

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

COMME EXIGENCE PARTIELLE
À L'OBTENTION DE LA
MAÎTRISE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
M.Ing.

PAR
ERIC PERREAULT

RÉHABILITATION À L'AIDE DE MATÉRIAUX COMPOSITES AVANCÉS DE
POUTRES EN BÉTON ARMÉ DU SYSTÈME KAHN

MONTREAL / OCTOBRE 2002

© Droits réservés de Eric Perreault

CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ
PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

- Mme Marie-José Nollet, directrice de mémoire
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure
- M. Omar Chaallal, codirecteur de mémoire
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure
- M. Amar Khaled, professeur
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure
- M. Normand Leboeuf
Pasquin St-Jean et Associés.

IL A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET UN PUBLIC

LE 27 SEPTEMBRE 2002

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

RÉHABILITATION À L'AIDE DE MATÉRIAUX COMPOSITES AVANCÉS DE POUTRES EN BÉTON ARMÉ DU SYSTÈME KAHN

Eric Perreault

Sommaire

Plusieurs structures en béton armé construites il y a maintenant près de 70 ans présentent aujourd'hui des défaillances et une capacité inadéquate ne répondant plus aux besoins dictés par un nouvel usage. La réhabilitation de ces structures présente un défi de taille pour l'ingénieur qui doit trouver des solutions économiques et techniquement viables pour rendre ces bâtiments sécuritaires. Le renforcement des structures en béton armé avec l'aide de matériaux composites avancés (MCA) offre une solution intéressante. Les MCA possèdent des caractéristiques avantageuses et sont d'application facile. Plusieurs structures à travers le monde ont été renforcées avec ce type de matériaux.

Nous présentons dans ce mémoire les résultats expérimentaux et théoriques sur le renforcement à l'aide de MCA de poutres armées du système d'armature Kahn. Les poutres, au nombre de trois, proviennent de l'édifice Eaton situé sur la rue Ste-Catherine à Montréal. Des essais à quatre points pour la résistance en flexion et à trois points pour la résistance en cisaillement ont été préalablement effectués dans le but d'évaluer expérimentalement la capacité des poutres avant leur réhabilitation. Par ailleurs, les résistances théoriques selon le 'Joint Code' de 1920 - 1940 (Urquart et O'Rourke, Design of Concrete Structure, 1940) et la norme CSA CAN3-A23.3 (Concrete design handbook, 1995) sont comparées aux résistances expérimentales. Les poutres sont ensuite renforcées à l'aide de MCA à base de fibres de carbone et mises à l'essai en flexion et en cisaillement pour évaluer le gain en résistance dû au renfort de MCA.

Les résultats démontrent la faisabilité technique de la réhabilitation de poutres en béton armé à l'aide de MCA. Plus spécifiquement, les observations suivantes peuvent être énoncées :

- (a) L'état de délamination des poutres réduit leur capacité en flexion de 30% par rapport à leur capacité théorique d'origine.
- (b) La capacité en flexion des poutres renforcées à l'aide de MCA à base de fibres de carbone a augmenté de 58% par rapport à leur capacité avant réhabilitation.
- (c) La capacité en cisaillement des poutres renforcées à l'aide de MCA a augmenté de 44% par rapport à leur capacité avant réhabilitation.
- (d) Le renforcement en MCA n'a pas entraîné de perte de ductilité en flexion. On retrouve une ductilité initiale se situant entre 3 et 5 avant renforcement et de 3,4 après renforcement.

STRENGTHENING WITH CFRP COMPOSITE CONCRETE BEAMS REINFORCED WITH THE KAHN SYSTEM

Eric Perreault

Abstract

Among the reinforced concrete structures build over 70 years ago, several present structural deficiencies or insufficient capacity to response to new requirements or new use. The rehabilitation of these structures is a challenge that structural engineers must overtake to propose economical and safe technical solutions.

Advanced composite materials (ACM) to strengthen reinforced concrete structures is an interesting option. ACM have interesting characteristics and are easy to apply. It has been used on several applications to strengthen concrete structures.

This report presents the experimental and theoretical results of three reinforced concrete beams strengthened with ACM. These beams were taken from an existing building, the Eaton building on the Ste-Catherine Street in Montreal and have an internal steel reinforcement system known as the 'Kahn system'. They were tested in their initial condition under a 4 points load test for their flexural capacity and under a 3 points load test for their shear capacity. All experimental results were compared to the theoretical results given by the 'Joint Code' 1920 – 1940 and the Canadian standard CAN3-A23.3 (1995). The beams were then repaired and strengthened with ACM made of carbon fibres reinforced polymer (CFRP), before being tested again.

The final results show the technical feasibility of using ACM to repair and strengthen existing reinforced concrete beams. The following observations can be made:

- (a) The delamination observed on the beams reduced their flexural capacity by 30% in respect to their theoretical original tested capacity.
- (b) Strengthening with CFRP increased the flexural capacity of the beams by 58% in respect to their original tested flexural capacity
- (c) Strengthening with CFRP increased the shear capacity of the beams by 44% in respect to their original tested capacity.
- (d) The flexural ductility of the beams remained unchanged before and after the rehabilitation (around 3.4).

REMERCIEMENTS

Je tiens personnellement à remercier les personnes suivantes pour leur collaboration et leur aide dans l'accomplissement de ce projet de recherche :

- Marie-José Nollet et Omar Chaallal professeurs à l'École de technologie supérieure pour m'avoir donné la chance de compléter ma maîtrise en génie de la construction. Aussi, leur compréhension, supervision et conseils judicieux ont été précieux pour la réalisation de ce projet.
- John Lescelleur, technicien du laboratoire de structure lourde de l'école de technologie supérieure pour sa collaboration et son aide à la préparation et à la mise à l'essai des échantillons.
- Les enseignants du Département de génie de la construction de l'École de technologie supérieure pour leur expertise et leur disponibilité.
- Mes amis et les membres de ma famille qui m'ont encouragé à poursuivre mes études supérieures.

TABLE DES MATIÈRES

	Page
SOMMAIRE	i
ABSTRACT	i
REMERCIEMENTS	iii
TABLE DES MATIÈRES	iv
LISTE DES TABLEAUX.....	vi
LISTE DES FIGURES.....	vii
LISTE DES ABRÉVIATIONS ET DES SIGLES.....	x
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 DESCRIPTION DU PROJET DE RECHERCHE	4
1.1 Objectifs du projet de recherche	4
1.2 Méthodologie générale.....	5
1.3 Présentation du mémoire.....	5
CHAPITRE 2 DESCRIPTION DE L'ÉDIFICE EN RÉHABILITATION.....	6
CHAPITRE 3 REVUE DE LA LITTÉRATURE	13
3.1 L'utilisation des MCA pour le renforcement en flexion.....	17
3.2 Les modes de rupture	19
3.3 L'utilisation des MCA pour le renforcement en cisaillement.....	20
CHAPITRE 4 ÉVOLUTION DES METHODES DE CALCULS	23
4.1 Méthode et description de calculs utilisés dans les années 1930	23
4.1.1 Calcul du moment résistant.....	26
4.1.2 Calcul de la capacité en cisaillement	28
4.2 Description des méthodes de calcul utilisées aujourd'hui	29
4.3 Considérations pour l'utilisation du MCA.....	33
CHAPITRE 5 DESCRIPTION DES POUTRES ECHANTILLONNEES.....	36
CHAPITRE 6 DESCRIPTION DU PROGRAMME D'ESSAI ET D'ÉVALUATION	41
6.1 Objectif de l'évaluation.....	41
6.2 Essai de flexion à 4 points.....	41
6.3 Essai de flexion à 3 points.....	44
6.4 Essais de caractérisation.....	46
6.4.1 Le béton.....	46
6.4.2 L'acier d'armature.....	47

CHAPITRE 7 RESULTATS DES ESSAIS EN LABORATOIRE AVANT REHABILITATION	48
7.1 Capacité en flexion.....	48
7.1.1 Poutre échantillon 1.....	48
7.1.2 Poutre échantillon 2.....	51
7.2 Capacité en cisaillement.....	54
7.2.1 Charge près de l'appui gauche	55
7.2.2 Charge près de l'appui droit.....	57
7.3 Caractérisation de l'acier d'armature.....	59
CHAPITRE 8 RENFORCEMENT A L'AIDE DE MCA	62
8.1 Objectif de renforcement.....	62
8.2 Propriété des matériaux composites.....	62
8.3 Méthode de réhabilitation des poutres	64
CHAPITRE 9 DESCRIPTION DU PROGRAMME D'ESSAI DES POUTRES REHABILITEES	69
9.1 Objectifs de l'évaluation	69
9.2 Essai de flexion à 4 points.....	69
9.3 Essai de flexion à 3 points.....	72
CHAPITRE 10 ANALYSE ET COMPARAISON DES RESULTATS	78
10.1 Comparaison entre les valeurs théoriques et expérimentales en flexion avant réhabilitation selon les deux codes de calcul.....	79
10.2 Comparaison entre les valeurs théoriques et expérimentales en cisaillement avant réhabilitation selon les deux codes de calcul.....	82
10.3 Analyse du gain en capacité en flexion et en cisaillement après réhabilitation	84
10.3.1 Réhabilitation en flexion.....	85
10.3.2 Réhabilitation en cisaillement.....	85
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	87
ANNEXES	
1 : Copie du 'Joint Code' de 1920-1940	90
2 : Fiche technique; SikaDur 31 Hi-mod Gel.....	93
3 : Fiche technique; SikaDur 35 Hi-mod LV	96
4 : Fiche technique; SikaTop 122.....	99
5 : Description de l'échantillonnage des carottes.....	102
6 : Calcul du renforcement en flexion et en cisaillement.....	113
BIBLIOGRAPHIE	129

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau I	Chronologie des constructions et ajouts..... 10
Tableau II	Transformations du bâtiment 11
Tableau III	Description des échantillons de poutre36
Tableau IV	Description des essais de caractérisation47
Tableau V	Résultats des essais de caractérisation61
Tableau VI	Fiches techniques du fabricant63
Tableau VII	Calculs théoriques des contraintes des Échantillons 1 et 2 utilisant le 'Joint Code' (1920 - 1940) – Résultats en flexion80
Tableau VIII	Calculs théoriques des contraintes des échantillons 1 et 2 utilisant la norme CAN3-A23.3 – Résultats en flexion81
Tableau IX	Calculs théoriques des contraintes en cisaillement de l'échantillon 3 utilisant le 'Joint Code' (1920 - 1940)83
Tableau X	Calculs théoriques des contraintes en cisaillement de l'échantillon 3 selon la norme CAN3-A23.3.....84
Tableau XI	Calculs théoriques des contraintes en flexion et en cisaillement de l'échantillon réhabilité selon la norme CAN3-A23.386

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 2.1	Situation géographique de l'édifice Eaton au centre-ville de Montréal..6
Figure 2.2	Constructions successives depuis les années 207
Figure 2.3	Édifice Eaton durant les travaux8
Figure 2.4	Édifice Eaton durant les travaux (rue Ste-Catherine)9
Figure 3.1	Type d'enveloppement avec un tissu de MCA.....21
Figure 4.1	Courbe d'Abram.....24
Figure 4.2	Courbe pour évaluation du rapport eau/ciment.....24
Figure 4.3	Diagramme de contraintes dans la poutre27
Figure 4.4	Diagramme équivalent de contraintes dans la poutre31
Figure 4.5	Graphique d'aide pour le rapport eau/ciment.....32
Figure 4.6	Diagramme équivalent des efforts internes.....34
Figure 5.1	Recouvrement de plâtre typique sur les poutres livrées.....37
Figure 5.2	Vue en plan et en élévation du joint de contrôle ou de coulée.....37
Figure 5.3	Délamination de la poutre no. 238
Figure 5.4	Représentation du système Kahn39
Figure 5.5	Poutre avec le système Kahn.....40
Figure 5.6	Patron d'armature observé40
Figure 6.1	Montage pour essai de flexion à 4 points.....42
Figure 6.2	LVDT (capteur de déplacement) et jauges de déformation42
Figure 6.3	Schéma des essais de flexion à 4 points et diagrammes d'efforts internes correspondants43
Figure 6.4	Montage pour essai de flexion à 3 points.....44
Figure 6.5	Schéma des essais de flexion à 3 points et diagrammes d'efforts internes correspondants (cas de chargement près de l'appui gauche)...45
Figure 6.6	Exemple d'un coupon d'armature47
Figure 7.1	Cisaillement causé par une perte d'ancrage49

