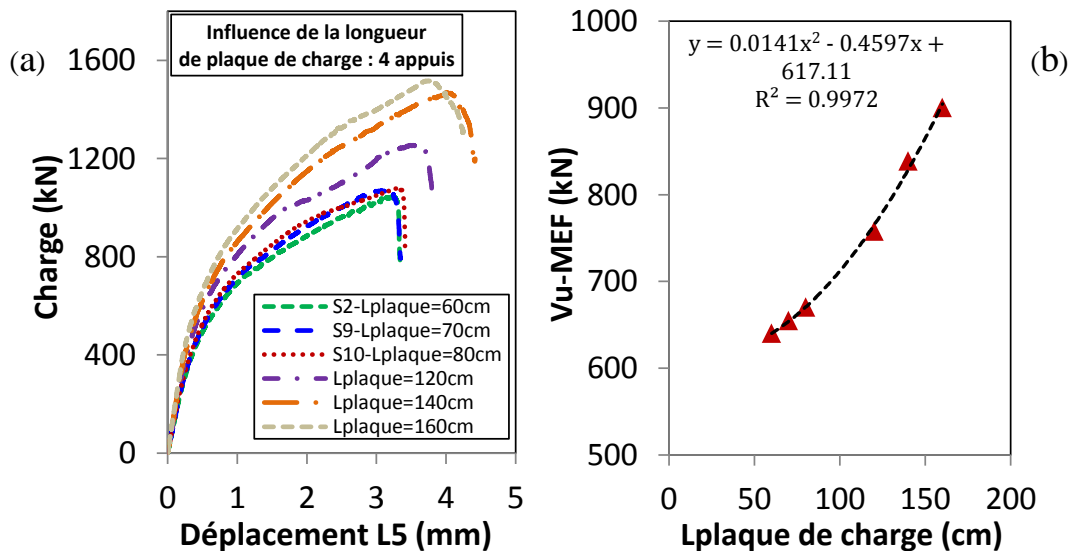


Figure 8.9 : Dalles avec 4 appuis : Influence de la longueur de plaque de charge sur le comportement au cisaillement des dalles: (a) Courbes charge-déplacement ; (b) capacités en cisaillement

Toutes les dalles analysées dans notre étude sont appuyées sur quatre côtés. On pourrait cependant penser qu'en utilisant une longueur de plaque de chargement plus importante pour des dalles appuyées sur quatre côtés, les deux autres côtés latéraux pourrait éventuellement avoir une influence sur le comportement au cisaillement contrairement à des dalles appuyées uniquement sur deux côtés. Par conséquent, l'influence de la longueur de plaque de chargement a également étudiée lorsque les dalles sont simplement portées par deux appuis au lieu de quatre. Les mêmes configurations de dalles ont été étudiées, seuls les deux appuis latéraux ont été supprimés du modèle EF. La **Figure 8.10** montre l'influence de la longueur de la plaque de chargement sur le comportement au cisaillement des dalles simplement appuyées sur deux côtés. Une augmentation de la résistance au cisaillement a également été observée avec l'augmentation de la longueur de la plaque de chargement. Une loi simplifiée permettant d'estimer les capacités en cisaillement en fonction de la longueur de la plaque de charge pour le cas de dalles simplement appuyées sur deux côtés est également proposée ci-dessous.

$$V_{max} = 0.015 \times l_{plaque}^2 - 1.16 \times l_{plaque} + 659$$

Pour dalles sur 2 appuis

La **Figure 8.11** et le **Tableau 8-6** illustrent les comparaisons entre les capacités en cisaillement obtenues à la fois par l'analyse EF sur les dalles appuyées sur quatre côtés et deux côtés, et les prédictions de l'EC2 et de l'ANF pour les différentes longueurs de plaque de chargement. D'abord, les résultats montrent que pour des longueurs de plaques de chargement importantes (à partir de 120cm), la capacité en cisaillement des dalles sur quatre appuis est légèrement plus élevée par rapport aux dalles avec seulement deux appuis. Ensuite, les résultats montrent également que les prédictions de l'ANF sont moins conservatrices comparées à celles de l'EC2. Les prédictions de l'ANF sont en très bon accord avec les résultats de l'analyse EF pour les dalles sur deux appuis et encore plus précis lorsque la longueur de la plaque de chargement augmente (à partir de 120cm). Néanmoins, pour les dalles sur quatre appuis, l'ANF prédit aussi la capacité du modèle EF avec une marge de sécurité raisonnable (**Tableau 8-6**).

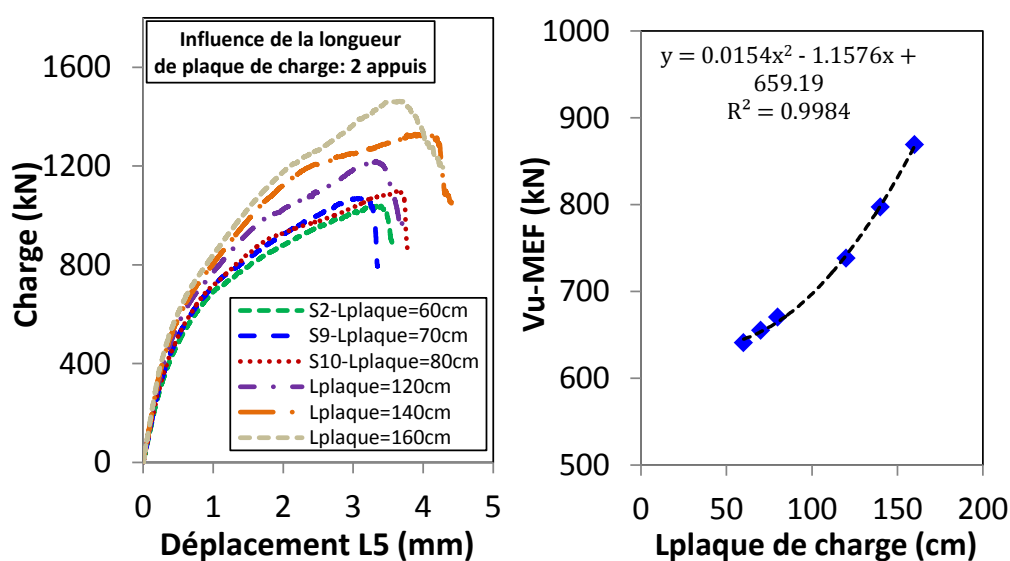


Figure 8.10 : Dalles avec 2 appuis : Influence de la longueur de plaque de charge sur le comportement au cisaillement des dalles: (a) Courbes charge-déplacement ; (b) capacités en cisaillement

Paramètres du cisaillement	Modèles	P_{FEM} [kN]	V_{100kN} [kN] pour $P_u=100kN$	V_{U-FEM} [kN]	Gain capacité [%]	V_{France} [kN]	V_{EC2} [kN]	$\frac{V_{U-FEM}}{V_{France}}$	$\frac{V_{U-FEM}}{V_{EC2}}$
Longueur de la plaque	S2	1047	61.21	641	---	578	547	1.11	1.17
	S9	1072	61.10	655	2.2	605	565	1.08	1.16

de chargement	S10	1099	61.00	670	4.6	633	582	1.06	1.15
Dalle avec 4 appuis	Lplaque=120cm	1256	60.35	758	18.3	743	647	1.02	1.17
	Lplaque=140cm	1401	59.88	839	30.9	798	679	1.05	1.24
	Lplaque=160cm	1518	59.32	900	40.5	853	710	1.06	1.27
Longueur de la plaque	S2	1046	61.21	640	---	578	547	1.11	1.17
	S9	1069	61.10	653	2.0	605	573	1.08	1.16
	S10	1099	61.00	670	4.7	633	599	1.06	1.15
de chargement	Lplate=120cm	1223	60.35	738	15.3	743	704	0.99	1.14
Dalle avec 2 appuis	Lplate=140cm	1331	59.88	797	24.5	798	756	1.00	1.17
	Lplate=160cm	1465	59.32	869	35.7	853	808	1.02	1.22

Tableau 8-6: Dalles avec 4 appuis et 2 appuis : Comparaisons entre les prédictions de l'analyse EF, de l'EC2 et EC2-ANF pour différentes longueurs de plaque de chargement.

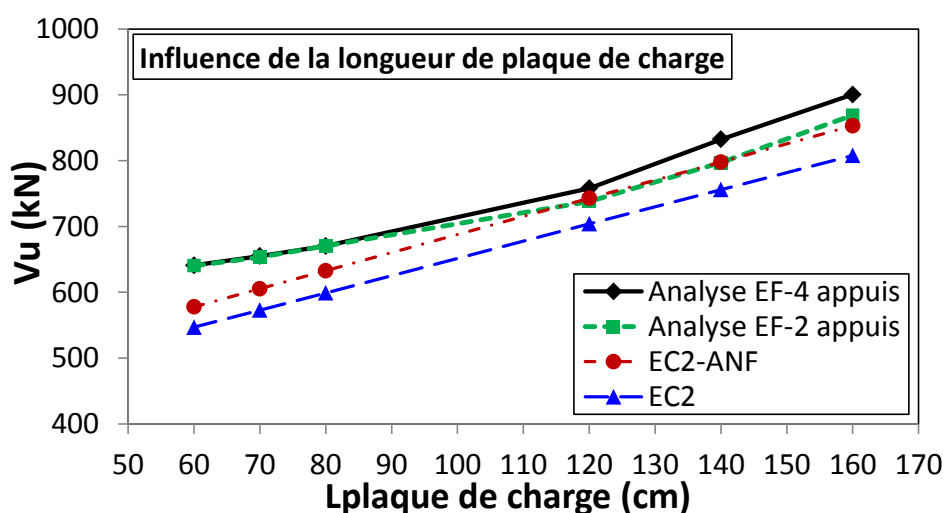


Figure 8.11: Dalles avec 4 appuis et 2 appuis : Comparaisons entre les prédictions de l'analyse EF, de l'EC2 et EC2-ANF pour différentes longueurs de plaque de chargement.

8.6 Influence de la résistance en compression du béton

Afin d'étudier l'influence de la résistance en compression du béton sur le comportement au cisaillement des dalles, quatre classes différentes de béton à résistance ordinaire extraites de l'EC2 ont été considérées. Les résistances caractéristiques en compression utilisées et les propriétés mécaniques correspondantes nécessaires pour les analyses EF sont données dans le **Tableau 8-7** ci-dessous. Les quatre dalles analysées sont de même configuration géométrique et de même ferrailage que la dalle S2, seules les résistances caractéristiques en compression varient.

Classe de béton (NF EN 1992-1-1)	f_{ck} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	Module de Young [GPa]
C20/25	20	2.20	30
C25/30	25	2.60	31
C30/37	30	2.90	33
C35/45	35	3.20	34

Tableau 8-7 : Caractéristiques de différentes classes de béton selon EN 1992-1-1

Comme on peut le voir sur la **Figure 8.12** et le **Tableau 8-8**, les capacités en cisaillement des dalles augmentent considérablement lorsque la résistance en compression du béton augmente. Une augmentation de la rigidité dans la phase post-élastique est également observée avec l'augmentation de la résistance en compression. En plus, comme on peut le voir sur la **Figure 8.1** une relation linéaire est observée entre les capacités en cisaillement des dalles et les résistances en compression du béton. Une loi simplifiée permettant d'estimer les capacités en cisaillement en fonction de la résistance en compression du béton est proposée ci-dessous.

$$V_{max} = 13.65 \times f_{ck} + 368$$

$$f_{ck} \leq 35 \text{ MPa}$$

La **Figure 8.13** et le **Tableau 8-8** illustrent la comparaison entre les capacités en cisaillement des dalles basées sur l'analyse EF, l'EC2 et l'ANF pour différentes valeurs de la résistance en compression du béton. L'ANF est moins conservatrice que l'EC2. A mesure que la résistance en compression du béton augmente le ratio entre les prédictions de l'analyse EF et de l'ANF semble constant. Un ratio égale à environ 1.11 est trouvé (**Tableau 8-8**). Cependant les prédictions de l'EC2 tendent à s'éloigner de celles de l'analyse EF quand la résistance en compression augmente.

