



Faculté de Génie
Département de génie civil

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT À LA FLEXION DE DALLES
UNIDIRECTIONNELLES EN BÉTON ARMÉ DE PRF : APPLICATION AUX
DALLES STRUCTURALES DU STATIONNEMENT LAURIER-TACHÉ
(GATINEAU, QUÉBEC)**

Mémoire de maîtrise es sciences appliquées
Spécialité : génie civil

Zoubir CHERRAK

Résumé

La présente recherche a pour objet l'étude du comportement à la flexion de dalles unidirectionnelles armées de barres en matériaux composites à base de fibres de verre et de carbone. Ce type de renforcement permet d'éviter la corrosion (survenant dans le cas d'armature d'acier) et d'allonger la durée de vie de ces éléments de structure. Aussi, ce projet de recherche s'inscrit dans le cadre des travaux de reconstruction des dalles structurales du Stationnement Laurier-Taché situé à Gatineau (Québec).

Le programme expérimental consistait à mettre à l'essai cinq dalles unidirectionnelles renforcées en PRF de verre et de carbone et une sixième armée en acier conventionnel pour des fins de contrôle. Toutes les dalles ont été sollicitées à un chargement de flexion à 4 points et instrumentées pour la lecture des différentes valeurs de la déflexion, la fissuration et les déformations en vue de mieux comprendre leur performance à la flexion. Ces résultats ont été comparés à ceux obtenus par la dalle renforcée en acier et aux prédictions théoriques.

Due à la relative faiblesse des modules d'élasticité des PRF par rapport à celui de l'acier, les exigences en matière de déflexion et largeurs de fissures gouvernent en général le design des dalles (États limites de service).

Les résultats obtenus nous ont permis de conclure que :

- 1) Les modèles théoriques prédisent en toute sécurité le comportement à la flexion des dalles renforcées en PRF;
- 2) Toutes les dalles testées ont bien satisfait les exigences en termes d'états limites de résistance et d'états limites de service conformément aux codes en usage et par conséquent on peut affirmer que les dalles renforcées en PRF se comportent bien à la flexion et que les résultats obtenus pourront être utilisés comme outils afin d'étudier le comportement de ce type de dalles.

Aussi, cette étude a mené à la publication d'un article dans la revue canadienne de génie civil (voir Annexe).

Remerciements

Je tiens tout d'abord à adresser mes vifs remerciements et ma reconnaissance à mon directeur de recherche le Professeur Brahim Benmokrane pour sa direction, et la confiance qu'il m'a témoignée tout le long de la période de mes études de maîtrise.

Je tiens aussi à remercier vivement mon co-directeur de recherche le Docteur Ehab El-Salakawy pour ses précieux conseils et la supervision de mes travaux.

Je tiens aussi à souligner le soutien financier de la part du Réseau canadien de Centres d'excellence ISIS Canada (Innovations en structures avec système de détection intégrée), du CRSNG (Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie), du FQRNT et des Travaux Publics et Services Gouvernementaux du Canada pour la réalisation de ce projet.

TABLES DES MATIERES

1	INTRODUCTION.....	1
1.1	État du problème.....	1
1.2	Contexte de l'étude.....	2
1.3	Objectifs de l'étude.....	2
1.4	Description du Stationnement Laurier-Taché.....	3
1.5	Organisation du mémoire.....	7
2	PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX COMPOSITES.....	8
2.1	Introduction.....	8
2.2	Propriétés des matériaux composites.....	8
2.2.1	Définition.....	8
2.2.2	Les fibres.....	11
2.2.3	Les résines.....	17
2.2.4	Les additifs et les ajouts.....	20
2.2.5	Procédé de mise en œuvre des PRF.....	21
2.2.6	Propriétés physiques et mécaniques des armatures PRF utilisées.....	23
3	RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE.....	26
3.1	Introduction.....	26
3.2	Synthèse des travaux antérieurs sur le comportement en flexion d'éléments unidirectionnels en béton armé de PRF.....	26
3.3	Originalité.....	38
4	ANALYSES THÉORIQUES.....	39
4.1	Introduction.....	39
4.2	Propriétés et principes de calcul.....	39
4.3	Résistance en flexion d'une dalle renforcée avec des barres PRF.....	39
4.3.1	Hypothèses de calcul.....	39
4.3.2	Calcul du moment résistant ultime de la dalle renforcée.....	40
4.4	Calcul de la déflexion maximale d'une dalle.....	45
4.5	Fissuration.....	49
4.5.1	Largeur des fissures.....	49
4.5.2	Contrôle de la fissuration.....	50
4.6	Applications numériques.....	51
4.7	Conclusion.....	59

5	PROGRAMME EXPÉRIMENTAL.....	60
5.1	Introduction.....	60
5.2	But de l'étude expérimentale.....	60
5.3	Propriétés des matériaux utilisés.....	60
5.3.1	Propriétés du béton.....	60
5.3.2	Propriétés de l'acier.....	61
5.3.3	Propriétés des PRF.....	61
5.4	Description des dalles.....	63
5.4.1	Dalle type.....	63
5.4.2	Configuration du renforcement des dalles.....	65
5.5	Description de l'instrumentation utilisée.....	68
6	PRÉSENTATION ET ANALYSE DES RÉSULTATS.....	72
6.1	Introduction.....	72
6.2	Charges et modes de rupture.....	72
6.2.1	Comparaison entre les résultats expérimentaux et ceux prédits avec les modèles théoriques.....	76
6.3	Analyse des déflexions expérimentales et théoriques.....	77
6.3.1	Courbe des déflexions expérimentales.....	77
6.3.2	Comparaison entre les déflexions expérimentales et théoriques.....	79
6.4	Fissuration.....	83
6.4.1	Réseaux de fissuration.....	83
6.4.2	Largeur des fissures.....	89
6.4.3	Comparaison entre les largeurs de fissures expérimentales et théoriques.....	90
6.5	Mesures expérimentales.....	93
6.5.1	Déformations sur les barres d'armatures.....	93
6.5.2	Déformations dans le béton en compression.....	94
6.6	Conclusion.....	95
7	CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....	97
7.1	Introduction.....	97
7.2	Résultats expérimentaux et théoriques.....	97
7.3	Recommandations.....	98
	BIBLIOGRAPHIE.....	99
	ANNEXE.....	104

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1	Vue intérieure du Stationnement Laurier-Taché à Gatineau (Québec).....	4
Figure 1.2	Autre vue intérieure du Stationnement.....	4
Figure 1.3	Illustration de la corrosion des armatures d'acier des dalles du Stationnement Laurier-Taché.....	5
Figure 1.4	Effet de la corrosion des armatures d'acier des dalles (nappe inférieure).....	5
Figure 1.5	Effet de la corrosion d'acier des dalles (nappe supérieure).....	6
Figure 2.1	Composants de base des PRF.....	10
Figure 2.2	Courbe contrainte/déformation des PRF, des fibres et de la matrice..	10
Figure 2.3	Procédé de fabrication des fibres de carbone.....	12
Figure 2.4	Procédé de fabrication des fibres de verre.....	13
Figure 2.5	Procédés de fabrication des PRF.....	21
Figure 2.6	Principe de la pultrusion.....	22
Figure 4.1	Dimensions et distribution des déformations et des efforts internes dans une section transversale d'une dalle en béton armé.....	40
Figure 4.2	Schéma statique d'une dalle renforcée en PRF.....	45
Figure 4.3	Diagramme des moments fléchissant.....	49
Figure 5.1	Vue des armatures utilisées pour le renforcement des dalles.....	62
Figure 5.2	Coffrage de dalle utilisée dans le programme expérimental.....	63
Figure 5.3	Coffrage de la dalle renforcée en NEFMAC.....	64
Figure 5.4	Coffrage de la dalle renforcée en PRFV.....	64
Figure 5.5	Dalle S-CCI (Configuration 1).....	66
Figure 5.6	Dalle S-GGI (Configuration 2).....	66
Figure 5.7	Dalle S-CGI (Configuration 3).....	66
Figure 5.8	Dalle S-CCL (Configuration 4).....	67
Figure 5.9	Dalle S-CCN (Configuration 5).....	67
Figure 5.10	Dalle S-ST (Configuration 6).....	67
Figure 5.11	Dalle type du programme expérimental.....	68
Figure 5.12	Vue du montage expérimental et d'une dalle sous essai	68
Figure 5.13	Position des jauges de déformation sur la nappe inférieure.....	70
Figure 5.14	Position des jauges de déformation sur la nappe supérieure.....	70
Figure 5.15	Position des jauges de déformations sur la surface du béton.....	70
Figure 5.16	Détail de l'instrumentation.....	71

Figure 6.1	Rupture de la dalle de contrôle S-ST.....	73
Figure 6.2	Mode de rupture par compression du béton pour la dalle S-CCI.....	74
Figure 6.3	Mode de rupture pour la dalle S-GGI.....	74
Figure 6.4	Mode de rupture par compression du béton pour la dalle S-CGI.....	75
Figure 6.5	Mode de rupture de l'ensemble des dalles.....	76
Figure 6.6	Courbes Moment-déflexion expérimentales des dalles.....	78
Figure 6.7	Courbe Moment-déflexion théorique et expérimentale de la dalle S-CCI.....	80
Figure 6.8	Courbe Moment-déflexion théorique et expérimentale de la dalle S-GGI.....	80
Figure 6.9	Courbe Moment-déflexion théorique et expérimentale de la dalle S-CGI.....	81
Figure 6.10	Courbe Moment-déflexion théorique et expérimentale de la dalle S-CCL.....	81
Figure 6.11	Courbe Moment-déflexion théorique et expérimentale de la dalle S-CCN.....	82
Figure 6.12	Propagation des fissures au niveau de la dalle S-CCI.....	84
Figure 6.13	Propagation des fissures au niveau de la dalle S-GGI.....	85
Figure 6.14	Propagation des fissures au niveau de la dalle S-CGI.....	86
Figure 6.15	Propagation des fissures au niveau de la dalle S-CCL.....	87
Figure 6.16	Propagation des fissures au niveau de la dalle S-CCN.....	88
Figure 6.17	Propagation des fissures au niveau de la dalle S-ST.....	89
Figure 6.18	Courbe Moment- largeur des fissures expérimentales des dalles.....	90
Figure 6.19	Comparaison entre les largeurs de fissures expérimentales et théoriques de la dalle S-CCI.....	92
Figure 6.20	Comparaison entre les largeurs de fissures expérimentales et théoriques de la dalle S-GGI.....	92
Figure 6.21	Comparaison entre les largeurs de fissures expérimentales et théoriques de la dalle S-CGI.....	93
Figure 6.22	Comparaison entre les largeurs de fissures expérimentales et théoriques de la dalle S-CCL.....	93
Figure 6.23	Comparaison entre les largeurs de fissures expérimentales et théoriques de la dalle S-CCN.....	94
Figure 6.24	Courbe Moment- déformation au niveau des armatures et le béton des dalles.....	95

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1	Différentes situations où il est avantageux d'utiliser des armatures en PRF.....	9
Tableau 2.2	Propriétés physiques et mécaniques des fibres de carbone.....	13
Tableau 2.3	Propriétés physiques et mécaniques des fibres de verre.....	14
Tableau 2.4	Propriétés physiques et mécaniques des fibres d'aramide.....	16
Tableau 2.5	Comparaison des propriétés entre les différents types de fibres.....	16
Tableau 2.6	Caractéristiques physiques et mécaniques des résines thermodurcissables.....	19
Tableau 2.7	Comparaison des propriétés entre les différents types de résines.....	23
Tableau 2.8	Propriétés physiques et mécaniques du NEFMAC en fibre de carbone.....	24
Tableau 2.9	Propriétés physiques et mécaniques des armatures ISOROD à base de fibres de verre et vinylester.....	25
Tableau 4.1	Dimensions de la dalle.....	51
Tableau 4.2	Propriétés mécaniques du béton utilisé.....	51
Tableau 4.3	Récapitulatif des moments de résistance(kN.m) et modes de rupture théoriques des dalles testées.....	53
Tableau 4.4	Récapitulatif des déflexions théoriques (mm) de la dalle S-CCI.....	54
Tableau 4.5	Récapitulatif des déflexions théoriques (mm) de la dalle S-GGI.....	55
Tableau 4.6	Récapitulatif des déflexions théoriques (mm) de la dalle S-CCL.....	56
Tableau 4.7	Récapitulatif des déflexions théoriques (mm) de la dalle S-CCN.....	56
Tableau 4.8	Évaluation des écarts pour la dalle S-CCI.....	57
Tableau 4.9	Évaluation des écarts pour la dalle S-GGI.....	57
Tableau 4.10	Évaluation des écarts pour la dalle S-CCL.....	57
Tableau 4.11	Évaluation des écarts pour la dalle S-CCI.....	58
Tableau 4.12	Largeurs des fissures à l'état de service pour les dalles testées.	58
Tableau 4.13	Valeurs du coefficient z (CSA/CAN S806-02).....	59
Tableau 5.1	Propriétés mécaniques des bétons utilisés pour les dalles.....	61
Tableau 5.2	Propriétés mécaniques des barres d'acier et des PRF utilisées..	62
Tableau 5.3	Détail des renforcements des six(6) dalles.....	65

Tableau 6.1	Moments ultimes, de fissuration et modes de rupture des dalles.....	73
Tableau 6.2	Comparaison entre les moments de rupture et de fissuration théoriques et expérimentaux.....	77
Tableau 6.3	Récapitulatif des déflexions expérimentales et théoriques à l'état de service ainsi que leur différence pour l'ensemble des dalles testées.....	79
Tableau 6.4	Valeurs de la hauteur et l'espacement des fissures mesurées sur l'ensemble des dalles testées.....	83
Tableau 6.5	Largeur des fissures mesurées sur l'ensemble des dalles testées.....	91
Tableau 6.6	Valeurs expérimentales du paramètre z (N/m).....	91
Tableau 6.7	Déformations mesurées au niveau des armatures en tension et sur la surface comprimée du béton en $\mu m / m$	79

LISTE DES SYMBOLES

a	Largeur du bloc de contrainte de compression équivalent (mm)
A_f	Section des armatures de PRF (mm^2)
b	Largeur de la poutre (mm)
c_b	Hauteur de l'axe neutre (mm)
c	Distance entre la fibre extrême du béton et l'axe neutre (mm)
C	Force résultante dans le béton en compression (kN)
d	Distance entre le centre de gravité des armatures tendues à la fibre extrême du béton comprimé (mm)
E_c	Module d'élasticité du béton (MPa)
E_f	Module d'élasticité des PRF (MPa)
E_s	Module d'élasticité de l'acier (MPa)
f_c	Résistance du béton en compression (MPa)
f_f	Contrainte de traction dans l'armature PRF à la rupture de la section (MPa)
f_y	Limite élastique de l'acier (MPa)
h	Hauteur de la poutre (mm)
h_1	Distance du centre de gravité de l'armature tendue à l'axe neutre (mm)
h_2	Distance de la face extrême tendue à l'axe neutre (mm)
I_e	Moment d'inertie effectif (mm^4)
I_{cr}	Moment d'inertie de la section fissurée (mm^4)
I_g	Moment d'inertie brut de la section (mm^4)
l_1	Distance entre les deux charges appliquées et l'appui le plus proche (mm)
l_2	Distance entre les deux charges appliquées
L	Longueur totale de la dalle (mm)
M_{cr}	Moment de fissuration d'une dalle de section rectangulaire (kN.m)
M_a	Moment dû aux charges appliquées (kN.m)
M_r	Moment résistant de la dalle (kN.m)
P	Charge appliquée sur la dalle (kN)
T	Force résultante dans les armatures en tension (kN)
α_1	Coefficient de modélisation du béton en compression
β_1	Coefficient de modélisation du béton en compression
ε_{cu}	Déformation ultime du béton en compression (0,0035)
ε_f	Déformation des barres PRF en tension
ε_y	Déformation élastique de l'acier

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 État du problème

La durée de vie de la plupart des infrastructures en béton armé tels que les ponts, les stationnements et les constructions marines se trouve considérablement réduite dû au phénomène de la corrosion des armatures en acier. Par ailleurs, l'augmentation du flux de circulation et l'influence des conditions environnementales (gel/dégel, séchage/mouillage, humidité) accélèrent la dégradation et la mise hors service des structures routières. Selon la Federal Highway Administration, 40% des ponts autoroutiers aux États Unis sont dans l'urgence d'être réparés ou remplacés. Aussi, on estime qu'au Canada, le coût de réparation des stationnements s'établit entre 4 à 6 milliards de \$ [BÉDARD, 1992].

Pour remédier à ce problème, plusieurs travaux de recherche ont été entrepris afin de protéger les armatures de la corrosion et par conséquent diminuer le coût de la maintenance. La diminution de la porosité du béton, la protection de l'acier par une couche d'époxyde, l'augmentation de l'épaisseur de recouvrement et la prise de mesures de protection cathodique sont les principales solutions qui ont été utilisées pour retarder la corrosion et l'éclatement du béton [CLARKE, 1993]. Cependant, aucune de ces techniques n'a apporté une solution à long terme alors que l'industrie de la construction est dans le besoin immédiat d'un matériau non corrosif en remplacement de la barre conventionnelle en acier.

Dans ce contexte, les matériaux composites à base de Polymères Renforcés de Fibres (PRF) peuvent donc constituer une solution avantageuse et une stratégie à adopter. En plus d'être résistantes à la corrosion, les armatures en matériaux composites possèdent d'autres avantages par rapport à l'armature conventionnelle en acier en terme de légèreté, de résistance mécanique et de neutralité électromagnétique [ACI, 1996].

1.2 Contexte de l'étude

Travaux Publics et Services du Gouvernementaux du Canada (PWGSC) ont entrepris la reconstruction des dalles structurales intérieures du stationnement multi étage Laurier-Taché situé à Gatineau (Québec). Un projet de recherche visant l'utilisation d'armatures en matériaux composites a été entrepris entre PWGSC et le Département de génie civil de l'Université de Sherbrooke afin d'évaluer leur efficacité dans des cas pratiques. Ce projet de recherche inclut les points suivants :

- 1) Le calcul des dalles structurales en utilisant des barres PRF;
- 2) Les spécifications et les détails de construction;
- 3) Les essais au laboratoire sur des dalles à grande échelle armées de PRF;
- 4) L'instrumentation et le monitoring ; et
- 5) Des rencontres techniques avec le consultant et l'entrepreneur de construction.

Six (6) conceptions différentes utilisant des barres en fibres carbone et en fibres de verre et des treillis en carbone ont été arrêtés par le groupe de recherche de l'Université de Sherbrooke. Ces conceptions ont été établies sur la base du nouveau Code de calcul CSA/CAN-S806-02.

Afin de vérifier la conformité du design, des essais de laboratoire ont été menés sur des prototypes de dalles afin d'évaluer leur comportement à la flexion. Ces essais font l'objet de ce mémoire.

1.3 Objectifs de l'étude

L'objectif principal de cette étude est d'évaluer le comportement à la flexion de dalles unidirectionnelles renforcées en PRF en terme de fissuration, de déflexion et capacité portante. Les objectifs spécifiques suivants ont été retenus :

- 1) Évaluer les facteurs qui influencent le comportement à la flexion de dalles unidirectionnelles ;

- 2) Comparer les résultats obtenus (largeur de fissure, déflexion et capacité portante) aux limites de conception selon la norme CAN/CSA S806-02 ; et
- 3) Évaluer l'influence du type de PRF utilisé sur le comportement de la dalle.

1.4 Description du Stationnement Laurier-Taché

Le parking Laurier-Taché (Figures 1.1 et 1.2) situé à Gatineau (Québec, Canada) a été construit dans les années 70, et est constitué de 3 ailes : Maisonneuve, Laurier-Taché Est et Laurier-Taché Ouest. Il est considéré comme étant le plus large parking géré par la direction des Travaux Publics et Services Gouvernementaux du Canada (PWGSC). Ce parking est constitué d'une structure poutre-poteau et une dalle en béton armé d'acier d'épaisseur 150 mm.

En 1998, la direction des Travaux Publics et Services Gouvernementaux du Canada a décidé de lancer des travaux de reconstruction des dalles structurales intérieures du parking en remplacement de celles existantes vu leur état de dégradation avancée dû au phénomène de la corrosion des armatures (Figures 1.3 à 1.5), sans toutefois toucher aux autres éléments de la structure (poutres et poteaux). En plus, cette reconstruction touchera plusieurs poteaux souffrant de dégradation à leurs bases causée par l'utilisation des sels de déglacage et les argents corrosifs.

Trois phases de reconstruction ont été arrêtées :

- Phase I (2001-2003) touchera l'aile Maisonneuve,
- Phase II (2003-2005) touchera l'aile Laurier-Taché Ouest,
- Phase III (2005-2007) touchera l'aile Laurier-Taché Est.

De plus amples détails sur ce parking se trouvent dans l'article joint en Annexe.



Figure 1.1 Vue intérieure du stationnement Laurier-Taché à Gatineau (Québec)

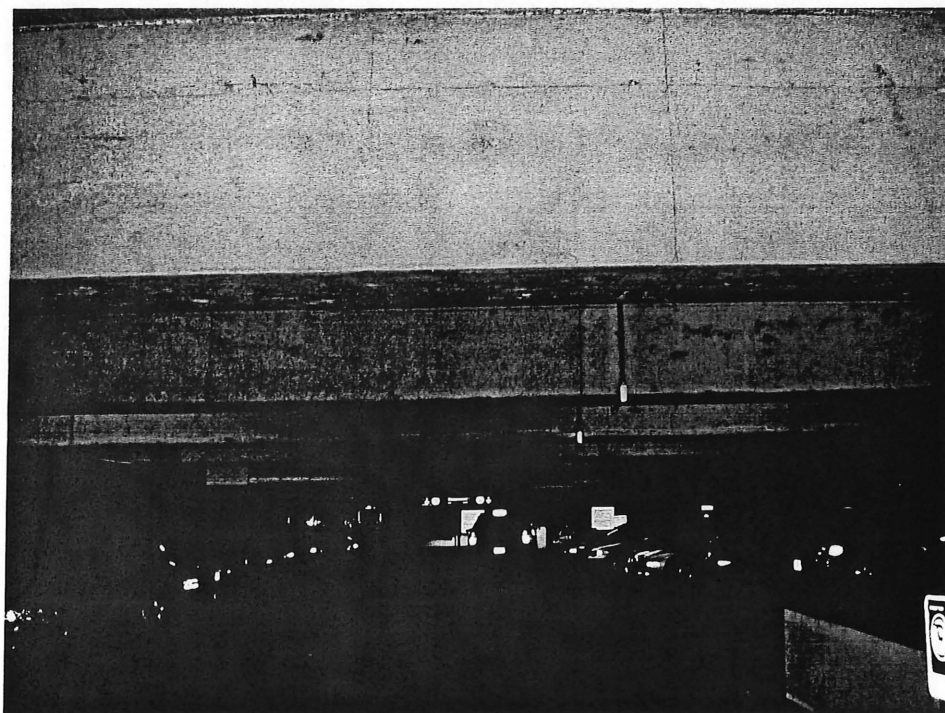


Figure 1.2 Autre vue intérieure du stationnement

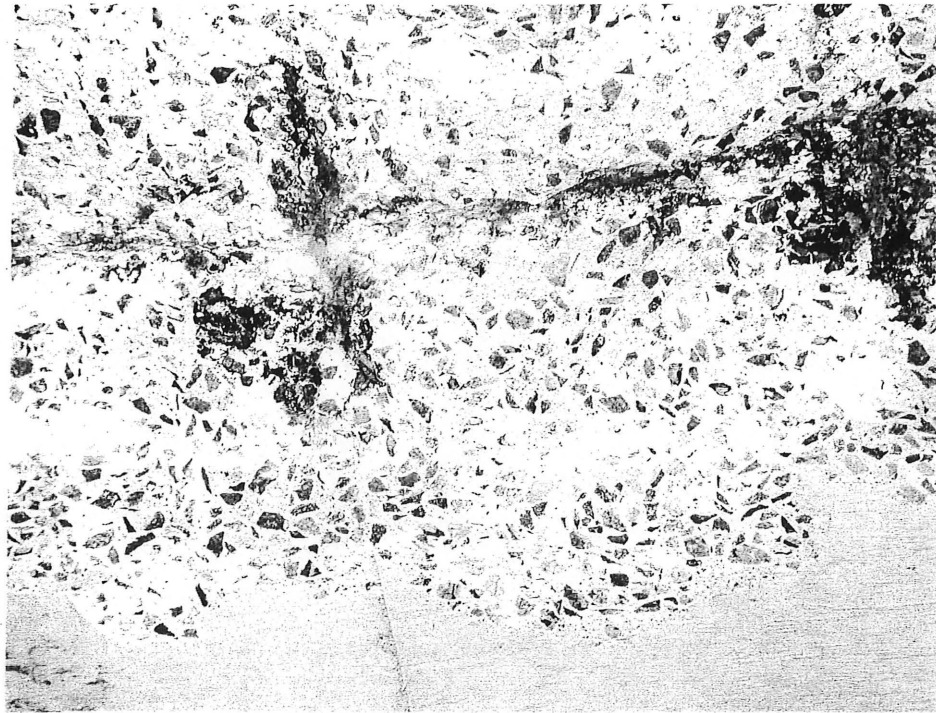


Figure 1.3 Illustration de la corrosion des armatures d'acier des dalles du stationnement Laurier-Taché

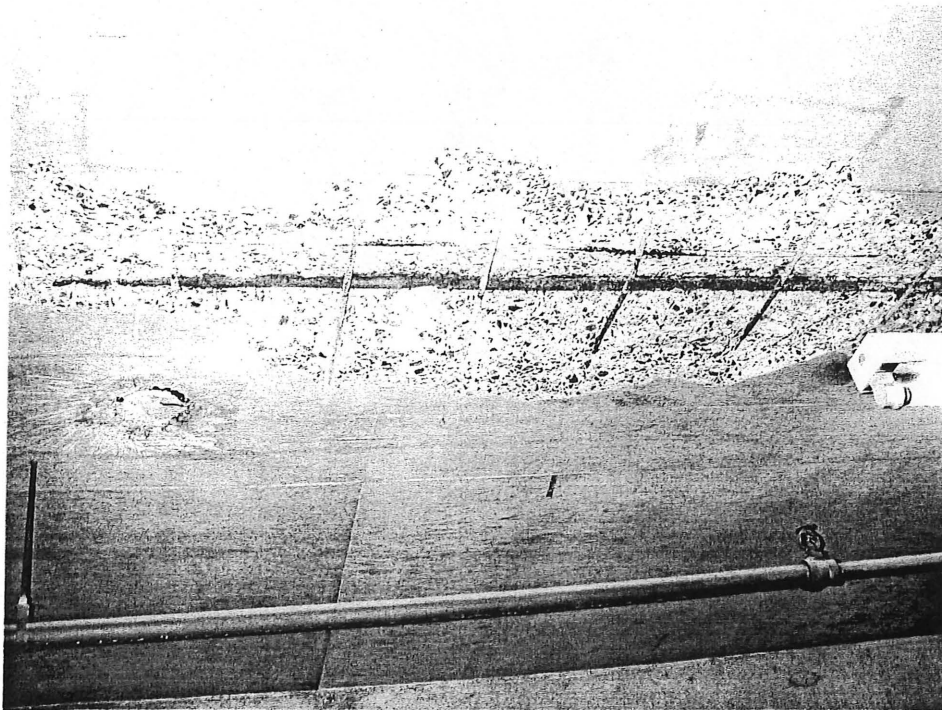


Figure 1.4 Effet de la corrosion des armatures d'acier des dalles (nappe inférieure)

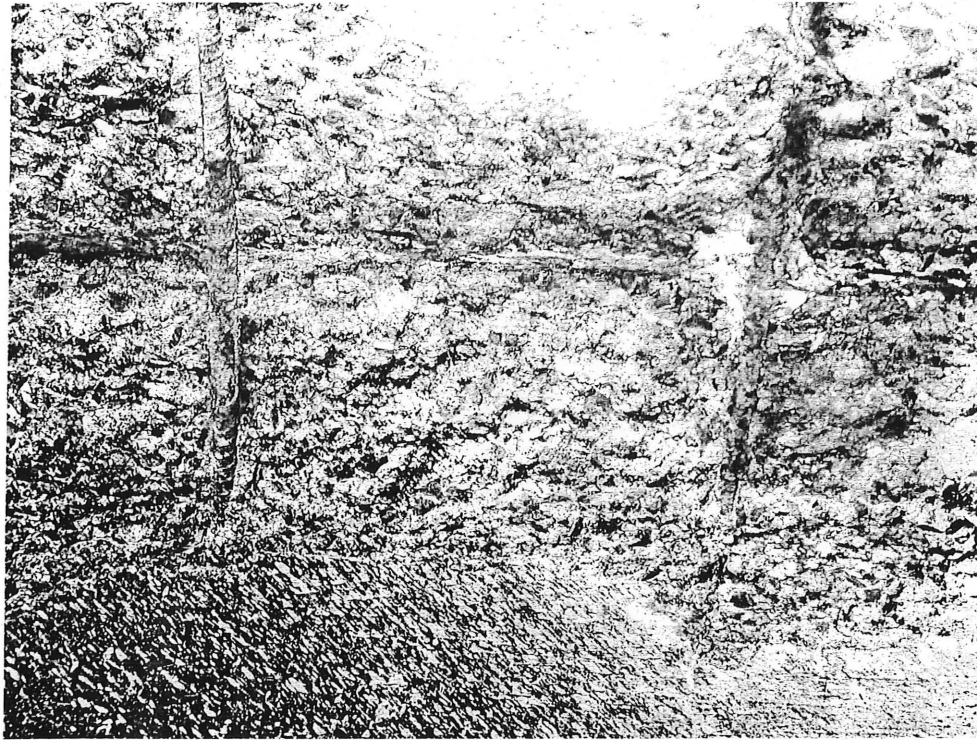


Figure 1.5 Effet de la corrosion d'acier des dalles (nappe supérieure)

1.5 Organisation du mémoire

Ce mémoire comprend sept (7) chapitres :

- **Le chapitre 1** présente une introduction générale de la problématique à étudier et établit les objectifs de cette étude.
- **Le chapitre 2** s'intéresse à la description des propriétés physiques et mécaniques des matériaux composites et leur domaine d'utilisation.
- **Le chapitre 3** se concentre sur les travaux de recherche antérieurs qui ont été faits sur le comportement en flexion d'éléments en béton armé de PRF et les conclusions tirées.
- **Le chapitre 4** présente le modèle théorique et les équations qui régissent le comportement des poutres et/ou des dalles unidirectionnelles en flexion.
- **Le chapitre 5** présente le programme expérimental incluant notamment la construction des dalles et leur instrumentation, le taux d'armature et le type de renforcement ainsi que le type de chargement utilisé.
- **Le chapitre 6** porte sur l'analyse des résultats obtenus et la comparaison du comportement entre les dalles renforcées en matériaux composites et celle en acier.
- **Le chapitre 7** comprend les conclusions générales tirées de cette étude et apporte les recommandations pour de futures études.