Figure 7.2	Essai de flexion sur l'échantillon 1 – Force vs déplacement	50
Figure 7.3	Perte d'ancrage par cisaillement	51
Figure 7.4	Délamination existante avant les essais	51
Figure 7.5	Fissuration dans le joint de reprise.....	52
Figure 7.6	Essai de flexion sur l'échantillon 2 – Force vs déplacement	53
Figure 7.7	Jauge de déformation apposée directement sur l'acier d'armature.....	53
Figure 7.8	Essai de cisaillement côté gauche (flexion à trois points) – Force vs déplacement.....	55
Figure 7.9	Première fissure diagonale initiée (appui gauche)	56
Figure 7.10	Propagation de la fissure sur toute la hauteur	56
Figure 7.11	Première fissure diagonale initiée	57
Figure 7.12	Rupture de la poutre	58
Figure 7.13	Essai de cisaillement côté droit (flexion à trois points) – Force vs déplacement.....	58
Figure 7.14	Fissuration horizontale suivant la reprise de coulée	59
Figure 7.15	Banc d'essai MTS pour barres d'armature.....	61
Figure 8.1	Poutre sur banc d'essais recouverte de tissu en fibre de carbone	63
Figure 8.2	Scarificateur à trois pistons	65
Figure 8.3	Scarificateur à trois pistons (b)	66
Figure 8.4	Mise à jour de la fissuration	66
Figure 8.5	Colmatage partiel des fissures à l'aide d'un mélange époxy à prise rapide.....	67
Figure 8.6	Réparation à l'aide de mortier haute résistance	67
Figure 8.7	Processus de cure humide sous jute humide avec recouvrement en polyéthylène	68
Figure 8.8	Recouvrement avec tissu de fibre de carbone 2 épaisseurs.....	68
Figure 9.1	Montage pour essai en flexion	70
Figure 9.2	Schéma des essais de flexion à 4 points.....	70
Figure 9.3	Rupture de la poutre en flexion.....	71

Figure 9.4	Poutre réhabilitée – Essai de flexion – Force vs déplacement	72
Figure 9.5	Essai en cisaillement, vérin de 250 kN	73
Figure 9.6	Essai en cisaillement, vérin manuel avec cellule	73
Figure 9.7	Schéma des essais de flexion à 3 points.....	74
Figure 9.8	Essai en flexion à 3 points avec disposition des jauges de déformations	75
Figure 9.9	Poutre réhabilitée – Essai de cisaillement - Force vs déplacement.....	75
Figure 9.10	Poutre réhabilitée – Essai de cisaillement Force vs déplacement – avec vérin manuel.....	76
Figure 9.11	Rupture horizontale entre la poutre et la dalle	77
Figure 9.12	Résultat après essai de flexion à trois points.....	77

LISTE DES ABRÉVIATIONS ET DES SIGLES

a	Hauteur du bloc équivalent en compression du béton
MCA	Matériau composite avancé
CFRP	Concrete fiber reinforced polymer
A_c, A_{frp}, A_s, A'_s	Aire de la section de béton, MCA, acier tendu et acier comprimé
$A_v, A_{v\ frp}$	Aire d'acier transversal, MCA transversal (étriers)
b	Largeur de la poutre
c	Position de l'axe neutre
C_c, C_s	Force de compression dans le béton et dans l'acier
d	Distance du centre de gravité des aciers tendus par rapport à la fibre comprimée la plus éloignée
d'	Distance du centre de gravité des aciers comprimés par rapport à la fibre comprimée la plus éloignée
d_b	Diamètre d'une barre d'acier
E_c, E_s, E_{FRP}	Module d'élasticité du béton, de l'acier et du MCA
f'_c	Résistance en compression du béton
f_r	Module de rupture du béton
f_s	Limite élastique de l'acier tendu
f'_s	Limite élastique de l'acier comprimé
f_u	Résistance à la rupture minimale
f_s	Contrainte de tension longitudinale
h	Hauteur de la poutre
I	Inertie
M	Moment fléchissant
M_{cr}, M_n, M_p, M_r	Moment de fissuration, nominal, probable et résistant
M_c	Moment de la force de compression dans le béton par rapport à l'acier de tension

M_s	Moment de la force de tension dans l'acier par rapport au point d'application de la force de compression dans le béton
P	Charge ponctuelle
P_{cr}, P_{max}	Charge de fissuration, charge maximale
t_a	Épaisseur d'adhésif
T_{FRP}, T_s	Force de traction dans le MCA et l'acier tendu
V	Effort de cisaillement
V_{FRP}, V_c, V_s	Résistance au cisaillement dû au MCA, au béton et à l'armature transversal
V_n, V_p, V_r	Effort tranchant nominal, probable et résistant
$\mu = \Delta_{max} / \Delta_y$	Ductilité en flexion, rapport entre la déflexion maximale et la déflexion au point d'écoulement de l'acier
α_i	Coefficient d'amplitude pour le bloc équivalent en compression
β_i	Coefficient de position pour le bloc équivalent en compression
$\epsilon_c, \epsilon_{frp}$	Déformation dans le béton et le MCA
$\epsilon_s, \epsilon'_s, \epsilon_y$	Déformation dans l'acier tendu, l'acier comprimé et plastifié
ϕ_s	Coefficient de réduction pour l'acier
ϕ_c	Coefficient de réduction pour le béton
λ	Coefficient de densité du béton
θ	Angle d'inclinaison des plans principaux
σ	Contrainte axiale
τ	Contrainte de cisaillement
Δ	Différentiel

INTRODUCTION

Le vieillissement des infrastructures urbaines présente un problème considérable. Les structures de béton sont souvent les plus endommagées et celles qui causent le plus de problèmes. Ce vieillissement présente un défi de taille pour les professionnels associés à ce domaine d'autant plus que le rythme de réhabilitation ne réussit pas à prendre le dessus sur le parc immense de structures à réhabiliter. La majeure partie des détériorations est causée par un vieillissement normal de la structure, un mauvais entretien ou un changement dans l'utilisation du bâtiment. Concrètement, ceci se traduit par l'apparition de fissures dans la structure, de la délamination et même la perte du recouvrement de l'armature. Cette situation a pour conséquence directe de rendre la structure déficiente et même dangereuse. Le renouvellement des infrastructures fait donc place à l'imagination et à l'utilisation de nouvelles techniques. C'est pourquoi les ingénieurs doivent trouver des solutions alternatives et développer des méthodes innovatrices pour répondre à la demande en réhabilitation.

Lors d'un changement de l'usage d'origine d'un bâtiment le code national du bâtiment exige une réévaluation structurale. Un changement de vocation engendre souvent une modification des charges d'usage, sans compter que toute modification structurale implique généralement la mise en conformité sismique de la structure. L'ingénieur est donc confronté à une problématique d'évaluation de la structure avant sa réhabilitation. Souvent il n'y a aucun document, plans, devis ou notes de calculs permettant de faciliter l'évaluation structurale. Avec les différents types de structure, il est difficile pour l'ingénieur de savoir à première vue ce que la réhabilitation comportera. Des essais en laboratoire doivent être effectués sur le béton pour connaître ses caractéristiques de base. De plus, les structures de béton armé ne dévoilent pas le patron de l'armature interne et la conception d'origine. L'ingénieur doit donc s'assurer de la capacité structurale de base avant de définir le type de réhabilitation possible pour obtenir un gain en résistance acceptable et conforme aux normes en vigueur. L'évaluation de cette capacité se fait par

calculs théoriques, par essais sur le chantier et il est même parfois possible de mettre à l'essai en laboratoire des échantillons de poutres. Il devient alors plus facile pour l'ingénieur de proposer une méthode de réhabilitation basée sur une évaluation concrète. Pour les structures en béton armé ces méthodes comprennent l'ajout de nouveaux éléments structuraux, la reconstruction complète de l'élément, la réparation locale à l'aide de nouveau mortier, le renforcement avec matériau composite avancé collé sur l'élément ou encore une combinaison des deux dernières méthodes.

Avant l'utilisation de matériau composite, l'acier était utilisé comme matériau secondaire de renforcement. En effet, il est prouvé que l'utilisation d'époxy et de plaque d'acier pouvait être économique et pratique pour la réhabilitation des structures en béton armé et ce tant pour les bâtiments que les structures de ponts. Cependant, les problèmes de corrosion reliés à l'utilisation de l'acier ont poussé les chercheurs à explorer de nouvelles solutions. Depuis le début des années 1990, beaucoup de recherches tendent à remplacer l'acier par des plaques ou lamelles de matériaux composites avancés (MCA) tel que ceux à base de fibres de verre et de carbone (Bonacci et Maalej 2000).

Dans le cas qui fait l'objet de ce rapport, des poutres secondaires d'un bâtiment, soit l'édifice Eaton à Montréal, ont été mises à l'essai en laboratoire et réhabilitées à l'aide de MCA. Les poutres de ce bâtiment datant des années 30, présentent des caractéristiques différentes au niveau de la conception et de l'utilisation d'un système d'armature de type Kahn. Les essais et les données d'origine permettent de faire une bonne évaluation du gain en capacité obtenu par la réhabilitation à l'aide de matériaux composites.

L'utilisation de matériau en polymère renforcé de fibres est une des solutions de plus en plus connue dans l'industrie de la construction. Les fibres sont généralement du carbone, du verre ou de l'aramide noyées dans une matrice de type polymère. L'ensemble possède des propriétés intéressantes. Les matériaux composites sont

renommés pour avoir une grande force de résistance et une bonne rigidité tout en ayant un faible poids en comparaison avec les matériaux traditionnels comme l'acier et le béton. De plus, plusieurs types de fibres sont reconnues comme résistantes à la corrosion et possédant une neutralité électromagnétique. Il s'agit d'un matériau élastique dont la rupture en traction est soudaine et n'offre pas la réserve de ductilité propre à l'acier. Pour éviter ce genre de rupture soudaine, il est possible avec un dimensionnement approprié, d'avoir un certain niveau de déformation (Sharif et al. 1994, Bonacci 1996, Lamothe et al. 1998). L'utilisation de MCA pour la réparation et le renforcement des structures de béton armé est en évolution. Mais le volume d'utilisation est encore très bas. Ceci est dû au manque de données sur le comportement à long terme de ce matériau et aussi à son coût élevé du matériau. De plus, plusieurs questions restent encore sans réponse comme par exemple : les résistances des réparations et du renforcement sous l'action du gel-dégel, les agents agressifs extérieurs et leur fatigue (Toutanji et Gomezz 1997).

Malgré son faible taux d'utilisation, plusieurs types de structure en béton armé profitent de ce genre de renforcement et ce dans beaucoup de pays tel que le Canada, la Suisse, l'Allemagne, la Belgique, la France, l'Angleterre, les Etats-Unis et plusieurs autres (Ballinger et al. 1993).

Le projet de recherche que nous présentons ici, tente de proposer une solution pratique et théorique à toutes les questions précédentes. Il s'agit d'un édifice existant qui est présentement en réhabilitation. Notre objectif est d'évaluer les gains en capacité générés par la réhabilitation de poutres échantillonnées (grandeurs natures) et testées en laboratoire. De ce fait, nous présenterons les objectifs de notre recherche, la méthodologie, une description de l'édifice en réhabilitation, une évaluation structurale théorique et pratique avant et après renforcement et enfin une conclusion et des recommandations pour l'utilisation de matériaux composites.