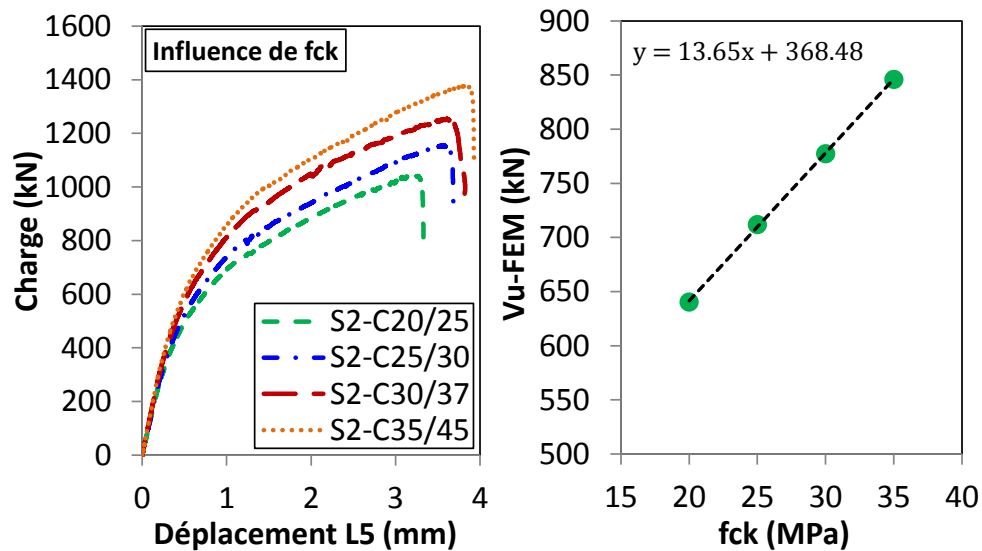


Figure 8.12 : Influence de la résistance en compression du béton sur le comportement au cisaillement des dalles: (a) Courbes charge-déplacement ; (b) capacités en cisaillement

Paramètres du cisaillement	Modèles	P_{FEM} [kN]	V_{100kN} [kN] pour $P_u = 100kN$	V_{U-FEM} [kN]	Gain capacité [%]	V_{France} [kN]	V_{EC2} [kN]	$\frac{V_{U-FEM}}{V_{France}}$	$\frac{V_{U-FEM}}{V_{EC2}}$
Résistance en compression	S2-C20/25	1046	61.21	640	---	578	547	1.11	1.17
	S2-C25/30	1163	61.21	712	11.3	646	590	1.10	1.21
	S2-C30/37	1270	61.21	777	21.4	708	627	1.10	1.24
	S2-C35/45	1382	61.21	846	32.2	764	660	1.11	1.28

Tableau 8-8 : Comparaisons entre les prédictions de l'analyse EF, de l'EC2 et l'ANF pour différentes résistances en compression du béton

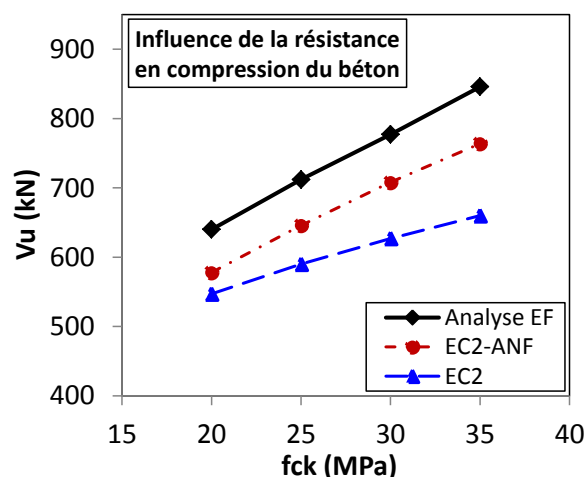


Figure 8.13 : Comparaisons entre les prédictions de l'analyse EF, de l'EC2 et l'ANF pour différentes résistances en compression du béton

8.7 Synthèse du chapitre 8

Dans ce chapitre, le modèle EF proposé a été utilisé pour étudier de façon plus approfondie et clarifier l'effet des différents paramètres intervenant dans le mécanisme de résistance au cisaillement. Une étude paramétrique a été réalisée afin d'examiner l'influence de ces différents paramètres : taux d'armatures longitudinales et transversales, ratio d'élanement a/d , diamètre maximal des granulats de béton, longueur de la plaque de chargement et résistance en compression du béton. Les mêmes propriétés mécaniques de béton ont été utilisées pour toutes les dalles. Des lois simplifiées (empiriques) permettant d'estimer les capacités en cisaillement en fonction des différents paramètres ont été établies. Il ressort de l'étude paramétrique que les taux d'armatures longitudinales et transversales ont une influence sur la capacité en cisaillement des dalles. Cependant les gains de capacité en cisaillement obtenus avec l'augmentation des taux d'armatures restent très marginaux. Le gain de capacité obtenu avec l'augmentation du diamètre maximal des granulats observé expérimentalement a été confirmé. Il en est de même pour la longueur de plaque de chargement pour des dalles sur 4 appuis (conforme aux essais) et 2 appuis (analyse supplémentaire). Une meilleure prédiction de l'approche française a été obtenue pour des dalles sur deux appuis, en particulier avec des longueurs élevées de plaque de chargement. Une augmentation significative de la résistance au cisaillement lorsque le rapport a_v/d diminue entre $0.5d$ et $2d$ a également été obtenue et concorde bien avec les résultats des essais. En particulier, une relation linéaire a été obtenue entre la capacité en cisaillement et le rapport a_v/d avec un a_v constant. Cette tendance linéaire avait également été perçue expérimentalement. Les mêmes conclusions ont été tirées pour ce qui est de l'influence de la résistance en compression du béton, à savoir une augmentation considérable de la capacité pour des résistances en compression croissantes et une relation linéaire capacité en cisaillement/résistance en compression.

Pour chaque paramètre étudié, les résultats numériques ont été comparés aux prédictions de l'Eurocode 2 et de l'Annexe Nationale Française et montrent que les prédictions de l'ANF sont en bon accord avec le calcul EF alors que les prédictions de l'EC2 restent plus conservatrices.

Chapitre 9

Conclusions et perspectives

9.1 Conclusions

9.1.1 Etudes expérimentales

Nous avons vu dans notre étude que les normes de génie civil traitaient différemment du cisaillement des dalles en béton armé, puisque selon les normes, l'influence de certains paramètres entrant en ligne dans le mécanisme de résistance au cisaillement était ignorée, ou bien les paramètres majeurs influençant la résistance au cisaillement étaient prises en compte partiellement et/ou différemment, laissant par conséquent un effet du cisaillement négligé dans le calcul de la résistance. La campagne expérimentale réalisée dans notre étude a eu pour objectif premier une meilleure compréhension du phénomène du cisaillement. Les essais ont été réalisés en faisant varier sur les dalles à pleine échelle les valeurs des différents paramètres pouvant avoir une influence sur le comportement au cisaillement. Au total 17 dalles soumises à une charge localisée à proximité du support ont été testées. Les dalles sont simplement appuyées sur leurs quatre côtés. Ces tests de cisaillement correspondent plus particulièrement aux dalles épaisses utilisées dans les bâtiments nucléaires. Dans une première campagne expérimentale, les influences sur le comportement au cisaillement des dalles des paramètres que sont : la résistance en compression du béton, l'épaisseur, le taux d'armatures longitudinales et transversales, le diamètre maximal des granulats et de la longueur de la plaque de chargement ont toutes été analysées. Les résultats expérimentaux sont comparés aux méthodes des codes de calcul de la résistance au cisaillement de la norme européenne Eurocode 2 (EC2), de l'Annexe Nationale Française (ANF), de la norme américaine ACI 318-14, du fib-Model Code 2010 et de l'approche par la théorie de la fissure critique (CSCT). À la lumière des résultats obtenus, certaines conclusions peuvent être formulées.

- Les essais ont montré que la résistance en compression du béton a une influence significative sur la capacité en cisaillement. Une augmentation considérable de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la résistance en compression a été observée. Un gain de 34% dans la résistance au cisaillement a été constaté en passant

d'un béton de classe C20/25 à un béton de classe C40/50. Une faible résistance en compression peut influencer le schéma de fissuration en cas de ruptures par cisaillement, en raison de la perte d'adhérence entre le béton et les barres de renforcement. Une faible propagation de la fissuration synonyme d'une faible répartition de la charge est observée dans un tel cas.

- Les dalles testées avec une même résistance en compression de béton et des diamètres de granulats variables ont montré que la taille maximale de l'agrégat a une influence sur la résistance au cisaillement des dalles. Un gain de capacité en cisaillement de 10% avec l'augmentation du diamètre maximal des granulats de 11.2 mm à 20 mm a été obtenu. Cependant, les dalles testées à cet effet, bien qu'ayant des résistances en compression similaires, avaient des résistances en traction différentes. Cette différence de résistance en traction qui aurait éventuellement pu avoir une influence sur la résistance au cisaillement, et non seulement le seul effet de la taille maximale des granulats, a été clarifiée dans la simulation numérique (voir conclusions sur l'analyse numérique).
- Une augmentation considérable de la résistance au cisaillement normalisée avec une diminution du ratio d'élanement a_v/d a été observée. Ces résultats expérimentaux confirment la présence d'un effet d'arche dans les dalles pour des portées en cisaillement a_v comprise entre $0.5d$ et $2d$. L'augmentation obtenue de la capacité en cisaillement est en accord avec celle théoriquement escomptée par le biais du facteur β de L' EN 1992-1-1 :2005.
- L'influence du taux d'armatures longitudinales et transversales sur la capacité en cisaillement des dalles n'a expérimentalement pas pu être entièrement déterminée. Aucune tendance claire n'a été obtenue. La tendance a été clarifiée dans la simulation numérique (voir conclusions sur l'analyse numérique). Cependant, pour la réponse au cisaillement, le taux d'armatures longitudinales améliore la rigidité de la dalle dans la phase post-élastique. Cette influence n'a pas été trouvée pour le cas du renforcement transversal.
- La longueur de la plaque de chargement influence la capacité en cisaillement des dalles. Un gain de capacité en cisaillement de 12% est obtenu en faisant varier la longueur de la plaque de charge de 70 cm à 80 cm.

- L'approche de l'EC2 avec la valeur $v_{\min} = 0.23\sqrt{f_{ck}}$ proposée par l'Annexe nationale Française, combinée à l'hypothèse d'une largeur effective b_{eff} , prédit avec une meilleure corrélation les résultats expérimentaux. La largeur effective b_{eff} étant celle issue du critère de diffusion à 45° de l'effort tranchant tel qu'indiqué par les recommandations françaises.
- L'approche de l'EC2 en utilisant la valeur $v_{\min} = 0.035k^{3/2}\sqrt{f_{ck}}$ recommandée dans le cas général pour les poutres et dalles est également applicable aux dalles sous charge concentrée (toujours combinée à l'hypothèse de la largeur effective proposée par les codes français), mais conduit à une sous-estimation de la capacité en cisaillement des dalles. Elle est donc plus conservatrice que l'Annexe française.
- Les résultats obtenus à l'aide de la formule d'extension de l'Eurocode 2 proposé par [Lantsoght et al, 2015] ont conduit à une surestimation de la capacité moyenne en cisaillement par rapport aux résultats expérimentaux.
- La capacité en cisaillement calculées par l'ACI 318-14 et ACI simplifiée ont conduit à une sous-estimation de tous les résultats expérimentaux.
- Les résultats ont également montré que le fib-Model Code 2010 avec le deuxième niveau d'approximation (LoA II) donne tout comme l'Annexe Nationale Française, une meilleure prédiction de la capacité en cisaillement des dalles. Cependant, le premier niveau d'approximation (LoA I) est apparu relativement très conservateur, il sous-estime grandement les capacités en cisaillement des dalles.
- L'approche par la théorie de la fissure critique (CSCT) conduit également à des prédictions cohérentes. Une marge de sécurité conservatrice mais raisonnable a été obtenue.

Une seconde campagne expérimentale a également été réalisée dans notre étude afin d'étudier l'influence d'un effort normal de compression ou de traction sur le comportement au cisaillement des dalles. Nous avons vu que les structures en béton armé soumises à des efforts de cisaillement pouvaient être simultanément soumises à des efforts axiaux de compression ou de traction. Les résultats expérimentaux sont également comparés aux prédictions de la

norme européenne Eurocode 2 (EC2), de la norme américaine ACI 318-14, du code nucléaire AFCEN ETC-C 2010 et du fib-Model Code 2010. Les conclusions suivantes peuvent être tirées.