CHAPITRE 2

PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX COMPOSITES

2.1 Introduction

L'introduction des matériaux composites de polymères renforcés de fibres (PRF) dans le domaine du génie civil est très récente. Avec de nombreux développements effectués sur les PRF, leur utilisation pour la construction et la réhabilitation des structures commence à être de plus en plus courante. Les matériaux peuvent se présenter sous forme de câbles, d'armatures ou de plaques. Ainsi, plusieurs travaux de recherche ont été entrepris afin de mettre en valeur les caractéristiques de ces nouveaux matériaux dans le domaine du génie civil (BENMOKRANE et EL-SALAKAWY 2002; HUMAR et RAZAQPUR 2000; DOLAN et coll. 1999; BENMOKRANE et RAHMAN 1998). De plus, plusieurs codes et guides de calcul ont été publiés récemment sur les renforcements en PRF pour leur utilisation dans les structures en béton (nouvelle construction ou construction existante). Parmi ces codes et guides de calcul, on peut citer notamment : CSA/CAN-S6-00, CSA/CAN-S806-02, ACI 440.1R-01, ISIS-M03-01 et JCI, 1997). À titre d'exemple, le Tableau 2.1 présente des structures en béton pour lesquelles il est avantageux d'utiliser l'armature en PRF en remplacement de l'armature d'acier.

2.2 Propriétés des matériaux composites

2.2.1 Définition

On définit un matériau composite de Polymères Renforcés de Fibres (par abréviation PRF) comme étant un assemblage d'au moins deux corps non miscibles différents dans leur nature, leur forme et leur fonction. Ils se combinent en donnant un matériau hétérogène dont la performance est améliorée par rapport à ses constituants pris séparément.

Tableau 2.1 Différentes structures en béton où il est avantageux d'utiliser des armatures en PRF (CHAALLAL et coll., 1993)

OUVRAGES	SOLLICITATIONS	ÉLÉMENTS STRUCTURAUX
Stationnements étagés	Sel de déglçage, gel-dégel, cycles de séchage-mouillage	Dalles, rampes d'accès, murs de soutènement, parapets
Tabliers de pont et de viaduc	Sel de déglçage, gel-dégel, cycles de séchage-mouillage, sel marin	Dalles, parapets, culées, poutres
Murs de soutènement et de fondation, semelles	Contaminations diverses	Murs, voiles, dalles sur sol
Routes en béton, dalles sur sol	Sel marin, gel-dégel, cycles de séchage-mouillage, contaminations	Dalles structurales et non structurales sur sol
Canaux, tunnels sous la mer, plates-formes de forage, piscines, aquariums, bassins, aménagements portuaires, quais, caissons, jetées, tours de refroidissement	Sel marin, cycles de séchage-mouillage	Murs, voiles, dalles, voûtes
Bassins et réservoirs d'usines d'épuration et de traitement des eaux, bassins et réservoirs se stockage de produits pétrochimiques, d'usines de pâtes et papiers, de gaz liquide, de pétrole et gaz naturel	Corrosion due à des contaminations diverses	Murs, voiles, dalles, parois
Conduites d'eaux usées, de produits chimiques	Corrosion due à des contaminations diverses	Tuyaux
Alumineries, puits d'accès, structures abritant du matériel électrique, structures militaires requérant une faible visibilité		Murs, voiles, dalles, parois, radiers semelles, murs de soutènement

Généralement, les Polymères Renforcés de Fibres ont deux constituants : le renfort et la matrice. Le renfort constitue l'armature ou le squelette, assurant la tenue mécanique (résistance à la traction et rigidité). Il est de nature filamenteuse et de composition minérale ou organique.

La matrice, qui lie les fibres, répartit les efforts (ex. résistance à la flexion ou à la traction) et assure la protection chimique. Elle est définie comme étant un polymère ou une résine organique (Figures 2.1 et 2.2).

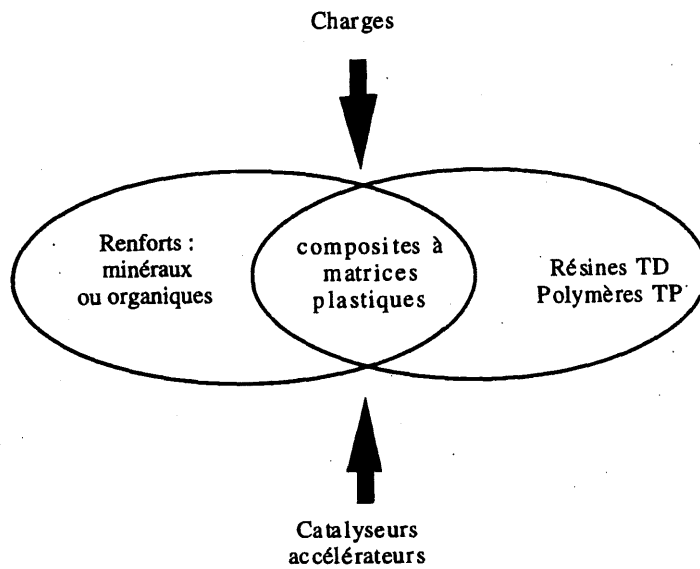
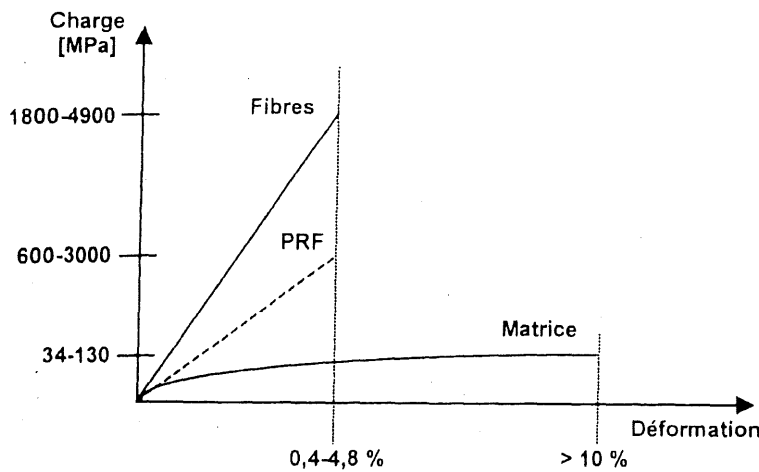


Figure 2.1 Composants de base des PRF [BERTHELOT, 1992]



Courbes contrainte/déformation des PRF, des fibres et de la matrice

Figure 2.2 Courbe contrainte/déformation des PRF, des fibres et de la matrice [BERTHELOT, 1992]

Outre ces deux constituants de base, on trouve également :

- L'interface, qui assure la compatibilité renfort-résine, en transmettant les contraintes de l'un sur l'autre, sans déplacement relatif;
- Les charges, sous forme de particules, apportent au PRF des propriétés particulières ou complémentaires, comme par exemple une bonne tenue à la température ou la réduction de leur prix de revient;
- Les additifs spécifiques tels que les catalyseurs, les accélérateurs de polymérisation et les agents thixotropiques.

Aussi, on distingue deux types de PRF :

- Les PRF à grande diffusion (GD) et qui proviennent d'une combinaison de fibres de verre courtes de type E mélangées avec une résine polyester à un taux de renforcement (volume en fibre) avoisinant les 30%. Ils représentent actuellement les plus gros volumes d'utilisation dû à un excellent rapport performance/coût.
- Les PRF à haute performance (HP), issus des associations de fibres longues de verre, de carbone ou d'aramide avec des résines époxydes et des taux de renforts supérieurs à 50%. Leurs propriétés mécaniques tels que la résistance à la traction et le module spécifique sont supérieures à celles des matériaux conventionnels, toutefois leur coût est plus élevé.

2.2.2 Les fibres

Les fibres sont constituées de plusieurs milliers de filaments et apportent au matériau composite les propriétés mécaniques, sa rigidité et sa dureté. En général, dans un système de PRF, les fibres travaillent bien en traction, mais moins bien en compression et sont faibles en cisaillement. En fonction des propriétés recherchées, on distingue 3 types de renforcement : unidirectionnel, bidirectionnel et multidirectionnel. Dans un système PRF, le renfort peut constituer une fraction volumique variant de 30 à 70% du PRF.

Parmi les fibres à haute performance, on en distingue 3 principaux types :

- **Les fibres de carbone**

Les fibres de carbone sont caractérisées par une haute résistance à la traction et un module d'élasticité élevé. Elles étaient utilisées initialement dans des applications aéronautiques et sont actuellement fabriquées par pyrolyse de fibres organiques comme le montre la figure 2.3.

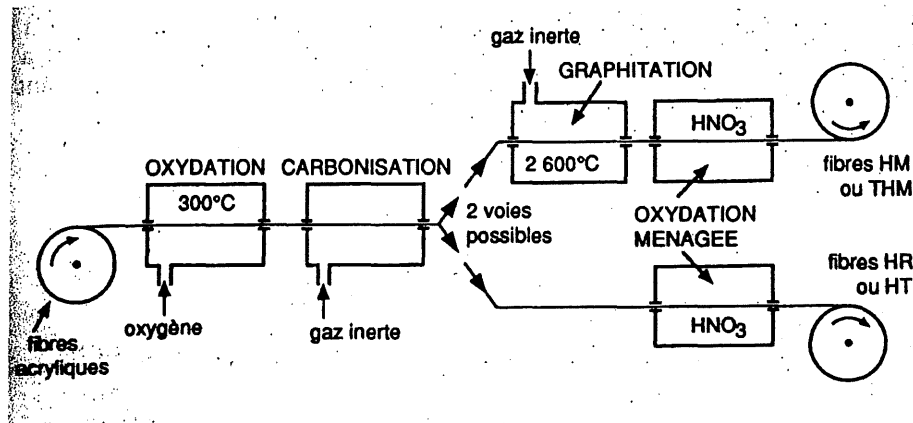


Figure 2.3 Procédé de fabrication des fibres de carbone [BERTHELOT, 1992]

Les fibres de carbone produites se divisent en deux groupes :

- *Fibres à haute résistance* : fibres de carbone HR
 $\sigma = 2500$ à 3100 MPa ; $E = 200$ GPa
- *Fibres à haut module* : fibres de carbone HM
 $\sigma = 2000$ à 2500 MPa ; $E = 400$ à 600 GPa

Avantages des fibres de carbone :

- Grande résistance à la traction;
- Très bonne tenue à la température (2000°C);
- Bonne tenue chimique;
- Excellente tenue à la fatigue;
- Bonne conduction de l'électricité et de la chaleur;
- Insensibilité à l'humidité et aux rayons ultra-violets.

Tableau 2.2 : Propriétés physiques et mécaniques des fibres de carbone

Propriétés	Type de fibre		
	HR	HM	THM
Masse volumique (kg/m ³)	1750	1810	1950
Module de Young (GPa)	220	400	600
Résistance à la traction (MPa)	3000-5000	2800	2000
Allongement à la rupture (%)	nd	nd	0,33
Coefficient d'expansion thermique (10 ⁻⁶ /°C)	nd	nd	-1,6

Leurs inconvénients :

- Prix très élevé;
- Difficile à imprégner avec les résines époxy;
- Sensibilité à l'abrasion et au choc mécanique;
- Faible allongement (de l'ordre de 1%);
- Mauvaise tenue chimique avec l'oxygène, les acides et les métaux.

• *Les fibres de verre*

Les fibres de verre sont élaborées à partir du verre, composé de silice, d'alumine, de chaux et de magnésie. Ces produits sont peu coûteux, confèrent aux fibres de verre un excellent rapport performance/prix et les placent de loin en premier rang des renforts utilisés actuellement dans les matériaux composites. La figure 2.4 montre le procédé de fabrication des fibres de verre.

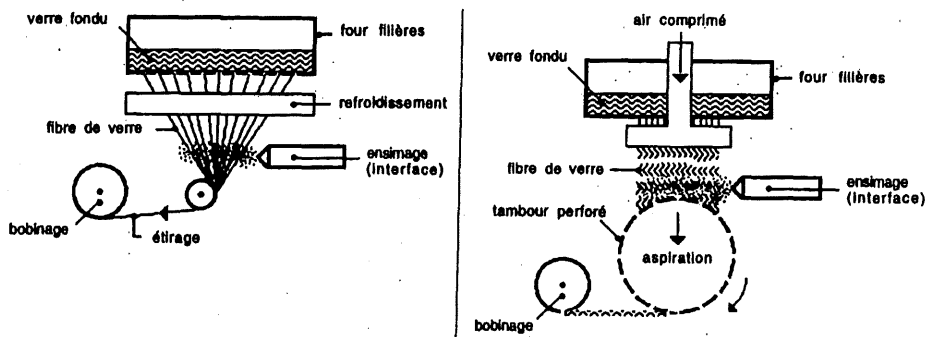


Figure 2.4 Procédé de fabrication des fibres de verre [BERTHELOT, 1992]

Les principales variétés utilisées sont :

Le verre E

C'est le type le plus utilisé avec 99% des quantités totales de fibres de verre;

Le verre R, S

La fibre de verre à haute performance mécanique;

Le verre C

La fibre de verre résistant aux acides;

Le verre AR

La fibre de verre résistant aux alcalis.

Tableau 2.3 : Propriétés physiques et mécaniques des fibres de verre

Propriétés	Type de fibre			
	E	R ou S	C	AR
Masse Volumique (kg/m ³)	2540	2490	2490	2780
Module de Young (GPa)	72,4	86,9	69	70
Résistance à la traction (MPa)	3450	4300	3030	2500
Coefficient de Poisson	0,20	0,22	nd	nd
Allongement à la rupture(%)	4,8	5,0	4,8	3,6
Coefficient d'expansion thermique (10 ⁻⁶ /°C)	6,3	5,10	7,2	nd

Leurs avantages :

- Excellent rapport qualité-prix;
- Isolant électrique et thermique;
- Bonne tenue au choc;
- Grande résistance en traction et aux produits chimiques;
- Grande ténacité.

Leurs inconvénients :

- Faible module d'élasticité;
- Faible résistance à la fatigue;
- Vieillessement par l'humidité;
- Faible résistance aux alcalis.

- ***Les fibres d'aramide***

Les fibres d'aramide sont des fibres polyamides aromatiques à liaisons amides d'où leur nom aramide. Leur élaboration s'effectue par synthèse à basse température (-10°C) puis par filage en solution. Elles sont ensuite étirées et traitées thermiquement pour augmenter leur module d'élasticité.

Elles sont caractérisées par une haute résistance à la rupture en traction et une faible densité.

On distingue 3 types de fibre d'aramide :

- Kevlar (USA);
- Twaron (Europe);
- Technora (Japon).

Les fibres Kevlar sont les plus connues et sont classées en 3 sortes :

- *Kevlar 29* (E=70 GPa)
- *Kevlar 49* (E= 130GPa)
- *Kevlar 129* (E= 200 GPa)

Leurs avantages :

- Résistance spécifique en traction excellente;
- Faible densité;
- Très bonne résistance aux chocs et à la fatigue;
- Bonne résistance chimique;
- Dilatation thermique nulle ou négative;
- Excellente absorption des vibrations.

Leurs inconvénients :

- Très faible résistance à la compression, à la flexion, au flambement et au cisaillement;
- Faible adhérence avec les résines d'imprégnation;
- Sensibilité aux UV et à l'humidité;
- Usinage délicat.

Tableau 2.4: Propriétés physiques et mécaniques des fibres d'aramide

Propriétés	Type de fibre				
	Kevlar 29	Kevlar 49	Kevlar 129	Twaron	Technora
Masse Volumique (kg/m ³)	1440	1450	1470	1440	1390
Module de Young (GPa)	60	130	200	100	90
Résistance à la traction (MPa)	3000	3600	3000	3500	3800
Coefficient de Poisson	nd	0,35	nd	0,35	0,35
Allongement à la rupture(%)	4	3	1,5	3	4
Coefficient d'expansion thermique (10 ⁻⁶ /°C)	nd	-2	nd	-2	-3

Tableau 2.5 : Comparaison des propriétés physiques et mécaniques de différents types de fibres

Propriétés	Verre S	Carbone HM	Carbone HR	Kevlar 49
Densité	Élevée	Modérée	Modérée	Faible
Résistance à la compression	Faible	Moyenne	Élevée	Faible
Résistance au fluage	Élevée	Très faible	faible	Moyenne
Résistance à l'humidité	Moyenne	Moyenne	Moyenne	Excellente
Tenue à l'abrasion	Moyenne	Faible	Faible	Élevée
Allongement à la rupture	Élevé	Faible	Moyen	Moyen
Résistance à la fatigue	Faible	Moyenne	Moyenne	Élevée

2.2.3 Les résines

Les résines utilisées dans les matériaux composites ont pour rôle de transférer les charges mécaniques aux fibres et de les protéger de l'environnement extérieur. Les résines doivent être assez déformables et présenter une bonne compatibilité avec les fibres [BERTHELOT, 1992].

On retrouve 3 types de résines : les polymériques, les métalliques et les céramiques [MALLICK, 1988]. Cependant, les matrices utilisées dans les PRF sont du type organiques (polymériques) et sont divisées en 2 groupes : les résines thermodurcissables et les résines thermoplastiques.

Pour les résines thermoplastiques, la mise en forme est assurée par un simple chauffage de la résine, puis le matériau prend sa forme voulue lors du durcissement, alors que pour les résines thermodurcissables, la mise en forme est assurée avant la polymérisation, avant que le matériau devienne définitivement rigide.

Les résines thermodurcissables

Les résines thermodurcissables sont les plus utilisées et se divisent en 3 types :

- les résines polyesters;
- les résines vinylesters;
- les résines époxydes.

- Les résines polyesters

Les résines polyesters viennent en tête dans la mise en œuvre des matériaux composites suivant leur module d'élasticité. Les résines polyesters sont classées en résines souples, semi-rigides et rigides.

Leurs avantages :

- Bonne rigidité résultant d'un module d'élasticité élevé;
- Bonne stabilité dimensionnelle;
- Bonne mouillabilité des fibres et des tissus;

- Facilité de mise en œuvre;
- Faible coût de production.

Leurs inconvénients :

- Retrait important (8 à 10%);
- Tenue médiocre en température;
- Sensibilité à la fissuration;
- Mauvais comportement à la vapeur.

- Les résines vinylesters

Les caractéristiques des vinylesters les rendent attrayantes pour les armatures en matériaux composites [ACI, 1996].

Leurs avantages :

- Bonnes qualités mécaniques;
- Excellente tenue à la fatigue;
- Bonne adhésion sur les fibres renfort;
- Bonne résistance à l'humidité et aux alcalis;
- Bonne résistance à la corrosion et la chaleur.

Leurs inconvénients :

- Retrait volumétrique élevé;
- Coût plus élevé comparativement aux polyesters.

- Les résines époxydes

Ces résines sont moins utilisées et ne représentent que 5% du marché du composite à cause de leur prix élevé. Du fait de leurs excellentes caractéristiques mécaniques, elles sont utilisées sans charges et dans des constructions aéronautiques et aérospatiales.

Leurs avantages :

- Bonnes propriétés mécaniques (traction, flexion, compression, choc, fatigue);
- Bonne tenue aux températures élevées;
- Excellente résistance chimique;
- Faible retrait au moulage;
- Excellente adhérence aux matériaux métalliques.

Leurs inconvénients :

- Coût élevé;
- Temps de polymérisation long;
- Sensibilité à la fissuration;
- Mise en œuvre difficile.

Tableau 2.6 : Caractéristiques physiques et mécaniques des résines thermodurcissables

Caractéristiques	Polyester	Époxy	Vinylester
Masse Volumique (kg/m ³)	1200	1100 - 1500	1100 - 1300
Module d'élasticité en flexion (GPa)	3-4,5	/	/
Module d'élasticité en traction (GPa)	2,8 - 3,5	3 - 5	3,3
Contrainte de rupture en flexion (MPa)	90 - 130	100 - 150	110 - 130
Contrainte de rupture en traction (MPa)	50 - 80	60 - 80	70 - 85
Résistance en compression (MPa)	90 - 200	/	/
Résistance en cisaillement (MPa)	10 - 20	30 - 50	/
Allongement à la rupture en flexion (%)	7 - 9	/	/
Allongement à la rupture en traction (%)	2 - 5	2 - 5	1 - 4

Les résines thermoplastiques

Contrairement aux résines thermodurcissables, les résines thermoplastiques sont très visqueuses, donc difficiles d'imprégnation. Les résines thermoplastiques ont une bonne résistance aux impacts et aux bris, ce qui leur confère une excellente tolérance aux dommages. Ils ont une élongation à la rupture supérieure à celle des résines thermodurcissables et donc une meilleure résistance à la microfissuration. De plus, les résines thermoplastiques possèdent les avantages suivants : grande ténacité, durée d'entreposage illimitée, fabrication rapide, remoulage possible et facilité de réparation et de manipulation [ACI, 1996]. Elles sont cependant dispendieuses, exigeant des températures de traitement élevées conduisant à des contraintes résiduelles et possèdent une faible résistance au fluage et ont une grande viscosité ce qui conduit à une imprégnation difficile avec les fibres.

2.2.4 Les charges et les ajouts

Différents produits peuvent être incorporés à la résine pour lui conférer des caractéristiques et en réduire le coût. Aussi, l'addition de ces produits a pour fonction d'améliorer les caractéristiques physiques et mécaniques de la résine et d'en faciliter la mise en œuvre. Leurs quantités peuvent varier entre 10 et 70% du poids, dépendamment de l'additif, du type de résine et de l'utilisation prévue. En général, la quantité de l'additif utilisé varie entre 20 et 30% du poids de la résine.

Les avantages essentiels de leur incorporation dans une résine sont :

- Diminuer la masse volumique;
- Augmenter la rigidité de la résine;
- Améliorer la tenue en compression;
- Réduire le coût;
- Modifier les propriétés mécaniques;
- Réduire la fissuration;
- Augmenter la résistance à l'impact;
- Réduire le retrait;
- Contrôler la viscosité;
- Améliorer le transfert de charge.

2.2.5 Procédé de mise en œuvre des PRF

Il existe plus de méthodes génériques de fabrication des PRF que pour les métaux. Comparativement à ces derniers qui ont près de deux siècles d'expérience industrielle, l'industrialisation des PRF date seulement des années 1970. La figure 2.5 montre les principaux procédés de mise en œuvre des PRF. La plupart de ces procédés de mise en œuvre consistent à élaborer les pièces en matériaux composites par couches successives comportant matrice et renfort. Aussi, différents paramètres conditionnent la réalisation des composites tel que la proportion renfort/résine, le procédé industriel et la pression exercée dans le moule qui donne une meilleure précision à la pièce réalisée.

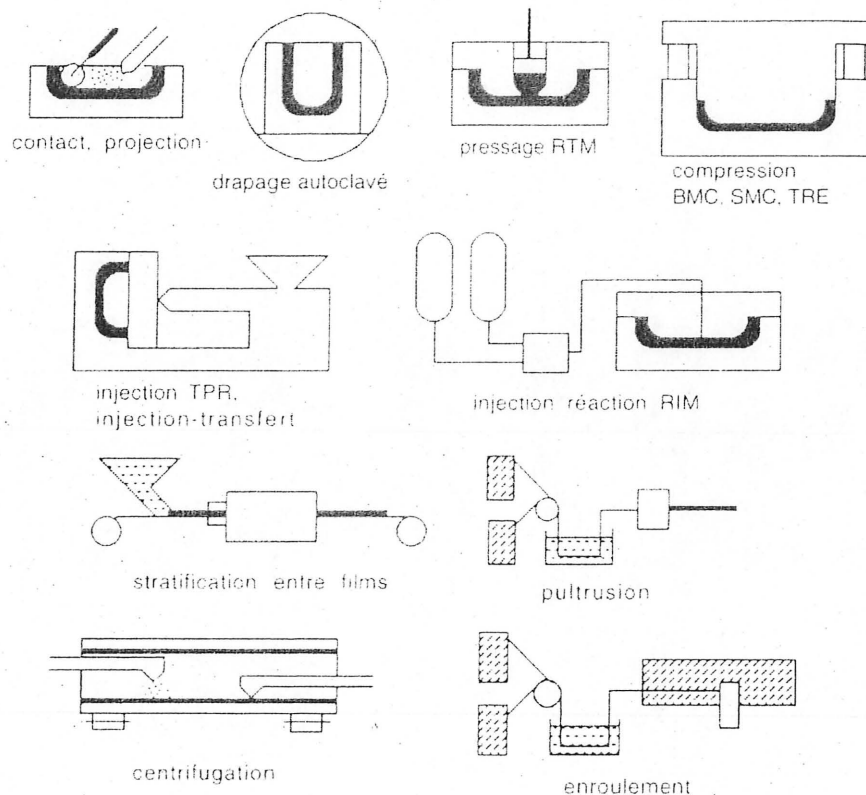
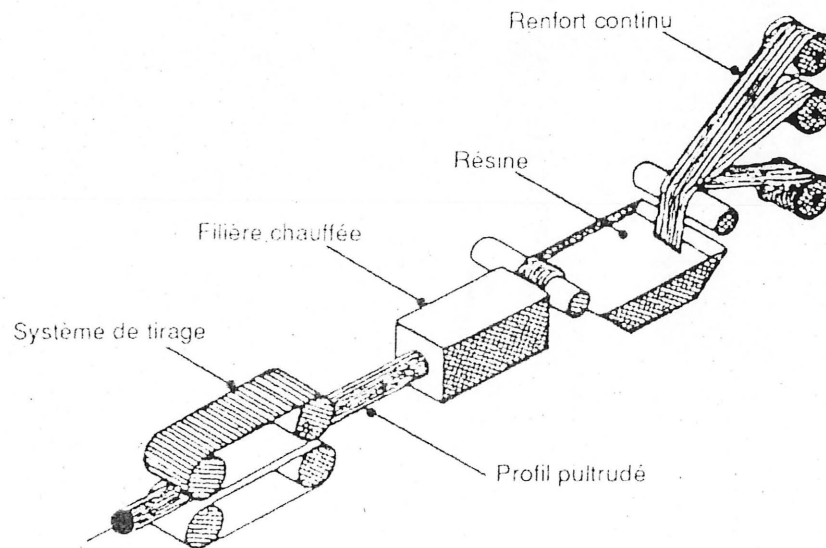
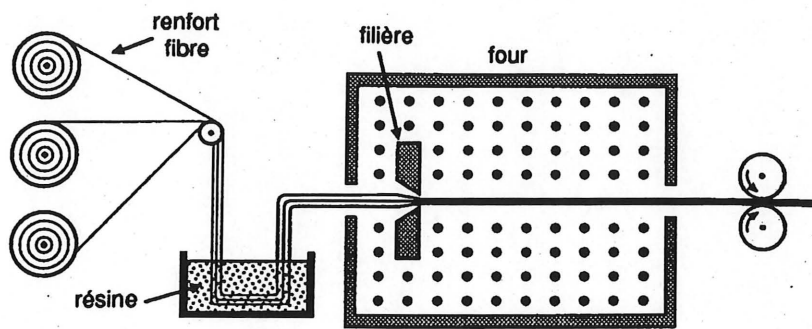


Figure 2.5 Procédés de fabrication des PRF [BERTHELOT, 1992]

Le procédé le plus utilisé pour la fabrication des armatures de PRF est la pultrusion. Ce procédé permet la fabrication des profilés rectilignes ou courbes à section constante, comme le

montrent les figures 2.6a et 2.6b. Le principe de la pultrusion consiste à imprégner les renforts composés de fibres de verre ou de carbone avec de la résine polyester (le plus souvent), parfois vinylester ou époxyde. Les fibres imprégnées de résine traversent ensuite une filière chauffante dans laquelle ont lieu simultanément la mise en forme du profilé et la polymérisation de la résine. Une tension est appliquée aux fibres pour les maintenir rectilignes durant toute l'opération de fabrication du produit.



Figures 2.6a et 2.6b : Principe de la pultrusion [BERTHELOT, 1992]

Tableau 2.7 : Comparaison des propriétés entre les différents types de résines

Propriétés	Thermodurcissables			Thermoplastiques (grande diffusion)
	Polyester	Époxy	Vinyl ester	
Physiques	Bonnes	Bonnes	Assez Bonnes	Assez bonnes
Mécaniques	Bonnes	Très bonnes	Bonnes	Passables
Électriques	Assez bonnes	Bonnes	Assez bonnes	Très bonnes
Thermodynamiques	Assez bonnes	Bonnes	Assez bonnes	Mauvaises
Vieillessement extérieur	Très bonne	Passable	Très bonne	Moyenne
Résistance à la fatigue	Bonne	Très bonne	Bonne	Assez bonne
Résistance au feu	Passable	Assez bonne	Bonne	Passable
Résistance à la corrosion	Assez bonne	Très bonne	Bonne	Très bonne
Frottement	Assez bonne	Bonne	Assez bonne	Assez bonne
Usure	Assez bonne	Bonne	Assez bonne	Assez bonne

2.2.6 Propriétés physiques et mécaniques des armatures PRF utilisées

Des armatures à base de fibres de verre et de carbone ont été utilisées dans les dalles d'essais en laboratoire. Les armatures en PRF portent les noms commerciaux ISOROD, LEADLINE et NEFMAC.

Les armatures ISOROD sont fabriquées par la compagnie Pultrall, inc. (Therford Mines, Québec) à base de fibres de verre ou de fibres de carbone. Un jet de sable est appliqué aux armatures pour en améliorer l'adhérence avec le béton. Ces barres sont fabriquées sous une variété de diamètres de 9 à 25 mm.

Les barres LEADLINE sont utilisées en pré et post contrainte et sont fabriquées par la compagnie Mutsubishi (Japon). Composées d'un renfort de carbone imprégné d'une résine époxyde, ces barres sont produites en une variété de diamètre. Elles se présentent sur plusieurs configurations de surface : lisses, dentées et crénelées.

- Propriétés physiques des barres LEADLINE [CHENNOUF, 1997] :

Diamètre : 8 mm;

Matrice : Résine Époxy;

Résistance en traction : 2800 MPa;

Module Élastique : 155 GPa;

Allongement : 1,8 %;

Masse linéaire : 80 g/m;

Masse volumique : 1,6 g/cm³

Coefficient thermique : 0,7 10⁻⁶/°C;

Déformation ultime : 1,4 %.

Le treillis NEFMAC est fabriqué par Autocan Composites inc. (Weston, Ontario) et constitue un matériau non corrosif, de poids léger, fait de PRF formant un treillis de deux ou trois dimensions en utilisant des fibres continues de haute performance imprégnées telles que les fibres de carbone, de verre ou d'aramide avec de la résine.