CHAPITRE 1

DESCRIPTION DU PROJET DE RECHERCHE

1.1 Objectifs du projet de recherche

L'objectif général de ce projet est de caractériser et évaluer les poutres en béton armé du système Kahn avant et après un renforcement en flexion et en cisaillement à l'aide de matériau composite en fibre de carbone.

Les poutres sont des échantillons prélevés au centre commercial Eaton qui est présentement en cours de rénovation. Ce bâtiment fait aussi état d'une mise en conformité aux normes en rapport avec les différents codes applicables, dont une mise en conformité sismique. La construction de la partie du bâtiment qui nous intéresse date de 1930 (figure 2.2 p.7) et les poutres sont armées du système de type Kahn combiné à des aciers de compositions différentes et de types différents. Ce système d'armature sera expliqué dans les sections subséquentes.

Plus particulièrement, les objectifs spécifiques du projet sont :

1. Caractériser le patron d'armature et les propriétés des matériaux composant les poutres échantillonnées.
2. Évaluer expérimentalement les poutres avant réhabilitation.
3. Établir une stratégie de renforcement (réhabilitation et renforcement).
4. Évaluer expérimentalement l'efficacité du renforcement en flexion et en cisaillement.
5. Comparer les capacités prédites par la théorie avec les valeurs expérimentales.

1.2 Méthodologie générale

Ces poutres d'une longueur approximative de 5 mètres et au nombre de trois sont mises à l'essai statique.

La méthodologie générale est la suivante :

1. Procéder à la mise à l'essai des poutres échantillonnées en flexion à 4 points et à 3 points (flexion et cisaillement).
2. Caractériser l'acier d'armature de façon mécanique et élastique.
3. Établir une stratégie de renforcement à partir de données expérimentales et des calculs théoriques.
4. Réparer et renforcer les poutres mises à l'essai précédemment.
5. Mettre à l'essai les poutres réhabilitées en flexion à 4 points et flexion à 3 points.
6. Comparer et analyser les résultats.

1.3 Présentation du mémoire

Comme nous l'avons déjà mentionné, ce mémoire vise l'évaluation du gain en renforcement à l'aide de MCA sur des poutres provenant d'un édifice présentement en réhabilitation.

Mise à part l'introduction et la conclusion, nous présentons, au chapitre 2, une description de l'édifice en réhabilitation. Une rétrospective des recherches portant sur le gain en résistance par l'utilisation de MCA et une évolution des calculs au cours des 75 dernières années sont présentées au chapitre 3 et 4. Ensuite la description des poutres échantillons est présentée au chapitre 5 et la description du programme d'essai est présentée au chapitre 6. Les chapitres 7, 8 et 9 présentent respectivement les résultats des essais en laboratoire avant réhabilitation, la stratégie adoptée pour le renforcement ainsi que le programme d'essai des poutres réhabilitées. Enfin, une analyse complète des résultats est effectuée au chapitre 10 pour valider le gain en capacité suite au renforcement en MCA.

CHAPITRE 2

DESCRIPTION DE L'ÉDIFICE EN RÉHABILITATION

Récemment la compagnie Ivanhoé inc. s'est portée acquéreur de l'édifice de la Compagnie T. Eaton Limitée au centre ville de Montréal. En vertu de cette entente, Ivanhoé est propriétaire de l'immeuble de neuf étages pour un montant de 34 millions de dollars (www.ivanhoe.com). Suite à l'achat de ce bâtiment, la Société immobilière procède à la réhabilitation de ce complexe pour la somme de cent millions de dollars. Ce nouveau projet vise la réhabilitation complète de l'édifice.

L'édifice de la compagnie T.Eaton Limitée a une superficie de plus d'un million de pieds carrés (92903 mètres carrés). Il est situé sur la plus importante artère commerciale de la métropole, la rue Ste-Catherine, à l'angle de la rue University (705 rue Ste-Catherine) (figure 2.1).

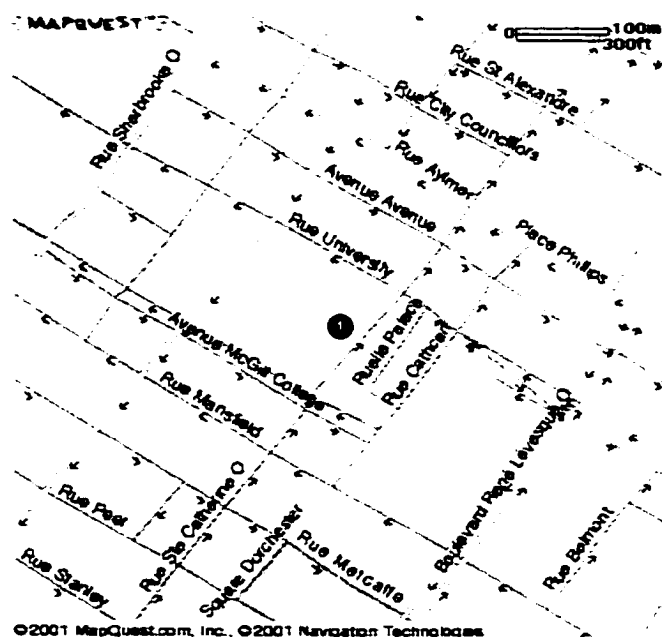


Figure 2.1 Situation géographique de l'édifice Eaton au centre-ville de Montréal

(www.mapquest.com)

Cet immeuble est aussi relié à l'important réseau souterrain de Montréal et à la station de métro McGill. L'édifice actuel est le résultat de la construction de quatre bâtiments adjacents depuis le début des années vingt.

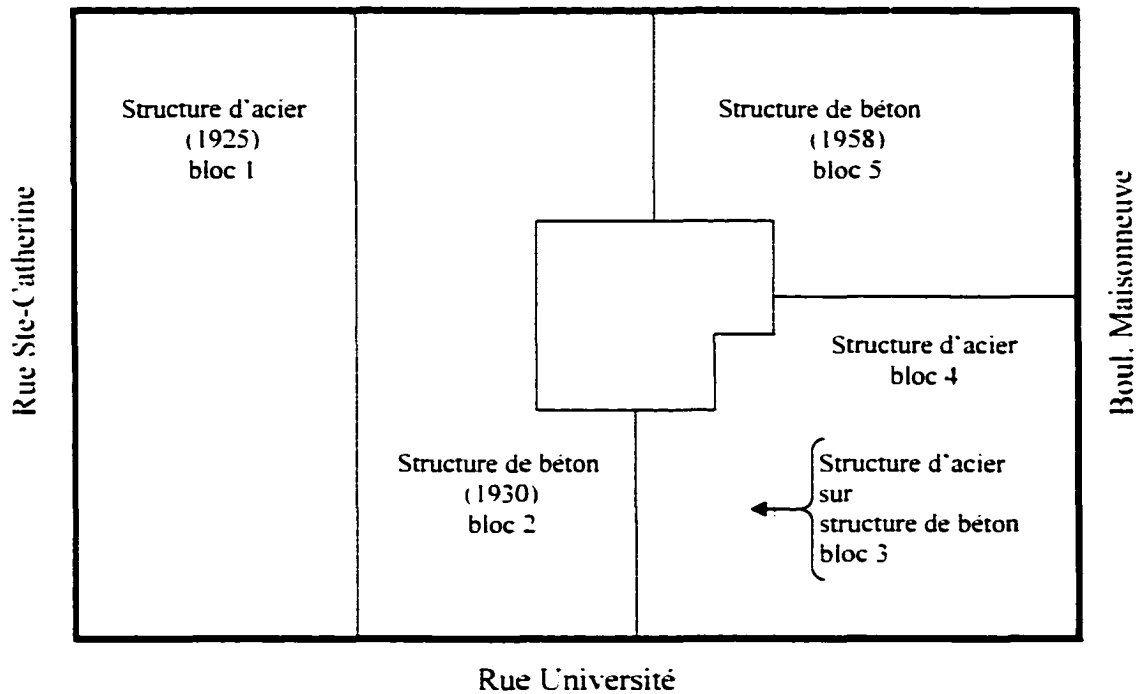


Figure 2.2 Constructions successives depuis les années 20

Comme on le constate sur la figure 2.2, il existe plusieurs sections ou ajouts à ce bâtiment appartenant à des types de construction différents. On retrouve une combinaison de structure d'acier et de béton et un revêtement extérieur en pierre de taille.

Le bâtiment a une longueur de 145.2 mètres, une largeur de 63.3 mètres, et une hauteur de 41.6 mètres. Les figures 2.3 et 2.4 montrent les façades de ce bâtiment lors de sa réhabilitation en 2001.



Figure 2.3 Édifice Eaton durant les travaux

Le tableau I montre chronologiquement les étapes de construction depuis l'existence de ce bâtiment. De plus, les ajouts et les modifications au bâtiment y sont décrits.

Les travaux de réhabilitation actuels consistent à faire la transformation de ce bâtiment en un endroit où convergeront une série de magasins et une série de bureaux cossus

ayant tous vue sur un atrium intérieur. Le tableau II présente la transformation des étages futurs.

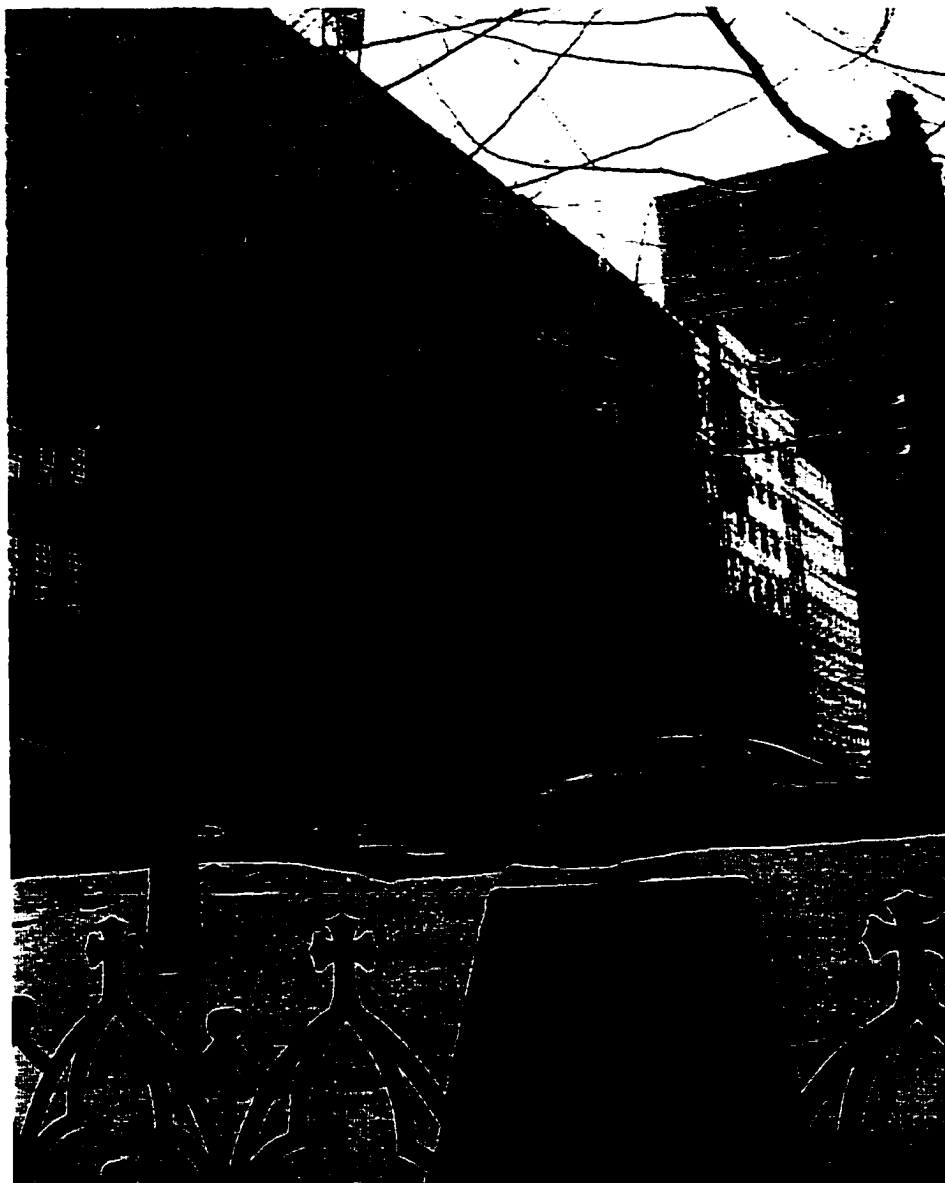


Figure 2.4 Édifice Eaton durant les travaux (rue Ste-Catherine)

TABEAU I
CHRONOLOGIE DES CONSTRUCTIONS ET AJOUTS

Date	Ajout	Description
1925	Nouvelle construction	Construction neuve, ancien magasin Good Win.
1930	Nouvelle construction	Ajout du troisième étage et du restaurant (classé maintenant historique)
1941	Ajout	Construction de l'escalier roulant
1958	Nouvelle construction	Agrandissement du bâtiment vers le boulevard Maisonneuve
1966	Ajout	Raccordement au métro de Montréal

Suite aux exigences du bureau de génie conseil, un renforcement sismique est recommandé. Dans le but de ne pas nuire à la circulation des usagés et à l'emplacement de la mécanique et de conserver l'intégrité architecturale, les représentants ont opté pour un système d'amortisseurs par friction conçus par Pall Dynamics Limited.