- Les résultats montrent qu'une traction axiale diminue à la fois et de façon considérable la résistance au cisaillement et la rigidité élastique des dalles, mais de façon bénéfique, la ductilité de la structure une fois la capacité en cisaillement atteinte (phase post-pic du comportement) est sensiblement améliorée. L'application de charges de traction axiales correspondant à une contrainte de traction axiale équivalente à $0.28f_{ctm}$ a diminué la résistance au cisaillement de plus de 30%. Lorsque les dalles sont soumises à une large contrainte de traction axiale, l'inclinaison de la compression diagonale issue de la zone de chargement tend à être plus raide, ce qui correspond à un périmètre de fissuration en cisaillement plus petit observé sur la face inférieure des dalles. Il est également à noter qu'il a été observé que la traction axiale accélère l'apparition des premières fissures de flexion et de cisaillement.
- Une compression axiale permet de façon bénéfique d'améliorer la rigidité post-élastique et la résistance au cisaillement des dalles, par contre plus la contrainte de compression axiale devient importante, plus cela conduira de façon néfaste à une rupture très fragile de la structure. Il est donc nécessaire qu'une approche conservatrice soit utilisée dans un tel cas. A l'opposé de la traction axiale, la compression axiale permet de retarder l'apparition de la fissuration initiale.
- Il ressort des comparaisons entre les codes de calculs et les résultats expérimentaux qu'il existe un risque lorsque l'Eurocode 2 est utilisé pour concevoir à la fois les dalles et des poutres en béton armé soumises à l'action combiné d'un cisaillement et d'un effort de traction axiale. Le code nucléaire ETC-C donne de bonnes prédictions pour le cas des dalles de notre étude et fournit également environ 82% de prédictions sécuritaires pour le cas des poutres analysées issues d'essais de la littérature. Le fib-Model Code 2010 fournit également de bonnes prédictions pour le cas des dalles. L'ACI 318-14 apparaît certes comme étant relativement trop conservatrice, mais devrait être utilisée puisqu'elle offre dans tous les cas (dalles et poutres) une plus grande sécurité (98% de prédictions sécuritaire à la fois pour les dalles et poutres).

9.1.2 Analyses numériques

Dans notre étude, le modèle de béton elastoplastique avec endommagement (CDP) disponible dans le logiciel élément fini Abaqus a été utilisé et combiné à une analyse quasi-statique à schéma de résolution explicite. Des lois de comportement appropriées du béton en traction et en compression avec des comportements post-pic associés à un critère énergétique ont été considérées. Le modèle numérique a d'abord été calibré à l'aide d'un essai de référence puis validé en simulant les dalles restantes de la campagne expérimentale. Dans le processus de calibration l'influence de la taille du maillage, de l'énergie de rupture du béton, et des paramètres du modèle CDP que sont l'angle de dilation et le paramètre définissant la forme de la surface de charge dans le plan déviatorique ont tous été analysés. Les résultats ont montré que le modèle proposé simule avec succès les réponses expérimentales des dalles en termes de résistance au cisaillement et de modes de rupture. Un angle de dilatation de 37° associé à l'approche de l'énergie de rupture du [CEB-FIP Model Code, 1990] a été recommandé.

Une nouvelle étude paramétrique a été réalisée sur la base du modèle calibré. Des lois simplifiées permettant d'estimer les capacités en cisaillement en fonction des différents paramètres étudiés ont été proposées. Cette fois ci (sauf pour l'étude de l'effet de la résistance en compression du béton), pour éviter toute influence des propriétés du matériau sur les résistances au cisaillement, toutes les dalles ont été modélisées avec les mêmes propriétés mécaniques de béton (classe C20/25 avec $f_{ck}=20$ MPa, $f_{ctm}=2.2$ MPa et $E_0=30$ GPa). Les résultats obtenus sont comparés aux prédictions de l'Eurocode 2 et de l'annexe française. Les conclusions suivantes peuvent être tirées.

- L'influence du taux d'armatures longitudinales et transversales a une influence sur la capacité en cisaillement des dalles. L'augmentation du taux d'armatures transversales ou longitudinales conduit à une légère augmentation de la capacité en cisaillement et à une rigidité post-élastique légèrement améliorée. Cependant les gains de capacité en cisaillement obtenus avec l'augmentation des taux d'armatures restent très faibles. Un gain de seulement 2.7% de capacité a été obtenu pour une augmentation du taux d'armatures transversales de 58% et 4.8% pour une augmentation du taux d'armatures longitudinales de 54%.
- Une légère augmentation de la résistance au cisaillement est obtenue avec l'augmentation de la longueur de la plaque de chargement à la fois pour des dalles sur

quatre appuis et deux appuis. Un gain de 4.7% de capacité a été obtenu pour une augmentation de la longueur de plaque de chargement d'environ 30%. Une meilleure prédiction de l'approche française a été obtenue pour des dalles sur deux appuis, en particulier avec des longueurs élevées de plaque de chargement.

- Un gain de capacité en cisaillement de 13% a été obtenu avec l'augmentation du diamètre maximal des granulats de 11.2 mm à 20 mm. L'étude paramétrique a également montré que les résistances en cisaillement dépendent de la taille du granulats mais aussi de la résistance en traction du béton. En outre, lorsque l'on augmente la résistance en traction et que le diamètre maximal des granulats et la résistance à la compression du béton sont maintenus constants, la capacité en cisaillement augmente. Cependant, l'influence de la seule résistance en traction sur la capacité en cisaillement des dalles reste marginale dans un tel cas. On peut noter qu'un gain de seulement 4% de résistance en cisaillement a été obtenu en passant d'une résistance en traction de 2.2 MPa à 2.9 MPa soit un accroissement de plus de 30%.
- Une augmentation significative de la résistance au cisaillement lorsque le rapport a_v/d diminue entre $0.5d$ et $2d$ a également été obtenu. En maintenant la portée de cisaillement a_v constante, une relation linéaire est obtenue entre la capacité en cisaillement et l'épaisseur de la dalle.
- Une dernière étude paramétrique a été menée pour analyser l'influence de la résistance en compression du béton. Il a été trouvé que les capacités en cisaillement des dalles augmentent considérablement lorsque la résistance en compression du béton augmente. Plus particulièrement, une relation linéaire est observée entre les capacités en cisaillement et les résistances en compression du béton. Une augmentation de la rigidité post-élastique des dalles est également observée avec l'augmentation de la résistance en compression.
- Il ressort des comparaisons entre les prédictions de l'annexe française et de l'Eurocode 2 avec les résultats des analyses EF que dans tous les cas, l'annexe française apparaît la moins conservatrice et prédit la capacité du modèle avec une marge de sécurité raisonnable.

9.2 Perspectives

9.2.1 Etudes expérimentales

- Les campagnes expérimentales réalisées dans notre étude ont permis entre autres de répondre aux disparités qui existent entre L'Eurocode 2 et l'Annexe Française quant à la prédiction du cisaillement des dalles en béton armé. Nous avons vu pour le cas des dalles soumises uniquement à l'effet du cisaillement, que comparé à l'approche générale de l'Eurocode 2, l'Annexe Nationale Française prédisait, avec une meilleure corrélation, les résultats expérimentaux. L'approche de l'Eurocode 2 est également applicable aux dalles sous charge concentrée, mais conduit à une sous-estimation de la capacité en cisaillement. Nous avons également vu qu'il existait un risque considérable lorsque l'Eurocode 2 était utilisé pour concevoir les dalles et poutres en béton armé soumises à l'action combinée du cisaillement et d'un effort de traction axiale. Il serait alors intéressant dans une recherche ultérieure de proposer une nouvelle formulation de l'Eurocode 2 pour les éléments en béton armé (poutres et dalles) soumises au cisaillement et à l'effet combiné du cisaillement et d'un effort normal de traction. Le but étant d'obtenir des prédictions plus précises pour ces différents cas de sollicitations. L'influence de la taille des granulats associée à l'énergie de rupture du béton selon le [CEB-FIP Model Code, 1990] devra être prise en compte dans cette nouvelle formulation, ce qui n'est pas le cas dans la formulation actuelle. Il a été désormais prouvé expérimentalement et numériquement dans notre étude que le diamètre maximal des granulats avait une influence non négligeable sur la résistance au cisaillement des dalles. L'influence de ratios d'élancement a_v/d plus élevés que celles choisies dans notre étude (au maximum, $a_v/d=2.1$) et l'influence du béton à hautes résistances (uniquement C20/25 dans notre étude) pourraient être également analysées afin d'accroître la fiabilité de la formulation.
- En outre pour des raisons de constructibilité et de rentabilité, un renforcement en cisaillement des dalles épaisses est également une question importante dans un nouveau projet de centrale nucléaire. Il serait donc également intéressant dans une recherche ultérieure d'avoir une idée sur le gain de capacité en cisaillement que pourrait fournir l'ajout d'armatures d'effort tranchant dans les dalles et d'étudier dans cette configuration l'apport de précontrainte membranaire de traction et compression comme étudié dans notre cas.

- Enfin il est également important de rappeler que dans tous les essais réalisés dans notre étude, les dalles ont été soumises à une sollicitation de cisaillement en quasi-statique. Pourtant dans les centrales nucléaires des cas de sollicitation de cisaillement dynamique peuvent être également trouvés. Ceci pourrait être attribué par exemple à un séisme, ou à un impact dynamique (chute d'un colis par exemple). L'étude du comportement au cisaillement dynamique des dalles devrait également s'intégrer comme perspective intéressante et incontournable à notre étude.

9.2.2 Analyses numériques

Nous avons vu que le modèle EF proposé dans notre étude était à même de prédire avec précision le comportement des dalles sous sollicitation quasi-statique de cisaillement en terme de capacité en cisaillement et de modes de rupture. Les résultats de l'analyse EF peuvent être utilisés comme référence pour tirer des méthodes de calcul simplifiées à des fins de conception pratique. L'analyse EF pourrait servir en simulant plus d'essais et différentes configurations à contribuer à améliorer l'Eurocode 2 comme proposé en perspective expérimentale. Cependant dans la présente recherche, certaines simplifications ont été introduites dans le modèle EF mis en œuvre ou certains aspects n'ont pas été pris en compte. Dans le cadre de recherches ultérieures, les améliorations et propositions suivantes peuvent être appliquées sur le modèle afin d'accroître sa fiabilité:

- Il s'agira de modéliser l'interaction entre le béton et le renforcement avec un modèle de liaison élaborée. En effet dans notre étude la simplification selon laquelle une adhérence parfaite existe entre les armatures et le béton a été faite. Supposer une liaison parfaite entre les armatures et le béton est en réalité une idéalisation de l'interaction qui existe entre ces deux matériaux, et cela pourrait éventuellement influencer la réponse structurale des dalles (courbes charge-déplacement) et les schémas de fissuration.
- Il est également important de noter que le modèle numérique proposé a été calibré et validé seulement pour des classes de béton à résistances ordinaires. Il conviendrait donc également de valider le modèle numérique pour des classes de béton à hautes résistances sur la base d'essais réalisés au préalable tel que proposé dans les perspectives expérimentales.

- En effet dans le processus de calibration du modèle, nous avons choisi suite à l'étude de convergence du maillage, une taille de maille de 20 mm jugée comme étant celle donnant à la fois une meilleure corrélation conservatrice avec l'essai en termes de charge de rupture et une meilleure visualisation de la fissuration. Cependant l'étude de convergence du maillage a montré que la méthode de régularisation énergétique de Hillerborg ne permettait pas de résoudre complètement le problème de dépendance des résultats vis-à-vis du maillage. Coupler au modèle élasto-endo-plastique CDP un limiteur de localisation plus approfondie pourrait résoudre totalement le problème. Il serait donc également intéressant d'enrichir le modèle CDP d'ABAQUS en lui rajoutant par exemple une méthode de régularisation par théorie non locale intégrale.
- Dans la continuité des perspectives expérimentales proposées il serait aussi intéressant de proposer un nouveau modèle pour des cas de sollicitations dynamiques, mais il est certain que ce volet nécessitera aussi une meilleure caractérisation du matériau béton en dynamique et au-delà de la liaison acier béton en dynamique.