Tableau 2.8 : Propriétés physiques et mécaniques du NEFMAC en fibre de carbone
[NICOLE, 2000]

Type	Section (mm ²)	Charge maximale en traction (kN)	Résistance en traction (MPa)	Module d'élasticité (GPa)	Déformation Ultime (%)
C10	39,2	47	1200	100	1,55

Tableau 2.9 : Propriétés physiques et mécaniques des armatures ISOROD à base de fibres de verre et vinylester

Propriétés	Diamètre (mm)				
	9,5	12,7	15,9	19,1	25,4
Masse linéaire (kg/ml)	0,142	0,266	0,398	0,602	1,044
Module d'élasticité en traction (GPa)	42	42	42	42	42
Résistance ultime en traction (MPa)	689	617	674	719	N/d
Résistance de traction garantie (MPa)	614	569	600	640	N/d
Contrainte de traction permise (MPa)	172	181	164	158	158
Déformation ultime en traction (%)	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
Longueur de développement (mm)	150	240	300	400	N/d
Coefficient d'expansion thermique					
Longitudinal ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)	8,88	8,88	8,88	8,88	8,88
Transversal ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)	21,9	21,9	21,9	21,9	21,9
Coefficient d'adhérence	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8

CHAPITRE 3

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

3.1 Introduction

L'objectif recherché dans ce chapitre est de faire une synthèse sur les travaux antérieurs qui ont été réalisés en vue d'étudier le comportement à la flexion des dalles unidirectionnelles et/ou les poutres armées de PRF. Plusieurs facteurs caractérisant le comportement en flexion ont été traités notamment la déflection, la charge et le mode de rupture, les déformations au niveau de l'armature et le béton ainsi que la largeur des fissures.

3.2 Synthèse des travaux antérieurs sur le comportement en flexion d'éléments unidirectionnels en béton armé de PRF

NAWY et NEUWERTH (1977) ont étudié le comportement à la flexion bi-axiale de 12 dalles armées de barres PRF dans les deux directions. Le pourcentage d'armature fut varié tout en variant la dimension de l'élément carré de la grille de 25,4 mm x 25,4 mm à 206,4 mm x 206,4 mm avec un incrément de 25,4 mm. En plus des dalles, les chercheurs ont également testé 12 poutres ayant une longueur de 3048 mm, une largeur de 127 mm et une hauteur de 304,8 mm, armées de barres composées de fibres de verre et de résine époxy. Le pourcentage d'armature fut varié de 0,65 à 2,28 %. Leurs conclusions sont :

1. La déflection et la largeur des fissures des poutres et dalles sont des quantités calculables et peuvent être prédites;
2. La déflection et la largeur des fissures respectent les limites de la norme ACI 318-89 jusqu'à un niveau de chargement de 20 % de la capacité ultime enregistrée des dalles;
3. La déflection et la largeur des fissures étaient dans les limites imposées par la norme jusqu'à des niveaux de chargement de 35 et 20% de la capacité ultime des dalles enregistrée respectivement;
4. La pleine capacité des barres PRF n'a pu être développée.

LARRALDE (1988) a tenté de prédire la capacité ultime de poutres en béton armé de barres PRFV. Les résultats qu'il a obtenus indiquent que l'analyse des sections basée sur le calcul aux états limites représente mieux les résultats expérimentaux que celle basée sur la section transformée. La rupture par cisaillement durant les essais était un handicap majeur dans sa tentative de prédiction.

SAADATMANESH et coll. (1991) ont montré que la résistance en flexion des poutres armées de barres PRFV peut être raisonnablement prédite en utilisant la théorie classique du béton armé.

FAZA et coll. (1991) ont traité deux aspects : 1) le comportement en flexion des poutres en béton armé de barres PRFV et 2) le mécanisme d'adhérence entre ces barres et le béton. Les paramètres qui ont été étudiés sont : a) le diamètre et le type des barres, b) la configuration de la surface des barres, c) le type des étriers, d) la résistance à la compression du béton.

Les conclusions qui ont été tirées de cette étude sont :

1. Le moment ultime d'une poutre en béton armée de PRF est 90% supérieur au moment ultime d'une poutre identique mais armée de la même section en acier.
2. La capacité ultime d'une poutre en béton armé de barres revêtues de sable est 70% supérieure à celle d'une poutre identique mais armée de la même quantité d'acier,
3. L'utilisation des barres PRF revêtues de sable en combinaison avec un béton à haute résistance a augmenté le moment de fissuration et diminué la largeur des fissures,
4. Une augmentation de 50% du moment ultime a été obtenue lorsque les étriers PRF déformés ont été utilisés à la place d'étriers PRF lisses,
5. L'augmentation du diamètre des barres d'armatures PRF tout en gardant la même section de renforcement a eu pour effet d'augmenter de 50% le moment ultime.

NAKANO et coll. (1993) ont étudié l'effet du pourcentage d'armature, de la résistance en compression du béton et du type d'armature sur les poutres. Les principales conclusions sont énumérées comme suit :

1. Contrairement aux poutres armées d'acier, la ductilité des poutres sur armées de barres PRF est meilleure que celle des poutres sous armées;
2. À mesure que le pourcentage d'armature augmente, la rigidité en flexion des poutres augmente et la déflexion diminue;
3. La rigidité des poutres armées de barres à base de fibres de carbone est supérieure à celle des poutres armées de barres d'aramide. Ceci est dû à la différence entre les modules d'élasticité.

MOCHIZUKI et coll. (1993) ont étudié le comportement en flexion et en cisaillement de poutres en béton armé (longitudinalement et transversalement) de barres à base de fibres de carbone.

Ils concluent que sous charges de service, la déflexion des poutres peut être prédite en utilisant la méthode de BRANSON (1965) et qu'au fur et à mesure que la charge augmente, l'effet des propriétés d'adhérence entre les barres et le béton devient de plus en plus dominant.

CLARKE (1991) et BANK et coll. (1991 et 1992) ont étudié le comportement en flexion de dalles armées de PRF. Plusieurs produits PRF incluant des barres et des treillis ont été utilisés pour comparer leur performance. Les résultats indiquent que le comportement Moment-Courbure des dalles ressemble au comportement Contrainte-déformation de l'armature, c'est-à-dire qu'il est linéaire jusqu'à la rupture.

FAZA et coll. (1991) et NEUWERTH (1974) affirment que les propriétés d'adhérence des barres PRF avec le béton ont un effet direct sur la largeur des fissures. D'après cette étude, les fissures dans une poutre en béton armé de barres PRF sont plus profondes et plus espacées que celles dans une poutre en béton armé d'acier.

NEUWERTH (1974) reporte un cas d'étude où l'espacement moyen entre les fissures dans les poutres armées de barres est 3 fois celui d'une poutre armée en acier conventionnel. Il ajoute que la largeur de la fissure augmente linéairement en fonction de la charge appliquée jusqu'à l'apparition d'une autre fissure. À partir de ce moment, le taux d'augmentation diminue.

Aussi, il a été noté que le nombre des fissures augmente, alors que la largeur des fissures diminue avec l'augmentation du pourcentage de renforcement.

Selon des études menées par NANNI (1993), NAWY et NEUWERTH (1977), la déformation de l'armature PRF est 3 à 5 fois plus grande que la déformation d'une même section en acier à des niveaux de contrainte équivalents. Ceci est dû à la différence entre les modules d'élasticité des barres PRF et d'acier. Aussi, d'autres études ont porté sur le comportement en flexion de poutres en béton armé de PRF. Les résultats de ces études permettent d'émettre les conclusions suivantes :

1. La rupture par flexion des poutres en béton armé de barres PRF est une rupture fragile. Ceci s'explique par le comportement linéaire et élastique, jusqu'à la rupture des barres PRF;
2. Les barres PRF ont un faible module d'élasticité engendrant des déflexions, des déformations et des largeurs de fissure supérieures à celles engendrées par les barres d'acier.

MATTHYS et TAERWE (1995) ont testé 8 dalles unidirectionnelles ayant une longueur de 4500 mm, une largeur de 1000 mm et une hauteur variant de 120 à 150 mm. Six (6) d'entre elles, ont été renforcées par des treillis NEFMAC, une par des armatures PRFC et une autre armée en acier conventionnel.

L'objectif de cette étude était de comparer leur comportement à la flexion à l'état ultime (aspect et charge de rupture), la fissuration et les déflexions. Toutes les dalles ont été chargées statiquement jusqu'à la rupture.

Les résultats suivants ont été obtenus:

1. Les charges ultimes développées par les dalles renforcées en acier et en barres PRFC coïncident bien avec les valeurs théoriques. Par contre, pour les dalles renforcées en treillis NEFMAC, les valeurs expérimentales sont généralement supérieures de 25% aux valeurs théoriques;
2. Les déflexions des dalles renforcées en PRF à l'état ultime sont généralement supérieures à celle renforcées en acier conventionnel;
3. À l'état de service, les déflexions obtenues au niveau des dalles renforcées en PRF sont supérieures de 4 à 5 fois la déflexion enregistrée au niveau de la dalle renforcée en acier,

4. Les largeurs des fissures obtenues au niveau des dalles ayant une inertie comparable à celle renforcée en acier sont 1,5 à 2 fois supérieures à celle renforcée en acier.

ALSAYED et coll. (1995) ont testé 9 poutres en flexion : 3 ont été armées en acier conventionnel pour des fins de contrôle, 3 par des barres PRFV et 3 autres renforcées différemment en barres PRFV. Les dimensions des 6 premières poutres sont : 2900 x 200 x 210 mm et les 3 dernières : 2900 x 200 x 260 mm.

Les résultats montrent que le type de renforcement n'a aucune influence sur le moment de fissuration, par contre le module d'élasticité a un effet sur la relation charge- déformation. Il est à noter que la charge ultime atteinte par les six premières poutres sont presque égales; Aussi, il a été montré que malgré le rapport $E_s/E_f = 4$, le rapport des déflexions à l'état de service est de 1,92 et de 1,54 à l'état ultime.

Enfin, en faisant une comparaison entre le comportement des dernières poutres renforcées en barres PRFV, on trouve que l'augmentation de la hauteur de la poutre provoque une augmentation de 40% de la capacité de charge, réduisant la déflexion à l'état de service de 34% et de 13% à l'état ultime.

Les principales conclusions sont :

1. L'augmentation de la hauteur de la poutre de 24% réduit la section d'armature en PRFV de 55% et le prix de revient total de 40%;
2. Le renforcement en flexion des poutres armées en barres PRFV peut être fait en utilisant la méthode de l'état ultime. Cependant, la déflexion à l'état de service pour des poutres renforcées en barres PRFV peut contrôler le design. Le rapport moyen entre la déflexion des poutres renforcées en barres PRFV à celles renforcées en acier conventionnel ayant les mêmes propriétés est de 2.

BENMOKRANE et coll. (1996) ont mis à l'essai 8 poutres ayant des dimensions de : 3000 x 200 x 300 mm et 3000 x 200 x 550 mm renforcées en barres PRF et d'acier. Cette étude avait pour objet d'examiner le comportement à la flexion de ces poutres en terme de contrainte-déformation, charge-déflexion, fissuration et mode de rupture. Les diamètres des barres PRF utilisées furent variés de 9,5 à 25,4 mm.

Ils ont remarqué qu'au fur et à mesure que la charge augmente, les contraintes de cisaillement induisent des fissures inclinées. L'espacement moyen entre les fissures était de 109 mm à $0,5M_u$ et de 97 mm à $0,9M_u$ (M_u désigne le moment ultime) et les valeurs des moments de fissuration étaient indépendantes du rapport de renforcement.

En conclusion, il a été arrêté ce qui suit :

1. À charge basse, l'apparition des fissures et leurs espacements sur les poutres renforcées en barres PRF est similaire à celles observées sur les poutres renforcées en acier. Par contre à la charge de service, les fissures sur les poutres renforcées en PRF sont plus larges que sur les poutres renforcées en acier;
2. La distribution des déformations expérimentales démontre clairement l'adhérence parfaite entre les barres PRF et le béton.

MASMOUDI (1995) a traité le comportement en flexion des poutres armées de barres PRF en tenant compte des paramètres suivants : 1) le pourcentage de renforcement en PRF, 2) la résistance à la compression du béton, la hauteur de la poutre et le type d'armature.

L'analyse et l'interprétation des résultats ont dégagé les conclusions suivantes :

1. Le calcul du moment de fissuration peut être effectué tel que recommandé par les codes CSA/CAN3-A23.3-M94 et ACI 318-89;
2. L'étude expérimentale a montré que le nombre des fissures augmente quand le pourcentage d'armature augmente. Par contre, l'espacement entre les fissures diminue avec l'augmentation du pourcentage d'armature. Il est à noter que l'espacement moyen entre les fissures des poutres armées de barres PRF est plus grand que celui des poutres armées d'acier conventionnel; Aussi, il a été constaté que la résistance à la compression du béton n'a aucun effet sur l'espacement moyen entre les fissures;
3. Les largeurs de fissures dans le béton armé de PRF sont plus grandes que celles engendrées par l'armature conventionnelle;
4. Plus le pourcentage d'armature augmente, plus la largeur des fissures diminue,
5. La résistance à la compression du béton a un effet négligeable sur la largeur des fissures;
6. La déflexion des poutres armées de barres PRF est environ 3 fois plus grande que celle des poutres identiques et renforcées d'une même section d'armature d'acier,
7. Il a été observé que plus le pourcentage d'armature augmente, plus la déflexion diminue;

8. Dans les conditions géométriques d'essai et de chargement identiques, les armatures PRF se déforment 3,5 fois plus que les armatures conventionnelles et que le béton des poutres armées de barres PRF se déforme environ 2 fois plus que celui des poutres conventionnelles.

MICHALUK et coll. (1998) ont testés 8 dalles unidirectionnelles armées de barres PRF et d'acier. Les dalles avaient des épaisseurs de 150 et 200 mm. Leur rapport de renforcement variait de 0,48 à 0,95%.

Ils ont conclu qu'en général, toutes les dalles renforcées par des barres PRFV suivent un même comportement linéaire avant rupture, accompagné par de larges et profondes fissures et déflexions et qu'elles étaient supérieures aux valeurs enregistrées au niveau des dalles renforcées en acier conventionnel.

Les résultats ont indiqué que la largeur des fissures pour les dalles renforcées par des barres PRF équivaut à 19 fois la largeur au niveau de la dalle renforcée en acier. L'espacement moyen des fissures était de 242 mm pour la dalle d'épaisseur 150 mm renforcée par des barres PRFV, équivalent à 2,3 fois l'espacement enregistré au niveau de la dalle renforcée d'acier. Il apparaît que les larges espacements sont dues à une perte d'adhérence entre les barres PRFV et le béton entre les fissures; Aussi, il a été constaté que la rupture de toutes les dalles se situe au niveau de la zone du moment constant et que les déformations n'avaient pas excéder la déformation ultime.

THERIAULT (1998) a étudié le comportement en flexion de 5 dalles unidirectionnelles en béton armé de barres PRFV. Les dalles d'essai ont une longueur totale de 3300 mm, une largeur de 1000 mm et une hauteur de 150 et 200 mm. Chaque dalle comprend un treillis métallique disposé à 40mm de la surface supérieure.

Les principales conclusions qui ont été tirées sont :

1. Le choix d'un béton à haute résistance augmente le moment de fissuration, la sollicitation des barres en PRFV et la résistance globale de l'élément. Selon le rapport de renforcement, une augmentation de la résistance du béton peut cependant entraîner une augmentation de la largeur de la fissure pour un même moment appliqué;

2. L'augmentation du pourcentage d'armature permet de diminuer la largeur et la hauteur des fissures et d'augmenter la rigidité et la résistance de l'élément;
3. L'utilisation d'armature mixte permet de diminuer la largeur de fissure et la déflexion tout en apportant une ductilité;
4. L'augmentation de l'épaisseur de recouvrement sans ajout de barres d'armature produit une importante chute de résistance et une augmentation de la largeur des fissures;
5. Pour un même rapport de renforcement, la déflexion des éléments armés uniquement de PRFV est environ 4 fois supérieure à celle des éléments en béton armé d'acier conventionnel.

THERIAULT et BENMOKRANE (1998) ont soumis 12 poutres ayant une longueur de 1800 mm, une largeur de 130 mm et une hauteur de 180 mm à un chargement en flexion à 4 points. Le pourcentage d'armature fut varié de 1,16 à 2,77% et la résistance de compression du béton à 28 jours variait de 53,1 à 93,5 MPa.

Les conclusions tirées de cette étude sont :

1. L'effet de la résistance du béton et le taux de renforcement sur l'espacement des fissures sont négligeables;
2. En général, le chargement cyclique augmente la largeur des fissures;
3. Pour un même moment appliqué, un haut taux de renforcement fait diminuer la largeur et la hauteur des fissures;
4. La largeur des fissures résiduelles est indépendante de la résistance du béton;
5. La largeur des fissures résiduelles diminue avec l'augmentation du taux de renforcement;
6. La largeur des fissures résiduelles augmente avec le nombre de cycles charge/décharge et le moment appliqué;
7. La largeur des fissures au niveau des poutres renforcées en armatures C-BAR peut être prédite en utilisant l'équation modifiée de GERGELY-LUTZ et en prenant le coefficient K_g égal à $41 \times 10^{-6} \text{mm}^2/\text{N}$;
8. La rigidité des poutres testées reste inchangée même si les poutres ont été chargées statiquement ou cycliquement;

9. Aucune perte de rigidité en flexion n'a été observée pendant le chargement cyclique;
10. La rigidité des poutres renforcées en armatures C-BAR est indépendante de la résistance du béton mais augmente avec le taux de renforcement;
11. La déformation résiduelle dans les armatures PRF et le béton reste basse (<15% de la capacité totale) même après atteinte de 70% de la charge ultime de la poutre;
12. Au fur et à mesure que la résistance du béton et le taux de renforcement augmentent, la capacité du moment ultime augmente mais cette augmentation est limitée par la déformation du béton comprimé à la rupture des poutres sur armées;
13. La distribution de la déformation expérimentale, du réseau de fissuration, et une rigidité constante démontrent clairement une bonne adhérence entre les armatures C-BAR et le béton.

BENMOKRANE et coll. (1999) ont étudié le comportement à la flexion de 4 dalles unidirectionnelles armées par des treillis en PRF type NEFMAC C19-R2 et d'acier conventionnel.

Ils ont conclu que le moment de fissuration peut être calculé selon les recommandations du code CSA/CAN-A23.3-M94 et ont remarqué que le moment expérimental coïncide très bien avec celui déterminé par le code.

Les résultats expérimentaux ont montré que les déflexions des dalles en béton armé de treillis NEFMAC sont inférieures à celles des dalles en béton armé de barres PRF avec un même taux de renforcement. Ils ont remarqué aussi que les fissures sont plus espacées au niveau des dalles armées de NEFMAC qu'au niveau des dalles armées de PRF. Pour ce qui est du mode de rupture, toutes les dalles ont eu des ruptures par cisaillement de béton.

DEITZ et coll. (1999) ont expérimenté 12 dalles de dimensions 2130 x 2740 mm. Trois types de renforcement ont été utilisés : en acier, en barres PRF et une combinaison entre l'acier et les barres PRF.

Ils ont observé deux modes de rupture pendant l'essai : une rupture par flexion pour toutes les dalles renforcées en acier conventionnel et une rupture par cisaillement au niveau de toutes les dalles renforcées par des barres PRF. Aussi, il a été déduit que la charge de rupture des dalles

renforcées en PRFV était de l'ordre de 70% de celle des dalles renforcées en acier conventionnel.

OMBRES et coll. (2000) ont mis à l'essai 4 dalles unidirectionnelles, 3 ont été renforcées en barres PRF et une en acier conventionnel à titre comparatif. Le taux de renforcement, le diamètre et les espacements des barres furent variés. Une analyse comparative entre les déflexions, les configurations et la profondeur des fissures entre les dalles renforcées en barres PRF et d'acier a été présentée. En plus, une comparaison entre les résultats expérimentaux et théoriques a été établie.

Ils ont observé que la première fissure est apparue au milieu de la dalle et est accompagnée d'une déflexion croissante due à la réduction de la rigidité de la dalle. Aussi, il a été constaté que les déflexions après fissuration ainsi que la profondeur de la première fissure croient au fur et à mesure que le rapport de renforcement décroît.

Avec l'accroissement de la charge, d'autres fissures sont apparues jusqu'à atteindre la rupture par compression du béton sous une charge ultime directement proportionnelle au taux de renforcement.

Pour les dalles renforcées en acier conventionnel, le mode de rupture était par plastification des aciers, accompagnée d'une rupture par compression du béton. La première fissure est initiée au milieu de la dalle. En les comparant avec les premières dalles renforcées en PRF, on a enregistré de petites déflexions et petites largeurs de fissure dues à la grande rigidité des dalles proportionnelle au taux de renforcement.

Les conclusions qui ont été tirées de cette étude sont :

1. La rigidité des dalles renforcées en PRFV est moindre que celle renforcée en acier conventionnel après fissuration entraînant ainsi de larges fissures et déflexions;
2. La charge ultime des dalles croit avec le taux de renforcement en barres PRFV;
3. La charge ultime, la largeur des fissures et les déflexions peuvent être prédites en utilisant des modèles théoriques.

HOUSSAM et coll. (2000) ont testés 6 poutres en béton armé de barres en PRFV. Les poutres ont une longueur libre de 2800 mm, une largeur de 180 mm et une hauteur de 300 mm. Le chargement appliqué est en flexion à 4 points et le taux de renforcement fut varié de 0,52 à

1,10% et la résistance à la compression du béton qui était de 35 MPa. Les chercheurs ont conclu que :

1. L'expression développée par BRANSON et adoptée par ACI 318 surestime le moment d'inertie effectif des poutres ayant un taux de renforcement minimum en barres PRFV,
2. L'équation proposée par les auteurs et qui prend en considération l'effet du taux de renforcement et le module d'élasticité des armatures PRFV coïncide très bien avec les résultats expérimentaux.
3. L'équation proposée pour la déflexion et qui est basée sur la rigidité flexionnelle du béton renforcé en PRFV donne de bonnes corrélations,
4. La largeur des fissures des poutres en béton renforcé en PRFV peut être prédite en utilisant l'équation de GERGELY-LUTZ modifiée où la valeur du coefficient K_g n'est pas constante mais qui varie suivant l'expression suivante :
$$K_g = 10^{-6} \left(\frac{2000}{E_f} \right) \rho_f^{-0,5}$$

E_f désigne le module d'élasticité des barres PRF et ρ_f le taux de renforcement des poutres.

YOST et coll. (2001) ont testé 16 poutres sous un chargement en flexion à 4 points, une poutre a été renforcée en acier conventionnel et les autres en armatures PRF. Le taux de renforcement fut varié de 33 à 430% de la section de la poutre.

Les principales conclusions tirées sont :

1. La capacité en flexion des poutres renforcées par NEFMAC peut être prédite en utilisant le code ACI 318-95. Elle s'applique pour toutes les sections sous et sur-armées;
2. La capacité prédite en flexion des sections sur-armées est conservatrice relativement aux valeurs mesurées. En phase de rupture par écrasement du béton, les niveaux de la déformation dépassent la valeur de $0,003 \mu m / m$;
3. La capacité en cisaillement des poutres renforcées par NEFMAC est surestimée par ACI 318-95, section 11.3.1.1. Cette conclusion est basée sur le phénomène de rupture prématurée par cisaillement des sections sous armées;

4. La rigidité en flexion calculée selon le code ACI utilisant le moment d'inertie effectif de BRANSON est surestimée;
5. La configuration du treillis NEFMAC assure adéquatement le transfert de la charge afin de développer la résistance axiale en traction des barres longitudinales. En rupture par traction, l'intersection des barres longitudinales et transversales reste rigide et aucun détachement ou rupture en cisaillement n'a été observé entre les barres et le béton;
6. La déformation des barres calculées en utilisant le modèle bilinéaire du béton et la distribution linéaire des déformations est précise. Les valeurs mesurées étaient de 10% près des valeurs prédites;
7. Le design en flexion des poutres armées en PRF exige un sur-renforcement afin de comparer les tolérances des déflexions et les caractéristiques de la rupture brutale des renforcements.

El-SALAKAWY et BENMOKRANE (2003) ont testé 10 dalles unidirectionnelles ayant une longueur de 3100 mm, une largeur de 1000 mm et une hauteur de 200 mm. Les paramètres étudiés sont le type et le diamètre des barres ainsi que le taux de renforcement. Cinq (5) dalles ont été renforcées en PRFV, 3 en PRFC et 2 dalles de contrôle renforcées en acier conventionnel. En se basant sur les résultats expérimentaux, il a été conclu que :

1. La capacité portante des dalles renforcées de barres PRF (verre et carbone) était supérieure à celle développée par la dalle renforcée en acier (de 26 à 110%). Aussi, les dalles renforcées en PRF se sont rompues par cisaillement alors que la dalle en acier s'est rompue par plastification de l'acier suivi d'une rupture de béton en compression;
2. La rigidité flexionnelle des dalles renforcées en PRF augmente avec l'augmentation du taux de renforcement;
3. Pour les dalles ayant un même taux de renforcement et barres de diamètres différents (N° 16 et 22), placées au même espacement, cette disposition n'a aucun effet sur leur comportement en flexion;
4. Pour les dalles renforcées au même taux mais avec un espacement des barres réduit de 150 à 100 mm, les auteurs ont constaté de meilleurs comportements à la fissuration; Cependant, aucun effet sur la déflexion ou la capacité portante n'a été décelé;

5. Les coefficients de déformabilité J pour les dalles renforcées en PRF respectent les limites imposées par le code canadien de calcul des ponts routiers /CSA/ (CAN-S6-00);
6. Les déflexions prédites par le code CSA et le guide de l'ACI 440 concordent bien avec les résultats expérimentaux. Cependant, celles prédites par le CSA sont beaucoup plus conservatrices surtout à des faibles niveaux de charges.

3.3 Originalité

Ce travail de recherche est une contribution à l'étude du comportement de dalles vis-à-vis de la flexion.

Le comportement des dalles renforcées en PRF n'est pas suffisamment étudié car les éléments (les dalles pour notre cas) se dégradent rapidement après fissuration et leur maintien en service peut gouverner le design. Le comportement en flexion est étudié théoriquement et expérimentalement et plusieurs paramètres dans cette étude ont été pris en considération à savoir le type de renforcement (barres ISOROD et LEADLINE, treillis NEFAMC et barres d'acier), le taux et le diamètre de renforcement.

CHAPITRE 4

ANALYSES THÉORIQUES

4.1 Introduction

Dans ce chapitre, on présente les modèles théoriques ainsi que les équations de design qui régissent le comportement en flexion de dalles unidirectionnelles en béton armé de barres PRF. Ces équations ont été tirées des codes canadiens CSA/CAN 23.3.94 et CAN/SCA-S806-02, du guide de l'ACI 440.1R-01, ainsi que des travaux de recherche antérieurs. Ces équations permettront de calculer le moment résistant d'une dalle ainsi que la déflexion et la largeur de fissures à l'état de service.

4.2 Définitions et principes de calcul

Une dalle à comportement unidirectionnelle est une dalle dans laquelle les charges sont transmises de manière préférentielle dans une direction, soit parce qu'il n'y a pas d'appui dans l'autre direction soit à cause des grandes inégalités entre les dimensions dans le plan. Ce type de dalle se comporte comme une poutre et se dimensionne selon les mêmes principes, si ce n'est qu'une certaine quantité d'armature est nécessaire dans la direction perpendiculaire à l'armature principale [FABRE, 1997].

4.3 Résistance en flexion d'une dalle renforcée avec des barres en PRF

4.3.1 Hypothèses de calcul

Le calcul à la flexion d'une dalle en béton armé de barres PRF est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections planes demeurent planes après déformation;
- La déformation ultime du béton comprimé est de $0,0035 \mu\text{mm} / \text{mm}$;
- La résistance à la traction du béton est négligée pour les sections fissurées;
- La relation contrainte-déformation du PRF est linéaire jusqu'à la rupture;
- L'adhérence entre le béton et l'armature en PRF est supposée parfaite.

4.3.2 Calcul du moment résistant ultime de la dalle renforcée

Considérons la section de béton armé de PRF et soumise à la flexion illustrée à la figure 4.1

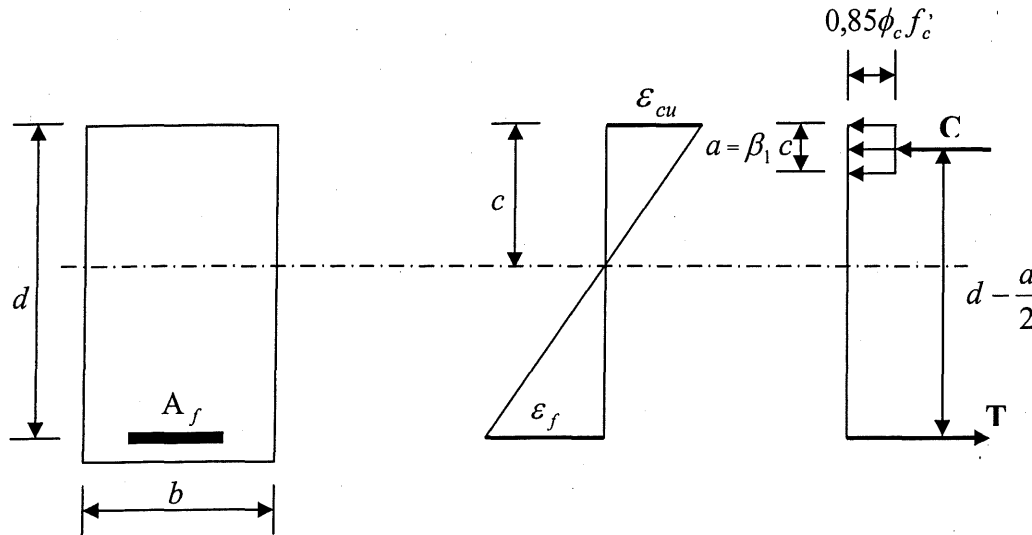


Figure 4.1 Dimensions et distributions des déformations et des efforts internes dans une section transversale d'une dalle en béton armé

- **Cas d'une dalle sur-armée (rupture du béton en compression)**

Les coefficients α_1 et β_1 du bloc rectangulaire équivalent, qui idéalise le comportement non linéaire du béton sont donnés par les relations suivantes (CSA/CAN -S806-02) :

$$\alpha_1 = 0,85 - 0,0015 f_c' \geq 0,67 \quad (4.1)$$

$$\beta_1 = 0,97 - 0,0025 f_c' \geq 0,67 \quad (4.2)$$

où f_c' désigne la résistance en compression du béton à 28 jours.

D'après la figure 4.1, on peut déterminer la déformation dans la barre PRF (ε_f) en fonction de la déformation du béton (ε_{cu}) à l'état ultime par l'équation suivante :

$$\varepsilon_f = \frac{d-c}{c} \varepsilon_{cu} \quad (4.3)$$

où :

c : distance entre la fibre extrême du béton comprimé et l'axe neutre

d : profondeur des barres en tension et qui égale à la distance entre la face supérieure de la dalle et le centre de gravité des barres

Les forces agissant sur la section transversale s'écrivent :

$$C = 0,85\phi_c f_c' ab \quad (4.4)$$

$$T = \phi_f A_f f_f \quad (4.5)$$

C : force résultante dans le béton comprimé;

ϕ_c : coefficient de tenue (ou de résistance) du béton;

a : largeur du bloc de contrainte de compression équivalent;

b : largeur de la poutre;

T : force résultante des barres en traction;

ϕ_f : coefficient de tenue de l'armature en PRF;

A_f : aire des armatures tendues en PRF;

f_f : contrainte de traction dans l'armature en PRF à la rupture de la section.