Ensuite, viennent les réparations associées à la structure elle-même. La firme de construction retient les services d'un laboratoire (Technisol inc.), consultant en géotechnique et en contrôle qualitatif des matériaux, pour la réalisation d'une expertise technique relative à l'évaluation de l'état et à la composition des dalles de 6 niveaux de plancher. Cette évaluation est effectuée à partir de travaux de carottage des différents planchers, d'examen visuels et d'essais en laboratoire.

Cependant, avec la progression des travaux, et la mise à nue de la structure, certaines observations sur le mauvais état de la structure sont rapportés à la firme en structure mandatée pour le projet. De plus, l'effondrement d'une section de plancher au rez-de-

chaussée a eu pour effet d'inciter le laboratoire à une inspection détaillée de la structure. Suite à cette inspection structurale, des irrégularités sont décelées.

TABLEAU II
TRANSFORMATIONS DU BÂTIMENT

Étage ou localisation	Type d'occupation
Du Rez-de-chaussée au 2 ^{ème}	Magasin Les Ailes de la Mode avec commerces et boutiques adjacents
Troisième et quatrième	Magasin Les Ailes de la Mode
Cinquième	Commerces et boutiques
Du 6 ^{ème} au 9 ^{ème}	Bureaux et emplacement d'affaire et le restaurant qui sera toujours conservé puisqu'il représente une valeur patrimoniale.

Chronologiquement voici les détails du procédé et les irrégularités décelées :

1. Campagne d'essais pour l'évaluation de la qualité du béton des dalles par Technisol inc.
2. Début des travaux de démolition pour l'atrium.
3. Effondrement d'une section de plancher du rez-de-chaussée.
4. Inspection détaillée de l'édifice mettant en évidence les irrégularités suivantes :
 - La charpente entre les axes 7 et 14 (voir le plan clé, Annexe 5) est constituée d'une structure de béton des fondations au plancher du cinquième étage inclusivement. Cette section du bâtiment comporte une structure endommagée. Il s'agit plus particulièrement de déficiences lors de la construction de ce bâtiment.
 - On y trouve beaucoup de délamination située sous les armatures du bas des poutres secondaires (couvert de l'armature). Cette observation est fréquente et se retrouve sur plusieurs étages.

- La qualité du béton, particulièrement pour les poutres secondaires, semble douteuse.
 - L'armature utilisée dans les poutres est particulière. Nous ne retrouvons plus ce type d'armature dans la pratique d'aujourd'hui (système Kahn).
 - La base des colonnes de béton qui s'appuient sur le 3^{ème} étage n'est pas goujonnée. Il n'y a aucune continuité entre les armatures de la colonne inférieure et celle au-dessus du 3^{ème} plancher.
 - Le treillis métallique des dalles est apparent à plusieurs endroits.
 - Fissuration de poutres et des dalles.
5. Campagne d'évaluation du béton et des poutres dont la caractérisation structurale des poutres secondaires présentant une délamination.

Suite à ces circonstances particulières, l'École de technologie supérieure est alors mandatée pour faire une évaluation de la capacité portante de ces poutres secondaires. Trois poutres échantillons sont donc prélevées dans le bâtiment et livrées au laboratoire de structures lourdes de l'ÉTS. Celles-ci ont servi aux essais faisant l'objet de ce projet pour l'évaluation de leur capacité dans leur état endommagé puis ensuite à leur réhabilitation à l'aide de MCA.

CHAPITRE 3

REVUE DE LA LITTÉRATURE

Depuis la constatation de la détérioration des ouvrages d'art et des différentes structures en béton armé, de nombreuses techniques de renforcement et de protection se sont développées. Ainsi, le béton projeté, l'installation de câbles postcontraints extérieurs, l'installation de plaques d'acier, et la protection cathodique font partie des systèmes de protection, de renforcement et d'amélioration des structures développées (Beaudoin Y. 1999). On constate aussi, par la lecture de récentes publications, que certains produits, tels les matériaux composites, pourraient éventuellement remplacer l'acier d'armature dans plusieurs de des applications actuelles. Cependant, le coût relié aux MCA reste encore l'une des contraintes importantes face à un marché traditionnel optant pour des matériaux standards.

Les réparations et l'utilisation de matériau composite pour le renforcement des structures ont évolué depuis les 30 dernières années. Les premiers documents de publication sur le renforcement portent sur la réhabilitation, en 1964, d'une structure en béton située en Afrique du Sud. Il s'agissait, à l'époque, d'un renforcement des poutres du sous-sol d'un bâtiment à logements avec des plaques d'acier collées à l'aide d'une matrice polymère (Bonacci et Maalej 2000). Dans cette situation, le renforcement s'est avéré nécessaire puisque l'acier d'armature a été omis lors de la construction.

Un matériau composite résulte de l'union ou de l'utilisation d'au moins deux matériaux différents par leur nature, leur forme et leur fonction, et dont les qualités intrinsèques initiales se combinent et se complètent pour donner un matériau hétérogène dont les performances globales sont améliorées (Beaudoin Y. 1999). Le matériau composite utilisé dans la réhabilitation des poutres est constitué d'une matrice polymérique et d'un matériau de renfort qui se présente sous forme de fibre. La matrice permet le transfert

des contraintes aux fibres. De plus, la matrice joue un rôle de protection contre les agressions externes qui peuvent survenir. Pour ce qui est des fibres, elles procurent la résistance et la rigidité au composite.

La matrice utilisée, souvent appelée résine, doit posséder plusieurs qualités, soit : une bonne adhésion aux fibres, une bonne résistance au cisaillement et une bonne ductilité. Il existe plusieurs types de résines sur le marché; cependant, dans ce projet, nous allons seulement identifier un type de résine. Les propriétés mécaniques d'une matrice peuvent varier en fonction de la température, de l'humidité et de l'exposition aux rayons ultraviolets. Les matrices organiques, telle la résine, se divisent en deux grandes catégories soit les thermodurcissables et les thermoplastiques. Les thermodurcissables s'adoucissent sous la chaleur et durcissent avec le froid. Tandis que les thermoplastiques subissent une réaction chimique irréversible après polymérisation. Les résines les plus utilisées dans la réhabilitation des structures sont les époxyes, les polyesters et les vinylesters.

La résine époxydique, qui est utilisée dans la réhabilitation des poutres de ce projet, est la plus couramment utilisée dans les secteurs aéronautiques, spatiaux et militaires. Les avantages de ce matériau sont :

- une excellente résistance aux attaques de plusieurs solutions chimiques;
- une bonne résistance à l'absorption d'eau;
- un faible retrait lors du durcissement;
- une très bonne adhésion à plusieurs substrats;
- une bonne isolation électrique;
- de bonnes propriétés mécaniques et ce jusqu'à 150 °C.

Les inconvénients de l'utilisation de cette résine sont une polymérisation lente et un coût relativement élevé.

En second lieu, vient le choix de la fibre. Les fibres que nous utiliserons sont des fibres de carbone. Fréquemment employées dans le secteur de l'aéronautique et dans la fabrication d'article de sport, les fibres de carbone sont très appropriées pour les applications différentes du génie civil. La fibre de carbone procure au matériau composite une rigidité et une résistance très élevées dans les directions des contraintes. Ce type de fibre résiste aux agressions externes et possède un très bon comportement à l'humidité. De plus, il a une excellente tenue à la fatigue. Les propriétés typiques de la fibre de carbone sont les suivantes :

- Une masse volumique variant de 1750 à 2160 kg/m³.
- Un diamètre entre 7 à 10 microns.
- Une résistance en traction variant de 220 à 758 GPa.
- Une déformation ultime variant de 0,5 à 1,8 %.

L'utilisation de matériaux composites dans la réhabilitation des structures fait ses débuts dans les années 90 en Suisse et en Allemagne. Un des premiers cas rapporté est celui du pont de l'Ibach à Lucerne où un câble de précontrainte en acier s'est rompu lors de travaux de réhabilitation. Celui-ci est alors remplacé par le collage de bandes de fibres de carbone sous la section endommagée (Meier et coll. 1992). Au Canada, l'utilisation de ce type de matériau se fait dans les structures de ponts et de garages étagés. En Alberta, la fibre de carbone est utilisée pour le renforcement de trois poutres de pont (Alexander et Chang 1996; Bonacci J.F. et coll. 2000). En 1996, à Winnipeg, la structure d'un toit en béton préfabriqué est renforcée pour permettre l'ajout d'équipement sur le toit (Bonacci J.F. et coll. 2000). À Sherbrooke, le matériau composite a été utilisé pour le renforcement de la structure en béton armé très détériorée du stationnement extérieur Webster construit en 1959 (Bonacci J.F. et coll. 2000). Ces dernières années, d'autres ouvrages voient leur structure renforcée à l'aide de matériau composite et ce dans le monde entier.

Il existe différentes raisons qui peuvent rendre nécessaire la réhabilitation d'une structure. La raison la plus évidente est lors de l'apparition de fissures ou lors d'une détérioration comme par exemple la perte du recouvrement de béton. Des mesures doivent alors être prises pour constater l'évolution et l'ampleur du problème pour, par la suite, faire l'étude d'une solution acceptable et ce à deux niveaux : faisabilité technique et économique. Avant l'application des matériaux composites, la réparation des ouvrages pouvait s'effectuer à l'aide de plaques d'acier collées ou ancrées mécaniquement. Cette technique, connue sous le nom de l'Hermite, est une technique couramment utilisée depuis 1967 (Djelal C. et coll. 1996). Son principe est le suivant : 'Sous l'influence des surcharges, les aciers existants verront leurs taux de travail continuer à croître puisque le supplément de contrainte sera réparti entre ces aciers et le renfort' (Djelal C. et coll. 1996). Les épaisseurs des plaques d'acier utilisées sont de 1mm, 3mm, 5mm et 6mm. Les résultats enregistrés démontrent que l'ajout de plaques d'acier collées à des éléments structuraux augmente leur rigidité tout en réduisant les fissurations et les déformations structurales. De plus, elles contribuent à l'augmentation de la capacité structurale ultime (Saahatmanesh, H. et coll. 1991). Cette technique de renforcement est utilisée avec succès en Europe, en Afrique du Sud et au Japon et ce, toujours dans le but d'augmenter la capacité portante des poutres de ponts (Bonacci, J.F. et coll. 2000).

Les matériaux composites présentent beaucoup d'avantages en comparaison aux plaques d'acier. Leur masse volumique faible, leur maniabilité, la facilité de mise en œuvre et la résistance aux agents agressifs entraînant la corrosion en font un matériau très intéressant. Les travaux de Meier et coll. 1992 permettent de mettre en évidence les propriétés remarquables de ces matériaux, et dès 1987, Meier démontre que l'on peut les utiliser pour le renforcement d'ouvrages en béton armé.