Références Bibliographiques

- [1] A. C. I. Committee, “Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary,” *ACI Farmington Hills U. S.*, 2014.
- [2] Model Code 2010, “Fédération Internationale du Béton (fib)-Final Draft,” *Vol 1 Bull. 65 Vol 2 Bull. 66 Lausanne Switz.*, 2012.
- [3] S. SIA, “262: 2003, Construction en béton,” *Société Suisse Ing. Archit. Norme Suisse SN*, vol. 505, p. 262.
- [4] C. S. A. Committee, “Design of Concrete Structures, CSA A23. 3-04,” *Can. Stand. Assoc. Mississauga Can.*, 2004.
- [5] FD P 18-717. Eurocode 2, “calcul des structures en béton - Guide d’application des normes NF EN 1992,” 2013.
- [6] CEN. Eurocode 2, “Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. EN 1992-1-1,” *Bruss. Com. Eur. Norm. CEN*, 2005.
- [7] AFCEN ETC-C, “Edition: ETC-C EPR Technical Code for Civil Works. AFCEN. TRIM Ref. 2011/430452.,” 2010.
- [8] A. Muttoni, “Shear and punching strength of slabs without shear reinforcement.” *Beton-Stahlbetonbau*, vol. 98, no. 2, pp. 74–84, 2003.
- [9] E. O. Lantsoght, C. van der Veen, A. de Boer, and J. Walraven, “Proposal for the extension of the Eurocode shear formula for one-way slabs under concentrated loads,” *Eng. Struct.*, vol. 95, pp. 16–24, 2015.
- [10] R. Walther and M. Miehlsbradt, *Dimensionnement des structures en béton: Bases et technologie*. Presses polytechniques et universitaires romandes, 1990.
- [11] P. Paultre, *Structures en béton armé: analyse et dimensionnement*. Presses inter Polytechnique, 2001.
- [12] R. H. Emmons, *CONCRETE REPAIR AND MAINTENANCE ILLUSTRATED. PROBLEM ANALYSIS. REPAIR STRATEGY. TECHNIQUES*. 1993.
- [13] M. N. Khaja and E. G. Sherwood, “Does the shear strength of reinforced concrete beams and slabs depend upon the flexural reinforcement ratio or the reinforcement strain? 1,” *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 40, no. 11, pp. 1068–1081, 2013.
- [14] P. Lestuzzi, “Seismic Engineering. Master course support, EPFL.,” 2007.
- [15] R. V. Rodrigues, M. F. Ruiz, and A. Muttoni, “Shear strength of R/C bridge cantilever slabs,” *Eng. Struct.*, vol. 30, no. 11, pp. 3024–3033, 2008.
- [16] A. Lubell, “Shear in Wide Reinforced Concrete Beams,” doctoral thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, ON, Canada, 2006.
- [17] J. Doorgeest, “Transition between one-way shear and punching shear,” *Delft Univ. Of*, vol. 37, p. 215, 2012.
- [18] E. O. Lantsoght, C. Van Der Veen, and A. De Boer, “Predicting the shear capacity of reinforced concrete slabs subjected to concentrated loads close to supports with the modified bond model,” in *IABSE Symposium Report*, 2014, vol. 102, pp. 129–136.
- [19] E. O. Lantsoght, C. van der Veen, and J. C. Walraven, “Shear in one-way slabs under concentrated load close to support,” *ACI Struct. J.*, vol. 110, no. 2, p. 275, 2013.
- [20] R. Vaz Rodrigues, “Shear strength of reinforced concrete bridge deck slabs,” 2007.
- [21] S. Guandalini and A. Muttoni, “Essais de poinçonnement symétrique des dalles en béton armé sans armature à l'effort tranchant,” *Rapport d'essai*, 2004.
- [22] E. O. Lantsoght, C. van der Veen, J. C. Walraven, and A. de Boer, “Transition from one-way to two-way shear in slabs under concentrated loads,” *Mag. Concr. Res.*, vol. 67, no. 17, pp. 909–922, 2015.
- [23] K.-H. Reineck, E. C. Bentz, B. Fitik, D. A. Kuchma, and O. Bayrak, “ACI-DAfStb database of shear tests on slender reinforced concrete beams without stirrups,” *ACI Struct. J.*, vol. 110, no. 5, p. 867, 2013.

- [24] ASCE–ACI Task Committee 426, “Shear strength of reinforced-concrete members – slabs,” *J. Struct. Div. ASCE 100NST8 1543–1591*, 1974.
- [25] D. Chauvel, H. Thonier, A. Coin, and al., “Shear resistance of slabs not provided with shear reinforcement,” *CENTC 250SC 02 N*, vol. 726, 2007.
- [26] NORMCOMISSIE 351001. NEN 6720, “Technische Grondslagen voor Bouwvoorschriften, Voorschriften Beton TGB 1990,” *Constr. Eisen En Rekenmethoden*, 1995.
- [27] P. E. Regan and H. Rezai-Jorabi, “Shear resistance of one-way slabs under concentrated loads,” *Struct. J.*, vol. 85, no. 2, pp. 150–157, 1988.
- [28] E. O. Lantsoght, C. van der Veen, and J. C. Walraven, “Shear capacity of slabs and slab strips loaded close to the support,” *ACI SP-287 Recent Dev. Reinf. Concr. Slab Anal. Des. Serv.*, pp. 5–1, 2012.
- [29] B. Belletti, C. Damoni, M. A. Hendriks, and A. de Boer, “Analytical and numerical evaluation of the design shear resistance of reinforced concrete slabs,” *Struct. Concr.*, vol. 15, no. 3, pp. 317–330, 2014.
- [30] ASCE–ACI Task Committee 426, “The shear strength of reinforced concrete members,” *J. Struct. Eng. 99ST6 1091–1187*, 1973.
- [31] Massicotte, B., “Résistance à l’effort tranchant et à la torsion,” *Calc. Struct. En Béton Armé Presse Int. Polytech.*, 2009.
- [32] ASCE–ACI Committee 445, “Recent approaches to shear design of structural concrete,” *J. Struct. Eng. 12412 1375–1417*, 1998.
- [33] A. Baker, P. Abeles, and A. Ashdown, “The Shear Strength of Reinforced Concrete Beams: A Repor,” *Inst. Struct. Eng. Lond. UK Pp 1–170*, p. 1969.
- [34] G. Kani, *Kani on shear in reinforced concrete*. Department of Civil Engineering, University of Toronto, 1979.
- [35] H. P. Taylor, “The fundamental behavior of reinforced concrete beams in bending and shear,” *Spec. Publ.*, vol. 42, pp. 43–78, 1974.
- [36] K.-H. Reineck, “Ultimate shear force of structural concrete members without transverse reinforcement derived from a mechanical model (SP-885),” *Struct. J.*, vol. 88, no. 5, pp. 592–602, 1991.
- [37] D. A. Kuchma and M. P. Collins, “Advances in understanding shear performance of concrete structures,” *Prog. Struct. Eng. Mater.*, vol. 1, no. 4, pp. 360–369, 1998.
- [38] R. C. Fenwick and T. Pauley, “Mechanism of shear resistance of concrete beams,” *J. Struct. Div.*, vol. 94, no. 10, pp. 2325–2350, 1968.
- [39] A. F. Pruijssers, “Shear resistance of beams based on the effective shear depth,” *Delft Univ. Technol. Delft Neth. Stevin Rep. No 5-86-1*, pp. 1–69, 1986.
- [40] J. C. Walraven, “Aggregate interlock: a theoretical and experimental investigation,” *Delft Univ. Technol. Delft*, 1980.
- [41] J. C. Walraven, “Fundamental analysis of aggregate interlock,” *J. Struct. Div.*, vol. 107, no. 11, pp. 2245–2270, 1981.
- [42] M. Ghazavy-Khorasgany and V. Gopalaratnam, “Shear strength of concrete—size and other influences,” in *Proceedings of the JCI International workshop on size effect in concrete structures*, 1993, pp. 51–62.
- [43] E. G. Sherwood, E. C. Bentz, and M. P. Collins, “Effect of aggregate size on beam-shear strength of thick slabs,” *ACI Struct. J.*, vol. 104, no. 2, p. 180, 2007.
- [44] P. E. Regan, I. L. Kennedy-Reid, A. D. Pullen, and D. A. Smith, “The influence of aggregate type on the shear resistance of reinforced concrete,” *Struct. Eng.*, vol. 83, no. 23–24, pp. 27–32, 2005.
- [45] R. Ince, E. Yalcin, and A. Arslan, “Size-dependent response of dowel action in RC members,” *Eng. Struct.*, vol. 29, no. 6, pp. 955–961, 2007.
- [46] R. J. Cope, “Flexural shear failure of reinforced concrete slab bridges,” in *Institution of Civil Engineers, Proceedings, Pt2*, 1985, vol. 79.
- [47] A. E. Long, “A two-phase approach to the prediction of the punching strength of slabs,” in *Journal Proceedings*, 1975, vol. 72, pp. 37–45.

- [48] G. N. J. Kani, "The riddle of shear failure and its solution," in *Journal Proceedings*, 1964, vol. 61, pp. 441–468.
- [49] D. Kim, W. Kim, and R. N. White, "Arch action in reinforced concrete beams—A rational prediction of shear strength," *Struct. J.*, vol. 96, no. 4, pp. 586–593, 1999.
- [50] K. Rafla, "Empirical formulas for the calculation of the shear capacity of reinforced concrete beams," *Str. Brücke Tunn.*, vol. 23, no. 12, pp. 311–320, 1971.
- [51] N. M. Hawkins, "Shear strength of slabs with shear reinforcement," *Spec. Publ.*, vol. 42, pp. 785–816, 1974.
- [52] P. S. Chana and S. B. Desai, "Design of shear reinforcement against punching," *Struct. Eng.*, vol. 70, no. 9, 1992.
- [53] R. B. Gomes and P. E. Regan, "Punching resistance of RC flat slabs with shear reinforcement," *J. Struct. Eng.*, vol. 125, no. 6, pp. 684–692, 1999.
- [54] D. R. Oliveira, G. S. Melo, and P. E. Regan, "Punching strengths of flat plates with vertical or inclined stirrups," *Struct. J.*, vol. 97, no. 3, pp. 485–491, 2000.
- [55] P. E. Regan and F. Samadian, "Shear reinforcement against punching in reinforced concrete flat slabs," *Struct. Eng.*, vol. 79, no. 10, 2001.
- [56] M. F. Ruiz and A. Muttoni, "Applications of critical shear crack theory to punching of reinforced concrete slabs with transverse reinforcement," *ACI Struct. J.*, vol. 106, no. 4, p. 485, 2009.
- [57] R. L. Vollum, T. Abdel-Fattah, M. Eder, and A. Y. Elghazouli, "Design of ACI-type punching shear reinforcement to Eurocode 2," *Mag. Concr. Res.*, vol. 62, no. 1, pp. 3–16, 2010.
- [58] L. M. Trautwein, T. N. Bittencourt, R. B. Gomes, and J. C. Della Bella, "Punching strength of flat slabs with unbraced shear reinforcement," *ACI Struct. J.*, vol. 108, no. 2, p. 197, 2011.
- [59] A. L. Carvalho, G. S. Melo, R. B. Gomes, and P. E. Regan, "Punching shear in post-tensioned flat slabs with stud rail shear reinforcement," *ACI Struct. J.*, vol. 108, no. 5, p. 523, 2011.
- [60] S. Lips, M. Fernández Ruiz, and A. Muttoni, "Experimental investigation on punching strength and deformation capacity of shear-reinforced slabs," *ACI Struct. J.*, vol. 109, no. EPFL-ARTICLE-181777, pp. 889–900, 2012.
- [61] A. S. Lubell, E. C. Bentz, and M. P. Collins, "Shear reinforcement spacing in wide members," *ACI Struct. J.*, vol. 106, no. 2, p. 205, 2009.
- [62] S. Campana, "Éléments en béton armé soumis à une combinaison de flexion, effort tranchant et forces de déviation," 2013.
- [63] K. G. Moody, I. M. Viest, R. C. Elstner, and E. Hognestad, "Shear strength of reinforced concrete beams Part 1-Tests of simple beams," in *Journal Proceedings*, 1954, vol. 51, pp. 317–332.
- [64] J. L. Pérez, A. Cladera, J. R. Rabuñal, and F. M. Abella, "Optimal adjustment of EC-2 shear formulation for concrete elements without web reinforcement using Genetic Programming," *Eng. Struct.*, vol. 32, no. 11, pp. 3452–3466, 2010.
- [65] G. König and J. Fischer, "Model uncertainties concerning design equations for the shear capacity of concrete members without shear reinforcement," *CEB Bull.*, vol. 224, pp. 49–100, 1995.
- [66] P. E. Regan, "Shear resistance of members without shear reinforcement; proposal for CEB Model Code MC90," *Polytech. Cent. Lond. Lond. UK*, pp. 1–28, 1987.
- [67] D. Angelakos, E. C. Bentz, and M. P. Collins, "Effect of concrete strength and minimum stirrups on shear strength of large members," *Struct. J.*, vol. 98, no. 3, pp. 291–300, 2001.
- [68] G. Kani, "How safe are our large reinforced concrete beams?," in *Journal Proceedings*, 1967, vol. 64, pp. 128–141.
- [69] A. N. Talbot, "Tests of reinforced concrete beams: resistance to web stresses," University of Illinois at Urbana Champaign, College of Engineering. Engineering Experiment Station., 1909.
- [70] F. E. Richart, "Investigation of web stresses in reinforced concrete beams," University of Illinois at Urbana Champaign, College of Engineering. Engineering Experiment Station No. 29, V. 6, No. 15. 1927.