L'équilibre des forces internes dans la section nous donne :

$$0,85\phi_c f_c' ab = \phi_f A_f f_f \quad (4.6)$$

$$\text{d'où on tire } a = \frac{A_f \phi_f f_f}{0,85 \phi_c f'_c b} \quad (4.7)$$

En posant $\frac{A_f}{b} = \rho_f d$, on trouve une nouvelle expression pour a :

$$a = \frac{\rho \phi_f f_f}{0,85 \phi_c f'_c} d \quad (4.8)$$

$$\text{et } f_f = E_f \varepsilon_{cu} \frac{\beta_1 d - a}{a} \quad (4.9)$$

ρ_f désigne le taux de renforcement de la section.

En remplaçant l'expression de a de l'équation (4.8) dans l'équation (4.9), on trouve une nouvelle expression de f_f :

$$f_f = \sqrt{\frac{(E_f \varepsilon_{cu})^2}{4} + 0,85 \frac{\beta_1 f'_c}{\phi_f \rho_f} E_f \varepsilon_{cu} - 0,5 E_f \varepsilon_{cu}} \quad (4.10)$$

Le moment résistant est calculé en écrivant l'équilibre des moments des forces internes autour de l'axe de la dalle renforcée :

$$M_r = T(d - \frac{a}{2}) = C(d - \frac{a}{2}) \quad (4.11)$$

$$M_r = A_f \phi_f f_f (d - \frac{a}{2}) \quad (4.12)$$

En remplaçant l'équation (4.8) dans l'équation (4.12) on obtient :

$$M_r = \rho \phi_f f_f (1 - \frac{0,59 \rho \phi_f f_f}{\phi_c f'_c}) b d^2 \quad (4.13)$$

Norme CSA/CAN S806-02 :

L'équilibre des forces internes nous conduit à écrire :

$$\phi_f A_f f_f = \alpha_1 \phi_c f_c' ab \quad (4.14)$$

En posant $f_f = E_f \varepsilon_f$, $\frac{c}{\varepsilon_{cu}} = \frac{d}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_f}$ et $a = \beta_1 c$

Le moment ultime est calculé selon la formule suivante :

$$M_u = \beta_1 f_c' ba \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (4.15)$$

- **Armature minimale**

Le code CSA/CAN-S806-02 (Art. 8.4.2.1) stipule de prévoir une armature minimale correspondant à un moment résistant $M_r > 1,5M_{cr}$, où M_{cr} désigne le moment de fissuration, calculé en utilisant le module de rupture f_r .

M_{cr} est donné par la relation suivante : $M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$

f_r : module de rupture = $0,6\lambda\sqrt{f_c'}$ (MPa),

y_t : distance du centre de gravité de la section transformée non fissurée à la fibre extrême tendue (mm),

I_g : moment d'inertie brut de la section (mm^4)

- **Taux de renforcement d'une rupture balancée**

Les conditions de rupture balancée d'une section de béton armé de PRF ont lieu lorsque les déformations dans le béton comprimé et l'armature tendue en PRF atteignent simultanément leurs valeurs ultimes, ε_{cu} et ε_{fu} .

De la compatibilité des déformations dans la section du béton armé, on peut déduire que :

$$\frac{c_b}{b} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} \quad (4.16)$$

où :

c_b : hauteur de l'axe neutre correspondant à la rupture balancée;

d : hauteur effective;

ε_{cu} : déformation ultime du béton comprimé (3500 $\mu\text{mm} / \text{mm}$);

ε_{fu} : déformation ultime dans l'armature tendue en PRF.

Dans ces conditions, l'équation (4.6) peut s'écrire :

$$\alpha_1 f_c' \beta_1 c_b b = \varepsilon_{fu} E_f A_f \quad (4.17)$$

Remplaçons l'équation (4.15) dans l'équation (4.16) et $\frac{A_f}{bd}$ par ρ_{bal} , on obtient :

$$\rho_{bal} = 0,85 \beta_1 \frac{f_c'}{f_{fu}} \left(\frac{0,0035}{0,0035 + \varepsilon_{fu}} \right) \quad (4.18)$$

Sachant que $f_{fu} = E_f \varepsilon_{fu}$, on obtient finalement l'expression suivante :

$$\rho_{bal} = 0,85 \beta_1 \frac{f_c'}{f_{fu}} \left(\frac{E_f \varepsilon_{cu}}{E_f \varepsilon_{cu} + f_{fu}} \right) \quad (4.19)$$

4.4 Calcul de la déflexion maximale d'une dalle

La figure 4.2 montre les paramètres géométriques des dalles étudiées et leur mode de chargement :

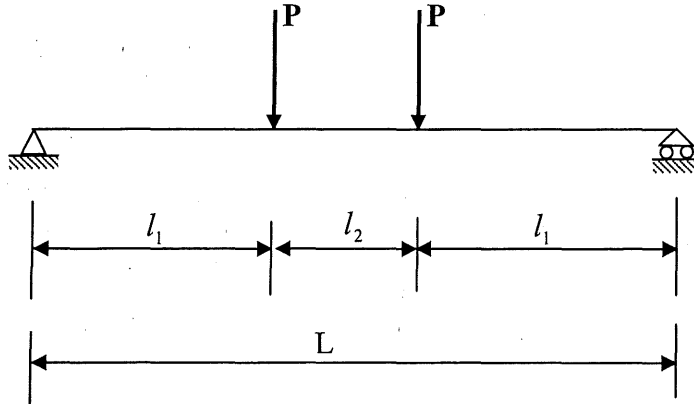


Figure 4.2 Schéma statique d'une dalle renforcée en PRF

Pour la dalle unidirectionnelle étudiée, illustrée à la figure 4.2, le calcul à l'aide de la résistance des matériaux nous donne l'expression de la déflexion au milieu de la dalle :

$$\delta = (3L^2 - 4l_1^2) \frac{Pl_1}{24I_e E_c} \quad (4.20)$$

I_e : Moment d'inertie effectif de la section,

E_c : Module d'élasticité du béton.

BRANSON (1977) a proposé l'équation suivante pour le calcul du moment d'inertie effectif I_e :

$$I_e = \left[\frac{M_{cr}}{M_a} \right]^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g \quad (4.21)$$

I_g : moment d'inertie brut de la section;

M_{cr} : moment de fissuration;

M_a : moment maximum dans l'élément produit par les charges auxquelles la flèche est

calculée;

I_{cr} : moment d'inertie de la section fissurée transformée donnée par l'équation (4.22).

Le moment d'inertie I_{cr} est donné par la relation suivante :

$$I_{cr} = b \frac{c^3}{3} + n_f A_f (d - c)^2 = b \frac{d^3}{3} k^3 + n_f A_f d (1 - k)^2 \quad (4.22)$$

b : largeur de la section;

c : largeur de l'axe neutre à la fissuration = kd

La valeur de k peut être calculée à l'aide de l'équation suivante :

$$k = \left(-n_f \rho_f + \sqrt{(n_f \rho_f)^2 + 2n_f \rho_f} \right) \quad (4.23)$$

n_f : Rapport modulaire = $\frac{E_f}{E_c}$

ρ_f : Taux de renforcement de la section

YOST et coll. (2001) ont montré que l'équation (4.21) est influencée par le taux de renforcement longitudinal. Pour des poutres renforcées en PRFV avec un taux de renforcement balancé variant entre 300 et 430%, l'équation (4.21) donne de bons résultats; Cependant pour un taux de renforcement varie entre 33 et 185% de ρ_{bal} , l'équation (4.21) sous estime les déflexions de 100% à un taux de chargement de 35% de la charge ultime et de 70% à 50% de la charge ultime.

Il a été conclu que l'équation (4.21) surestime I_e des poutres ayant des taux de renforcement inférieur à 200% de ρ_{bal} .

HOUSSAM et coll. (2000) ont proposé une valeur pour l'exposant m dans l'équation suivante:

$$I_e = \left[\frac{M_{cr}}{M_a} \right]^m I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^m \right] I_{cr} \leq I_g \quad (4.24)$$

I_{cr} est donnée par l'équation (4.22)

$$m \text{ est donné par l'équation suivante : } m = \frac{\log[I_{e(\text{exp})} - I_{cr}] / (I_g - I_{cr})}{\log\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)} \quad (4.25)$$

$$\text{Pour } \frac{E_f}{E_s} \rho_f < 0,3 \Rightarrow m = 6 - \frac{10E_f}{E_s} \rho_f \quad (4.26)$$

$$\text{Pour } \frac{E_f}{E_s} \rho_f > 0,3 \Rightarrow m = 3 \quad (4.27)$$

Où E_f désigne le module d'élasticité des barres PRF, E_s celui de l'acier et ρ_f le taux de renforcement longitudinal dans la section. $I_{e(\text{exp})}$ désigne le moment d'inertie expérimental et qui peut être calculé en utilisant l'équation (4.20).

BENMOKRANE et coll. (1996) et plus tard GAO et coll. (1998a) ont utilisé l'expression suivante pour I_e afin de calculer la flèche des poutres en béton armé d'armatures en PRFV et utilisée plus tard par ACI 440.1.R-01 pour le calcul des déflexions.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \beta I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g \quad (4.28)$$

$$M_{cr} : \text{moment de fissuration; } M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t},$$

M_a : moment maximum dans l'élément produit par les charges auxquelles la flèche est calculée;

f_r : module de rupture $= 0,6\lambda\sqrt{f'_c}$;

y_t : distance du centre de gravité de la section transformée non fissurée à la fibre extrême tendue;

β : coefficient de réduction donné par l'expression suivante :

$$\beta = \alpha_b \left[\frac{E_f}{E_s} + 1 \right]$$

α_b : coefficient d'adhérence ($\alpha_b = 0,5$)

I_{cr} est donnée par l'équation (4.22)

Le code de calcul européen CEB-FIP (1990) a proposé l'équation suivante :

$$I_e = \frac{I_g I_{cr}}{I_{cr} + \left[1 - 0,5 \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2 \right] (I_g - I_{cr})} \quad (4.29)$$

I_{cr} est donnée par l'équation (4.22)

La norme CSA/CAN-S806-02 propose l'équation suivante pour le calcul des déflexions :

$$\delta_{\max} = \frac{PL^3}{24E_c I_{cr}} \left[3 \left(\frac{l_1}{L} \right) - 4 \left(\frac{l_1}{L} \right)^3 - 8\eta \left(\frac{L_g}{L} \right)^3 \right] \quad (4.30)$$

$$\text{Avec } \eta = 1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \quad (4.31)$$

I_{cr} est donnée par l'équation (4.22)

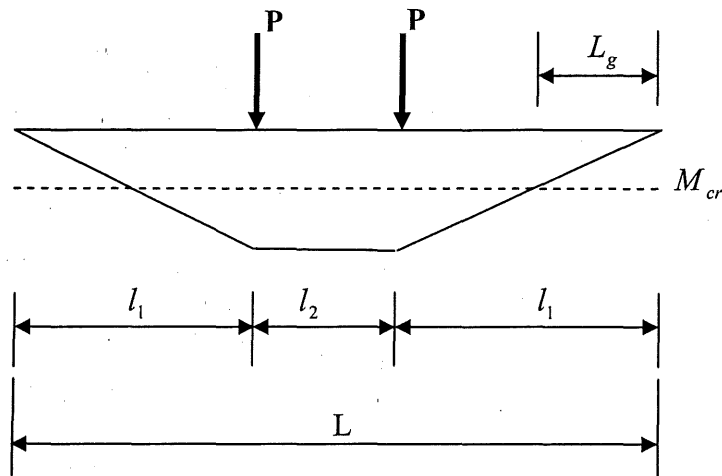


Figure 4.3 Diagramme des moments fléchissant

4.5 Fissuration

4.5.1 Largeur des fissures

Le calcul de la largeur des fissures pour les éléments en béton armé en PRF peut être fait en utilisant l'équation de GERGELY-LUTZ (1968), utilisée couramment par la norme CSA/CAN-A23-3-M94 et le guide de l'ACI 318-95 en ajustant les coefficients :

$$w = 11 \frac{E_s}{E_f} k_b f_f \frac{h_2}{h_1} \sqrt[3]{d_c A} \times 10^{-6} \quad (4.32)$$

w : largeur maximale des fissures sur la face tendue de la poutre (mm),

E_s : module d'élasticité de l'acier (MPa),

E_f : module d'élasticité des barres PRF (MPa),

k_b : coefficient dépendant de l'adhérence,

f_f : contrainte en traction dans l'armature en PRF au niveau de la fissure (MPa),

h_2 : distance de la face extrême tendue à l'axe neutre (mm),

h_1 : distance du centre de gravité de l'armature tendue à l'axe neutre (mm),

d_c : enrobage du béton mesuré du centre de gravité de l'armature tendue à la face extrême tendue (mm),

A : aire effective du béton tendu entourant l'armature tendue et ayant le même centre de gravité que celui de l'armature tendue divisé par le nombre des barres (mm²).

Le guide de l'ACI 440.1.R-01 propose une autre équation de GERGELY-LUTZ modifiée :

$$w = \frac{2,2}{E_f} \beta k_b f_f \sqrt[3]{d_c A} \quad (4.33)$$

avec
$$\beta = \frac{d - c}{h - c} \quad (4.34)$$

4.5.2 Contrôle de la fissuration

Pour contrôler la fissuration, le nouveau code canadien CAN/CSA-S806-02 introduit un paramètre z :

$$z = \frac{E_s}{E_f} k_b f_f \sqrt[3]{d_c A} \quad (4.35)$$

Le paramètre z ne doit pas excéder :

- 38 000 N/mm pour une exposition externe;
- 25 000 N/mm pour une exposition interne.

4.6 Applications numériques

- *Moment fléchissant théorique à la rupture*

Dans cette section, on se propose de calculer les moments ultimes édictés par la norme CSA/CAN-S806-02 et le guide de l'ACI 440.1.R-01.

Les tableaux 4.1 et 4.2 donnent les dimensions et les caractéristiques mécaniques des matériaux des dalles étudiées. On calcule le moment fléchissant pour l'ensemble des dalles à l'aide de l'équation (4.13), basée sur le guide de l'ACI 440.1.R-01 et l'équation (4.15) relative à la norme canadienne CSA/CAN-S806-02.

Tableau 4.1: Dimensions de la dalle

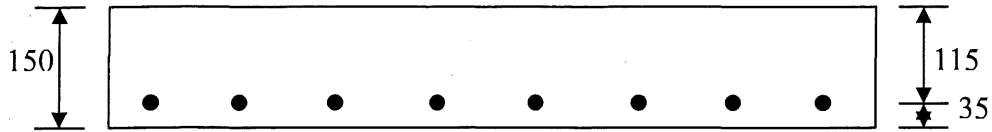
Dalle
Longueur : 2500 mm
Largeur : 1000 mm
Hauteur : 150 mm

Tableau 4.2: Propriétés mécaniques du béton utilisé

Dalle S-CCI, S-GGI, S-ST, S-CGI	Dalle S-CCL, S-CCN
$f'_c = 37$ MPa	$f'_c = 40$ MPa
$E_c = 27$ GPa	$E_c = 28$ GPa
$\varepsilon_{cu} = 0,0035$	$\varepsilon_{cu} = 0,0035$

Équation (4.15) (Norme CSA/CAN-S806-02):

Dalle S-CCI:



Données:

$$\alpha_1 = 0,85 - 0,0015 \times 37 = 0,7945$$

$$\rho_f = 0,49 \%$$

$$\rho_{bal} = 0,416$$

$\rho_f > \rho_{bal} \Rightarrow$ rupture par compression du béton

L'équation (4.14) nous donne :

$$\phi_f A_f E_f \varepsilon_f = \alpha_1 \phi_c f_c' ab \quad (1)$$

$$\text{Or, } \frac{c}{\varepsilon_{cu}} = \frac{d}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_f} \Rightarrow c = \frac{0,4025}{0,0035 + \varepsilon_f} \quad (2)$$

En remplaçant (2) dans (1) et en prenant $\phi_f = \phi_c = 1$ pour le calcul du moment nominal , on obtient :

$$\varepsilon_f = 0,01103$$

$$c = 27,69 \text{ mm} \Rightarrow a = 24,30 \text{ mm}$$

Finalement : $M_u = 73,47 \text{ kN.m}$

Équation (4.13) (guide de l'ACI 440.1R-01)

On calcule :

$$f_f = \sqrt{\frac{(114 \times 10^3 \times 0,003)^2}{4} + 0,85 \frac{0,8775 \times 37}{0,0049} \times 114 \times 10^3 \times 0,003 - 0,5 \times 114 \times 10^3 \times 0,003} = 1227,36 \text{ MPa}$$

$$a = 22,16 \text{ mm}$$

Finalement, $M_u = 72,45 \text{ kN.m}$

Tableau 4.3 Récapitulatif des moments de résistance (kN.m) et modes de rupture théoriques des dalles testées

Dalle	Calcul selon CSA/CAN-S806-02	Calcul selon ACI 440.1R-01	Mode de rupture
S-CCI	73,47	72,45	Compression du béton
S-GGI	79,22	78,08	Compression du béton
S-CGI	73,47	72,45	Compression du béton
S-CCL	82,42	81,54	Compression du béton
S-CCN	63,54	62,06	Rupture des armatures
S-ST	Selon CSA-A23.3-94 $M_u = 53,25 \text{ kN.m}$		Plastification de l'acier

- *Déflexions théoriques :*

En utilisant les équations (4.24) et (4.28) pour l'évaluation de I_{cr} et (4.20) et (4.30) pour δ , on détermine les déflexions théoriques suivant le guide de l'ACI 440.1.R-01, la méthode de HOUSSAM et coll. et celle proposée par la norme CSA/CAN-S806-02.

Données : Dalle S-CCI

$$f'_c = 37 \text{ MPa}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$d = 115 \text{ mm}$$

$$E_f = 114 \text{ GPa}$$

$$n_f = 4,165$$

$$\rho_f = 0,49\%$$

Tableau 4.4 Récapitulatif des déflexions théoriques (mm) de la dalle S-CCI

Moment (kN.m)	14,50	29	43,50	58	73,46
Équations (4.20) et (4.28) (ACI 440.1.R-01)	1,75	14,70	32,90	49,68	66,39
Équations (4.20) et (4.24) (HOUSSAM et coll.)	1,60	24,54	40,83	54,92	69,70
Équations (4.20 et (4.30) (CSA/CAN-S806-02)	8,02	26,08	40,64	54,67	69,49

Données : Dalle S-GGI

$$f'_c = 37 \text{ MPa}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$d = 112 \text{ mm}$$

$$E_f = 45 \text{ GPa}$$

$$n_f = 1,644$$

$$\rho_f = 1,77\%$$

Tableau 4.5 Récapitulatif des déflexions théoriques (mm) de la dalle S-GGI

Moment (kN.m)	14,50	29	43,50	58	72,5	79,22
Équations (4.20) et (4.28) (ACI 440.1.R-01)	2,18	14,55	28,54	41,14	52,96	58,77
Équations (4.20) et (4.24) (HOUSSAM et coll.)	1,56	19,55	32,52	43,66	54,64	59,72
Équations (4.20) et (4.30) (CSA/CAN-S806-02)	6,57	21,03	32,75	44,05	55,24	60,45

Données : dalle S-CCL

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$d = 116 \text{ mm}$$

$$E_f = 155 \text{ GPa}$$

$$n_f = 5,446$$

$$\rho_f = 0,42\%$$

Tableau 4.6 Récapitulatif des déflexions théoriques (mm) de la dalle S-CCL

Moment (kN.m)	14,50	29	43,50	58	72,5	82,42
Équations (4.20) et (4.28) (ACI 440.1.R-01)	1,32	11,65	26,91	41,19	54,36	63,19
Équations (4.20) et (4.24) (HOUSSAM et coll.)	1,23	22,84	39,03	52,62	65,91	74,95
Équations (4.20) et (4.30) (CSA/CAN-S806-02)	7,00	24,83	38,88	52,37	65,70	74,80

Données : dalle S-CCN

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$d = 116 \text{ mm}$$

$$E_f = 100 \text{ GPa}$$

$$n_f = 3,514$$

$$\rho_f = 0,34\%$$

Tableau 4.7 : Récapitulatif des déflexions théoriques (mm) de la dalle S-CCN

Moment (kN.m)	14,50	29	43,50	58	63,54
Équations (4.20) et (4.28) (ACI 440.1.R-01)	1,56	16,33	42,56	69,16	77,41
Équations (4.20) et (4.24) (HOUSSAM et coll.)	1,24	33,00	60,40	81,97	90,00
Équations (4.20) et (4.30) (CSA/CAN-S806-02)	10,59	38,65	60,61	81,66	89,70

4.6.1 Comparaison entre les équations théoriques pour le calcul des déflexions :

On se propose dans cette partie d'évaluer les écarts entre les équations utilisées à savoir celle proposée par la norme CSA/CAN S 806-2, par le guide de l'ACI 440.1R-01 et celle donnée par HOUSSAM et coll. Cette analyse nous permettra d'expliquer les écarts plus importants en service contrairement aux déflexions maximales.

Tableau 4.8 Évaluation des écarts pour la dalle S-CCI

Moment (kN.m)	14,50	29	43,50	58	73,46
Écart entre ACI et CSA (%)	78	43,63	19,04	9,12	4,46
Écart entre l'équation de HOUSSAM et CSA (%)	80	5,90	0	0	0

Tableau 4.9 Évaluation des écarts pour la dalle S-GGI

Moment (kN.m)	14,50	29	43,50	58	72,50	79,22
Écart entre ACI et CSA (%)	66,82	30,81	12,85	6,60	4,13	2,78
Écart entre l'équation de HOUSSAM et CSA (%)	76,25	7,03	0	0	1,10	1,22

Tableau 4.10 Évaluation des écarts pour la dalle S-CCL

Moment (kN.m)	14,50	29	43,50	58	72,50	82,42
Écart entre ACI et CSA (%)	81,14	53,10	30,78	21,35	17,26	15,52
Écart entre l'équation de HOUSSAM et CSA (%)	82,42	8	0	0	0	0

Tableau 4.11 Évaluation des écarts pour la dalle S-CCN

Moment (kN.m)	14,50	29	43,50	58	63,54
Écart entre ACI et CSA (%)	85,27	57,75	29,78	15,31	13,70
Écart entre l'équation de HOUSSAM et CSA (%)	88,29	14,62	0	0	0

- *Ouverture des fissures :*

En utilisant les relations (4.32) et (4.33) soit l'équation de GERGELY-LUTZ modifiée, on détermine les largeurs de fissures à l'état de service qui correspond à un moment de flexion de 14,5 kN.m ainsi qu'état ultime.

Tableau 4.12: Largeurs de fissures théoriques

Dalle	w (mm)	
	À l'état de service	À l'état ultime
S-CCI	0,33	1,74
S-GGI	0,25	1,63
S-CGI	0,33	1,74
S-CCL	0,25	1,59
S-CCN	0,48	2,24
S-ST	0,12	1,57

- *Fissuration :*

L'équation (4.35) nous permet de calculer le paramètre z qui contrôle la fissuration, ainsi les différentes valeurs sont données dans le tableau suivant:

Tableau 4.13: Valeurs de z (CSA/CAN S806-02)

Dalle	Paramètre z (N/mm)
S-CCI	22 361
S-GGI	25 082
S-CGI	22 361
S-CCL	26 115
S-CCN	32 883
S-ST	11 265

4.7 Conclusion

On a présenté dans ce chapitre des équations qui nous permettent de calculer d'une part le moment de résistance ultime en utilisant la norme CSA/CAN-S806-02 et le guide de l'ACI.440.1R-01, et d'autre part les déflexions et les largeurs de fissures à l'état de service et l'état ultime. En plus, un calcul du paramètre z a été effectué. Le moment de résistance ultime calculé suivant la norme CSA/CAN-S806-02 est très proche de celui donné par le guide de l'ACI.4401R-01.

Pour de qui des déflexions théoriques calculées à partir des équations tirées de la norme CSA/CAN- S 806-02, du guide de l'ACI.440.1R-01 et celle proposée par HOUSSAM et coll., on remarque que l'écart entre ces équations est plus important à l'état de service ($M=14,5$ kN.m) et diminue au fur et à mesure que le moment augmente jusqu'à la rupture. Cela peut s'expliquer par le fait que pour $M_a = M_{cr}$:

L'équation (4.20) proposée par le guide de L'ACI 440.1R-01 utilise une inertie effective

$$I_e = \beta I_g ;$$

L'équation (4.24) proposée par HOUSSAM et coll. utilise une inertie effective $I_e = I_g$, et finalement l'équation (4.30), proposée par la norme CSA/CAN S806-02 utilise toujours l'inertie d'une section fissurée I_{cr} .

CHAPITRE 5

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

5.1 Introduction

Dans cette partie, on présente les propriétés des matériaux utilisés et les différentes configurations des dalles qui ont été testées. Ensuite, on exposera les différentes étapes du programme expérimental.

5.2 But de l'étude expérimentale

La présente étude a pour but l'évaluation du comportement à la flexion de dalles unidirectionnelles renforcées à l'aide d'armature en matériaux composites de PRF. Six (6) dalles ont été testées lors de ce programme expérimental dont cinq (5) ont été renforcées par des barres et treillis en matériaux composites et une renforcée avec des barres d'acier conventionnel. La flexion des dalles a été provoquée par l'application de deux (2) charges ponctuelles de part et d'autre de l'axe médian des dalles, de telle façon à produire une zone de moment fléchissant constant entre les 2 charges. Il s'agit ici d'un essai de flexion à 4 points.

5.3 Propriétés des matériaux utilisés

5.3.1 Propriétés du béton

L'ensemble des dalles ont été fabriquées en utilisant un béton commercial, fournit au laboratoire à l'aide d'un camion malaxeur. La résistance en compression du béton à 28 jours a été obtenue par écrasement de 3 cylindres de 300 mm de hauteur et 150 mm de diamètre. Les valeurs de la résistance de compression du béton f_c' et les modules d'élasticité E_c sont donnés dans le Tableau 5.1

Tableau 5.1 : Propriétés mécaniques des bétons utilisés pour les dalles

Dalle	S-CCI, S-GGI S-CGI, S-ST	S-CCL, S-CCN
f'_c (MPa)	37	40
E_c (GPa)	27,37	28,46

5.3.2 Propriétés de l'acier

Les barres d'acier utilisées dans le renforcement de la dalle de contrôle S-ST, sont du type 10M (diamètre 11,3mm), de limite élastique correspondant à 400 MPa.

5.3.3 Propriétés des PRF

Les armatures utilisées pour le renforcement des dalles à base de PRF sont de deux types, le premier est fabriqué à base de fibres de verre (PRFV) et le second à base de fibres de carbone (PRFC).

Le premier type (PRFV) comprend des barres ISOROD N°10 et N°16, le second type (PRFC) comprend des barres ISOROD N°10, des barres LEADLINE N°8 et des treillis NEFMAC C10.

La figure 5.1 montre une vue des barres utilisées dans le programme expérimental.

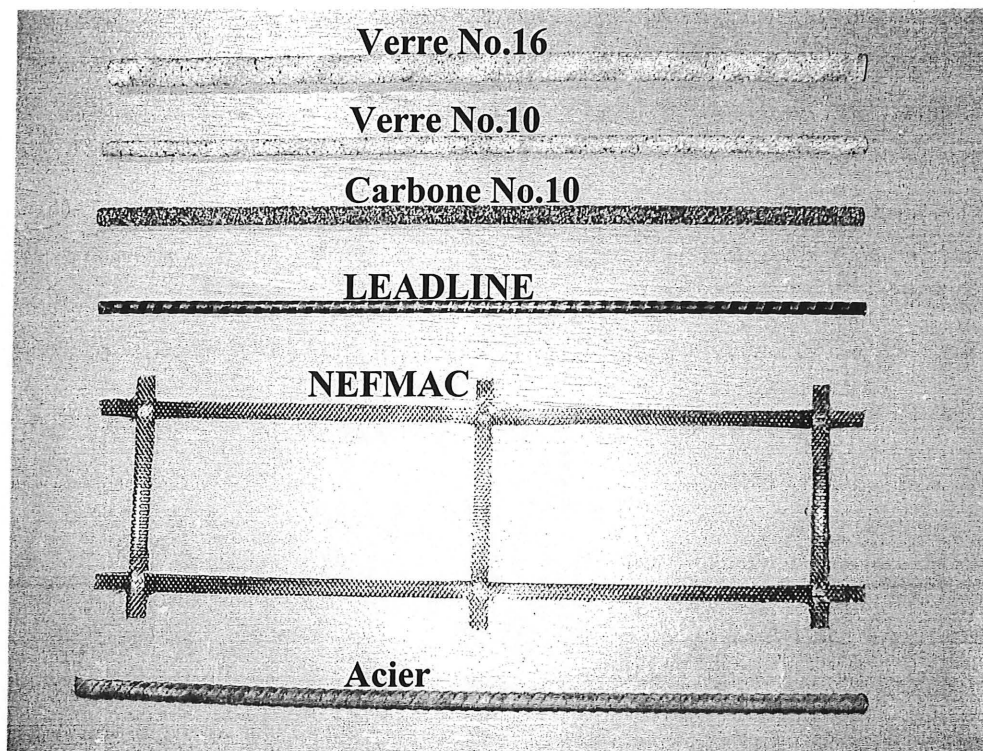


Figure 5.1 Vue des armatures utilisées pour le renforcement des dalles

Tableau 5.2 : Propriétés mécaniques des barres d'acier et en PRF utilisées

Type d'armature		Barre N°	Diamètre (mm)	Section (mm ²)	Module d'élasticité (GPa)	Résistance à la traction (MPa)	Déformation (%)
IS	PRFC	10	9,50	71	114	1535	1,20
OR	PRFV	10	9,50	71	45	775	1,70
OD	PRFV	16	15,90	198	45	755	1,70
LEADLINE		8	8,00	49	155	2800	1,40
NEFMAC		C10	8x4,9	39,2	100	1200	1,55
ACIER		10M	11,30	100	200	$f_y = 400$	$\varepsilon_y = 0,20$

5.4 Description des dalles

5.4.1 Dalle type

Un total de six (6) dalles unidirectionnelles ont été fabriquées pour le programme expérimental en laboratoire. Chaque dalle a une longueur de 3100 mm et une portée libre de 2500 mm, une section rectangulaire de 1000 mm de largeur sur 150 mm de hauteur. Les dalles ont été renforcées avec des taux d'armature équivalents à ceux obtenus par le calcul structural des dalles pour la reconstruction du stationnement Laurier –Taché et leur conception a été faite conformément à la norme CSA/CAN S806-2 d'une part et d'autre part, la prise en compte de leurs résistances au feu pendant 2 heures ainsi que la vérification de la déflexion et la largeur de fissure maximales permises. Les détails du calcul structural ont fait l'objet d'un rapport technique (EL-SALAKAWY et coll., 2003) et d'une publication jointe en Annexe à ce mémoire. Les figures 5.2, 5.3 et 5.4 montrent une vue de dalle utilisée dans le programme expérimental.