Le principe de base de l'utilisation de ce nouveau matériau est l'augmentation de la résistance en flexion et en cisaillement d'une poutre en béton armé, la distribution des

efforts se faisant entre le béton, l'acier d'armature et le renforcement. Les ponts, les garages extérieurs et intérieurs, tous les types de structure de béton armé y compris les bâtiments qui ne répondent plus aux règlements et normes associées à la charge d'utilisation en sont des exemples concrets pour lesquels on peut utiliser le matériau composite. De nombreuses études démontrent tout le potentiel d'utilisation des composites comme renforcement externe.

3.1 L'utilisation des MCA pour le renforcement en flexion

La majorité des ouvrages publiés à ce jour démontrent que les objectifs d'utilisation pour les MCA sont d'augmenter la résistance à une nouvelle charge de service, d'augmenter la charge ultime et d'augmenter la rigidité de la structure en béton armé visée (Bonacci, J.F. 1996). L'utilisation de matériau de renforcement ayant les fibres orientées dans le sens de la longueur, procure une meilleure réaction et de ce fait une augmentation de la capacité en flexion (Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structure, 2001). On rapporte des augmentations de 10% à 160% de la capacité en flexion lors de l'utilisation de matériau composite (Meier et Kaiser 1991 ; Ritchie et coll. 1991 ; Sharif et coll. 1994).

Spadea, G. et coll. (1998) font état du renforcement extérieur à l'aide de fibre de carbone. Le but de leur étude est d'établir une comparaison structurale entre des poutres en béton armé renforcées et une poutre témoin. La méthodologie est la suivante : 4 poutres, dont 3 renforcées à l'aide de plaques en fibre de carbone, soumises mécaniquement à un test en flexion à quatre points avec une longueur non supportée de 4.8 mètres. La configuration des poutres est de 5 mètres de long avec une section transversale de 140mm × 300mm. L'application du renforcement externe est différente pour les trois poutres. Cependant, ici il s'agit de vérifier l'augmentation du gain de résistance à la flexion suite à l'utilisation de MCA. Les résultats finaux démontrent une

augmentation de 20 à 30% de la résistance en comparaison avec la poutre témoin. De plus, avec l'utilisation d'ancrage mécanique appliqué à la lamelle de carbone, une augmentation de 70% est enregistrée. La conclusion de cette étude démontre qu'une augmentation significative de la résistance en flexion de la poutre est due en grande partie à la méthode d'application du matériau.

Faza Salem S. et coll. (1994) font une étude comparative entre la réhabilitation de poutres en béton armé avec des plaques d'acier et des MCA en fibre de carbone. L'objectif principal de cette recherche est d'étudier d'évaluer l'application de fibre de carbone en tissus par un recouvrement complet des trois faces de la poutre en comparaison avec l'ancienne technique de réhabilitation avec l'acier. Dans un premier temps, les poutres sont chargées jusqu'à l'apparition de fissures en surface tout en étant près de la limite élastique. Par la suite, la charge est retirée pour permettre l'application de l'époxy et le recouvrement de la poutre avec le tissu de carbone. Vingt et une poutres sont fabriquées pour cette étude. Les poutres ont une dimension de 6po. × 12po. × 120po (152mm × 304mm × 3048mm) et l'armature de tension et de cisaillement est la même pour toutes les poutres. L'étude comparative comporte plusieurs modèles. Les poutres sont renforcées avec différents patrons de recouvrement, avec cependant une variation de 1.5% entre les patrons de recouvrement. L'étude démontre que le patron de recouvrement en composite n'est pas important et que seul le recouvrement lui-même de fibre de carbone l'est. Dans le cadre de son étude, le gain de résistance en flexion pour les poutres pré chargées comme les autres, atteint 44% à 67%.

Timothy, W. White et coll. (2001) présentent une étude expérimentale sur les effets du taux de chargement sur des poutres en béton armé renforcées à l'aide de MCA. Les échantillons fabriqués comptent neuf poutres de 3 mètres chacune renforcées de bande de carbone de type S. Deux des poutres ont subis un cycle de pré-chargement. Après ce cycle, des bandes de carbone sont appliquées et les poutres sont soumises à vingt cycles de chargement. Suite aux essais en laboratoire, les deux poutres démontrent une

augmentation en résistance et en rigidité. Le gain en résistance mesuré varie entre 16% et 17%. De plus, la conclusion de l'étude ne démontre aucune différence, après comparaison, entre les poutres pré-chargées et celles non pré-chargées. On note cependant, une réduction de la ductilité. L'absorption de l'énergie étant réduite par l'utilisation du MCA.

Plusieurs autres études démontrent l'applicabilité de l'utilisation de fibre de carbone comme renforcement de poutres en béton armé comme par exemple Kaiser 1989 qui utilise une lamination de matériau composite avancé aux poutres de béton armé pour augmenter la résistance ultime de 22%. De même que dans certains cas le gain en résistance peut aller jusqu'à 245% (Saadatmanesh et Ehsani 1990).

Les recherches, démontrent que l'utilisation de matériau composite avancé en fibre de carbone pour le renforcement des structures en béton armé augmente la résistance en flexion. Aussi, il y a plusieurs autres avantages reliés à l'utilisation de ce matériau comme la résistance aux agents agressifs, la résistance à la corrosion et la facilité de pose. Cependant, il est important de bien comprendre le mécanisme de fonctionnement de ce matériau car l'ancrage et l'utilisation de la matrice d'époxy en font une utilisation complexe. Une attention particulière doit cependant être portée à la rupture du matériau car celle-ci peut être soudaine et brutale.

3.2 Les modes de rupture

Il existe plusieurs modes de rupture des poutres renforcées en flexion à l'aide de MCA (Djelal, C. et coll. 1996, Chaallal, O. et coll. 1997). On note, en fait, deux modes de rupture principaux : les modes de rupture classique et prématurée. Il existe beaucoup de types secondaires de ruptures. Nous présentons ici les ruptures les plus fréquentes lors de l'utilisation de MCA.

- La rupture fragile en tension dans le matériau de renforcement. Ce type de rupture arrive soudainement, avec un claquement et une rupture du matériau (mode classique).
- La rupture du béton par compression. C'est-à-dire la rupture classique du béton dans sa zone de compression (mode classique).
- Une rupture aux interfaces composite-adhésif ou béton-adhésif ou rupture interlaminaire en cisaillement (mode prématuré).
- Et la rupture par décollement du matériau. Entraîné généralement par l'apparition de fissure dans le béton ou simplement par la non uniformité de la surface de contact (mode prématuré).

3.3 L'utilisation des MCA pour le renforcement en cisaillement

Dans la construction d'ouvrage en béton armé, les poutres sont conçues de façon à donner leur plein rendement en flexion et ce dans le but de s'assurer d'une rupture ductile sous l'effet d'une charge extrême. Si dans certain cas nous avons une poutre déficiente initialement en cisaillement, le danger de rupture soudaine est alors imminent. Dans le cas où l'armature en cisaillement serait inadéquate nous avons la possibilité de renforcer celle-ci avec l'aide de matériau composite avancé. Il existe, à ce jour, deux techniques pour ce type de renforcement, soit : l'utilisation de bandes collées sur la surface extérieures et ce dans la zone de cisaillement ou encore avec l'aide d'un recouvrement complet en 'U' (voir figure 3.1).

Chaallal, O., Nollet, M-J., et Perraton, D., (1998) ont fait une recherche expérimentale sur l'utilisation de lamelle en fibres de carbone comme armature supplémentaire extérieure pour l'augmentation de la résistance en cisaillement. Dans cette étude, une série de huit poutres sont produites avec un béton commercial et des dimensions de 150mm × 250mm × 1300mm. Le programme d'essais comprend des poutres de contrôle

'dites' à capacité maximal (FS) et des poutres sous armées en cisaillement. Ces poutres sous-armées sont renforcées à l'aide de lamelles à 90° ou à 135° par rapport à l'axe longitudinale de la poutre. Les résultats démontrent qu'un renforcement externe incliné est plus efficace en terme de rigidité et de propagation des fissures. Cependant, les lamelles sont déficientes en arrachement dans les zones de tension. Pour remédier à ce problème, les auteurs proposent d'envelopper complètement l'âme de la poutre dans les zones fortement sollicitées. La continuité du renforcement minimise les zones de contraintes et augmente la performance du matériau. De façon générale, l'utilisation de bandes de fibre de carbone augmente la résistance en cisaillement des poutres.



Figure 3.1 Type d'enveloppement avec un tissu de MCA

Une autre étude faite par Chaallal et coll (2002), démontre l'utilisation de fibres de carbone pour le renforcement de poutres. Cette étude comporte quatorze poutres en 'T' de grande échelle ayant une longueur de 20'-0" (6090mm) et une section de 6po × 12po (152mm × 304mm). Cette étude est une première dans l'utilisation de FRP pour le renforcement de poutre expérimentale de cette dimension. L'espacement de l'acier d'armature en cisaillement des poutres varie de 140mm, 203mm, 406mm et 610mm. Chaque série est constituée d'une poutre témoin et trois poutres renforcées ayant respectivement une couche, deux couches et trois couches de fibres. Selon les résultats obtenus, l'augmentation de la résistance en cisaillement augmente avec le nombre de

couches de fibre mais en incluant le facteur armature interne des poutres. Ce qui signifie que le nombre de couches optimum de matériau composite dépend de l'armature interne en cisaillement. Une augmentation de 27% en cisaillement (avec une couche) est observée lors de la première expérience. De plus, les résultats démontrent bien la reprise des efforts en cisaillement du matériau composite lors du manque d'armature interne.

Dans le domaine du cisaillement, d'autres recherches effectuées démontrent un gain de résistance en cisaillement. Toutes ces études utilisent différentes techniques et restent limitées sur certains points ce qui entraîne des conclusions conflictuelles (Chaallal et Coll. 2002). De plus, l'augmentation de la résistance est fonction directe du pourcentage d'armature interne. Il ne faut pas alors prendre pour acquis qu'un renforcement en cisaillement apportera des gains de résistance de l'ordre de 50%. Mais tous sont d'accord que l'utilisation de MCA comme matériau de renforcement en cisaillement offre un gain de résistance et n'offre que très peu d'inconvénient à son utilisation.

Comme on le constate lors des études de cas de renforcement en flexion et en cisaillement, l'utilisation de matériaux composites est en hausse dans le domaine du génie civil. Ceux-ci offrent beaucoup de possibilités et sont appelés à augmenter en popularité dans le domaine de la réhabilitation.

CHAPITRE 4

ÉVOLUTION DES MÉTHODES DE CALCULS

4.1 Méthode et description de calculs utilisés dans les années 1930

Au cours du dernier siècle, les concepts de base des méthodes de calculs des poutres en béton armé sont restés relativement constants. Cependant, l'évolution des connaissances dans le domaine des matériaux et le développement de matériaux plus performants ont entraîné des modifications dans les méthodes de calcul. Selon la documentation existante, la construction de l'édifice Eaton s'est avérée simple tant pour le choix des matériaux que pour les méthodes de calcul. Nous vous présentons, dans ce chapitre, un résumé de la méthode de calcul utilisée dans les années de construction de l'édifice Eaton pour évaluer la capacité théorique des poutres en 'T' de notre projet. Par la suite, les valeurs obtenues seront comparées avec celles données par la norme en vigueur aujourd'hui afin de voir l'influence de l'évolution des normes sur la capacité structurale.

La sélection du type de béton, comme aujourd'hui, débute par le choix du rapport eau/ciment qui s'effectue à l'aide de la courbe d'Abram datant de 1918 (Voir figure 4.1, courbe de 1918). Cette courbe propose des conditions idéales de mélange, de mise en place et de cure ce qui n'est généralement pas le cas en pratique. Cette courbe sera donc modifiée au fil des années pour permettre une meilleure représentation des conditions in situ (figure 4.2). La figure 4.2 présente graphiquement les spécifications de compression de l'American Concrete Institute de 1928.