- [71] A. P. Clark, "Diagonal tension in reinforced concrete beams," in *Journal Proceedings*, 1951, vol. 48, pp. 145–156.
- [72] G. N. J. Kani, "Basic facts concerning shear failure," in *Journal Proceedings*, 1966, vol. 63, pp. 675–692.
- [73] M. P. Collins, E. C. Bentz, E. G. Sherwood, and L. Xie, "An adequate theory for the shear strength of," *Mag. Concr. Res.*, vol. 60, no. 9, pp. 635–650, 2008.
- [74] M. P. Collins, E. C. Bentz, and E. G. Sherwood, "Where is shear reinforcement required? Review of research results and design procedures," *ACI Struct. J.*, vol. 105, no. 5, p. 590, 2008.
- [75] P. E. Regan, "Enhancement of shear resistance in short shear spans of reinforced concrete—an evaluation of UK recommendations and particularly of BD44/95," *Univ. Westminst. Lond. UK*, 1998.
- [76] H. FURUUCHI, Y. TAKAHASHI, T. UEDA, and Y. KAKUTA, "Effective width for shear failure of RC deep slabs," *Trans. Jpn. Concr. Inst.*, vol. 20, pp. 209–216, 1999.
- [77] D. W. Cullington, A. F. Daly, and M. E. Hill, "Assessment of reinforced concrete bridges: Collapse tests on Thurloxton underpass," in *BRIDGE MANAGEMENT 3. INSPECTION, MAINTENANCE AND REPAIR. PAPERS PRESENTED AT THE THIRD INTERNATIONAL CONFERENCE ON BRIDGE MANAGEMENT, UNIVERSITY OF SURREY, GUILDFORD, UK, 14-17 APRIL 1996*, 1996.
- [78] P. E. Regan, "Shear resistance of concrete slabs at concentrated loads close to supports," *Polytech. Cent. Lond. Lond. UK*, pp. 1–24, 1982.
- [79] O. Graf, *Versuche über die Widerstandsfähigkeit von Eisenbetonplatten unter konzentrierter Last nahe einem Auflager: Berichte. Versuche über die Widerstandsfähigkeit des Betons an den Abbiegestellen der schief abgebogenen Eisen in Eisenbetonbalken*. 1933.
- [80] W. J. Krefeld and C. W. Thurston, "Studies of the shear and diagonal tension strength of simply supported reinforced concrete beams," in *Journal Proceedings*, 1966, vol. 63, pp. 451–476.
- [81] K. S. Rajagopalan and P. M. Ferguson, "Exploratory shear tests emphasizing percentage of longitudinal steel," in *Journal Proceedings*, 1968, vol. 65, pp. 634–638.
- [82] J. G. MacGregor and P. Gergely, "Suggested revisions to ACI Building Code clauses dealing with shear in beams," in *Journal Proceedings*, 1977, vol. 74, pp. 493–500.
- [83] Y. Yoshida, "Shear reinforcement for large lightly reinforced concrete members," University of Toronto, 2000.
- [84] S. Cao, "Size effect and the influence of longitudinal reinforcement on the shear response of large reinforced concrete members," National Library of Canada= Bibliothèque nationale du Canada, 2001.
- [85] A. K. Tureyen and R. J. Frosch, "Concrete shear strength: another perspective," *Struct. J.*, vol. 100, no. 5, pp. 609–615, 2003.
- [86] A. S. Lubell, E. C. Bentz, and M. P. Collins, "Influence of longitudinal reinforcement on one-way shear in slabs and wide beams," *J. Struct. Eng.*, vol. 135, no. 1, pp. 78–87, 2009.
- [87] M. Gurutzeaga, E. Oller, C. Ribas, A. Cladera, and A. Mari, "Influence of the longitudinal reinforcement on the shear strength of one-way concrete slabs," *Mater. Struct.*, vol. 48, no. 8, pp. 2597–2612, 2015.
- [88] ACI-ASCE Committee 326, "Shear and Diagonal Tension," *ACI J. Proc. V59 Nol 2 3 Jan Feb Mar 1962 Pp 1-30 277-334 352-396 Discuss. Clos.*, pp. 1323–1349, 1962.
- [89] A. C. 440, "Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with FRP bars," 2006.
- [90] N. A. Hoult, E. G. Sherwood, E. C. Bentz, and M. P. Collins, "Does the use of FRP reinforcement change the one-way shear behavior of reinforced concrete slabs?," *J. Compos. Constr.*, vol. 12, no. 2, pp. 125–133, 2008.
- [91] Y. Sato and F. J. Vecchio, "Tension stiffening and crack formation in reinforced concrete members with fiber-reinforced polymer sheets," *J. Struct. Eng.*, vol. 129, no. 6, pp. 717–724, 2003.

- [92] A. Elenas, L. Vasiliadis, E. Poulidou, and N. Emmanouilidou, "Influence of tension stiffening effect on design and behaviour of reinforced concrete structures," *Meas. Monit. Model. Concr. Prop.*, pp. 215–220, 2006.
- [93] E. G. Sherwood, A. S. Lubell, E. C. Bentz, and M. P. Collins, "One-way shear strength of thick slabs and wide beams," *ACI Struct. J.*, vol. 103, no. 6, p. 794, 2006.
- [94] N. S. Bhal, "The effect of beam depth on shear capacity of single-span reinforced concrete beams with and without shear reinforcement," *Dr Ing Diss. Stuttg. Univ.*, 1967.
- [95] T. Shioya, M. Iguro, Y. Nojiri, H. Akiyama, and T. Okada, "Shear strength of large reinforced concrete beams," *Spec. Publ.*, vol. 118, pp. 259–280, 1990.
- [96] M. P. Collins and D. Kuchma, "How safe are our large, lightly reinforced concrete beams, slabs, and footings?," *ACI Struct. J.*, vol. 96, no. 4, 1999.
- [97] K.-H. Reineck, D. A. Kuchma, K. S. Kim, and S. Marx, "Shear database for reinforced concrete members without shear reinforcement," *Struct. J.*, vol. 100, no. 2, pp. 240–249, 2003.
- [98] Z. P. Bazant and M. T. Kazemi, "Size effect on diagonal shear failure of beams without stirrups," *ACI Struct. J.*, vol. 88, no. 3, pp. 268–276, 1991.
- [99] Z. P. Bažant, "Fracturing truss model: Size effect in shear failure of reinforced concrete," *J. Eng. Mech.*, vol. 123, no. 12, pp. 1276–1288, 1997.
- [100] A. A. Griffith, "The phenomena of rupture and flow in solids," *Philos. Trans. R. Soc. Lond. Ser. Contain. Pap. Math. Phys. Character*, vol. 221, pp. 163–198, 1921.
- [101] A. Hillerborg, M. Modéer, and P.-E. Petersson, "Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements," *Cem. Concr. Res.*, vol. 6, no. 6, pp. 773–781, 1976.
- [102] Z. P. Bažant, "Instability, ductility, and size effect in strain-softening concrete," *J. Eng. Mech. Div.*, vol. 102, no. 2, pp. 331–344, 1976.
- [103] G. Pijaudier-Cabot and Z. P. Bažant, "Nonlocal damage theory," *J. Eng. Mech.*, vol. 113, no. 10, pp. 1512–1533, 1987.
- [104] E. Sherwood, "One-way shear behaviour of large, lightly-reinforced concrete beams and slabs," Ph.D. Thesis, Dept. of Civil Engineering, University of Toronto, 2008.
- [105] R. C. Elstner and E. Hognestad, "Laboratory investigation of rigid frame failure," in *Journal Proceedings*, 1957, vol. 53, pp. 637–668.
- [106] ASCE-ACI Committee 445 on Shear and Torsion, "Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete," *J. Struct. Eng. 12412*, pp. 1375–1417, 1998.
- [107] P. Gupta and M. P. Collins, "Behavior of reinforced concrete members subjected to shear and compression," *MASc Thesis Univ. Tor.*, 1993.
- [108] P. R. Gupta and M. P. Collins, "Evaluation of shear design procedures for reinforced concrete members under axial compression," *Struct. J.*, vol. 98, no. 4, pp. 537–547, 2001.
- [109] P. Adebare and M. P. Collins, "Shear strength of members without transverse reinforcement," *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 23, no. 1, pp. 30–41, 1996.
- [110] S. B. Bhide and M. P. Collins, "Influence of axial tension on the shear capacity of reinforced concrete members," *Struct. J.*, vol. 86, no. 5, pp. 570–581, 1989.
- [111] L. Xie, E. C. Bentz, and M. P. Collins, "Influence of axial stress on shear response of reinforced concrete elements," *ACI Struct. J.*, vol. 108, no. 6, p. 745, 2011.
- [112] A. H. Mattock, "Diagonal tension cracking in concrete beams with axial forces," *J. Struct. Div.*, vol. 95, no. 9, pp. 1887–1900, 1969.
- [113] M. J. Haddadin, S.-T. Hong, and A. H. Mattock, "Stirrup effectiveness in reinforced concrete beams with axial force," *J. Struct. Div.*, 1971.
- [114] U. Quast and M. Los, "On the shear bearing behaviour of RC-beams influenced by longitudinal tensile stresses," *Bautech. Ger. 768*, pp. 646–650, 1999.
- [115] D. Fernández-Montes, E. González Valle, and E. Díaz Heredia, "Influence of axial tension on the shear strength of floor joists without transverse reinforcement," *Struct. Concr.*, vol. 16, no. 2, pp. 207–220, 2015.
- [116] F. J. Vecchio and M. P. Collins, "The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear," *ACI J*, vol. 83, no. 2, pp. 219–231, 1986.