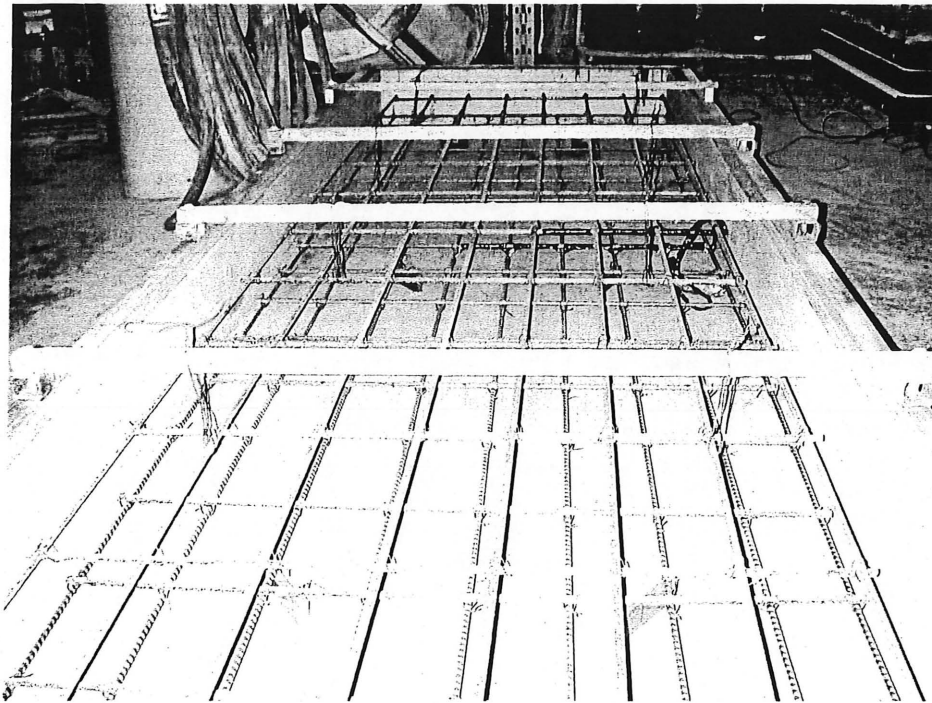


Figure 5.2 Coffrage de dalle utilisé dans le programme expérimental

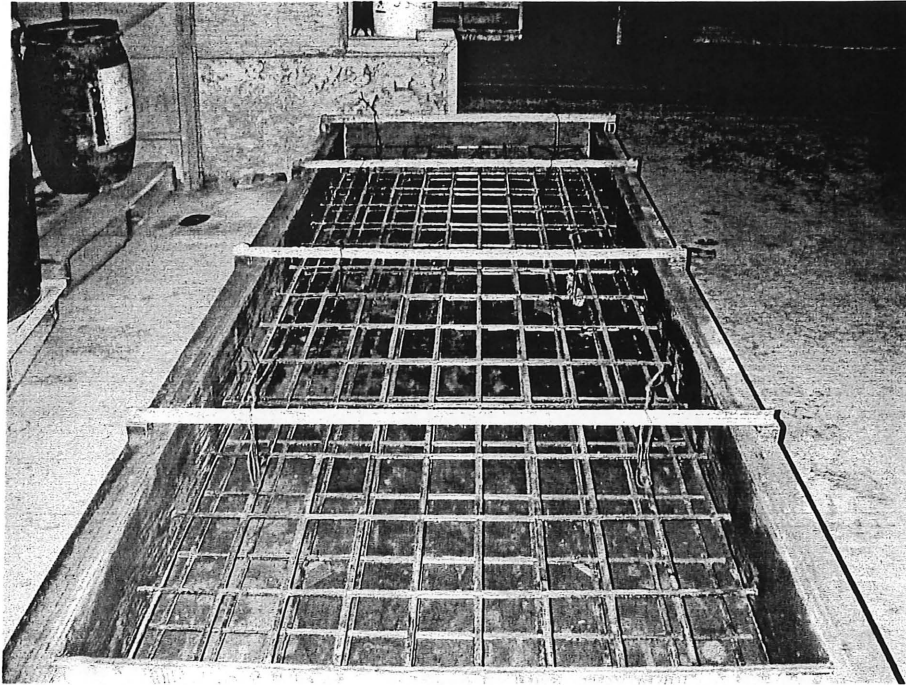


Figure 5.3 : Coffrage de la dalle renforcée en NEFMAC

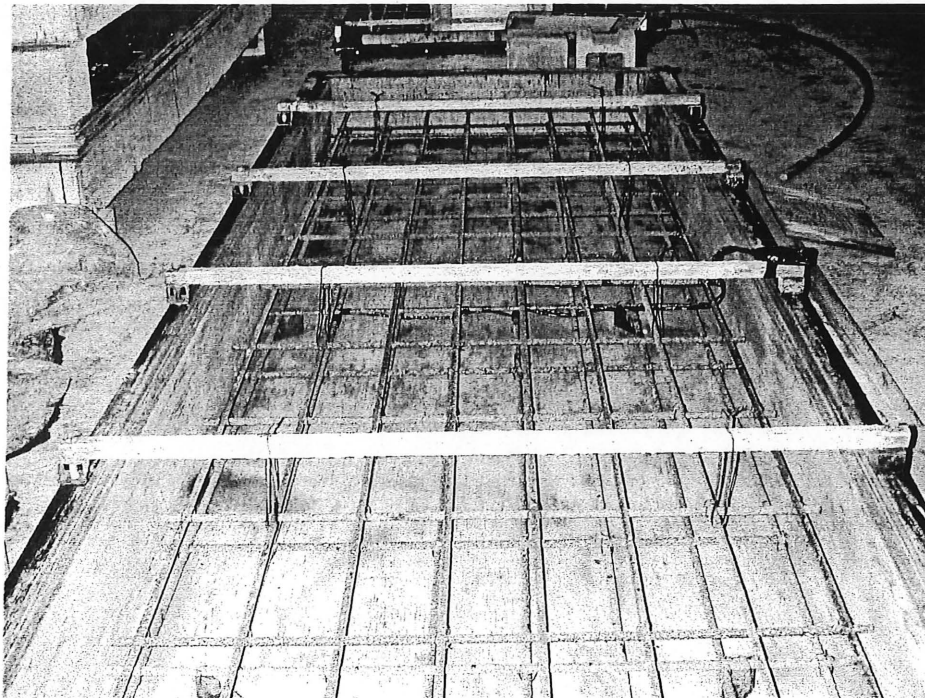


Figure 5.4 : Coffrage de la dalle renforcée en PRFV

5.4.2 Configuration du renforcement des dalles

Une des six dalles fabriquées a été renforcée en acier conventionnel et servira de dalle de contrôle (S-ST). Trois dalles ont été renforcées de façon semblable à la partie supérieure et inférieure : une avec des armatures type ISOROD carbone (S-CCI), une avec des barres type LEADLINE (S-CCL) et une avec un treillis NEFMAC (S-CCN). La quatrième dalle a été renforcée suivant le même principe mais avec des barres de verre type ISOROD (S-GGI), et finalement la cinquième dalle a été renforcée avec des barres type ISOROD, verre à la nappe supérieure et carbone à la nappe inférieure (S-CGI).

Le tableau 5.3 donne les détails des renforcements des dalles utilisées lors du programme expérimental. Les détails de calcul de ces taux d'armature, réalisé dans l'étape de conception avec le maître de l'ouvrage (Travaux Publics Canada), sont décrits dans le rapport technique (El-Salakawy et coll., 2003) et dans l'article joint en Annexe de ce mémoire.

Tableau 5.3 : Détails des renforcements des six (6) dalles

Dalle	ρ_f (%)	$\frac{\rho_f}{\rho_{bal}}$	Direction principale		Direction secondaire	
			Nappe supérieure	Nappe inférieure	Nappe supérieure	Nappe inférieure
S-CCI	0,49	1,49	N°10@125 Carbone	N°10@125 Carbone	N°10@300 Carbone	N°10@300 Carbone
S-GGI	1,77	3,20	N°16@100 Verre	N°16@100 Verre	N°10@200 Verre	N°10@200 Verre
S-CGI	0,49	1,49	N°16@100 Verre	N°10@125 Carbone	N°10@200 Verre	N°10@100 Carbone
S-CCL	0,42	2,53	N°8@125 LEADLINE	N°8@125 LEADLINE	N°8@300 LEADLINE	N°8@300 LEADLINE
S-CCN	0,34	0,69	(C10) 100x200mm Treillis NEFMAC		(C10) 100x200mm Treillis NEFMAC	
S-ST	0,90	0,20	N°10M@150 ACIER	N°10M@150 ACIER	N°10M@150 ACIER	N°10M@150 ACIER

Les figures 5.5 à 5.10 montrent le détail des renforcements des dalles.

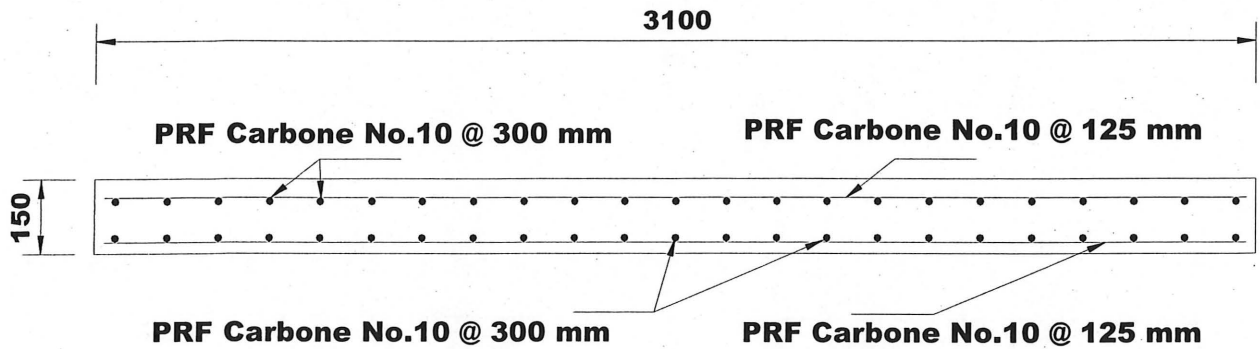


Figure 5.5 Dalle S-CCI (Configuration 1)

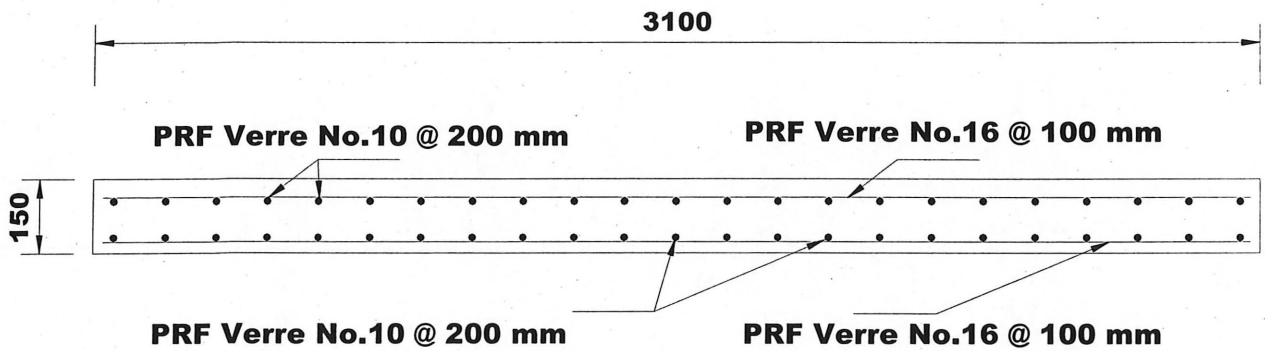


Figure 5.6 Dalle S-GGI (Configuration 2)

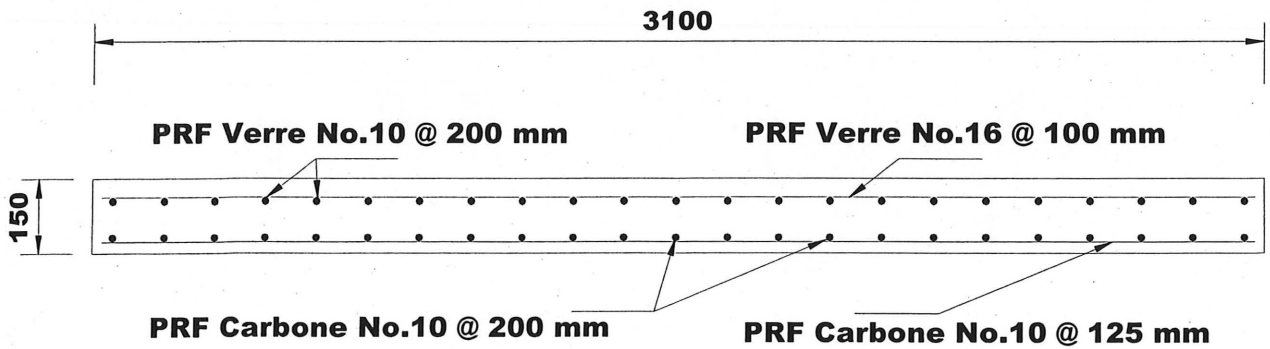


Figure 5.7 Dalle S-CGI (Configuration 3)

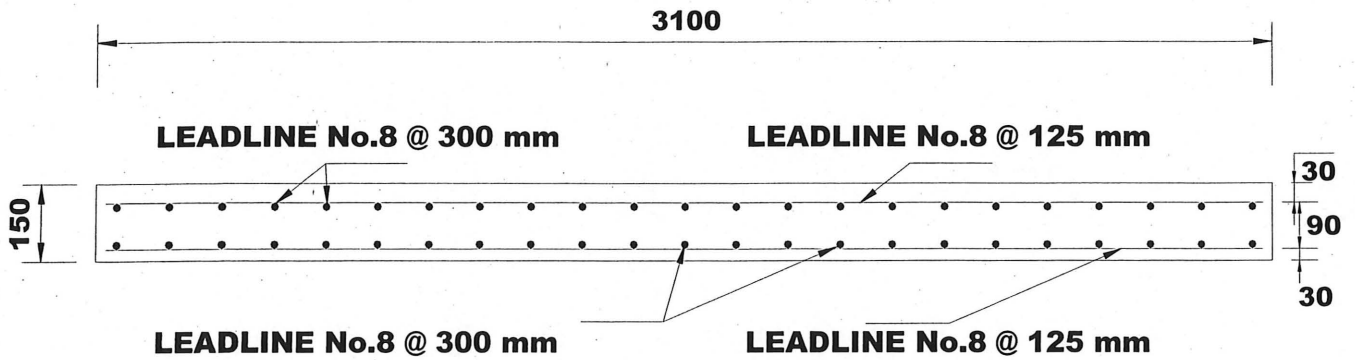


Figure 5.8 Dalle S-CCL (Configuration 4)

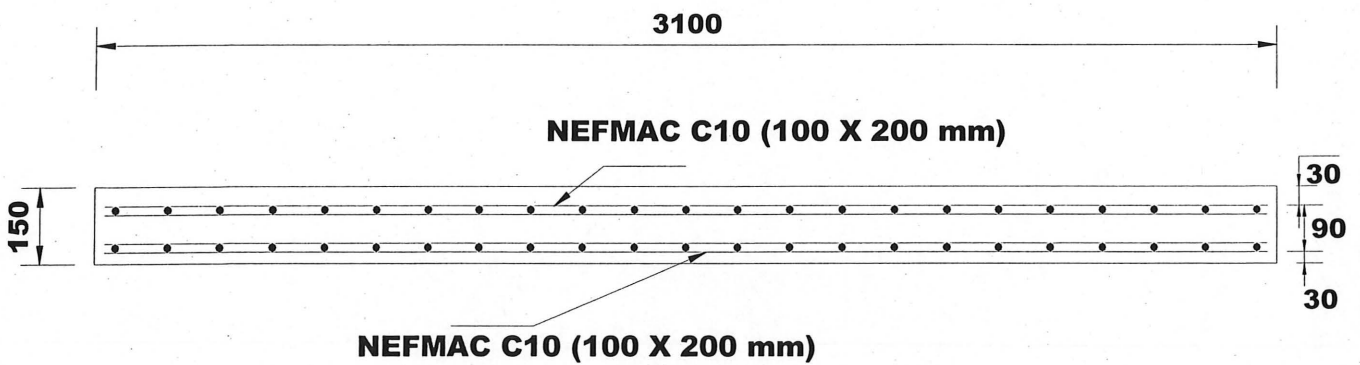


Figure 5.9 Dalle S-CCN (Configuration 5)

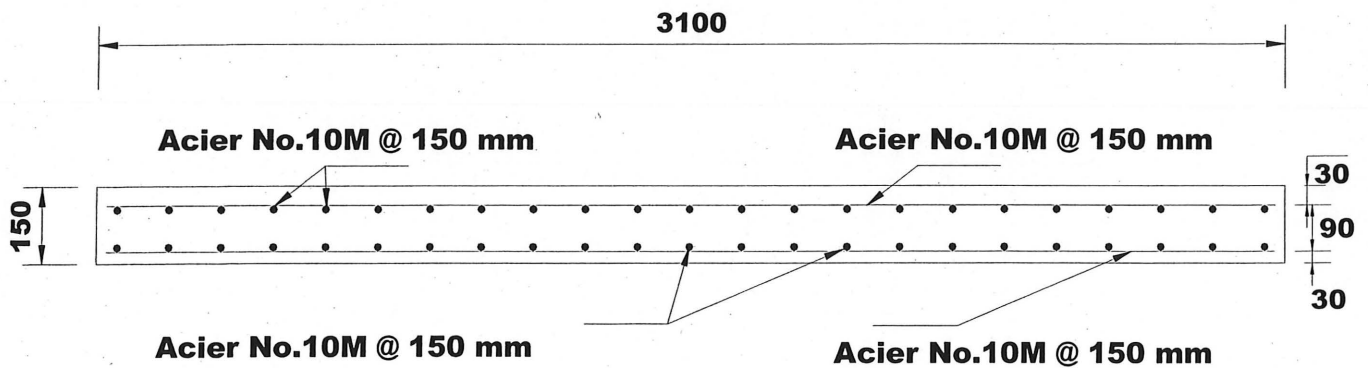


Figure 5.10 Dalle S-ST (Configuration 6)

5.5 Description de l'instrumentation utilisée

Les dalles ont été soumises à deux (2) charges concentrées appliquées symétriquement par rapport au centre des dalles tel qu'illustré à la figure 5.11. Le chargement a été réalisé à l'aide d'un vérin hydraulique de 500 kN. La figure 5.12 montre un exemple du montage expérimental. Deux (2) LVDTs ont été installés au centre des dalles pour mesurer la déflexion maximale et deux (2) autres de grande précision (0,001mm) ont été placées à l'endroit des premières fissures pour mesurer leurs largeurs.

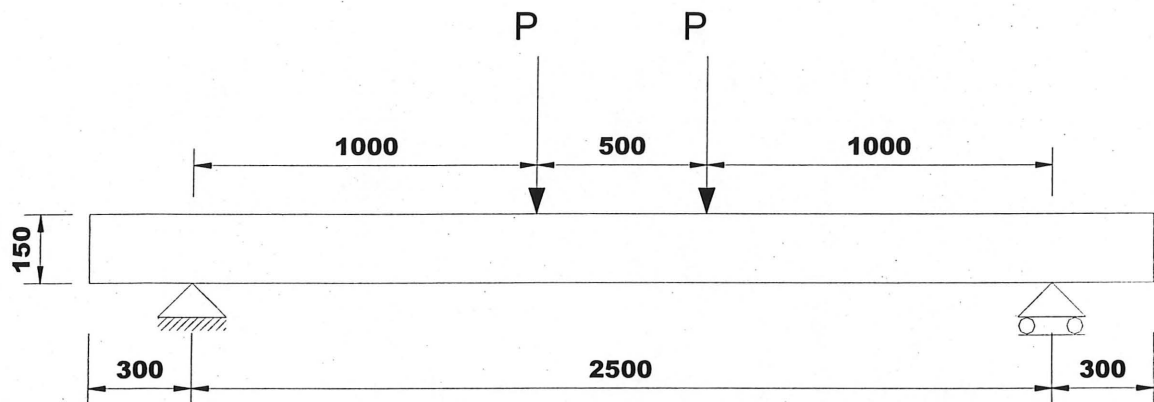


Figure 5.11 Dalle type du programme expérimental

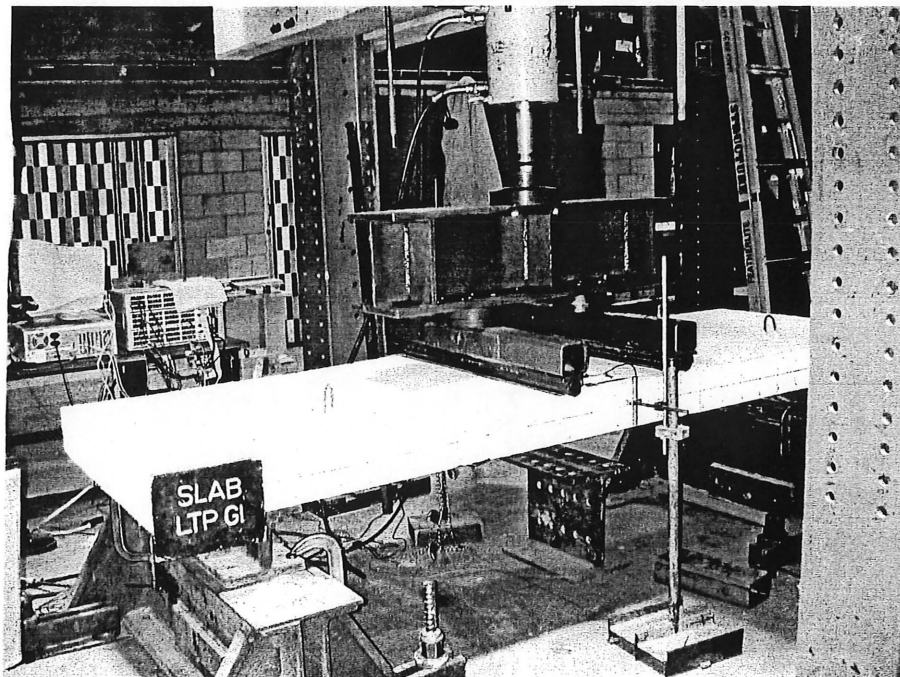


Figure 5.12 Vue du montage expérimental et d'une dalle sous essai

Avant le coulage et le montage des dalles, quatre (4) jauges électriques de 5mm de largeur ont été placées au centre des barres d'armatures longitudinales de tension et de compression de chaque dalle. Ces jauges ont servi à mesurer les déformations sur les barres. Après le coulage du béton et sa prise, trois (3) autres jauges électriques ont été placées sur les fibres extrêmes du béton en compression, au centre des dalles. Ces jauges nous ont permis de mesurer les déformations maximales sur le béton comprimé. Les positions des jauges sur les barres et le béton sont illustrées aux figures 5.13 à 5.15

Toutes les lectures ont été prises électroniquement par un système d'acquisition relié à un ordinateur. Après initialisation et réglage de toutes les entrées, le chargement pouvait commencer. Ce dernier s'est fait manuellement à raison d'un taux de déplacement de 2 mm/min.

La figure 5.16 montre une photo de l'instrumentation utilisée dans le programme expérimental.

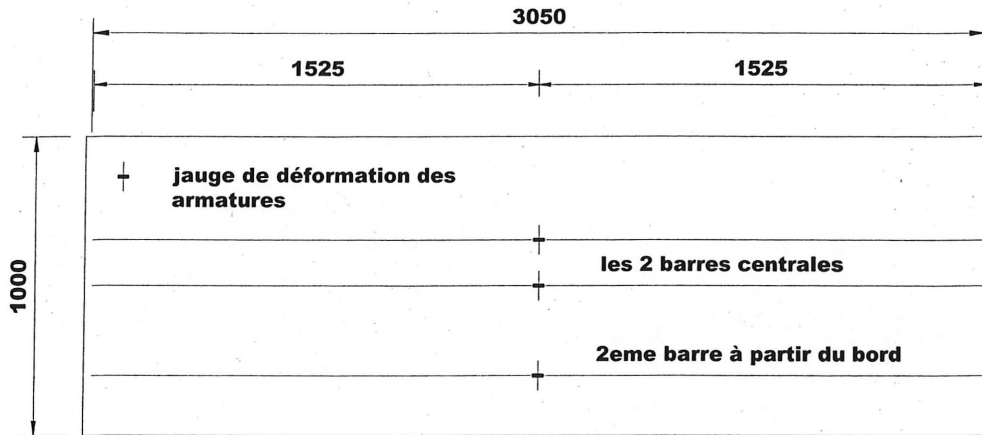


Figure 5.13 Position des jauges des déformations sur la nappe inférieure

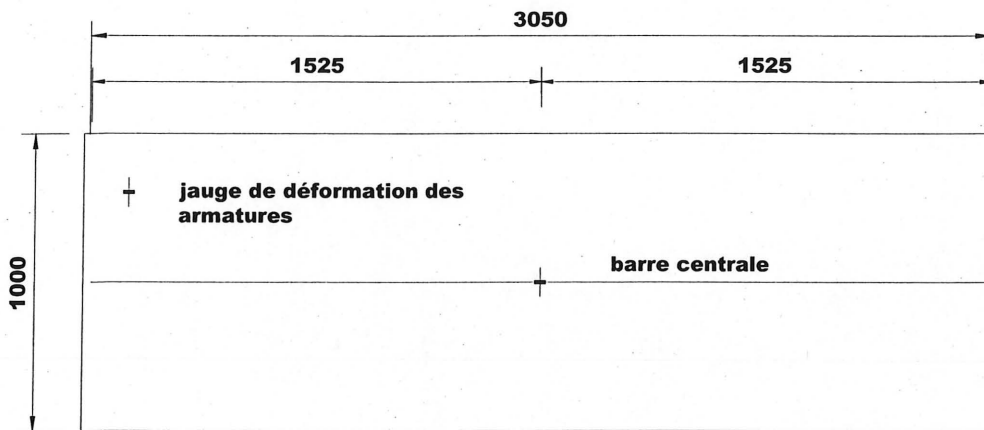


Figure 5.14 Position de la jauge des déformations sur la nappe supérieure

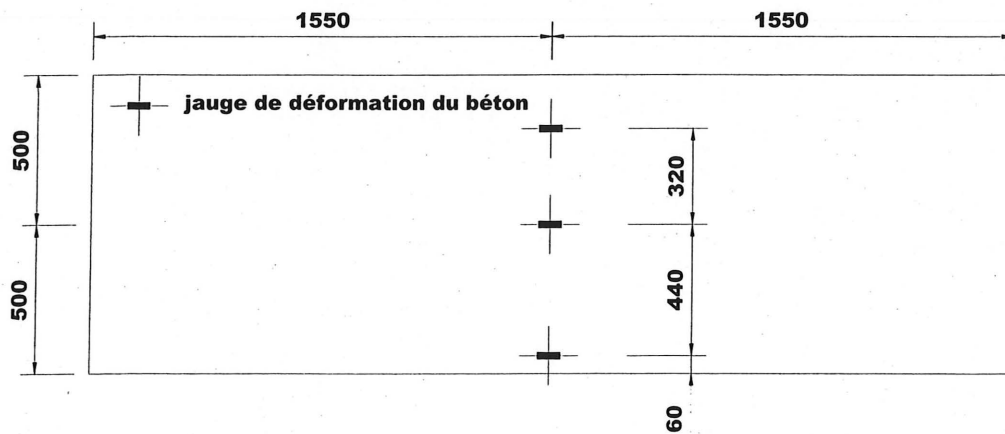


Figure 5.15 Position des jauges des déformations sur la surface du béton

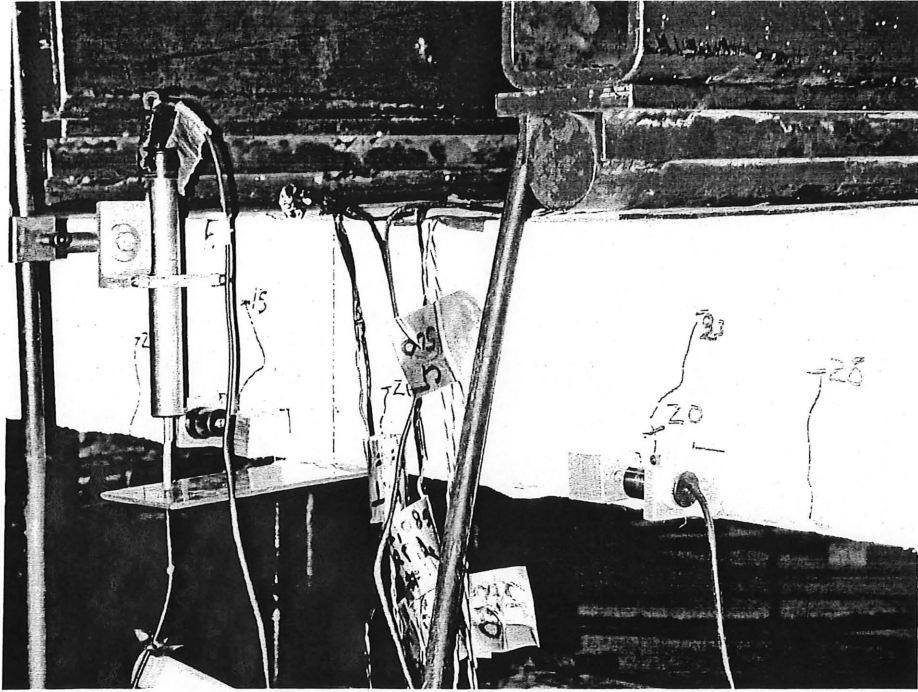


Figure 5.16 Détail de l'instrumentation

CHAPITRE 6

PRÉSENTATION ET ANALYSE DES RÉSULTATS

6.1 Introduction

Dans ce chapitre, on présente les résultats expérimentaux obtenus à l'issue du programme expérimental décrit au chapitre précédent. On commence par des observations sur les charges, les modes de rupture et les moments de fissuration. Ensuite, on analysera les déflexions mesurées que l'on comparera à celles obtenues théoriquement. Finalement on étudiera les déformations mesurées sur les fibres comprimées du béton ainsi que celles développées au niveau des barres PRF et d'acier.

6.2 Charges et modes de rupture

Le tableau 6.1 présente les moments de rupture mesurés, leur augmentation par rapport à la dalle de contrôle S-ST, les moments de fissuration et les modes de rupture. Il est à noter que les différentes charges prises en compte correspondent aux charges totales appliquées par le vérin hydraulique et qui se divisent en 2 charges identiques de même intensité P et symétriques par rapport à l'axe médian des dalles telles qu'illustrés à la figure 5.11 du chapitre précédent.