La contrainte de compression f'_c varie généralement de 2000 psi à 3750 psi (13.78 MPa à 25.85 MPa) et on recommande d'utiliser en flexion $0.4f'_c$ et 0.02 à $0.06f'_c$ pour le cisaillement (selon le 'Joint Code' de 1920 – 1940, voir annexe 1).

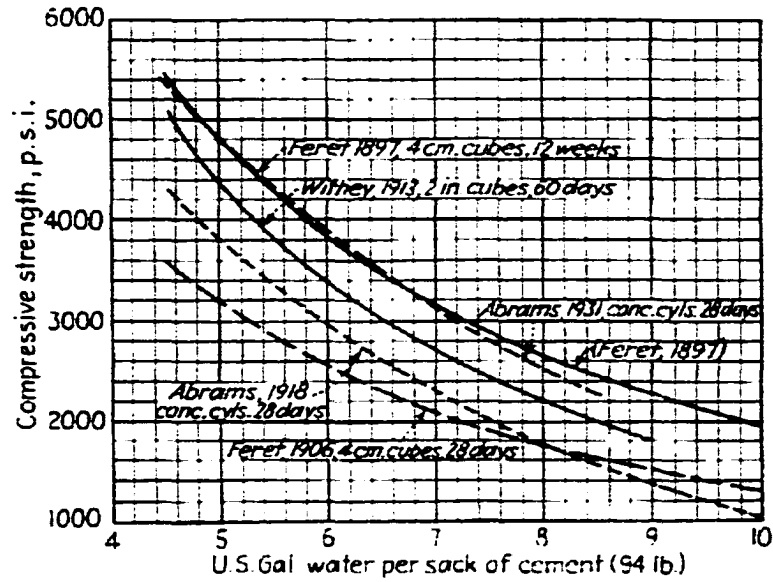


Figure 4.1 Courbe d'Abram
(Urquart et O'Rourke. Design of Concrete Structure. 1940, p.15)

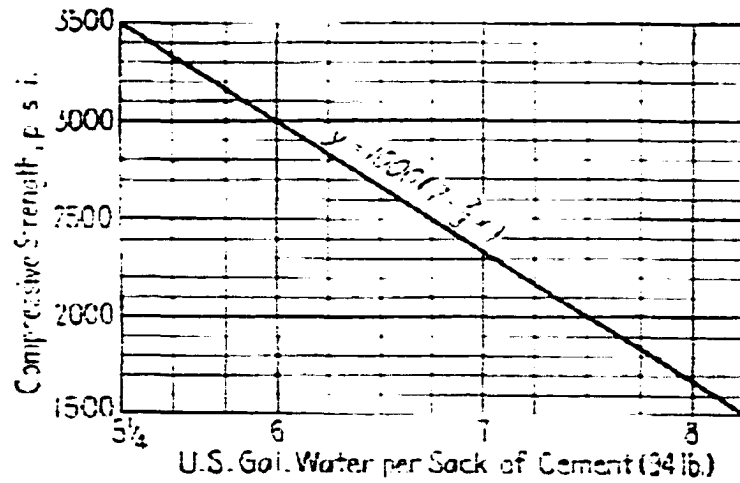


FIG. 3.
Figure 4.2 Courbe pour évaluation du rapport eau/ciment
(Urquart et O'Rourke. Design of Concrete Structure. 1940, p.18)

Selon les méthodes de cette époque, la considération du facteur économique et la facilité de réalisation des coffrages par les charpentiers sont d'importantes caractéristiques de conception. C'est pour cette raison que, généralement, le facteur économique est comblé lorsque la section est dimensionnée en fonction de la hauteur et de la largeur en utilisant le facteur suivant : soit b étant proportionnelle entre la demi et le $\frac{3}{4}$ de d . De plus, le design d'une poutre doit prendre en considération la perte de bois encouru. Selon cette dernière recommandation, des dimensions standards de bois doivent être utilisées pour le fond du coffrage.

Pour ce qui est de l'acier d'armature, seules certaines recommandations doivent être observées. L'acier d'armature utilisé doit avoir une bonne adhérence avec le béton et s'incorporer facilement dans le coffrage. De plus, la sélection des barres doit se faire de façon à n'avoir aucun problème d'approvisionnement. Donc, le choix des barres est fonction de leur disponibilité auprès des fabricants. La nuance de l'acier est classée selon trois niveaux soit : l'acier structural, l'acier intermédiaire et l'acier dur selon la norme ASTM A-14-33. L'utilisation tend vers l'acier intermédiaire. L'acier fort en carbone doit être évité dans des endroits où les membrures sont assujetties à un impact de stress soudain. La classification selon la contrainte ultime est la suivante : l'acier structural 55.000 à 70.000 psi (379 MPa à 482 MPa), l'acier intermédiaire varie de 70.000 à 90.000 psi (482 à 620 MPa), l'acier dur quant à lui varie de 80.000 psi et plus (551 MPa). Le coefficient d'expansion de l'acier, 6.5×10^{-6} par degré Fahrenheit, est le même pour tous les dimensionnements. De plus, le module d'élasticité utilisé pour toutes les nuances est de 30.000.000 psi (206842 MPa) avec une contrainte d'élasticité correspondante f_y à 60 000 psi (413.68 MPa). On utilise aussi, selon le 'Joint Code' de 1920-40 (voir annexe 2), deux différentes contraintes de tension longitudinal admissible, soit f_s , ayant une valeur de 20.000 psi (137.89 MPa) et une autre ayant une valeur de 18.000 psi (124.10 MPa). L'utilisation de ces deux valeurs est comme suit :

- $f_s = 18\ 000$ psi est utilisé généralement dans des projets de génie civil comme par exemple des ponts, des voies ferrées, etc.

- $f_s = 20\,000$ psi est utilisé pour les structures de béton dans le domaine du bâtiment. Nous travaillerons avec cette constante dans le cadre de l'évaluation théorique des poutres.

Si on considère la limite d'écoulement de l'acier égale à 60 000 psi, ces contraintes admissibles correspondent à 30% et 33% de f_v , respectivement.

4.1.1 Calcul du moment résistant

Dans la conception des structures en béton armé, plus particulièrement les poutres en flexion, les hypothèses considérées par le 'Joint Code' des années 1920-1940 sont les suivantes :

- Les déformations unitaires de l'acier d'armature et du béton sont directement proportionnelles à la distance mesurée à partir de l'axe neutre. (Les sections droites restent planes).
- La résistance du béton tendu doit être négligée.
- La contrainte est proportionnelle à la déformation.
- Aucune contrainte initiale n'est considérée.
- Aucune force angulaire n'est considérée, toujours perpendiculaire à l'axe neutre.
- Le module d'élasticité du béton est constant.
- L'adhérence entre l'acier et le béton est considérée parfaite jusqu'à l'atteinte de la limite élastique de l'acier.
- Le diagramme des contraintes du béton est triangulaire (voir figure 4.3).

L'évaluation de la force de compression dans le béton est basée sur une distribution triangulaire des contraintes sur une hauteur kd . Le calcul en flexion d'une poutre en béton armé est effectué en calculant les moments résistants de la poutre lequel est donné soit par le moment de la force de compression dans le béton, par rapport à l'acier de

tension, M_c , ou le moment de la force de tension dans l'acier par rapport au point d'application de la force de compression dans le béton, M_s ,

$$M_c = 1/2 f_c k j (b d^2)$$

et

$$M_s = A_s f_s j d$$

M_c donne le moment résistant quand la valeur maximale limite permise est la contrainte de compression dans le béton f_c , et M_s donne le moment résistant quand la valeur maximale permise est la contrainte de tension dans l'acier f_s . Le fait d'avoir un M_s inférieur à M_c nous indique que la résistance de la poutre sera limitée par l'acier de la poutre et le contraire nous indique que la résistance sera limitée par le béton. Nous devons alors choisir le plus petit moment lors du design d'une structure.

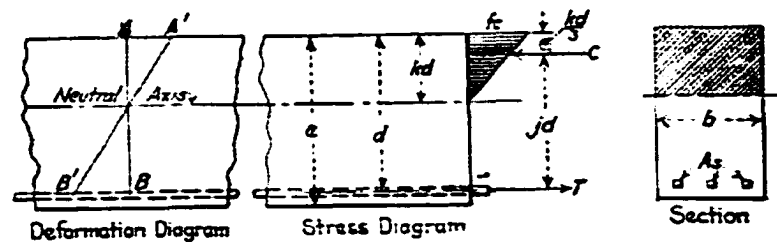


FIG. 11.

Figure 4.3 Diagramme de contraintes dans la poutre
(Urquart et O'Rourke. Design of Concrete Structure. 1940, p.54)

Dans un autre ordre d'idée, le calcul d'une structure s'effectue avec les charges réelles de conception sans pondération aucune. Il s'agit du calcul aux contraintes admissibles où le facteur de sécurité est appliqué uniquement aux propriétés des matériaux (ex. 33% de f_y et 40% de f'_c). Par exemple, prenons une conception standard d'un plancher d'une salle publique. La charge d'exploitation admise pour un plancher public, par exemple,

est de 100 lb/pi², selon les tables de 1930. Ensuite vient la charge morte pour la composition du plancher. Celle-ci doit être estimée selon les données suivantes :

- Surface de finition en bois 4 à 6 lb/pi²
- Languette de clouage 2 lb/pi²
- Béton de remplissage (2 po. épaisseur) 15 lb/pi²
- Recouvrement en plâtre 5 lb/pi²
- Plafond suspendu 10 lb/pi²
- Escarbille 7 lb/pi²

Par la suite, la comptabilisation des charges totales est faite pour trouver le moment fléchissant de la poutre sans facteur de majoration.

Les calculs des poutres échantillonnées sont présentés en annexes 6, 7, 8 et 9 et les résultats expérimentaux au chapitre 7.

4.1.2 Calcul de la capacité en cisaillement

Le renforcement en cisaillement s'effectue avec des barres verticales, inclinées ou tout simplement en remontant l'armature du fond du coffrage avec un angle de 45° par rapport à l'horizontale. L'armature en cisaillement doit être fixée solidement avec l'armature du haut pour prévenir un glissement ou un déplacement lors de la construction. La fonction de l'armature est de reprendre les forces en tension qui ne sont pas reprises par le béton. Selon le 'Joint Code', il faut supposer que l'acier reprend les 2/3 de la force totale en cisaillement. La formulation nous donne :

Pour le cisaillement total $V' = (A_s f_s jd) / s(\sin 45^\circ)$

D'où V_s pour l'armature inclinée est $A_s f_s / \sin 45^\circ$

L'espacement des étriers $s = A_s f_s j d / (0.7V_s)$

Pour notre projet, la capacité en cisaillement d'origine est faible. Le système d'armature Kahn (ailettes à 45°) offre peu ou pas d'adhérence entre le béton et l'acier d'armature en cisaillement. On peut donc supposer que les efforts en cisaillement sont repris entièrement par le béton ce qui offre peu de résistance en cisaillement.

Les calculs des poutres sont présentés en annexes 10 et les résultats expérimentaux au chapitre 7.

4.2 Description des méthodes de calcul utilisées aujourd'hui

Aujourd'hui, les calculs sont effectués avec un code réalisé au Canada et régi par une réglementation stricte. Il s'agit de la norme CSA CAN3-A23.3 publié par l'Association canadienne du ciment portland.

Les nouvelles structures doivent être conçues et calculées de façon à répondre aux exigences suivantes :

- Résister avec un degré de sécurité à toutes les charges et les déformations auxquelles elles peuvent être soumises pendant leur construction et durant leur exploitation.
- Avoir une bonne tenue en service durant toute leur vie utile.