- [117] A. Marí, J. Bairán, A. Cladera, E. Oller, and C. Ribas, “Shear-flexural strength mechanical model for the design and assessment of reinforced concrete beams,” *Struct. Infrastruct. Eng.*, vol. 11, no. 11, pp. 1399–1419, 2015.
- [118] E. Mörsch, “Reinforced Concrete: Theory and Practice,” *Verl. Von Konrad Wittwer Stuttg. Ger.*, pp. 1–368, 1908.
- [119] W. Ritter, “Die Bauweise Hennebique (Hennebiques Construction Method),” pp. 59–61, 1899.
- [120] A. Talbot, “Tests of Reinforced Concrete Beams,” *Univ. Ill. Urbana USA*, pp. 1–70, 1904.
- [121] A. Talbot, “Tests of Reinforced Concrete Beams,” *Univ. Ill. Urbana USA*, pp. 1–92, 1905.
- [122] A. Talbot, “Tests of Reinforced Concrete T-Beams,” *Univ. Ill. Urbana USA*, pp. 1–42, 1906.
- [123] A. Talbot, “A Test of Three Large Reinforced Concrete Beams,” *Univ. Ill. Urbana USA*, pp. 1–42, 1908.
- [124] G. L. Balázs, “A historical review of shear,” *Bulletin*, vol. 57, pp. 1–13, 2010.
- [125] Joint Committee on Concrete and Reinforced Concrete, “Final report on concrete and reinforced concrete,” *Proc. Am. Soc. Civ. Eng.* 4210, pp. 167–1708, 1916.
- [126] M. P. Collins, “Towards a rational theory for RC members in shear,” *J. Struct. Div.*, vol. 104, no. 4, 1978.
- [127] M. P. Collins and D. Mitchell, “Shear and torsion design of prestressed and non-prestressed concrete beams,” *PCI J.*, vol. 25, no. 5, pp. 32–100, 1980.
- [128] S. Sun and D. A. Kuchma, “Shear behavior and capacity of large-scale prestressed high-strength concrete bulb-tee girders,” Newmark Structural Engineering Laboratory. University of Illinois at Urbana-Champaign., 2007.
- [129] F. J. Vecchio, “Disturbed stress field model for reinforced concrete: formulation,” *J. Struct. Eng.*, vol. 126, no. 9, pp. 1070–1077, 2000.
- [130] E. C. Bentz, F. J. Vecchio, and M. P. Collins, “Simplified modified compression field theory for calculating shear strength of reinforced concrete elements,” *ACI Struct. J.*, vol. 103, no. 4, p. 614, 2006.
- [131] E. C. Bentz and M. P. Collins, “Development of the 2004 Canadian Standards Association (CSA) A23. 3 shear provisions for reinforced concrete,” *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 33, no. 5, pp. 521–534, 2006.
- [132] Z. P. Bažant and Q. Yu, “Designing against size effect on shear strength of reinforced concrete beams without stirrups: I. Formulation,” *J. Struct. Eng.*, vol. 131, no. 12, pp. 1877–1885, 2005.
- [133] Z. P. Bažant and Q. Yu, “Designing against size effect on shear strength of reinforced concrete beams without stirrups: II. Verification and calibration,” *J. Struct. Eng.*, vol. 131, no. 12, pp. 1886–1897, 2005.
- [134] Aashto, “Aashto LRFD Bridge Design Specifications,” *Am. Assoc. State Highw. Transp. Off. Wash. DC USA*, pp. 1–1672, 2012.
- [135] A. Muttoni, “Punching Shear, Draft Code Proposal,” SIA 162, Working Group 5, Swiss Society of Engineers and Architects, Zürich, 15p, 1985.
- [136] SIA, “Code 162 for Concrete Structures,” *Swiss Soc. Eng. Archit. Zür. Switz.* 86 P, 1993.
- [137] A. Muttoni and B. Thürlimann, “Shear tests on beams and slabs without shear reinforcement,” *Inst. Für Baustatik Konstr. Zür. Switz.*, 1986.
- [138] A. Muttoni, “The applicability of the theory of plasticity in the design of reinforced concrete,” *Andwendbarkeit Plast. Bemessung Von Stahlbeton” Inst. Für Baustatik Konstruktion Ber.*, no. 176, 1989.
- [139] A. Muttoni and J. Schwartz, “Behavior of beams and punching in slabs without shear reinforcement,” in *IABSE colloquium*, 1991, vol. 62, pp. 703–708.
- [140] A. Muttoni, “Eléments sans armature d” effort tranchant,” Documentation SIA, D 0182 Introduction à la norme SIA 262, 2003.
- [141] A. Muttoni, “Punching shear, (in French, ‘Poinçonnement’), Introduction to the Swiss code SIA 262,” *Doc. 0182 Swiss Soc. Eng. Archit. Zür.*, pp. 57–66, 2003.

- [142] A. Muttoni and M. F. Ruiz, "Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width," *ACI Struct. J.*, vol. 105, no. 2, p. 163, 2008.
- [143] M. Nielsen, "Limit Analysis and Concrete Plasticity," *Prentice-Hall Englewood Cliffs NJ USA Lond. UK*, pp. 1–420, 1984.
- [144] J. Schlaich, K. Schäfer, and M. Jennewein, "Toward a consistent design of structural concrete," *PCI J.*, vol. 32, no. 3, pp. 74–150, 1987.
- [145] P. Marti, "How to treat shear in structural concrete," *Struct. J.*, vol. 96, no. 3, pp. 408–414, 1999.
- [146] M. P. Nielsen and L. C. Hoang, *Limit analysis and concrete plasticity*. CRC press, 1999.
- [147] M. Nielsen and L. Hoang, "Limit Analysis and Concrete Plasticity," *CRC Press Boca Raton FL USA*, pp. 1–816, 2011.
- [148] N. Spinella, P. Colajanni, and A. Recupero, "Simple plastic model for shear critical SFRC beams," *J. Struct. Eng.*, vol. 136, no. 4, pp. 390–400, 2009.
- [149] G. M. Kotsovos and M. D. Kotsovos, "Effect of axial compression on shear capacity of linear RC members without transverse reinforcement," *Mag. Concr. Res.*, vol. 65, no. 22, pp. 1360–1375, 2013.
- [150] K.-H. Reineck, "Model the shear behaviour and size effect of structural concrete members without transverse reinforcement," *Bull. Inf.-Com. EUROINTERNATIONAL BETON*, vol. 237, pp. 185–198, 1997.
- [151] J. Niwa, "Size effect in shear of concrete beams predicted by fracture mechanics," *Bull. Inf.-Com. EUROINTERNATIONAL BETON*, vol. 237, pp. 147–158, 1997.
- [152] P. J. Gustafsson and A. Hillerborg, "Sensitivity in shear strength of longitudinally reinforced concrete beams to fracture energy of concrete," *Struct. J.*, vol. 85, no. 3, pp. 286–294, 1988.
- [153] J. C. Walraven, "Fracture mechanics of concrete and its role in explaining structural behaviour," in *FRAMCOS*, 2007, vol. 6, pp. 1265–1275.
- [154] O. J. Gasteblet and I. M. May, "Fracture mechanics model applied to shear failure of reinforced concrete beams without stirrups," *Struct. J.*, vol. 98, no. 2, pp. 184–190, 2001.
- [155] S. Xu and H. Reinhardt, "Shear fracture on the basis of fracture mechanics," *Otto-Graf-J.*, vol. 16, pp. 21–78, 2005.
- [156] M. D. Kotsovos, J. Bobrowski, and J. Eibl, "Behaviour of reinforced concrete T-beams in shear," *Struct. Eng. Part B*, vol. 65, pp. 1–10, 1987.
- [157] M. E. Ruddle, G. I. B. Rankin, and A. E. Long, "Mohr approach to prediction of beam shear strength," *Proc. Inst. Civ. Eng. Struct. Build.*, vol. 134, no. 4, pp. 363–372, 1999.
- [158] M. Khuntia and B. Stojadinovic, "Shear strength of reinforced concrete beams without transverse reinforcement," *Struct. J.*, vol. 98, no. 5, pp. 648–656, 2001.
- [159] A. K. Tureyen, T. S. Wolf, and R. J. Frosch, "Shear strength of reinforced concrete T-beams without transverse reinforcement," *ACI Struct. J.*, vol. 103, no. 5, p. 656, 2006.
- [160] P. Hong-Gun, K.-K. Choi, and J. K. Wight, "Strain-based shear strength model for slender beams without web reinforcement," *ACI Struct. J.*, vol. 103, no. 6, p. 783, 2006.
- [161] H.-G. Park, S. Kang, and K.-K. Choi, "Analytical model for shear strength of ordinary and prestressed concrete beams," *Eng. Struct.*, vol. 46, pp. 94–103, 2013.
- [162] K.-K. Choi, P. Hong-Gun, and J. K. Wight, "Unified shear strength model for reinforced concrete beams-Part I: Development," *ACI Struct. J.*, vol. 104, no. 2, p. 142, 2007.
- [163] T. Zsutty, "Shear strength prediction for separate categories of simple beam tests," in *Journal Proceedings*, 1971, vol. 68, pp. 138–143.
- [164] Y. Yang, J. A. den Uijl, and J. Walraven, "Shear capacity of reinforced concrete beams under complex loading conditions," *Proc. 9th Fib Int. PhD Symp. Civ. Eng. Karlsr. Ger.*, pp. 43–48, 2012.
- [165] J. C. Walraven, "Background document for EC-2, Chapter 6.2 Shear," *Delft Univ. Technol.*, p. 30, 2002.
- [166] J. C. Walraven, "Minimum Shear Capacity of Reinforced Concrete Slabs without Shear Reinforcement: The Value of v_{min} ," *Delft Univ. Technol. Dutch*, pp. 1–20, 2013.

- [167] Y. Montabroud and A. Limam, “Shear experiments on reinforced concrete slabs – the first series [in French],” 2005.
- [168] A. Limam, “Shear experiments on reinforced concrete slabs – the second series [in French],” 2007.
- [169] B. Bresler and J. G. MacGregor, “Review of concrete beams failing in shear,” *J. Struct. Div.*, vol. 93, no. 1, pp. 343–372, 1967.
- [170] B. Bresler and A. C. Scordelis, “Shear strength of reinforced concrete beams,” in *Journal Proceedings*, 1963, vol. 60, pp. 51–74.
- [171] ETC-C EPR, “Technical Code for Civil Works. Rev B. EDF. TRIM Ref. 1710/404165,” 2006.
- [172] BAEL 91, “modifiées 99,” *Règles Tech. Concept. Calc. Ouvrages Constr. En Béton Armé Suivant Method États-Lte.*, 2000.
- [173] H. P. J. Taylor, “Investigation of the forces carried across cracks in reinforced concrete beams in shear by interlock of aggregate,” 1970.
- [174] A. Muttoni and M. F. Ruiz, “Levels-of-A pproximation Approach in Codes of Practice,” *Struct. Eng. Int.*, vol. 22, no. 2, pp. 190–194, 2012.
- [175] S. P. Timoshenko and S. Woinowsky-Krieger, *Theory of plates and shells*. McGraw-hill, 1959.
- [176] CEB-FIP Model Code 1990, “Design Code,” *Com. Euro-Int. Béton Thomas Telford Lond.*, 1993.
- [177] P. Regan, “Beams Subjected to Axial Loads,” *Imperial Coll. Lond.*, pp. 93–118, 1971.
- [178] M. YAMADA and O. KIYOMIYA, “SHEAR CAPACITY OF REINFORCED CONCRETE BEAMS WITH INITIAL CRACKS,” *Trans. Jpn. Concr. Inst.*, vol. 17, pp. 297–304, 1996.
- [179] T. Tamura, T. Shigematsu, T. Hara, and K. Maruyama, “A Study of Proposed Design Equation for the Shear Strength of R/C Beams Subjected to Axial Tension,” *Doboku Gakkai Ronbunshu*, vol. 1995, no. 520, pp. 225–234, 1995.
- [180] E. Morice, “Fissuration dans les matériaux quasi-fragiles: approche numérique et expérimentale pour la détermination d’un modèle incrémental à variables condensées,” École normale supérieure de Cachan-ENS Cachan, 2014.
- [181] M. Terrien, “Emission acoustique et comportement mécanique post-critique d’un béton sollicité en traction,” *BULL LIAISON LAB PONTS CHAUSS*, no. 105, 1980.
- [182] J. Mazars, Y. Berthaud, and S. Ramtani, “The unilateral behaviour of damaged concrete,” *Eng. Fract. Mech.*, vol. 35, no. 4–5, pp. 629–635, 1990.
- [183] S. Ramtani, “Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral,” Paris 6, 1990.
- [184] B. Gérard, “Contribution des couplages mécanique-chimie-transfert dans la tenue à long terme des ouvrages de stockage de déchets radioactifs,” 1996.
- [185] J. Björnström, T. Ekström, and M. Hassanzadeh, “Dammsäkerhet: spruckna betongdammar: översikt och beräkningsmetoder,” *Elforsk Rapp.*, vol. 6, no. 29, 2006.
- [186] E. Van Geel, *Concrete behaviour in multiaxial compression: experimental research*. Technische Universiteit Eindhoven, Faculteit Bouwkunde, 1998.
- [187] W. H. J. Kaufmann, “Strength and deformations of structural concrete subjected to in-plane shear and normal forces,” 1998.
- [188] J. M. Torrenti, E. H. Benaija, and C. Boulay, “Influence of boundary conditions on strain softening in concrete compression test,” *J. Eng. Mech.*, vol. 119, no. 12, pp. 2369–2384, 1993.
- [189] G. Markeset and A. Hillerborg, “Softening of concrete in compression—localization and size effects,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 25, no. 4, pp. 702–708, 1995.
- [190] D. C. Jansen and S. P. Shah, “Effect of length on compressive strain softening of concrete,” *J. Eng. Mech.*, vol. 123, no. 1, pp. 25–35, 1997.
- [191] P. HORDIJK, “Local Approach to Fatigue of Concrete,” *Dr. Thesis Delft Univ. Technol.*, vol. 210, 1991.