Le moment M_u dû à la charge P_u est donné par la relation :

$$M_u = L * P_u \quad (6.1)$$

Où L est la distance entre l'appui et le point d'application de la charge, soit 1000mm.

Tableau 6.1 : Moments ultimes, de fissuration et modes de rupture des dalles

Dalle	Moment de rupture expérimental (kN.m)	Augmentation (%)	Moment de fissuration (kN.m)	Mode de rupture
S-ST	55	12,7	Plastification de l'acier
S-CCI	75	36,40	12,0	Compression du béton
S-GGI	91	65,50	13,0	Compression du béton
S-CGI	76	38,20	12,2	Compression du béton
S-CCL	85	47,30	12,4	Compression du béton
S-CCN	67	22,00	12,8	Rupture des barres

La rupture de la dalle de contrôle S-ST montrée à la figure 6.1 s'est produite par plastification de l'acier en tension suivie de l'écrasement du béton en compression sous un moment de 55 kN.m. La rupture s'est produite dans la zone du moment constant.

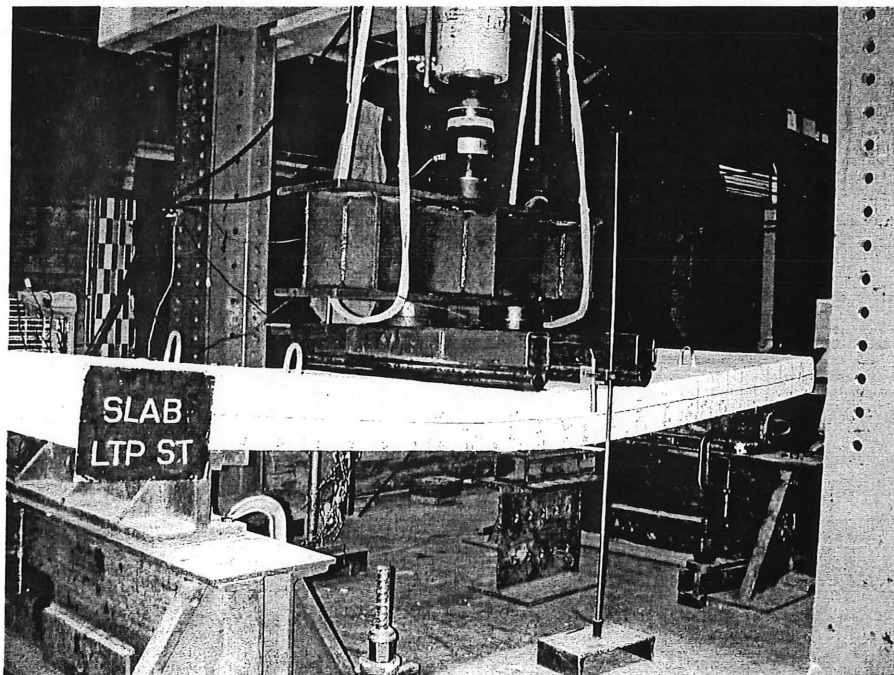


Figure 6.1 Rupture de la dalle de contrôle S-ST

La rupture des dalles renforcées en matériaux composites s'est produite par écrasement du béton à l'exception de la dalle S-CCN qui a subi une rupture par traction des armatures suivie de l'écrasement de béton en compression, comme le montrent les figures 6.2 à 6.4.

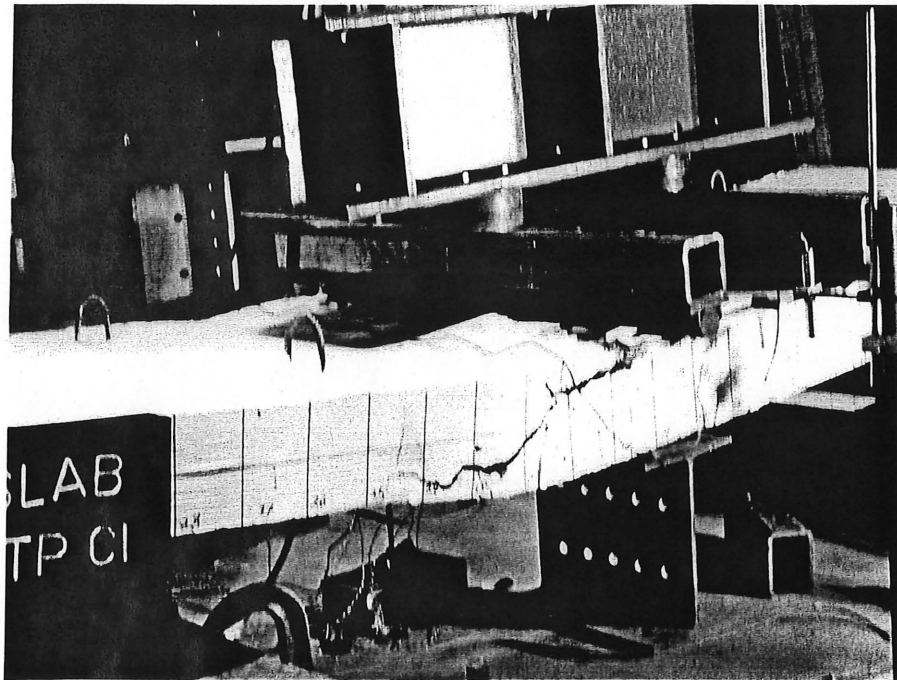


Figure 6.2 Mode de rupture par compression du béton pour la dalle S-CCI

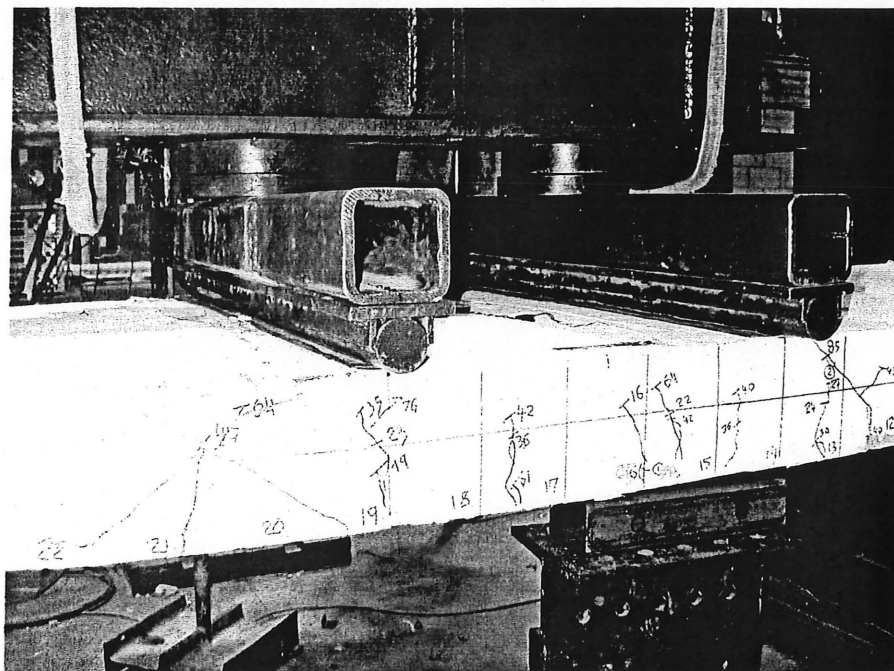


Figure 6.3 Mode de rupture pour la dalle S-GGI

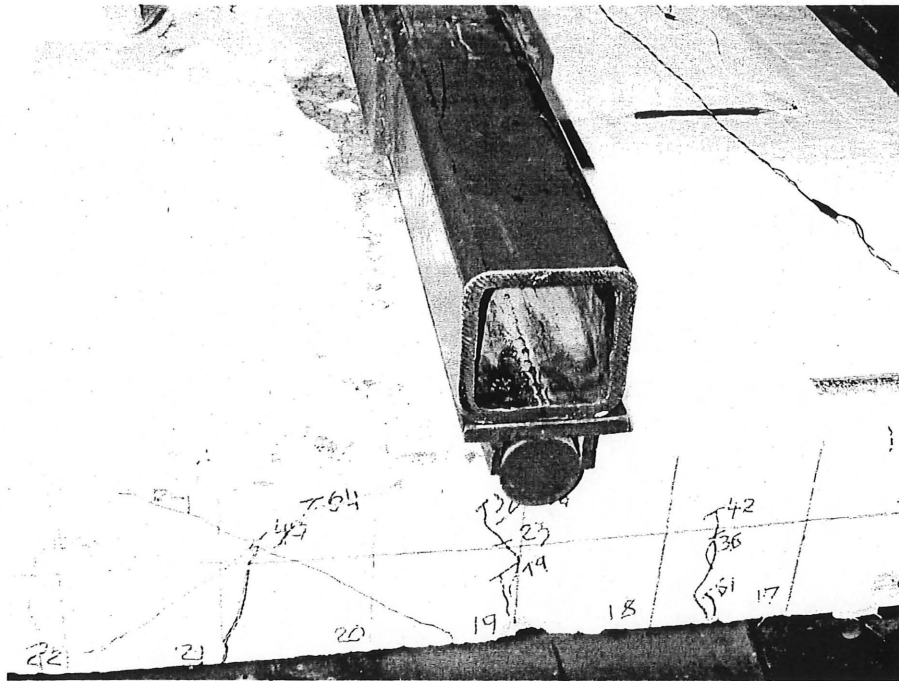


Figure 6.4 Mode de rupture par compression du béton pour la dalle S-CGI

Tout d'abord, il y a apparition des 2 premières fissures à des moments variant entre 12 et 13 kN.m, comme l'indique le tableau 6.1, pour ensuite se propager au fur et à mesure que le chargement augmente jusqu'à rupture.

Comme on peut le constater au tableau 6.1, les moments de rupture des dalles renforcées en PRF augmentent de 22 à 65% par rapport à celui enregistré par la dalle renforcée en acier conventionnel.

La figure 6.5 montre une vue générale des modes de rupture des dalles testées.

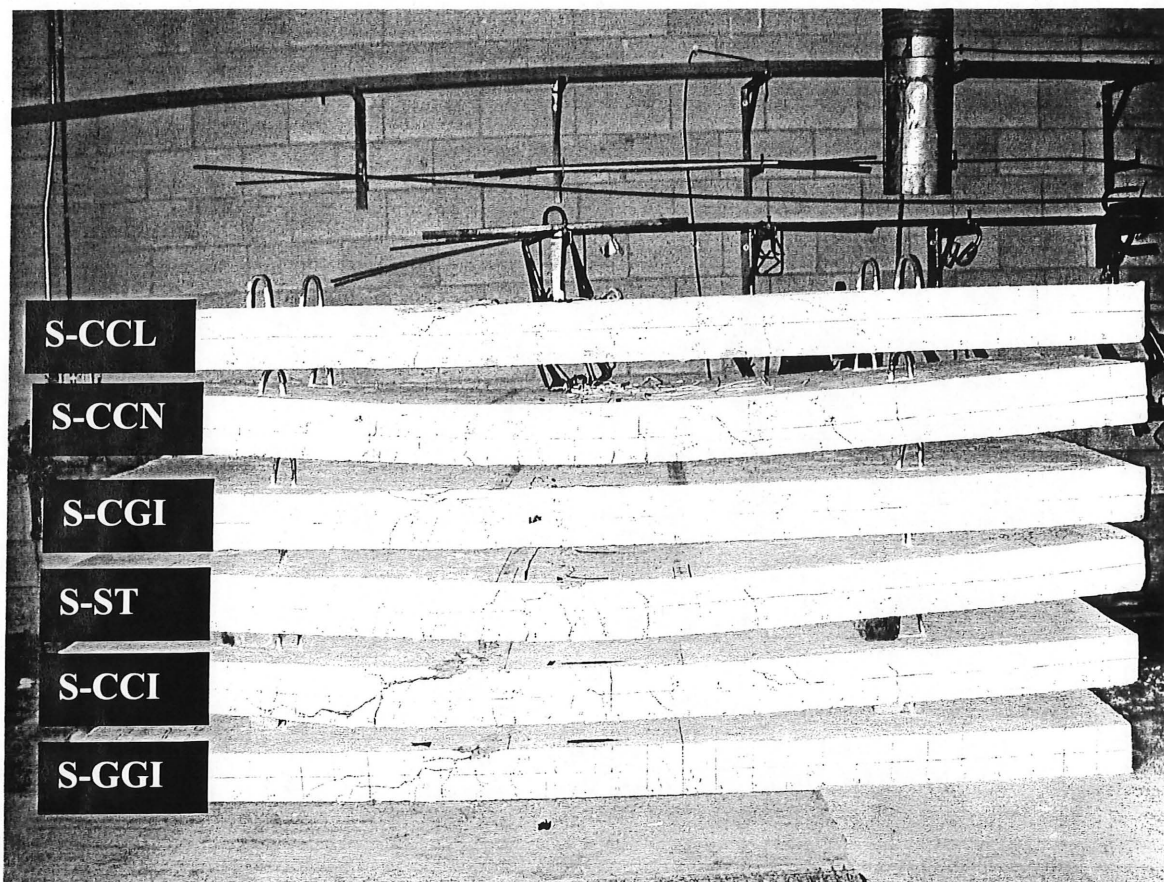


Figure 6.5 Mode de rupture de l'ensemble des dalles

6.2.1 Comparaison des résultats expérimentaux à ceux prédits avec les modèles théoriques

Comme on peut le constater dans le tableau 6.2, les moments de rupture et de fissuration théoriques et expérimentaux sont très similaires (écart moyen de 5%). Les modes de rupture expérimentaux correspondent exactement aux modes de rupture théoriques énumérés dans le tableau 4.3.

Tableau 6.2 : Comparaison entre les moments de rupture et de fissuration théoriques et expérimentaux

Dalle	Moment de rupture (kN.m)			Moment de fissuration (kN.m)		
	théorique	Expérimental*	Écart(%)	théorique	Expérimental	Écart(%)
S-ST	53,25	55	3,18	13,6	12,7	7,08
S-CCI	73,47	75	2,04	13,6	12,0	13,33
S-GGI	79,22	91	12,94	13,6	13,0	4,61
S-CGI	73,47	76	3,33	13,6	12,2	11,47
S-CCL	82,42	85	3,03	14,2	12,4	14,51
S-CCN	63,54	67	5,16	14,2	12,8	10,94

* le poids propre de la dalle est pris en compte.

6.3 Analyse des déflexions expérimentales et théoriques

6.3.1 Courbe des déflexions expérimentales

La figure 6.6 représente la courbe moment- déflexion maximale mesurée au centre des dalles testées. La courbe de la dalle de contrôle S-ST est tri linéaire. D'abord une pente au début du chargement et avant la propagation des premières fissures pour des moments inférieures à 12 kN.m, puis une pente plus grande jusqu'à atteindre un moment d'environ 35 kN.m qui correspond à la valeur expérimentale de plastification des aciers d'armatures en tension. À partir de cette charge, la déflexion augmente de façon presque horizontale c'est-à-dire sans grande variation du moment appliqué.

Les courbes des dalles renforcées en PRF ont une allure bilinéaire. D'abord une pente plus importante que celle enregistrée par la dalle de contrôle S-ST, jusqu'à atteindre un moment d'environ 25 kN.m, puis une pente de moindre intensité jusqu'à la rupture finale des dalles. Ce changement de rigidité peut s'expliquer par le fait qu'au cours de la propagation des

fissures, la profondeur de l'axe neutre commence à diminuer jusqu'à atteindre une profondeur limite qui restera constante jusqu'à la rupture des dalles. Il est à noter que pour les dalles renforcées en PRF, le premier tronçon de la courbe jusqu'à atteindre le moment de fissuration ($M_{cr} = 12,2$ à $13,0$ kN.m) était similaire à celui de la dalle de contrôle S-ST représentant le comportement d'une dalle non fissurée utilisant l'inertie brute de la section de béton alors que pour le second tronçon, l'inertie est réduite dû à la fissuration des dalles.

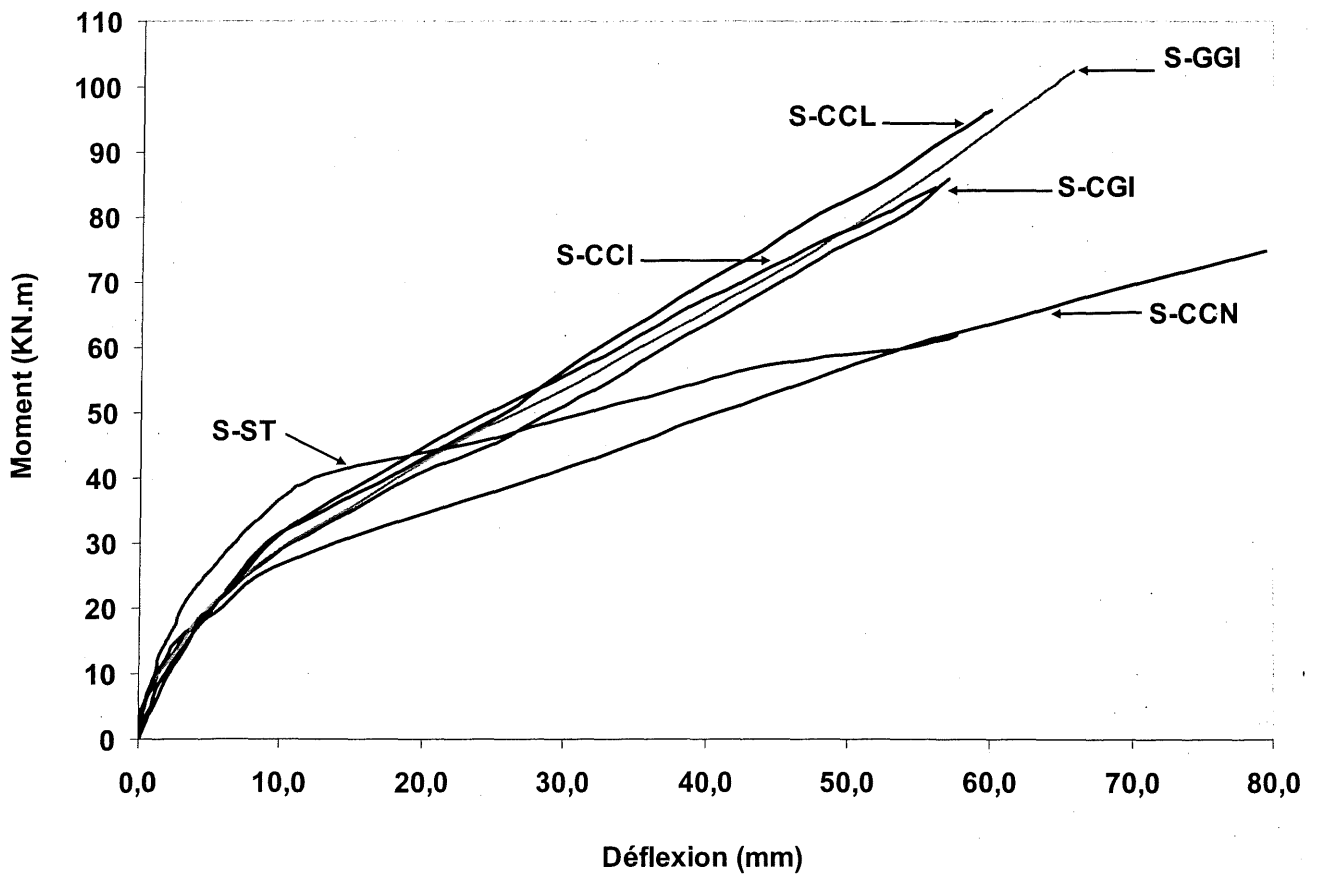


Figure 6.6 Courbes Moment-déflexion expérimentale des dalles

6.3.2 Comparaison entre les déflexions expérimentales et théoriques

Les figures 6.7 à 6.11 représentent les courbes des moments en fonction des déflexions expérimentales et théoriques calculées dans le chapitre 4. Les courbes théoriques des dalles renforcées en PRF suivent d'une façon satisfaisante la courbe expérimentale du début de chargement jusqu'à la rupture.

On remarque qu'à l'état de service (tableau 6.3), l'écart minimum entre les déflexions expérimentales et théoriques selon le guide de l'ACI 440.1R-01 varie de 29 à 67 % pour les dalles renforcées en PRF.

Ces observations démontrent clairement que les dalles en béton armé de PRF peuvent être prédites de façon précise par les méthodes théoriques et donnent une preuve de leur fiabilité.

Tableau 6.3 : Récapitulatif des déflexions expérimentales et théoriques à l'état de service ($M=14,5$ KN.m) ainsi que leur différence pour l'ensemble des dalles testées

Dalle	$\delta_{\text{experimentale}}$ (mm)	δ_{ACI} (mm)	$\delta_{HOUSSAM \text{ et coll.}}$ (mm)	δ_{CSA} (mm)	Écart minimum(%) (donné par ACI)
S-CCI	3,5	1,75	1,60	8,02	50
S-GGI	3,1	2,18	1,56	6,57	29
S-CGI	3,4	1,75	1,60	8,02	48
S-CCL	3,4	1,32	1,23	7,00	61
S-CCN	4,7	1,56	1,24	10,59	67

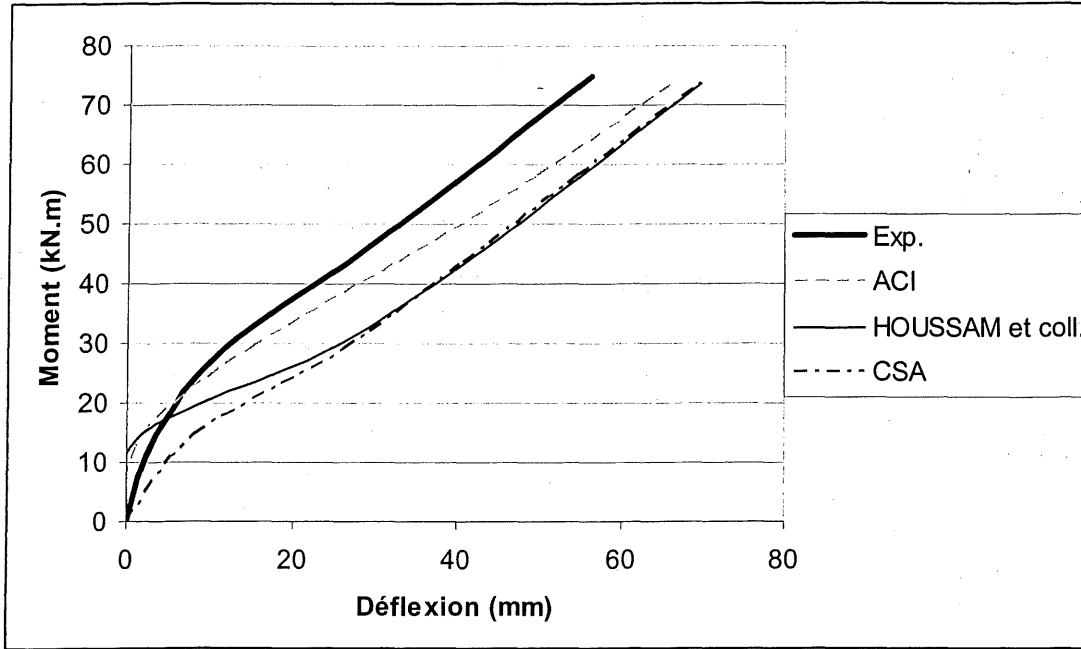


Figure 6.7 Courbe Moment-déflexion théorique et expérimentale de la dalle S-CCI

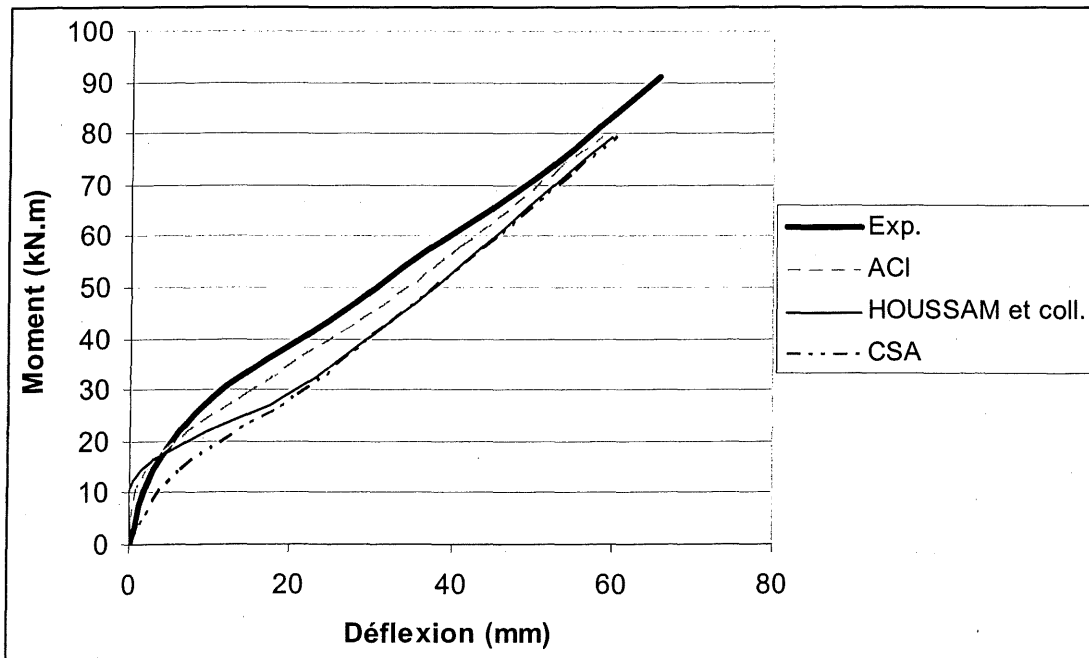


Figure 6.8 Courbe Moment-déflexion théorique et expérimentale de la dalle S-GGI

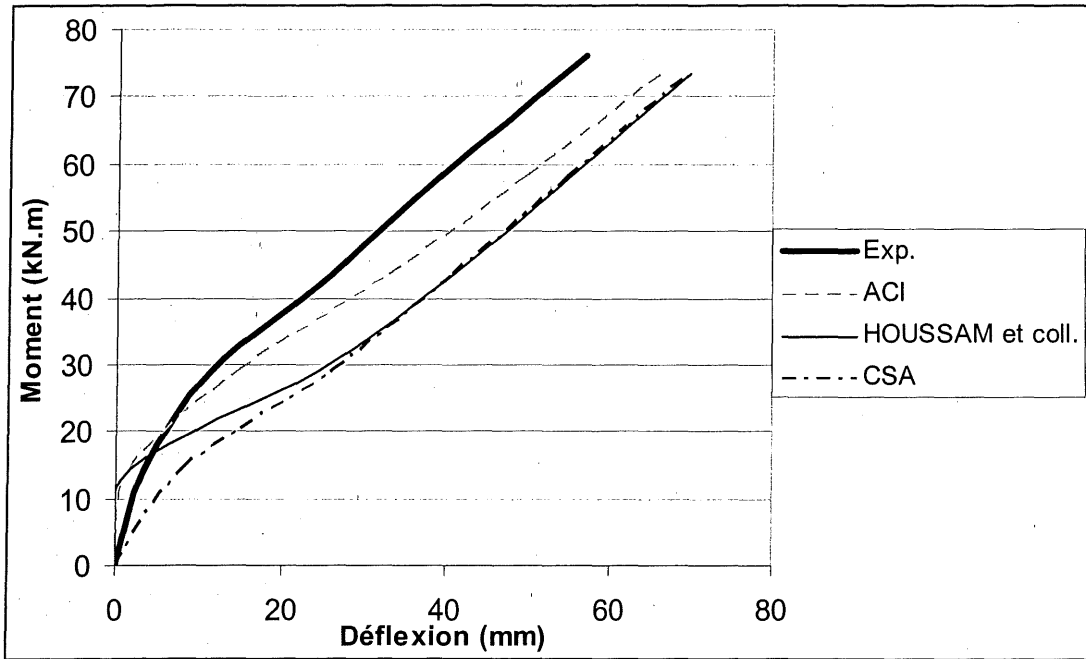


Figure 6.9 Courbe Moment-déflexion théorique et expérimentale de la dalle S-CGI

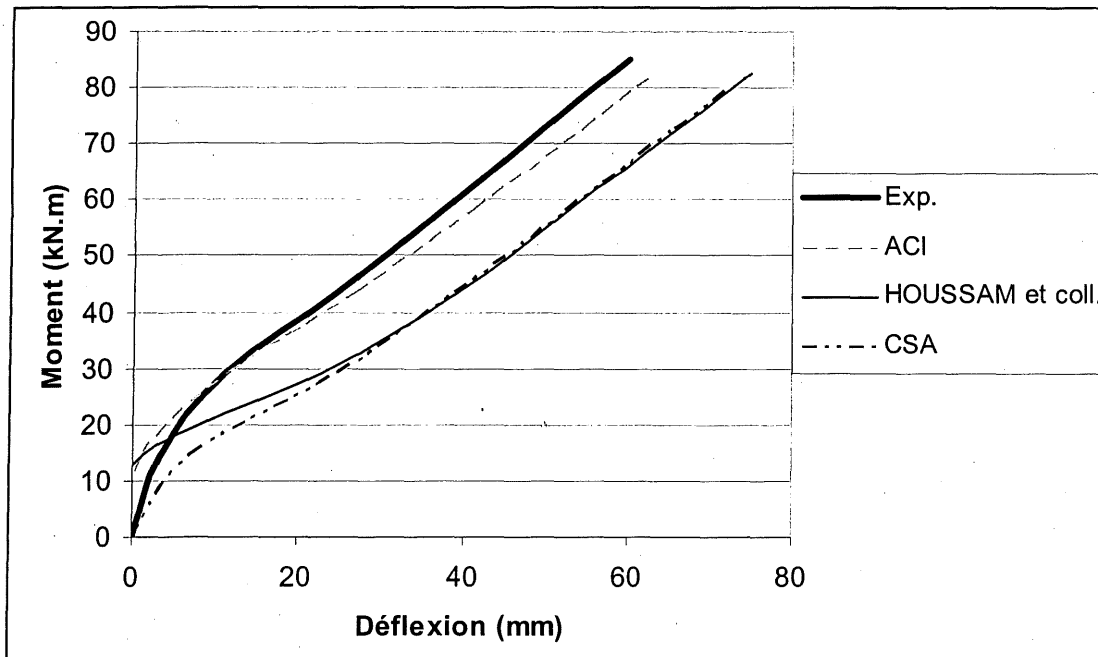


Figure 6.10 Courbe Moment-déflexion théorique et expérimentale de la dalle S-CCL

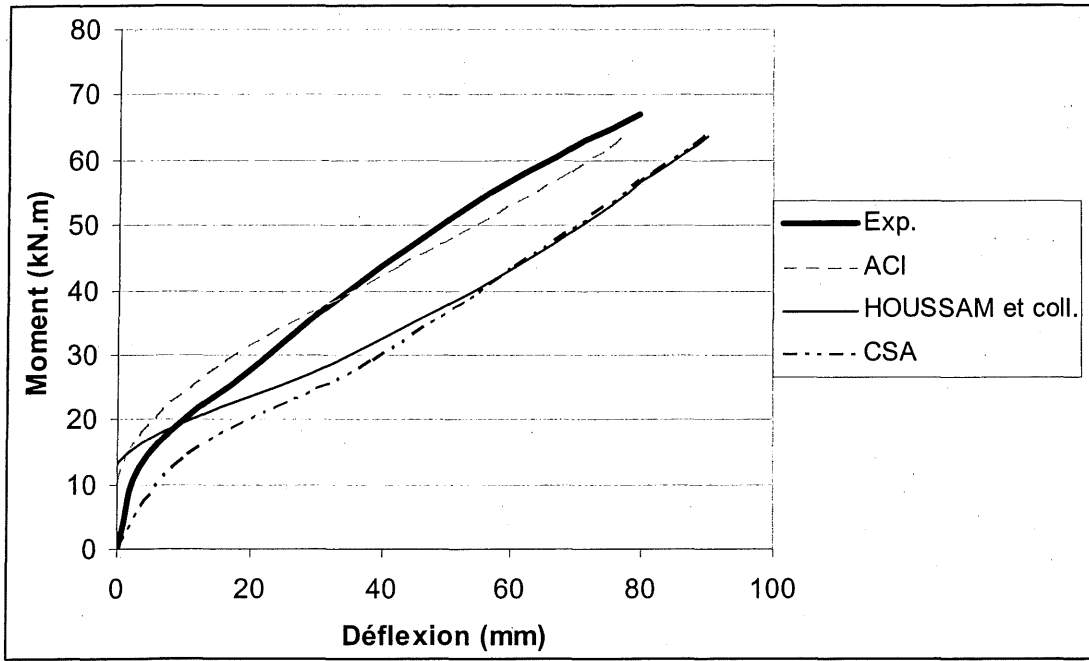


Figure 6.11 Courbe Moment-déflexion théorique et expérimentale de la dalle S-CCN

6.4 Fissuration

6.4.1 Réseaux de fissuration

Les figures 6.12 à 6.17 montrent les réseaux de fissuration pour toutes les dalles testées. Pour l'ensemble des dalles, les fissures sont apparues sous un moment M_{cr} variant entre 12 et 13 kN.m. Les fissures ont pris naissance dans la zone du moment constant et se sont propagées verticalement, perpendiculaires à la direction de la contrainte principale développée par ce moment. En dehors de cette zone, on remarque qu'au fur et à mesure que le chargement augmente, les contraintes de cisaillement deviennent dominantes et induisent des fissures inclinées concourant aux points d'application des charges.