Ce code est conçu pour une conception aux états limites. L'état limite d'un calcul correspond aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service d'une structure. On distingue deux états, soit l'état limite ultime qui concerne la sécurité et

l'état limite d'utilisation qui concerne le bon comportement en service. De ces définitions, la conception d'une structure en utilisant la méthode de calcul aux états limites consiste à dimensionner une structure de façon à éviter d'atteindre tout état limite. Cette méthode comporte plusieurs coefficients de sécurité. Les hypothèses de calculs ne diffèrent pas énormément du 'Joint Code' de 1920-1940, soit :

- Les déformations unitaires de l'acier d'armature et du béton sont directement proportionnelles à la distance mesurée à partir de l'axe neutre. (Les sections droites restent planes).
- La résistance du béton tendu doit être négligée dans les calculs de résistance pondérée à la flexion des éléments en béton.
- À la fibre extrême comprimée du béton, le raccourcissement unitaire maximal ϵ_c à utiliser pour les calculs doit être limité à 0,0035.
- La force dans l'acier d'armature doit être calculée à partir du diagramme contrainte – déformation de l'acier.
- Le diagramme des contraintes du béton est rectangulaire (voir figure 4.4).

La différence majeure entre les deux périodes de calcul soit 1920 et 1995 est l'évaluation du bloc de compression du béton et l'évaluation de la force dans l'acier d'armature. En 1920, l'évaluation se faisait avec un triangle de contrainte (voir figure 4.3) en comparaison avec aujourd'hui, nous utilisons un bloc rectangulaire 'équivalent' de contrainte simplifiant la distribution parabolique réelle (voir figure 4.4)

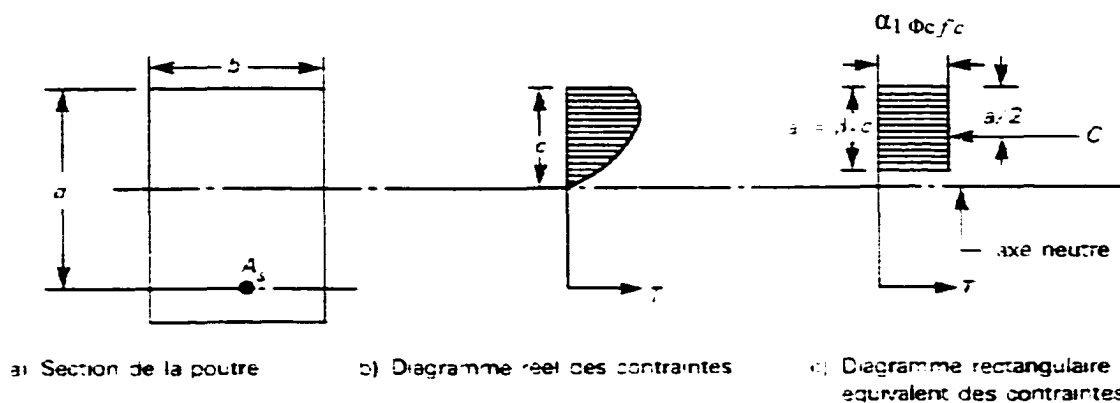


Figure 4.4 Diagramme équivalent de contraintes dans la poutre

(Samikian, A., Béton Armé Calcul aux États Limites

Théorie et Pratique, 2^{ème} édition, 1989, p.22)

Le béton en tant que matériau a aussi beaucoup évolué. Mais la méthode de sélection du béton est restée la même pour un béton standard de qualité structurale. Il suffit de faire l'évaluation du rapport eau / ciment en fonction de la résistance en compression. Un graphique peut être utilisé comme base. La figure 4.5 montre la relation typique entre la résistance en compression du béton et le dosage du ciment. Par la suite, il suffit d'effectuer les calculs avec ces données.

Le béton est défini selon sa résistance en compression à 28 f_c , exprimé en MPa. L'utilisation de facteurs de pondération est aussi utilisée. Le coefficient de résistance pour le béton comprimé est de $\phi_c=0.6$.

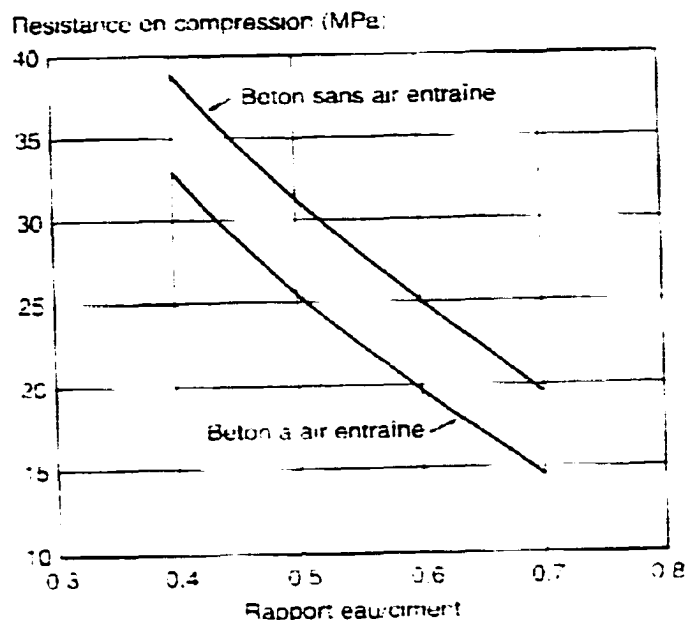


Figure 4.5 Graphique d'aide pour le rapport eau/ciment

Pour l'acier, les exigences sont prescrites dans la norme CAN3-A23.1 et CAN3-A23.3 de l'ACNOR. Ces exigences sont les suivantes :

- Une limite d'élasticité minimale spécifiée f_y à deux catégories soit 400MPa et 500MPa
- Une résistance à la rupture minimale f_u reliée à f_y en MPa soit $f_u \geq 1,25f_y$.
- Une pliabilité adéquate
- Un coefficient de réduction $\phi_s = 0,85$ pour la tension dans l'acier.

Enfin, le module d'élasticité doit être pris égal à $E_s = 200\,000$ MPa ou 29 007 550 psi.

Les calculs des poutres selon les normes en vigueur sont présentés en annexes 11, 12 et 13 et les résultats expérimentaux au chapitre 7.

4.3 Considérations pour l'utilisation du MCA

Le renforcement des membrures à l'aide de matériaux composites présente aussi des hypothèses de base. L'utilisation de plus en plus fréquente de ce matériau, oblige les professionnels à se référer aux expériences antérieures et aux différents ouvrages se rapportant à ce sujet. Pour ce faire, il existe maintenant un guide qui normalise l'utilisation de ce matériau. Ce guide s'intitule 'Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structure (2001)'. Ce document, rédigé par le ACI committee 440, permet d'offrir un support pour la sélection, le dimensionnement et l'installation pour le renforcement externe. L'information présente dans ce document peut aussi identifier les endroits prescrits pour une bonne utilisation du MCA ainsi qu les limites de son utilisation.

Selon le guide d'utilisation des matériaux composites, les hypothèses de base pour le calcul des capacités en flexion et en cisaillement sont :

- Le calcul est basé sur les dimensions actuelles, l'acier d'armature existant et les propriétés des matériaux déjà en place.
- Les efforts dans le renforcement et dans le béton sont directement proportionnels à la distance de l'axe neutre.
- La section reste plane avant et après chargement.
- Le raccourcissement unitaire maximal du béton est de 0.0035.
- Le béton tendu est négligé.
- La fibre de renforcement a un comportement élastique linéaire des efforts en fonction du point de rupture.
- Il n'existe aucun glissement relatif entre le renforcement externe et le béton.

Des facteurs de réduction sont appliquées aux charges, relativement à l'application de MCA, pour tenir compte des incertitudes sur son comportement à long terme (Guide for

the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structure, October 2001). Ces facteurs varient de 0.5 à 0.85.

L'addition de fibre de renforcement, ajoute une force en tension au diagramme de contrainte pour l'évaluation de la résistance en flexion. La figure 4.6 montre le diagramme de contrainte utilisé lors de l'ajout de fibre de renforcement. Les calculs des poutres se retrouvent en annexe 14.

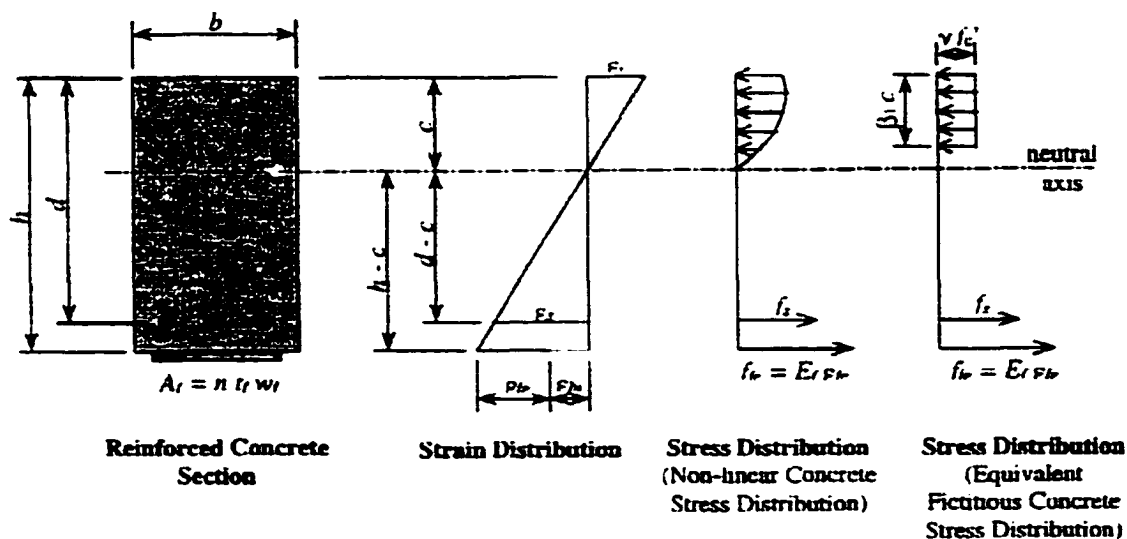


Figure 4.6 Diagramme équivalent des efforts internes
(Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for
Strengthening Concrete Structure, October 2001)

Pour le renforcement en cisaillement d'une poutre en béton armé, nous utilisons, dans notre cas, un tissu de fibre de carbone appliqué sur les côtés sur une hauteur d_f et sur la portée complète de la poutre. Il existe d'autre méthode dont l'utilisation d'étriers externes en forme de 'U'.

Le calcul de la résistance d'une poutre en cisaillement réhabilitée à l'aide de MCA est relativement simple. Le calcul s'effectue en faisant la somme de la contribution du béton, de l'acier et du composite. On retrouve donc :

$$V_r = V_c + V_s + V_{frp}$$

La résistance V_r est alors limitée par la quantité d'acier ou de composite utilisée en cisaillement. L'effort tranchant est repris par le béton V_c , les étriers d'acier V_s et le tissu externe du composite V_{frp} . Les équations de chaque constituant sont les suivantes :

$$V_c = 0.2\lambda\phi_c\sqrt{f'_c}b_wd$$

$$V_s = \frac{\phi_c A_v f_y d}{s}$$

$$V_{frp} = A_{frp} f_{te}$$

où $f_{te} = \varepsilon_{te} E_f$.

L'élongation maximale permise (ε_{te}) pour le dimensionnement en cisaillement est de 0,4% (Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structure, 2001). Cette limite tient compte de la possibilité de rupture par délamination du béton.

Les calculs des poutres renforcées sont présentés en annexe 14 et les résultats expérimentaux au chapitre 9.

CHAPITRE 5

DESCRIPTION DES POUTRES ÉCHANTILLONNÉES

Les trois échantillons de poutres soumis à l'essai statique ont une longueur approximative de 5 mètres. Les deux premiers échantillons sont soumis à un essai de flexion à 4 points dans le but d'évaluer leurs capacités en flexion, et le troisième échantillon est soumis à un essai en flexion à 3 points pour évaluer sa capacité de résistance en cisaillement. Le tableau III donne les caractéristiques des trois échantillons mis à l'essai.