- [192] J. G. Van Mier, E. Schlangen, and A. Vervuurt, "Tensile cracking in concrete and sandstone: Part 2—Effect of boundary rotations," *Mater. Struct.*, vol. 29, no. 2, pp. 87–96, 1996.
- [193] J. G. van Mier, "Framework for a generalized four-stage fracture model of cement-based materials," *Eng. Fract. Mech.*, vol. 75, no. 18, pp. 5072–5086, 2008.
- [194] M. Markovič, M. Saje, I. Planinc, and S. Bratina, "On strain softening in finite element analysis of RC planar frames subjected to fire," *Eng. Struct.*, vol. 45, pp. 349–361, 2012.
- [195] Z. P. Bažant and M. T. Kazemi, "Size dependence of concrete fracture energy determined by RILEM work-of-fracture method," *Int. J. Fract.*, vol. 51, no. 2, pp. 121–138, 1991.
- [196] X. H. Guo and R. I. Gilbert, "The effect of specimen size on the fracture energy and softening function of concrete," *Mater. Struct.*, vol. 33, no. 5, pp. 309–316, 2000.
- [197] P. H. Feenstra, "Computational aspects of biaxial stress in plain and reinforced concrete," Delft: Delft University Press, 1993.
- [198] P. Maturana, J. Planas, and M. Elices, "Evolution of fracture behaviour of saturated concrete in the low temperature range," *Eng. Fract. Mech.*, vol. 35, no. 4–5, pp. 827–834, 1990.
- [199] Z. P. Bažant and G. Pijaudier-Cabot, "Measurement of characteristic length of nonlocal continuum," *J. Eng. Mech.*, vol. 115, no. 4, pp. 755–767, 1989.
- [200] H. Cifuentes, M. Alcalde, and F. Medina, "Measuring the Size-Independent Fracture Energy of Concrete," *Strain*, vol. 49, no. 1, pp. 54–59, 2013.
- [201] S.-K. Lee, Y.-C. Song, and S.-H. Han, "Biaxial behavior of plain concrete of nuclear containment building," *Nucl. Eng. Des.*, vol. 227, no. 2, pp. 143–153, 2004.
- [202] H. Kupfer, H. K. Hilsdorf, and H. Rusch, "Behavior of concrete under biaxial stresses," in *Journal Proceedings*, 1969, vol. 66, pp. 656–666.
- [203] H. B. Kupfer and K. H. Gerstle, "Behavior of concrete under biaxial stresses," *J. Eng. Mech. Div.*, vol. 99, no. 4, pp. 853–866, 1973.
- [204] J. G. M. Van Mier, "Strain-softening of concrete under multiaxial loading conditions," *Tech. Hogesch. Eindh.*, pp. 32–39, 1984.
- [205] M. M. Attard and S. Setunge, "Stress-strain relationship of confined and unconfined concrete," *Mater. J.*, vol. 93, no. 5, pp. 432–442, 1996.
- [206] P. Jamet, A. Millard, and G. Nahas, "Triaxial behaviour of a micro-concrete complete stress-strain curves for confining pressures ranging from 0 to 100 MPa," CEA Centre d'Etudes Nucleaires de Saclay, 1984.
- [207] D. Sfer, I. Carol, R. Gettu, and G. Etse, "Study of the behavior of concrete under triaxial compression," *J. Eng. Mech.*, vol. 128, no. 2, pp. 156–163, 2002.
- [208] L. Jason, A. Huerta, G. Pijaudier-Cabot, and S. Ghavamian, "An elastic plastic damage formulation for concrete: Application to elementary tests and comparison with an isotropic damage model," *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, vol. 195, no. 52, pp. 7077–7092, 2006.
- [209] I. Imran and S. J. Pantazopoulou, "Experimental study of plain concrete under triaxial stress," *ACI Mater. J.-Am. Concr. Inst.*, vol. 93, no. 6, pp. 589–601, 1996.
- [210] F. H. Wittmann, *Fracture mechanics of concrete*. Elsevier. Distributors for the US and Canada, Elsevier Science Pub. Co., 1983.
- [211] J. G. Rots, "Computational modeling of concrete fracture," *Thèse Dr. Univ. Delft Pays-Bas*, 1988.
- [212] D. Ngo and A. C. Scordelis, "Finite element analysis of reinforced concrete beams," in *Journal Proceedings*, 1967, vol. 64, pp. 152–163.
- [213] A. R. Ingraffea and V. Saouma, "Numerical modeling of discrete crack propagation in reinforced and plain concrete," in *Fracture mechanics of concrete: structural application and numerical calculation*, Springer, 1985, pp. 171–225.
- [214] G. IRWIN, "Analysis of stresses and strains near the end of a crack travelling a plane," *J Appl Mech*, vol. 24, pp. 361–364, 1957.
- [215] D. S. Dugdale, "Yielding of steel sheets containing slits," *J. Mech. Phys. Solids*, vol. 8, no. 2, pp. 100–104, 1960.

- [216] G. I. Barenblatt, "The mathematical theory of equilibrium cracks in brittle fracture," *Adv. Appl. Mech.*, vol. 7, pp. 55–129, 1962.
- [217] N. Moës, J. Dolbow, and T. Belytschko, "A finite element method for crack growth without remeshing," *Int. J. Numer. Methods Eng.*, vol. 46, pp. 131–150, 1999.
- [218] L. B. Lucy, "A numerical approach to the testing of the fission hypothesis," *Astron. J.*, vol. 82, pp. 1013–1024, 1977.
- [219] R. A. Gingold and J. J. Monaghan, "Smoothed particle hydrodynamics: theory and application to non-spherical stars," *Mon. Not. R. Astron. Soc.*, vol. 181, no. 3, pp. 375–389, 1977.
- [220] L. D. Libersky and A. G. Petschek, "Smooth particle hydrodynamics with strength of materials," in *Advances in the free-Lagrange method including contributions on adaptive gridding and the smooth particle hydrodynamics method*, Springer, 1991, pp. 248–257.
- [221] L. D. Libersky, A. G. Petschek, T. C. Carney, J. R. Hipp, and F. A. Allahdadi, "High strain Lagrangian hydrodynamics: a three-dimensional SPH code for dynamic material response," *J. Comput. Phys.*, vol. 109, no. 1, pp. 67–75, 1993.
- [222] W. Benz and E. Asphaug, "Explicit 3D continuum fracture modeling with smooth particle hydrodynamics," in *Lunar and Planetary Science Conference*, 1993, vol. 24.
- [223] W. Benz and E. Asphaug, "Simulations of brittle solids using smooth particle hydrodynamics," *Comput. Phys. Commun.*, vol. 87, no. 1–2, pp. 253–265, 1995.
- [224] G. R. Johnson and S. R. Beissel, "Normalized smoothing functions for SPH impact computations," *Int. J. Numer. Methods Eng.*, vol. 39, no. 16, pp. 2725–2741, 1996.
- [225] G. R. Johnson, R. A. Stryk, and S. R. Beissel, "SPH for high velocity impact computations," *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, vol. 139, no. 1–4, pp. 347–373, 1996.
- [226] M. Mabssout and M. I. Herreros, "Taylor-SPH method for shock wave propagating in viscoplastic continua," *Rev. Mécanique Appliquée Théorique*, vol. 2, no. 4, pp. 431–440, 2011.
- [227] M. Mabssout and M. I. Herreros, "Taylor-SPH vs Taylor-Galerkin for shock waves in viscoplastic continua," *Eur. J. Comput. Mech. Eur. Mécanique Numér.*, vol. 20, no. 5–6, pp. 281–308, 2011.
- [228] M. Mabssout and M. I. Herreros, "Runge–Kutta vs Taylor-SPH: Two time integration schemes for SPH with application to Soil Dynamics," *Appl. Math. Model.*, vol. 37, no. 5, pp. 3541–3563, 2013.
- [229] Y. R. Rashid, "Ultimate strength analysis of prestressed concrete pressure vessels," *Nucl. Eng. Des.*, vol. 7, no. 4, pp. 334–344, 1968.
- [230] Z. P. Bažant and B. H. Oh, "Crack band theory for fracture of concrete," *Mater. Struct.*, vol. 16, no. 3, pp. 155–177, 1983.
- [231] J. Mazars, "Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure," 1984.
- [232] C. La Borderie, "Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable: modélisation et application à l'analyse de structures en béton," 1991.
- [233] R. Desmorat, F. Gatuingt, and F. Ragueneau, "Nonlocal anisotropic damage model and related computational aspects for quasi-brittle materials," *Eng. Fract. Mech.*, vol. 74, no. 10, pp. 1539–1560, 2007.
- [234] D. C. Drucker and W. Prager, "Soil mechanics and plastic analysis or limit design," *Q. Appl. Math.*, vol. 10, no. 2, pp. 157–165, 1952.
- [235] K. J. William and E. P. Warnke, "Constitutive model for the triaxial behavior of concrete," *IABSE Semin. Concr. Struct. Subj. Triaxial Stress. ISMES IABSE Proc. 19 Bergamo Italy*, 1975.
- [236] S. S. Bhattacharjee, *Smearred fracture analysis of concrete gravity dams for static and seismic loads*. McGill University, 1994.
- [237] J. Lemaitre and J.-L. CHABOCHE, "Aspect phénoménologique de la rupture par endommagement," *J Méc Appl*, vol. 2, no. 3, 1978.
- [238] F. L. DiMaggio and I. S. Sandler, "Material Model for Granular Soils," *J. Eng. Mech. Div.*, vol. 97, no. 3, pp. 935–950.

- [239] J. Lemaitre and J.-L. Chaboche, *Mécanique des matériaux solides*. Paris, Dunod, 1984.
- [240] S. Oller, E. Onate, J. Oliver, and J. Lubliner, “Finite element nonlinear analysis of concrete structures using a ‘plastic-damage model,’” *Eng. Fract. Mech.*, vol. 35, no. 1–3, pp. 219–231, 1990.
- [241] G. Meschke and R. Lackner, “Anisotropic modeling of cracked concrete based on plasticity-damage theory,” *Comput. Plast. CIMNE Barc.*, pp. 1543–1550, 1997.
- [242] W. B. Krätzig and R. Pölling, “An elasto-plastic damage model for reinforced concrete with minimum number of material parameters,” *Comput. Struct.*, vol. 82, no. 15, pp. 1201–1215, 2004.
- [243] J. C. Simo and J. W. Ju, “Strain-and stress-based continuum damage models—I. Formulation,” *Int. J. Solids Struct.*, vol. 23, no. 7, pp. 821–840, 1987.
- [244] J. W. Ju, “Energy-based coupled elastoplastic damage models at finite strains,” *J. Eng. Mech.*, vol. 115, no. 11, pp. 2507–2525, 1989.
- [245] J. Mazars and G. Pijaudier-Cabot, “Continuum damage theory—application to concrete,” *J. Eng. Mech.*, vol. 115, no. 2, pp. 345–365, 1989.
- [246] N. R. Hansen and H. L. Schreyer, “Thermodynamically consistent theories for elastoplasticity coupled with damage,” Sandia National Labs., Albuquerque, NM (United States), 1992.
- [247] L. Jason, “Relation endommagement perméabilité pour les bétons: application aux calculs de structures,” Nantes, 2004.
- [248] J. Lee and G. L. Fenves, “Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures,” *J. Eng. Mech.*, vol. 124, no. 8, pp. 892–900, 1998.
- [249] J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller, and E. Onate, “A plastic-damage model for concrete,” *Int. J. Solids Struct.*, vol. 25, no. 3, pp. 299–326, 1989.
- [250] L. Jason, “Modèle de plasticité et d’endommagement pour le comportement du béton,” *Rev. Fr. Génie Civ.*, vol. 8, no. 9–10, pp. 1177–1189, 2004.
- [251] P. Grassl and M. Jirásek, “Damage-plastic model for concrete failure,” *Int. J. Solids Struct.*, vol. 43, no. 22, pp. 7166–7196, 2006.
- [252] J. Y. Wu, J. Li, and R. Faria, “An energy release rate-based plastic-damage model for concrete,” *Int. J. Solids Struct.*, vol. 43, no. 3, pp. 583–612, 2006.
- [253] B. Luccioni, S. Oller, and R. Danesi, “Coupled plastic-damaged model,” *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, vol. 129, no. 1–2, pp. 81–89, 1996.
- [254] F. Armero and S. Oller, “A general framework for continuum damage models. I. Infinitesimal plastic damage models in stress space,” *Int. J. Solids Struct.*, vol. 37, no. 48, pp. 7409–7436, 2000.
- [255] A. Benallal, R. Billardon, and G. Geymonat, “Bifurcation and localization in rate-independent materials. Some general considerations,” in *Bifurcation and stability of dissipative systems*, Springer, 1993, pp. 1–44.
- [256] A. Benallal, R. Billardon, and I. Doghri, “An integration algorithm and the corresponding consistent tangent operator for fully coupled elastoplastic and damage equations,” *Commun. Appl. Numer. Methods*, vol. 4, no. 6, pp. 731–740, 1988.
- [257] R. PEERLINGS, R. DE BORST, W. BREKELMANS, and J. DE VREE, “GRADIENT ENHANCED DAMAGE FOR QUASI-BRITTLE MATERIALS,” *Int. J. Numer. Methods Eng.*, vol. 39, no. 19, pp. 3391–3403, 1996.
- [258] E. M. P. Cosserat and F. Cosserat, “Théorie des corps déformables,” 1909.
- [259] R. Chambon, D. Caillerie, and T. Matsushima, “Plastic continuum with microstructure, local second gradient theories for geomaterials: localization studies,” *Int. J. Solids Struct.*, vol. 38, no. 46, pp. 8503–8527, 2001.
- [260] R. de Borst, “Fracture in quasi-brittle materials: a review of continuum damage-based approaches,” *Eng. Fract. Mech.*, vol. 69, no. 2, pp. 95–112, 2002.
- [261] Z. P. Bažant and M. Jirásek, “Nonlocal integral formulations of plasticity and damage: survey of progress,” *J. Eng. Mech.*, vol. 128, no. 11, pp. 1119–1149, 2002.