Aussi il est à noter qu'à la charge de service correspondant à un moment de 14,5 kN.m, le nombre de fissures observées au niveau des dalles renforcées en PRF varie de 6 à 8 et de 12 à 16 à la rupture. En plus, la hauteur des fissures et leurs espacements à la charge de service varie de 40 à 80mm et de 175 à 210mm. Ces valeurs étaient de 110 à 130mm et de 65 à 43mm à la rupture.

Tableau 6.4 : Valeurs de la hauteur et de l'espacement des fissures mesurées sur l'ensemble des dalles testées.

Dalle	Hauteur des fissures (mm)		Espacement des fissures (mm)	
	service	rupture	service	rupture
S-CCI	45	120	165	60
S-GGI	40	110	175	65
S-CGI	50	125	170	65
S-CCL	47	118	140	45
S-CCN	80	130	120	43
S-ST	25	120	210	70

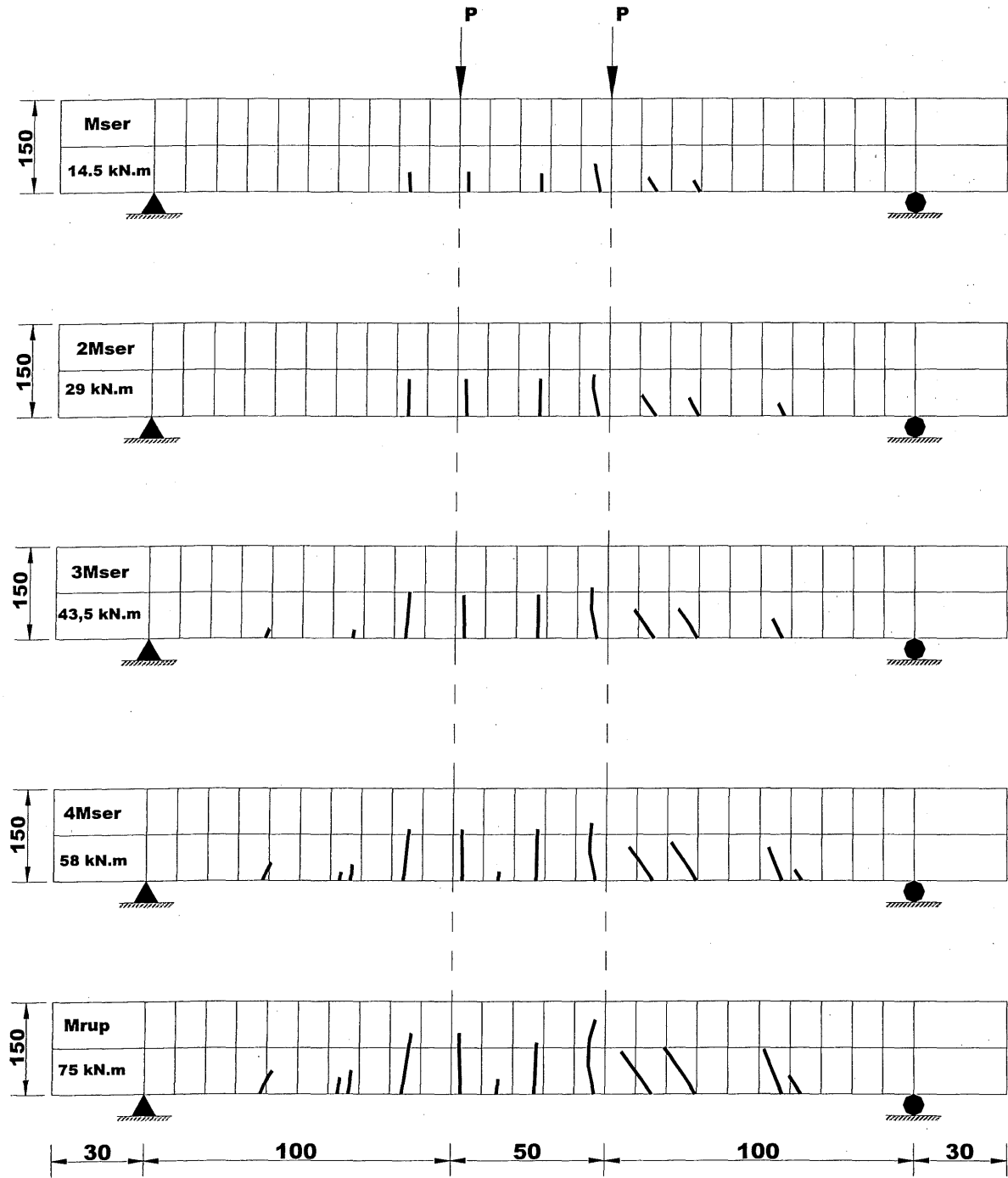


Figure 6.12 Propagation des fissures au niveau de la dalle S-CCI

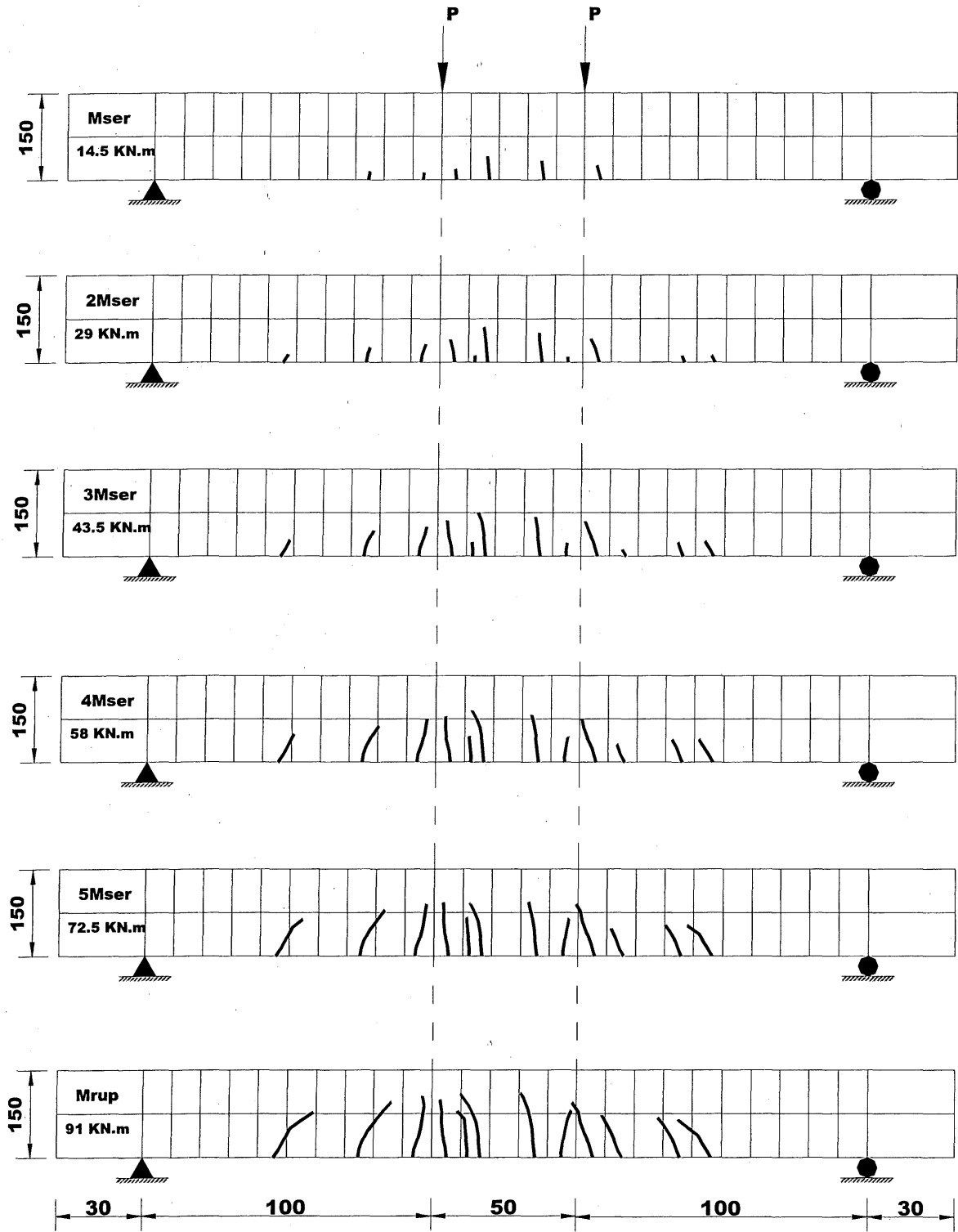


Figure 6.13 Propagation des fissures au niveau dalle S-GGI

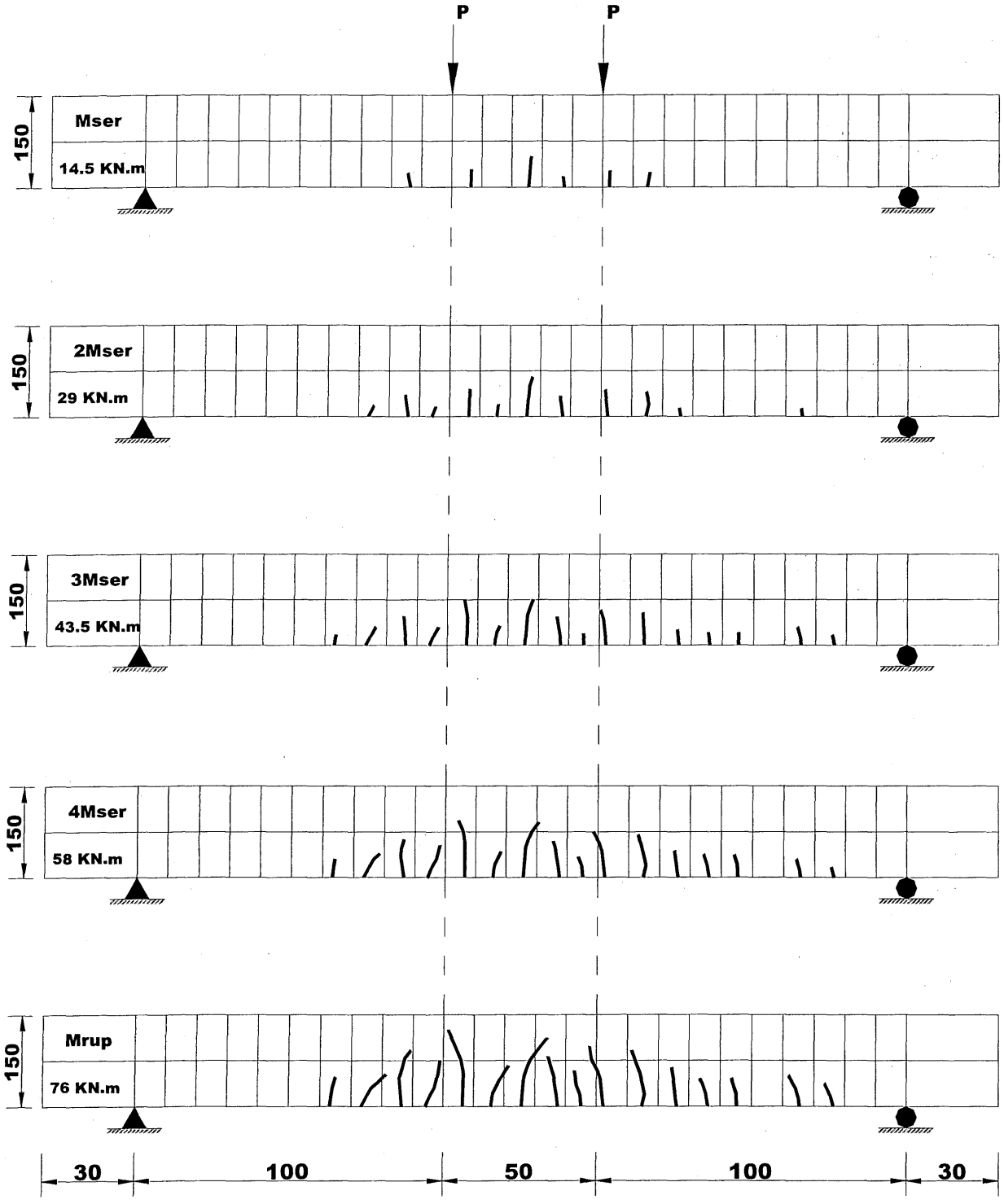


Figure 6.13 Propagation des fissures au niveau dalle S-CGI

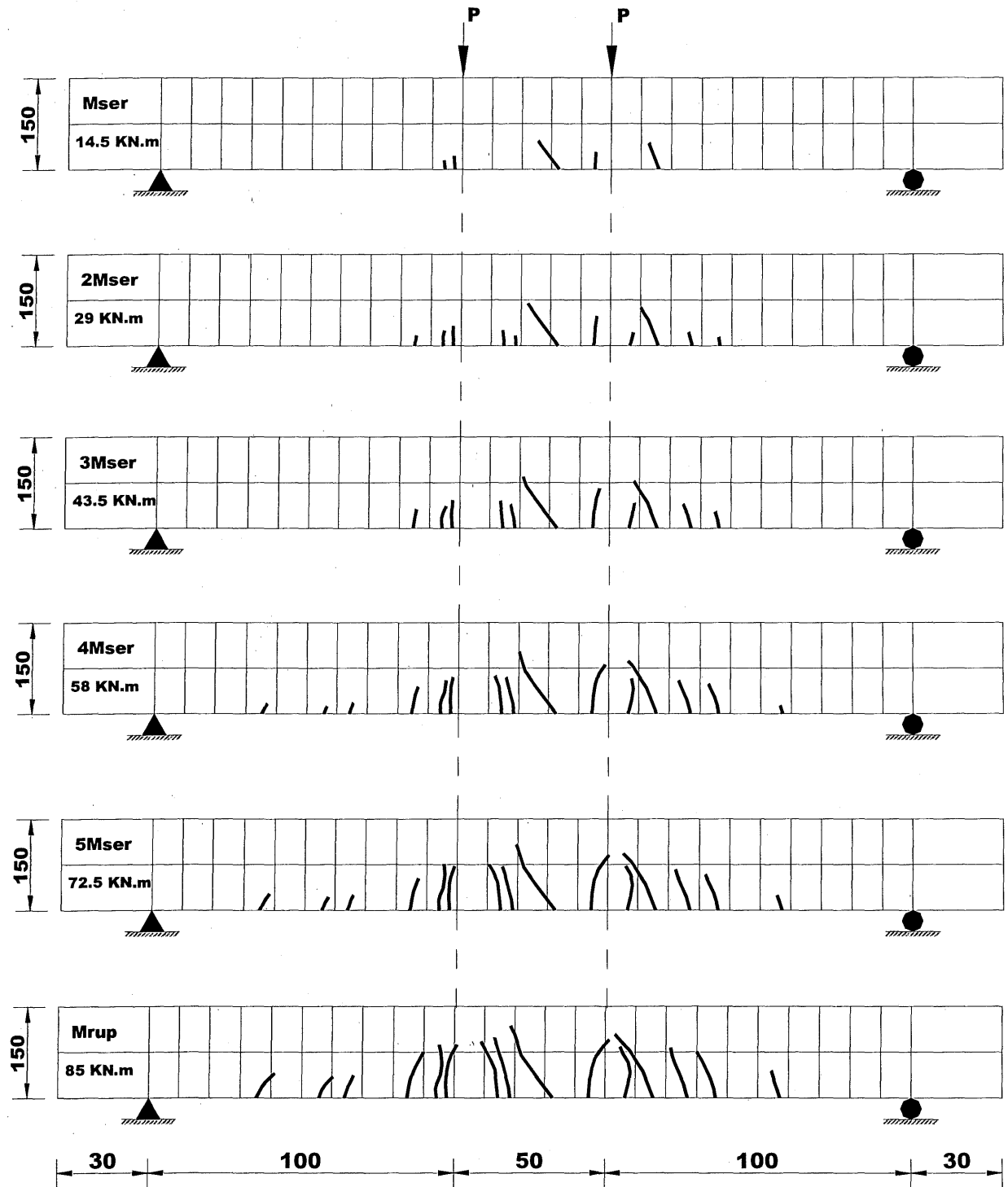


Figure 6.13 Propagation des fissures au niveau dalle S-CCL

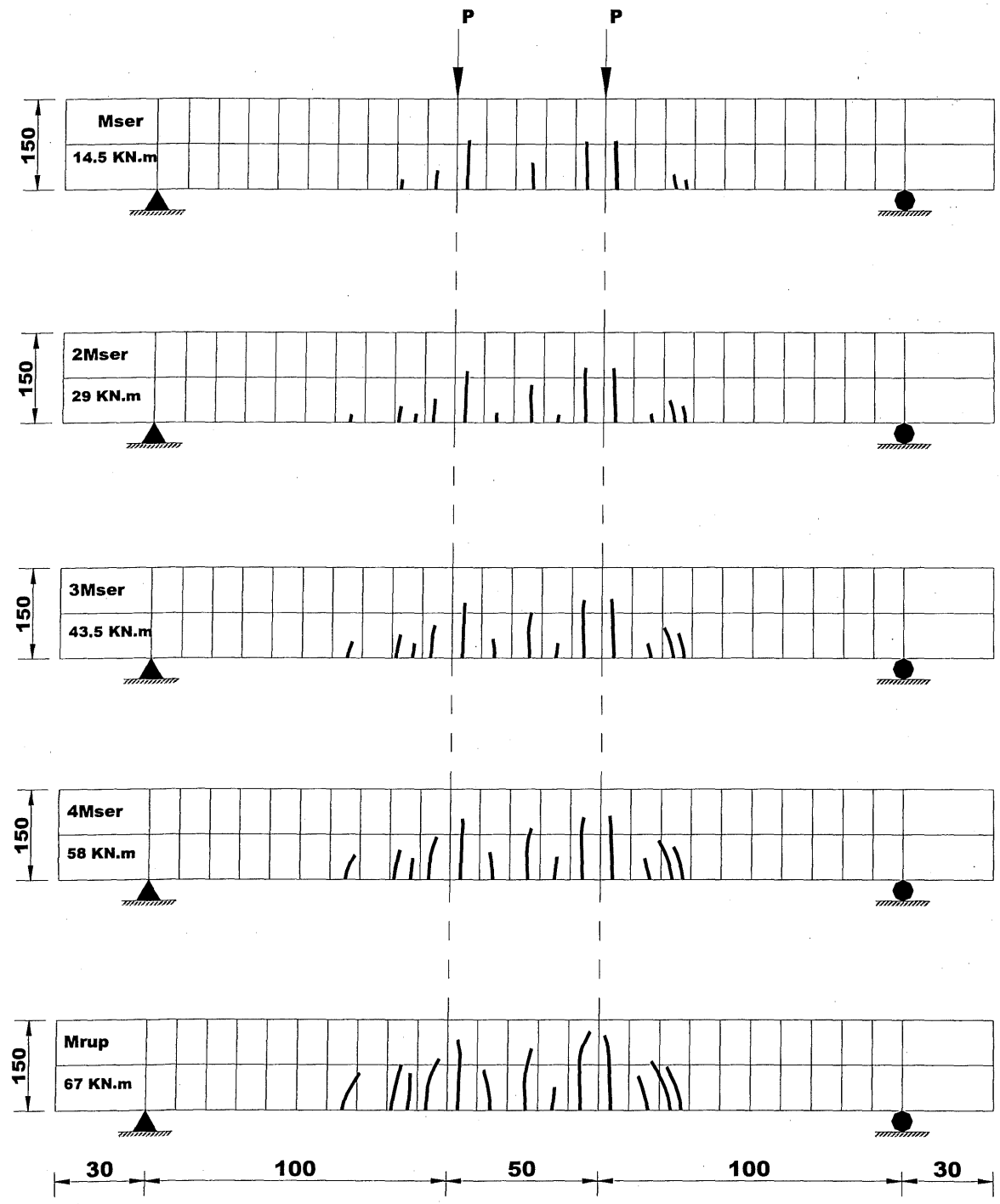


Figure 6.13 Propagation des fissures au niveau dalle S-CCN

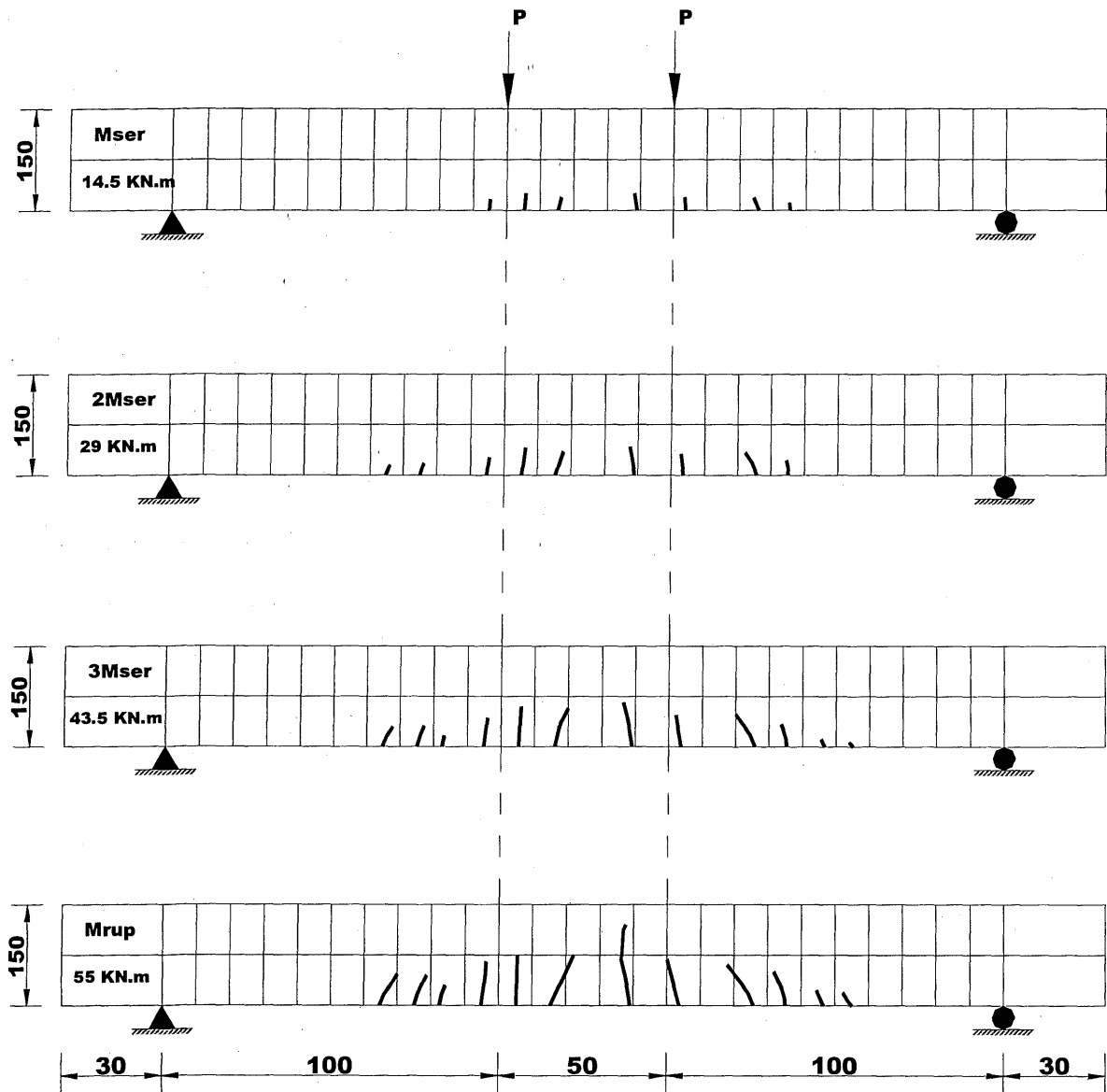


Figure 6.16 : Propagation des fissures au niveau de la dalle S-ST

6.4.2 Largeur des fissures

La courbe illustrée à la figure 6.18 montre la largeur des fissures mesurées en fonction du moment appliqué pour l'ensemble des dalles testées. Pour les dalles renforcées en PRF, ces courbes varient linéairement jusqu'à la rupture. Les largeurs des fissures varient de 0,1 à 0,34 mm, inférieures à la limite imposée par les normes et guides en usage et qui est de 0,5mm.

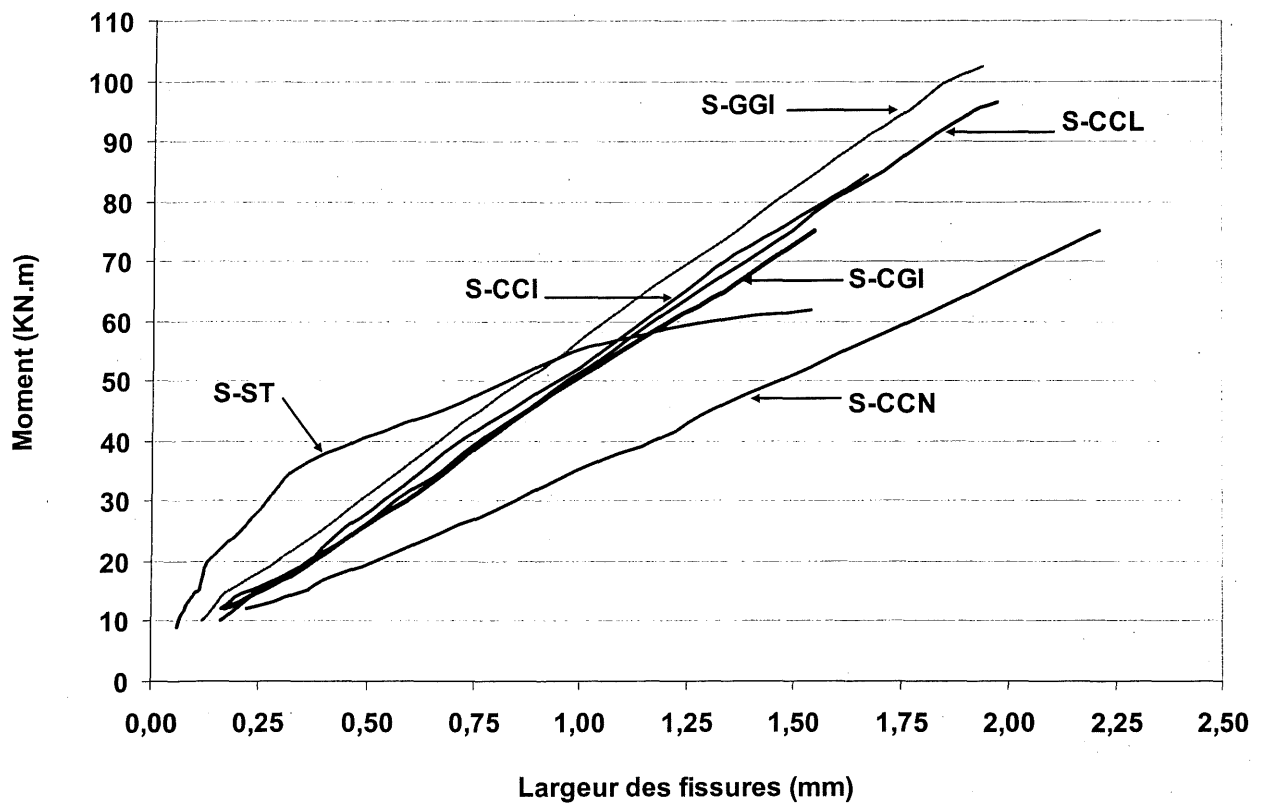


Figure 6.18 Courbe Moment-largeur des fissures expérimentales des dalles

Tableau 6.5 : Largeur des fissures mesurées sur l'ensemble des dalles testées.

Dalle	Largeur des fissures initiale (mm)	Largeur des fissures (mm)	
		service	rupture
S-CCI	0,16	0,24	1,63
S-GGI	0,12	0,18	2,15
S-CGI	0,17	0,24	1,77
S-CCL	0,16	0,21	1,97
S-CCN	0,22	0,34	2,21
S-ST	0,06	0,10	1,54

- Fissuration

Tableau 6.6 : Valeurs expérimentales du paramètre z (N/m)

Dalle	Paramètre z (N/mm)
S-CCI	17 504
S-GGI	16 181
S-CGI	16 631
S-CCL	15 227
S-CCN	18 589
S-ST	8 775

6.4.3 Comparaison entre les largeurs de fissures expérimentales et théoriques

Les figures 6.19 à 6.23 montrent pour chaque dalle, la courbe de variation du moment appliqué en fonction de la variation de la largeur des fissures expérimentales et théoriques calculées dans le chapitre 4. Pour l'ensemble des dalles, la comparaison montre une concordance satisfaisante entre les largeurs de fissures expérimentales et théoriques (écart

moyen de 24%). Il est à noter que le moment de fissuration expérimental prend en compte le moment de 2,7 kN.m dû au poids propre de la dalle.

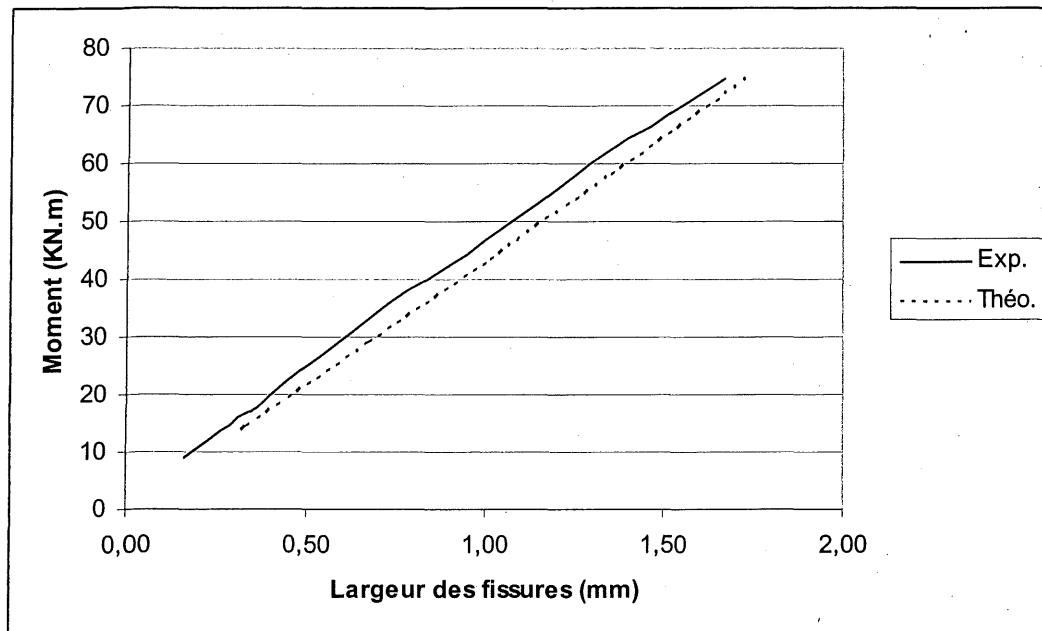


Figure 6.19 Comparaison entre les largeurs de fissures expérimentale et théorique de la dalle S-CCI

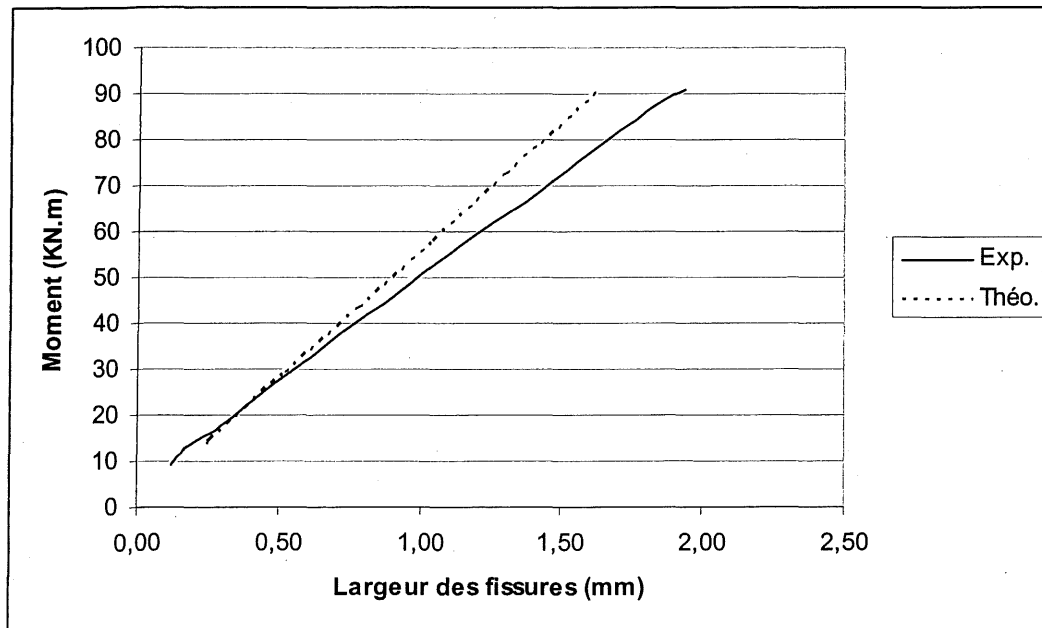


Figure 6.20: Comparaison entre les largeurs de fissures expérimentale et théorique de la dalle S-GGI

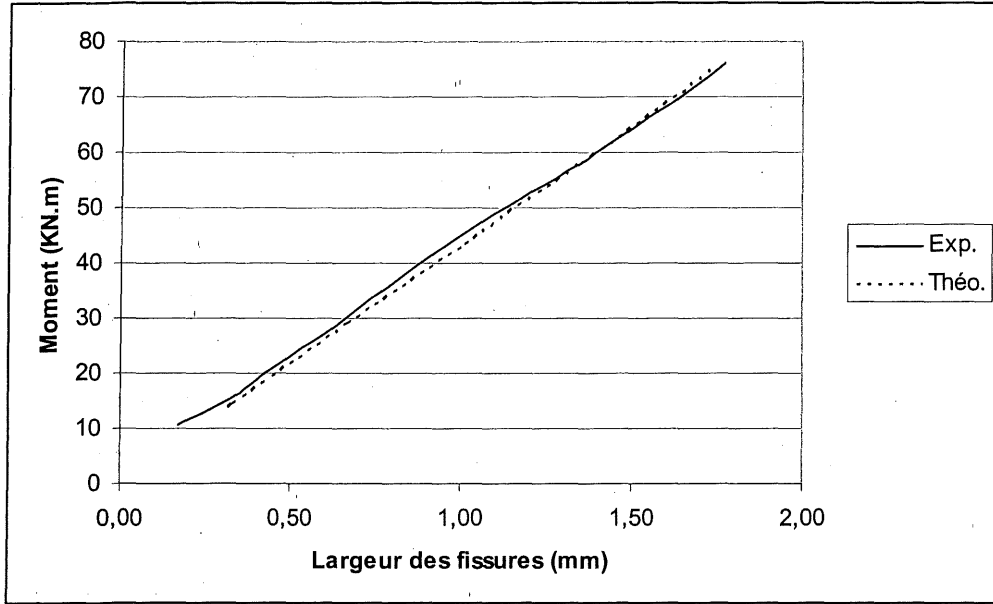


Figure 6.21 Comparaison entre les largeurs de fissures expérimentale et théorique de la dalle S-CGI

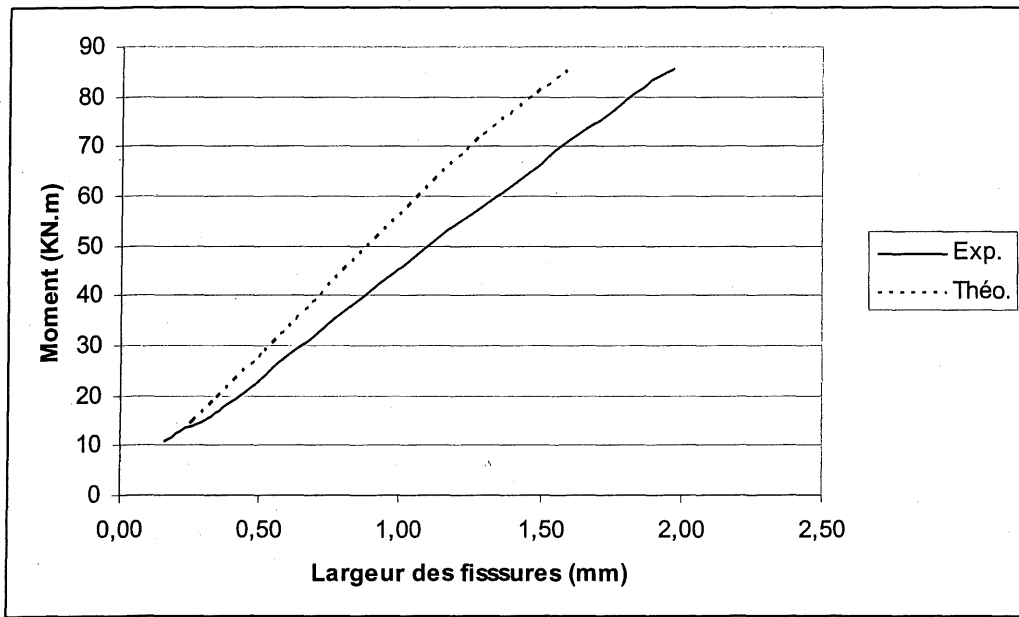


Figure 6.22 Comparaison entre les largeurs de fissures expérimentale et théorique de la dalle S-CCL

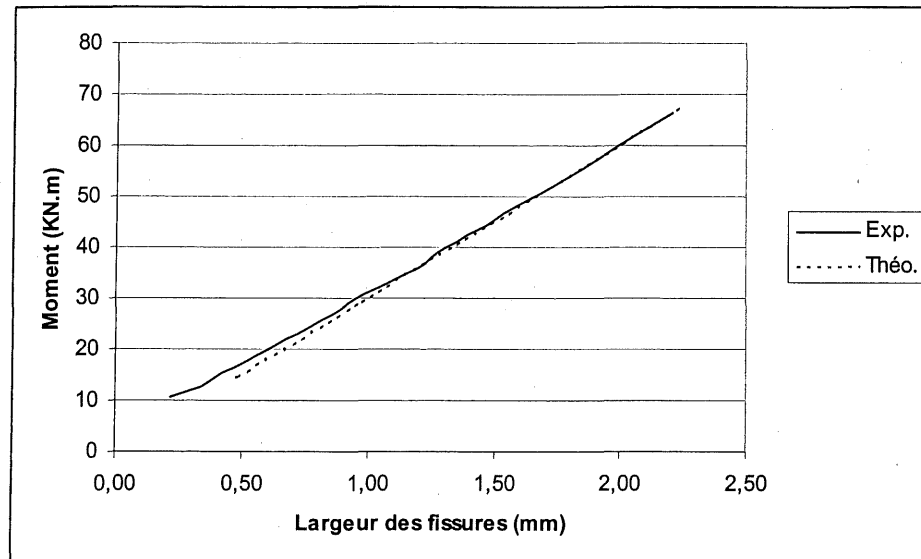


Figure 6.23 Comparaison entre les largeurs de fissures expérimentale et théorique de la dalle S-CCN

6.5 Mesures expérimentales

Dans cette section, on présente les déformations expérimentales mesurées au niveau des armatures en tension et sur les fibres extrêmes du béton en compression.

6.5.1 Déformations sur les barres d'armature

La figure 6.24 montre la courbe moment-déformation de la barre en tension située au centre des dalles. Pour l'ensemble des dalles renforcées en PRF, on peut constater que les déformations varient linéairement avec le chargement jusqu'à la rupture. Les déformations maximales mesurées varient entre 10400 et 11955 micro-déformations excepté pour la dalle S-CCN dont la déformation était de l'ordre de 14700 micro-déformations. Pour la dalle de contrôle S-ST, la déformation maximale obtenue était de 11230 micro-déformations.

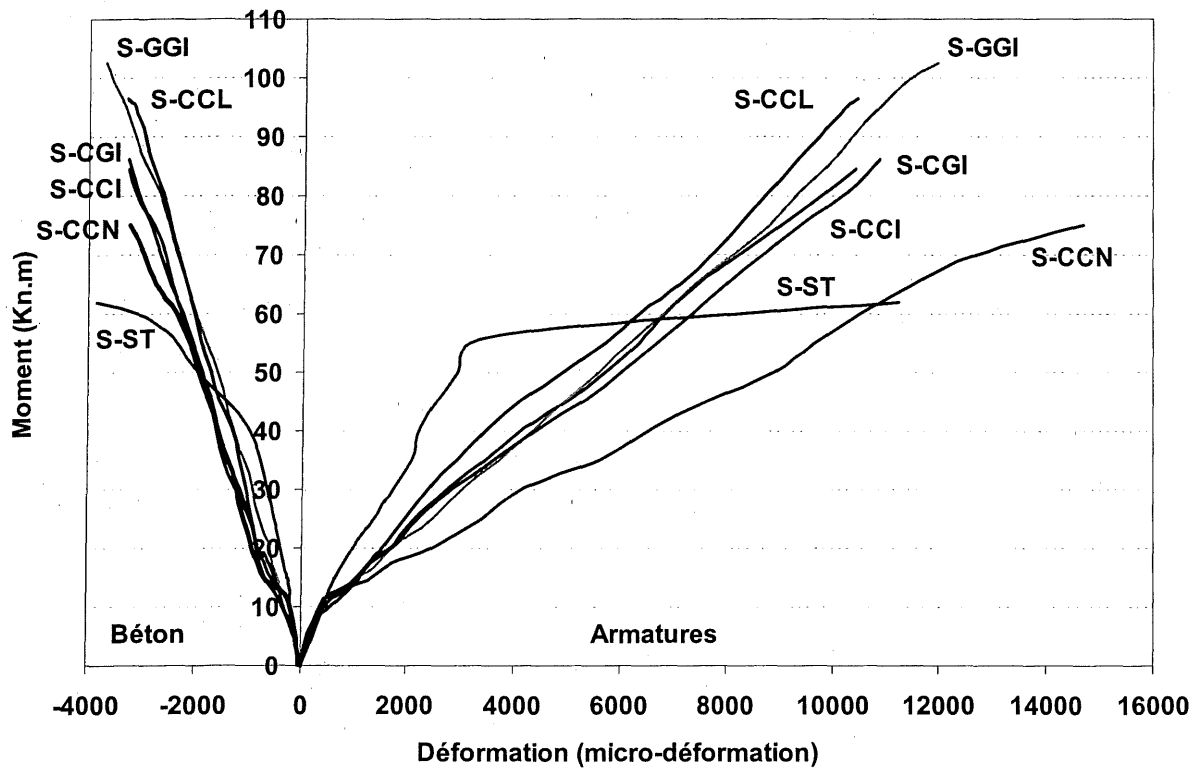


Figure 6.24 Courbe Moment-déformation au niveau des armatures et le béton des dalles

6.5.2 Déformation dans le béton en compression

La figure 6.24 montre la courbe des déformations mesurées sur les fibres extrêmes du béton comprimé en fonction du moment appliqué. On remarque que la variation des déformations par rapport à la variation des moments appliqués est linéaire pendant le chargement. En effet, cette variation est petite avant l'apparition et la progression des premières fissures, à des moments proches de 12 kN.m. Après fissuration, cette variation est plus grande et ce jusqu'à atteindre la rupture finale. Les déformations maximales enregistrées sur l'ensemble des dalles varient entre 3230 et 3710 micro-déformations.

Le tableau suivant donne les déformations au niveau de la surface comprimée du béton et au niveau des armatures en tension.

Tableau 6.7 : Déformations mesurées au niveau des armatures en tension et sur la surface comprimée du béton en $\mu m / m$

Dalle	Armatures		Béton	
	service	rupture	service	rupture
S-CCI	1082	10400	486	3280
S-GGI	1020	11955	425	3710
S-CGI	1028	10860	522	3270
S-CCL	998	10430	648	3300
S-CCN	1262	14700	665	3230
S-ST	611	11230	249	3860

6.6 Conclusion

La comparaison entre les résultats obtenus expérimentalement et les résultats théoriques nous ont amené à déduire les conclusions suivantes :

- Pour les dalles renforcées en PRF, les moments de rupture expérimentaux sont supérieurs de 3 (dalle S-CCI) à 13% (dalle S-GGI) donnés par la norme CSA/CAN-S806-02 ; alors que pour les moments de fissuration, les moments théoriques sont supérieurs aux moments expérimentaux de 5 (dalle S-GGI) à 15% (dalle S-CCL).
- Le calcul des déflexions théoriques en utilisant le guide de l'ACI 440.1R-01 donne une bonne concordance avec les résultats expérimentaux (voir Tableau 6.3) par rapport à la norme CSA/CAN S806-02 et celle proposée par HOUSSAM et coll. Ceci nous permet de prédire avec une bonne précision les déflexions à chaque niveau de chargement;
- Les résultats expérimentaux ont montré que l'équation de Gergely-Lutz modifiée, pour le calcul de l'ouverture des fissures, donne une bonne prédiction.
- Les résultats expérimentaux obtenus ont montré que toutes les configurations de renforcements satisfont les états limites de service et les états limites ultimes conformément au code CSA/CAN S806-02 et au guide de l'ACI 440.1R-01. Les designs proposés pour la reconstruction des dalles structurales du parking Laurier-Taché sont donc adéquat (voir l'article joint en Annexe de ce mémoire).

CHAPITRE 7

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

7.1 Introduction

Dans ce chapitre, on présente les principales conclusions qui peuvent être tirées après l'analyse des résultats expérimentaux et théoriques. À la fin de cette partie, on proposera des recommandations pour de futures études concernant le comportement à la flexion des dalles renforcées en matériaux composites.

7.2 Résultats expérimentaux et théoriques

L'étude expérimentale avait pour but d'analyser le comportement des dalles unidirectionnelles renforcées en matériaux composites en terme de déflexion, fissuration et capacité de rupture. Pour atteindre cet objectif, on a fait varier le type et le taux de renforcement et par conséquent, les conclusions qui peuvent être tirées sont énumérées comme suit :

- Le renforcement des dalles en PRF a augmenté, dans tous les cas, leur capacité de charge à la flexion de 22 à 65% comparativement à la dalle de contrôle renforcée en acier conventionnel.
- La rupture finale des dalles testées correspond exactement aux prévisions théoriques. Elles étaient causées par écrasement du béton en compression, plastification des barres en tension suivie de la compression du béton.
- La charge de rupture est directement proportionnelle au taux de renforcement.

- Les équations présentées au chapitre 4 permettent de prédire avec une bonne précision les charges ultimes des dalles armées de PRF et d'acier conventionnel.
- La comparaison montre une bonne concordance entre les déflexions expérimentales et théoriques basées sur le concept de l'inertie effective de sections fissurées en béton armé de barres en matériaux composites.
- La largeur des fissures mesurées au niveau des dalles renforcées en matériaux composites est plus grande que celle d'une dalle renforcée en acier conventionnel. Aussi, il a été remarqué que l'espacement entre les fissures des dalles renforcées en PRF est moindre que celui d'une dalle renforcée en acier.

7.3 Recommandations

Les résultats expérimentaux et théoriques sont obtenus en ne tenant pas compte de la continuité des dalles. Pour s'approcher plus d'un cas réel, d'autres études sur le comportement en flexion des dalles doivent être entreprises en tenant compte de leur continuité. Ces études auront l'avantage de nous décrire avec exactitude la performance des dalles une fois testées dans des cas pratiques. Aussi, elles nous fourniront d'autres informations sur le taux de renforcement des dalles et limites qui doivent être imposées.

Bibliographie

ACI Committee 318(1989) *Building Code Requirements for Reinforced Concrete*, American Concrete Institute, Detroit, MI.

ACI 440 (1996) "State of the art report on Fiber reinforced plastic (FRP) reinforcement for concrete structures". ACI 440R-96, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

ACI 440.1R-01(2001) *Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 41p.

AGOUZOUL, S. (1999) *Renforcement en flexion des poutres en Béton Armé par des plaques en PRF : Étude du Cisaillement et du Transfert de Contraintes dans les plaques*, Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, 181p.

ALSAYED, S.H., ALMUSALLAM, T.H., AL-SALLOUM, Y.A. and AMJAD M.A. (1995) *Flexural Behavior of Concrete Elements reinforced by GFRP Bars*, Proceedings of the second International RILEM Symposium (FRPRCS-2): Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Edited by Taerwe, Ghent(Belgium), 23-25 August 1995, p.219-226.

BANK, L., XI, Z., and MASALLAM, A. (1991) *Experimental Study of FRP Grating Reinforced Concrete Slabs*, Proceedings of the Specialty Conference: Advanced Composites Materials in Civil Engineering Structures, Las Vegas, Nevada, February 1991, pp. 111-122

BANK, L., XI, Z. (1992) *Performance of Doubly-Reinforced Pultruded Grating/Concrete Slabs*, 1st International Conference: Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, Edited by NEALE, K.W., and LABOSSIERE, P., Canadian Society for Civil Engineering, 1992, pp. 351-360

BÉDARD, C. (1992) Composite Reinforcing Bars: Assessing their Use in Construction, *Concrete International*, V. 14, No.1, Jan. 1992, pp.55-59

BENMOKRANE, B., and EL-SALAKAWY, E. (Editors) (2002) *Proceedings of the 2nd International Conference on Durability of Fibers Reinforced Polymer (FRP) Composites for construction (CDCC-02)*, Montréal, Québec, 29-31 May 2002. Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec.

BENMOKRANE, B., MASMOUDI, R., CHAKIRED, M., RAHMAN, H., DEBBACHE, Z., and TADROS, G. (1999) *Design, Construction, and Monitoring of Reinforced Polymer Reinforced Concrete Bridge Deck*, Fourth International Symposium: Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, Edited by DOLAN, C.W., RIZKALLA, S.H., and NANNI, A., ACI SP 188-9

BENMOKRANE, B., and RAHMAN, E. (Editors) (1998) *Durability of Fibers Reinforced Polymer (FRP) Composites for construction*, Proceedings of the 1st International Conference (CDCC-98), 5-7 August 1998. Sherbrooke, Québec, Canada, 692p.

BENMOKRANE, B., CHALLAL, O. and MASMOUDI, R. (1996) *Flexural Response of Concrete Beams Reinforced with Reinforcing Bars*, ACI Structural Journal, V.93, No.1, May-June 1996, pp.46-55

BERTHELOT, J.-M. (1992) *Matériaux Composites: Comportement mécanique et analyse de structures*, Paris, MASSON Éditeur, 620p.

CEB-FIP Model Code (1990) *Model Code for Concrete Structures*, Thomas Telford, London, 1993

CSA/CAN: Canadian Standards Association (1994) *Design of Concrete Structures (CAN3 A23.3-M94)*

CSA/CAN- S413-94 (1994) *Parking Structures*, Canadian Standard Association, Rexdale, Ontario, Canada, 103p.

CSA/CAN -S6-00 (2002) *Canadian Highway Bridge Design Code*, Canadian Standard Association, Rexdale, Ontario, Canada, 192p.

CSA/CAN S806-02 (2002) *Design and Construction of Building Components with Fiber Reinforced Polymer*, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, 177p.

CHAALLAL, O. and BENMOKRANE, B., (1993) *Physical and Mechanical Performance of an Innovative Glass-Fiber-Reinforced Plastic Rod*, *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol.20, No.2, pp.254-268

CHENNOUF, A. (1997) *Étude sur les tendons en matériaux composites et leur application aux ancrages postcontraints*, Thèse de Doctorat, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, 411p.

CLARKE, J.L. (1993) *Alternative Materials for the reinforcement and Prestressing of Concrete*, Published by Blackie & Professional, an Imprint of Chapman & Hall, Wester Cleddens Road, Bishopbriggs, Glasgow, 204p.

CRAIG, R.M., RIZKALLA, S.H., TADROS, G., and BENMOKRANE, B. (1998) *Flexural Behavior of One-Way Concrete Slabs Reinforced by Fiber Reinforced Plastic Reinforcements*, ACI Structural Journal, Vol. 95, N° 3, pp.145-157

DEBBACHE, M.E., (1999) *Comportement à la flexion de dalles unidirectionnelles en béton armé de Treillis en Polymères renforcés de Fibres de carbone NEFMAC*, Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, 117p.

DEITZ, D.H., HARIK, I.E., and GESUND, H. (1999) *One-Way Slabs Reinforced with Glass Fiber Reinforced Polymer Reinforcing Bars*, Fourth International Symposium: Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, Edited by DOLAN, C.W., RIZKALLA, S.H., and NANNI, A., ACI SP 188-25

DOLAN, C.W., RIZKALLA, S. and NANNI, A. (Editors) (1999) *Fiber-Reinforced-Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures*, SP-188, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1182pp.

EI-SALAKAWY, E. F., CHERRAK, Z., and BENMOKRANE, B., (2003), "*FRP Reinforcing Bars for Structural Concrete Slabs of Laurier-Taché Parking Garage (Ottawa/Hull, Canada) : Design and Laboratory Test results*", Technical Report, Submitted to Public Works and Government Services Canada, July 2003, 53p.

EL-SALAKAWY, E.F., and BENMOKRANE, B. (2003) *Serviceability of Concrete Bridge Deck Slabs Reinforced with FRP Composites Bars*, submitted to ACI Structural Journal, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 33p.

FAVRE, R. (1997) *Dimensionnement des Structures en béton*, Presses Polytechniques et Universitaires, Lausanne, Suisse.

FAZA, S., and GANGARAO, H.V.S. (1991a) *Bending Response of Beams Reinforced with FRP Rebars for Varying Strengths*, Proceeding: Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures, ASCE, NY, pp.262-270

GAO, D., BENMOKRANE, B., and MASMOUDI, R. (1998) *A Calculating Method of Flexural Properties of FRP-Reinforced Concrete Beam; Part 1: Crack Width and Deflection*, Technical report, Department of Civil Engineering, University of Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada, 24pp.

HOUSSAM, A., TOUTANJI, A., and SAAFI, M. (2000) *Flexural Behavior of Concrete Beams Reinforced with Glass Fiber- Reinforced Polymer (GFRP) Bars*, ACI Structural Journal, Vol.97, No.5, September- October 2000.

HUMAR, J., and RAZAQPUR, G. (Editors) (2000) *Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, Proceedings of the 3rd International Conference, 15-18 August 2002, Ottawa, Ont., Canadian Society of Civil Engineers, Montréal, Québec.

ISIS-M03-01, (2001), *Reinforcing Concrete Structures with Fiber Reinforced Polymers*, the Canadian Network of Centers of Excellence on Intelligent Sensing of Innovative Structures, ISIS Canada, University of Winnipeg, Manitoba, 81p.

Japan Concrete Institute (Ed.) (1997) *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Proceedings of the third International Symposium (FRPCS-3), Sapporo, Japan, Vol.1, 728p.

LARRALDE, J., REMBAUM, L., and MORSI, A. (1988) *Fiberglass Reinforced Plastic Rebars in lieu of steel Rebars*, TRB Annual Meeting, Task Force A2C51- Structural Applications of Fiber Reinforced Plastics, August 1988.

- MASMOUDI, R. (1995) *Évaluation Expérimentale et Théorique du Comportement à la Flexion de Poutres en Béton Armé de Barres Composites à Base de Fibres*, Thèse de Doctorat, Département de génie civil, Université de Sherbrooke.
- MATTYS, S., and TAERWE, L. (2000) *Concrete Slabs Reinforced with FRP Grid. I: One-Way Bending*, Journal of Composites for Construction, August 2000, pp.145-152
- MALICK, P.K. (1988), *Fiber Reinforced Composites, Manufacturing and Design*, Marcel Dekker, Inc., New York, 469pp.
- MICHALUK, C.R., RIZKALLA, S.H., TADROS, G. and BENMOKRANE, B. (1998) *Flexural Behavior of One-Way Concrete Slab Reinforced with Fiber Reinforced Plastic Reinforcements*, ACI Structural Journal, Vol.95, No.3, pp145-157
- MOCHIZUKI, S. and MATSUZAKI, Y. (1993) *Evaluation Items and Methods for Structural Elements*, International Symposium: Fiber-Reinforced Plastic Reinforcement for Concrete Structures, Edited by NANNI, A., and DOLAN, C.W., Vancouver, Canada, pp.117-131
- NAKANO, H., and MATSUZAKI, Y. (1993) *Flexural Performance of Concrete Beams Reinforced with Continuous Fiber bars*, International Symposium: Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures, Edited by NANNI, A., and DOLAN, C.W., Vancouver, Canada, pp. 744-766
- NANNI, A. (1993b) *Flexural Behavior and Design of RC Members using FRP Reinforcement*, Journal of Structural Engineering, Vol.119, N° 11, pp. 3344-3359
- NAWY, E.G., and NEUWERTH, G. (1977) *Fiberglass Reinforced Concrete Beams*, Journal of the Structural Division, ASCE, February 1977, pp.421-440
- NEUWERTH, G. (1974) *Fiber Glass as a Reinforcement Material for Reinforced Concrete Elements*, Ph.D. Dissertation, p.286
- NICOLE, J.F. (2000) *Étude sur les capteurs à fibre optique pour l'instrumentation de structures de génie civil*, Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, 200p.
- OMBRES, L., ALKHARDAJI, T. and NANNI, A. (2000) *Flexural Analysis of One-Way Concrete Slabs Reinforced with GFRP Rebars*, International Meeting on Composite Materials, PLAST 2000, Proceeding: Advancing with Composites 2000, Edited by I.Crivelli-Visconti, Milan, Italy, May 9-11, 2000, pp.243-250
- RAHMAN, A.H., KINGSLEY, C.Y., and KOBAYASHI, K. (2000) *Service and Ultimate load Behavior of Bridge Deck Reinforced with Carbon FRP Grid*, Journal of Composites for Construction, February 2000, pp-16-23
- REYNE, M. (1998) *Technologie des Composites*, Paris, Editions HERMES, 222p.

SAADATMANESH, H., and EHSANI, M.R. (1991) *Fiber Composite Bar for Reinforced Concrete Construction*, Journal of Composite Materials, Vol.25, February 1991, pp.188-203

THERIAULT, M., (1998) *Flexion, Déformabilité et Procédures de Design de Poutres et de Dalles en Béton Armé de Barres en Matériaux Composites*, Thèse de Doctorat, Département de génie civil, Université de Sherbrooke.

THERIAULT, M., and BENMOKRANE, B. (1998) *Effects of FRP Reinforcement Ration and Concrete Strength on Flexural Behavior of Concrete Beams*, Journal of Composites for Construction, February 1998, pp.7-15

YOST, J.R., GOODSPEED, C.H., and SCHEMECKPEPER, E.R. (2001) *Flexural Performance of Concrete Beams Reinforced with FRP Grids*, Journal of Composites for Construction, February 2001, pp.18-24

ANNEXE

Article accepté pour parution dans la revue canadienne de génie civil

Pour consulter cet article, voir la copie papier à la Bibliothèque du Frère-Théode
Section Monographie TA 7.5 US C49 2004

Fibre reinforced polymer composite bars for the structural concrete slabs
of a Public Works and Government Services Canada parking garage
Authors: Brahim Benmokrane, Ehab El-Salakawy, Zoubir Cherrak, and Allan Wiseman

Publication: Canadian Journal of Civil Engineering • October 2004