- [262] M. Jirásek and M. Bauer, “Numerical aspects of the crack band approach,” *Comput. Struct.*, vol. 110, pp. 60–78, 2012.
- [263] M. Matallah, M. Farah, F. Grondin, A. Loukili, and E. Rozière, “Size-independent fracture energy of concrete at very early ages by inverse analysis,” *Eng. Fract. Mech.*, vol. 109, pp. 1–16, 2013.
- [264] A. Nassima and M. Matallah, “Méthode de régularisation énergétique basée sur l’approche «Crack band»: Limites d’application et sources d’erreurs,” in *Rencontres Universitaires de Génie Civil*, 2015.
- [265] C. Giry, “Modélisation objective de la localisation des déformations et de la fissuration des structures en béton soumises à des chargements statiques ou dynamiques,” Grenoble, 2011.
- [266] D. Rogula, “Introduction to nonlocal theory of material media,” in *Nonlocal theory of material media*, Springer, 1982, pp. 123–222.
- [267] H. Askes and L. J. Sluys, “Explicit and implicit gradient series in damage mechanics,” *Eur. J. Mech.-A Solids*, vol. 21, no. 3, pp. 379–390, 2002.
- [268] A. Simone, H. Askes, R. H. J. Peerlings, and L. J. Sluys, “Interpolation requirements for implicit gradient-enhanced continuum damage models,” *Int. J. Numer. Methods Biomed. Eng.*, vol. 20, no. 2, pp. 163–165, 2004.
- [269] R. Fernandes, C. Chavant, and R. Chambon, “A simplified second gradient model for dilatant materials: theory and numerical implementation,” *Int. J. Solids Struct.*, vol. 45, no. 20, pp. 5289–5307, 2008.
- [270] P. Kotronis, R. Chambon, J. Mazars, and F. Collin, “Local second gradient models and damage mechanics: Application to concrete,” in *11th International Conference on Fracture*, 2005.
- [271] D. Xenos and P. Grassl, “Computational Modelling of Concrete Structures,” *Ed. Nenad Bićanić Herbert Mang Günther Meschke René Borst CRC Press*, pp. 513–520, 2014.
- [272] D. Xenos and P. Grassl, “Modelling the failure of reinforced concrete with nonlocal and crack band approaches using the damage-plasticity model CDPM2,” *Finite Elem. Anal. Des.*, vol. 117, pp. 11–20, 2016.
- [273] P. Grassl, D. Xenos, U. Nyström, R. Rempling, and K. Gylltoft, “CDPM2: A damage-plasticity approach to modelling the failure of concrete,” *Int. J. Solids Struct.*, vol. 50, no. 24, pp. 3805–3816, 2013.
- [274] F. Leonhardt and R. Walther, *Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit und der oberen Schubspannungsgrenze*. Ernst, 1962.
- [275] CEB-FIP-model Code 2010, “Comité Euro-International du Béton,” *Lausanne Switz.*, 2010.
- [276] G. M. Chen, J. F. Chen, and J. G. Teng, “On the finite element modelling of RC beams shear-strengthened with FRP,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 32, pp. 13–26, 2012.
- [277] L. Jendele and J. Cervenka, “Finite element modelling of reinforcement with bond,” *Comput. Struct.*, vol. 84, no. 28, pp. 1780–1791, 2006.
- [278] A. S. Genikomsou and M. A. Polak, “Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS,” *Eng. Struct.*, vol. 98, pp. 38–48, 2015.
- [279] ABAQUS Version 6.12, *Documentation*. 2013.
- [280] G. Schickert and H. Winkler, *Versuchsergebnisse zur Festigkeit und Verformung von Beton bei mehraxialer Druckbeanspruchung*. 1977.
- [281] F. E. Richart, A. Brandtzaeg, and R. L. Brown, “A study of the failure of concrete under combined compressive stresses,” University of Illinois at Urbana Champaign, College of Engineering. Engineering Experiment Station., 1928.
- [282] L. L. Mills and R. M. Zimmerman, “Compressive strength of plain concrete under multiaxial loading conditions,” in *Journal Proceedings*, 1970, vol. 67, pp. 802–807.
- [283] P. Pankaj, *Real Structural Behavior and Its Analysis - Material Nonlinearity. Lecture Note*. 2010.

- [284] W.-F. Chen and D.-J. Han, *Plasticity for structural engineers*. Springer-Verlag, New York, N.Y, 1988.
- [285] R. Malm, “Shear cracks in concrete structures subjected to in-plane stresses,” KTH, 2006.
- [286] G. Z. Voyiadjis and Z. N. Taqieddin, “Elastic plastic and damage model for concrete materials: Part I-theoretical formulation,” *Int. J. Struct. Chang. Solids*, vol. 1, no. 1, pp. 31–59, 2009.
- [287] K. Reissen and J. Hegger, “Numerical investigations on the shear capacity of reinforced concrete slabs under concentrated loads,” *Res. Appl. Struct. Eng. Mech. Comput. CRC Press*, pp. 1507–1512, 2013.
- [288] T. Jankowiak and T. Lodygowski, “Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model,” *Found. Civ. Environ. Eng.*, vol. 6, no. 1, pp. 53–69, 2005.
- [289] H. Park and J.-Y. Kim, “Plasticity model using multiple failure criteria for concrete in compression,” *Int. J. Solids Struct.*, vol. 42, no. 8, pp. 2303–2322, 2005.
- [290] S. H. Smith, “One fundamental aspects of concrete behaviours,” Master thesis, University of Colorado at Boulder, 1987.
- [291] A. K. Chopra, *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*. 2007. Prentice-Hall, 2007.
- [292] N. Rebelo, J. C. Nagtegaal, L. M. Taylor, and R. Passman, “Comparison of implicit and explicit finite element methods in the simulation of metal forming processes,” in *ABAQUS Users Conf., Newport, RI*, 1992.
- [293] L. M. Kutt, A. B. Pifko, J. A. Nardiello, and J. M. Papazian, “Slow-dynamic finite element simulation of manufacturing processes,” *Comput. Struct.*, vol. 66, no. 1, pp. 1–17, 1998.
- [294] W. J. Chung, J. W. Cho, and T. Belytschko, “On the dynamic effects of explicit FEM in sheet metal forming analysis,” *Eng. Comput.*, vol. 15, no. 6, pp. 750–776, 1998.
- [295] J. Kim, Y.-H. Kang, H.-H. Choi, S.-M. Hwang, and B.-S. Kang, “Comparison of Implicit and Explicit Finite-Element Methods for the Hydroforming Process of an Automobile Lower Arm,” *Int J Adv Manuf Technol*, vol. 20, pp. 407–413, 2002.
- [296] T. Gmür, *Dynamique des structures: analyse modale numérique*. PPUR presses polytechniques, 1997.
- [297] V. Cervenka, L. Jendele, and J. Cervenka, “ATENA Program Documentation, Part 1: Theory,” *Praha Czech Repub.*, 2011.
- [298] M. A. Crisfield, “Snap-through and snap-back response in concrete structures and the dangers of under-integration,” *Int. J. Numer. Methods Eng.*, vol. 22, no. 3, pp. 751–767, 1986.
- [299] B. L. Karihaloo, “Failure of concrete,” *Compr. Struct. Integr. Fundam. Theor. Mech. Fail. Vol 2 Oxf. Elsevier*, pp. 477–548, 2003.
- [300] H. A. W. Cornelissen, D. A. Hordijk, and H. W. Reinhardt, “Experimental determination of crack softening characteristics of normalweight and lightweight concrete,” *Heron*, vol. 31, no. 2, pp. 45–56, 1986.
- [301] D. A. Hordijk, “Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses,” *Heron*, vol. 37, no. 1, 1992.
- [302] D. Hibbitt, B. Karlsson, and P. Sorensen, “ABAQUS User’s Manual,” *Pawtuck. 6th Ed.*, 2011.
- [303] P. H. Feenstra and R. de Borst, “Constitutive model for reinforced concrete,” *J. Eng. Mech.*, vol. 121, no. 5, pp. 587–595, 1995.



INSA

FOLIO ADMINISTRATIF

THESE DE L'UNIVERSITE DE LYON OPEREE AU SEIN DE L'INSA LYON

NOM : NANA

DATE de SOUTENANCE : 20 Novembre 2017

Prénoms : Wendpanga Serge Auguste

TITRE : Etudes expérimentales et numériques du comportement des dalles épaisses en béton armé sous chargement de cisaillement et interaction cisaillement/effet de membrane : Application aux bâtiments nucléaires

NATURE : Doctorat

Numéro d'ordre : 2017LYSEI108

Ecole doctorale : MEGA

Spécialité : Génie Civil

RESUME : Cette contribution, en s'appuyant sur expérimentation et modélisation numérique vise à une meilleure compréhension du comportement des dalles en béton armé sous sollicitations de cisaillement. Une campagne expérimentale a été réalisée sur des dalles épaisses à pleine échelle de centrales nucléaires. Ces dalles sans armatures d'effort tranchant sont soumises à une sollicitation de cisaillement en chargement quasi-statique. Les essais sont réalisés en faisant varier différents paramètres qui peuvent influencer le comportement au cisaillement. Sont ainsi étudiés : résistance en compression du béton, épaisseur, taux d'armatures longitudinales et transversales, taille des granulats, longueur de la plaque de chargement. L'influence des efforts de membrane, de compression ou de traction, sur le comportement au cisaillement a également été analysée. Les résultats des essais sont ensuite comparés aux prédictions des codes de calcul. Ces résultats ont d'abord permis d'apporter une réponse aux divergences qui existent entre l'Eurocode 2 et l'Annexe Nationale Française quant à la prédiction du cisaillement. Ont également été évalués le niveau de précision donné par d'autres normes de dimensionnement au cisaillement: la norme américaine ACI 318-14, le code nucléaire AFCEN ETC-C 2010, le fib-Model Code 2010 et l'approche par la théorie de la fissure critique de cisaillement CSCT. Ensuite est évalué la possibilité d'analyses non-linéaire par élément finis (EF) pour reproduire le phénomène du cisaillement dans les dalles. Un modèle de béton élastoplastique avec endommagement est combiné à une analyse quasi-statique à schéma de résolution explicite. Des lois de comportement non linéaires appropriées du béton avec des comportements post-pic associés à un critère énergétique ont été considérées. La bonne concordance entre le modèle proposé et les résultats expérimentaux en termes de résistance au cisaillement et de modes de rupture permet de valider la modélisation proposée. Une étude paramétrique a été réalisée sur la base du modèle proposé avec les mêmes propriétés mécaniques de béton. Des lois simplifiées permettant d'estimer les capacités en cisaillement en fonction des différents paramètres étudiés sont finalement proposées.

MOTS-CLÉS : cisaillement, dalle, nucléaire, essais, Eurocode 2, Annexe National Française, ACI 318, AFCEN ETC-C 2010, Fib-Model Code 2010, CSCT, modélisation éléments finis; plasticité, endommagement.

Laboratoire (s) de recherche : Laboratoire de Génie Civil SMS-ID, Sols, Matériaux, Structures-Intégrité, Durabilité
Bâtiment J.C.A. Coulomb, 34 Avenue des Arts
INSA DE LYON, Campus LyonTech La Doua
69621 VILLEURBANNE Cedex

Directeur de thèse: Professeur Ali LIMAM

Président de jury :

Composition du jury : MABSSOUT Mokhtar, HJIAJ Mohammed, FERRIER Emmanuel, DARQUENNES Aveline, DRAOUI Abdeslam, BARANGER Thouraya, LIMAM Ali, BUI Tan Trung