TABLEAU III

DESCRIPTION DES ÉCHANTILLONS DE POUTRE

Caractéristiques	Échantillon 1	Échantillon 2	Échantillon 3
Provenance	2 ^{ème} étage axe 11 entre G et H	3 ^{ème} étage axe 13.6 entre C et D	2 ^{ème} étage axe 11.6 entre H et J
Longueur (mm)	4778	4775,5	4465
Hauteur (mm)	455	455	455
Épaisseur de la dalle (mm)	107	115	115
Largeur de l'âme (mm)	170	172,5	173
Longueur de délamination avant la mise à l'essai (mm)	0	1350	225
Essai	Flexion à 4 points	Flexion à 4 points	Flexion à 3 points

Les poutres livrées au Laboratoire de structure lourde de l'École de technologie supérieure étaient recouvertes d'un enduit en plâtre d'une épaisseur variant entre 2 à 10 cm. Nous avons donc procédé à l'enlèvement de ce revêtement à l'aide d'un marteau et d'une spatule afin de faire une première analyse visuelle. La figure 5.1 illustre ce recouvrement.

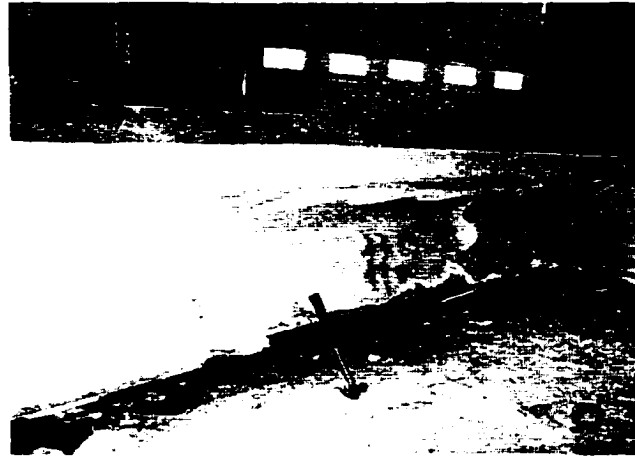


Figure 5.1 Recouvrement de plâtre typique sur les poutres livrées

L'inspection visuelle a permis de déterminer la longueur de délamination des échantillons.

Sur les trois échantillons, nous avons observé la présence de ce qui semble être un joint de reprise de coulée de béton, ou un joint de construction à travers la dalle se continuant sur toute la hauteur de la poutre (Figure 5.2). De plus, deux des échantillons (échantillon 2 et échantillon 3) présentent une importante délamination du recouvrement de béton dans la partie inférieure de la poutre (voir Tableau III et figure 5.3).

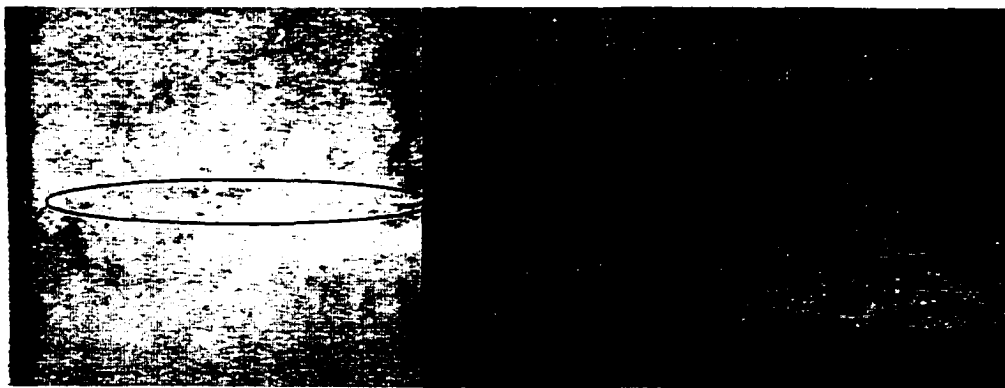


Figure 5.2 Vu en plan et en élévation du joint de contrôle ou de coulée



Figure 5.3 Délamination de la poutre no. 2

À la fin des essais, une poutre est détruite et coupée en sections pour en déterminer le patron de l'armature. Des essais de caractérisation conformément à la norme ASTM-A-370 sont alors menés sur les aciers d'armatures du même échantillon pour déterminer les propriétés mécaniques et élastiques.

La partie du bâtiment à l'étude date des années 30. Lors de la coupe et la démolition de certaines sections du bâtiment, l'entrepreneur en construction qui effectue les travaux de rénovation du bâtiment fait la découverte d'un système d'armature assez particulier. Après vérifications et recherches en laboratoire, nous avons découvert que les poutres sont armées à l'aide d'un système d'armature identifié comme étant le système Kahn. Les figure 5.4 et 5.6 illustrent le dit système Kahn qui est fait des barres longitudinales de section rectangulaire avec des ailettes latérales, lesquelles sont coupées à intervalle

régulier et remontées pour former l'armature en cisaillement dans les extrémités. La figure 5.6 présente les caractéristiques de ce système d'armature. Dans les poutres étudiées, la zone de moment positif est armée d'une barre Kahn dans la partie inférieure de l'âme avec une barre ronde lisse et une barre carrée ondulée, alors que la zone de moment négatif est armée d'une barre Kahn dans la partie supérieure de l'âme sous la dalle de compression. Il est à noter qu'il n'y a aucune liaison entre la dalle et la poutre. La Figure 5.5 illustre le patron d'armature observé sur les échantillons de laboratoire.

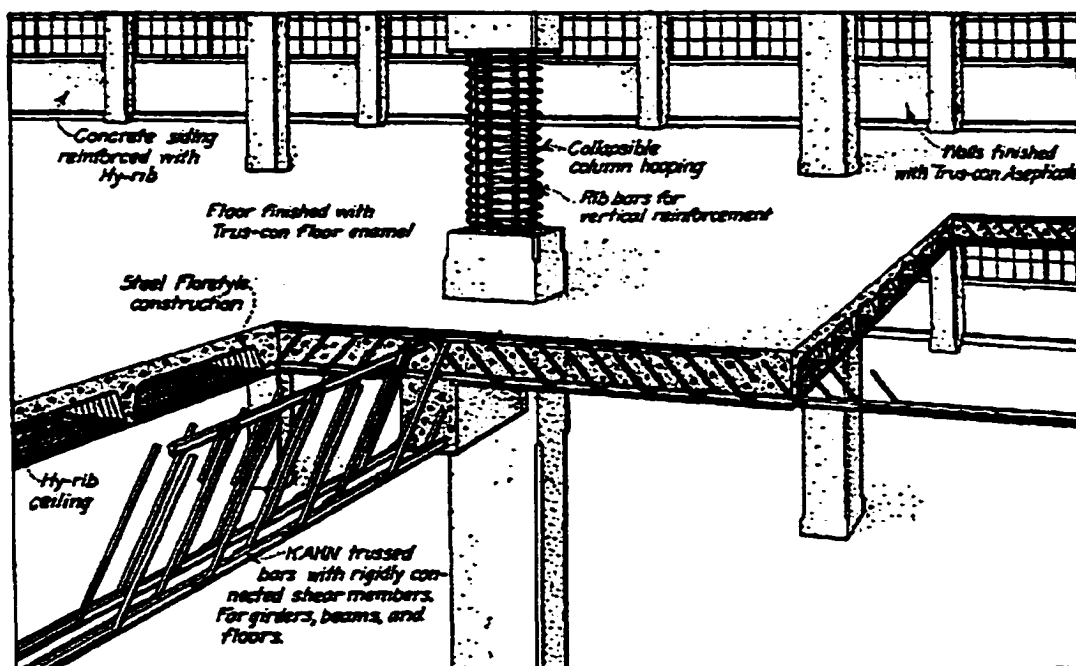


Figure 5.4 Représentation du système Kahn

(source : Hool and Johnson, Concrete Engineers Handbook, 14^{ème} édition, 1931)



Figure 5.5 Poutre avec le systeme Kahn

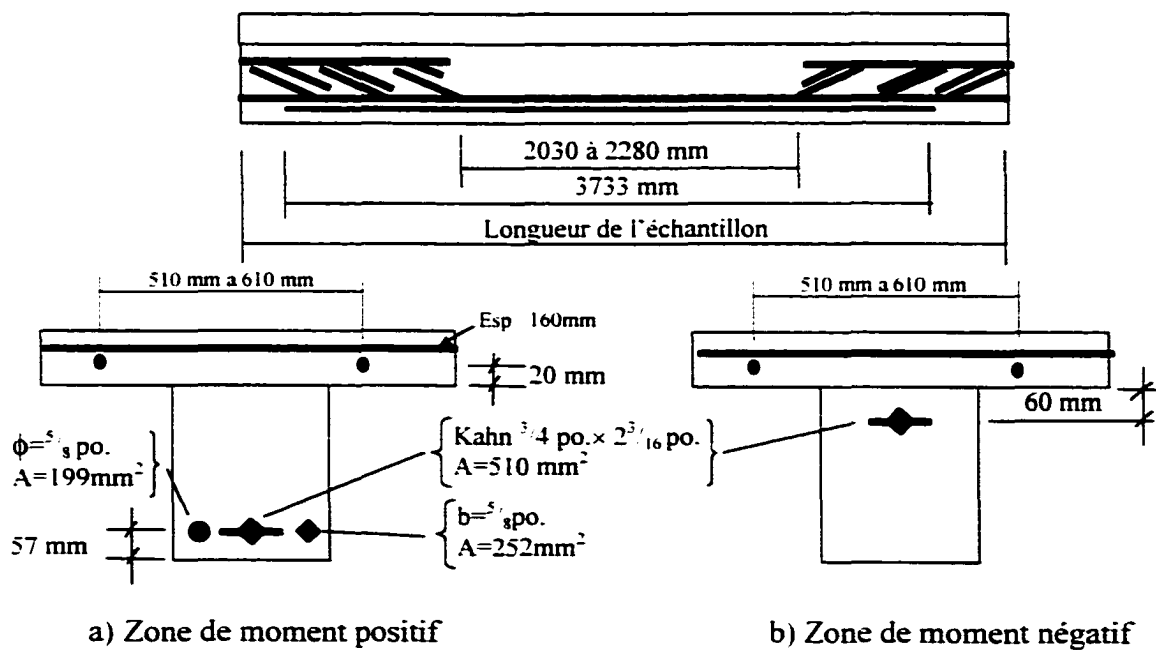


Figure 5.6 Patron d'armature observé

CHAPITRE 6

DESCRIPTION DU PROGRAMME D'ESSAI ET D'ÉVALUATION

6.1 Objectif de l'évaluation

Le premier objectif du programme de recherche consiste à déterminer la capacité en flexion et en cisaillement des poutres non réhabilitées. Pour ce faire, nous procéderons selon deux méthodes : l'essai en flexion à 4 points (évaluation de la capacité en flexion) et l'essai en flexion à 3 points (évaluation de la capacité en cisaillement).

6.2 Essai de flexion à 4 points

L'essai de flexion à 4 points consiste à créer une zone de moment positif maximum au centre de la poutre en chargeant celle-ci systématiquement tel qu'illustré aux figures 6.1 et 6.3. Les forces P1 et P2 sont appliquées à l'aide de deux vérins hydrauliques d'une capacité de 250 kN chacun. Les essais sont menés, en ce qui a trait au chargement, en contrôle de déplacement où les déplacements des deux vérins sont maintenus identiques tout au long des essais. Le premier essai de flexion à 4 points est réalisé sur la poutre échantillon no. 2 présentant le plus de délamination. Le deuxième essai est réalisé sur l'échantillon no. 1 qui ne présente à première vue aucun défauts. Les caractéristiques de ces poutres sont données au tableau III du chapitre 5. Les poutres sont aussi instrumentées afin de contrôler le chargement et dans le but d'acquérir le plus de données possibles sur la réaction de la poutre au chargement. Donc pour ce faire, nous utilisons des jauges de déformation (crack gauges) et des LVDT montrés à la figure 6.2. L'emplacement de cette instrumentation est montré à la figure 6.3.

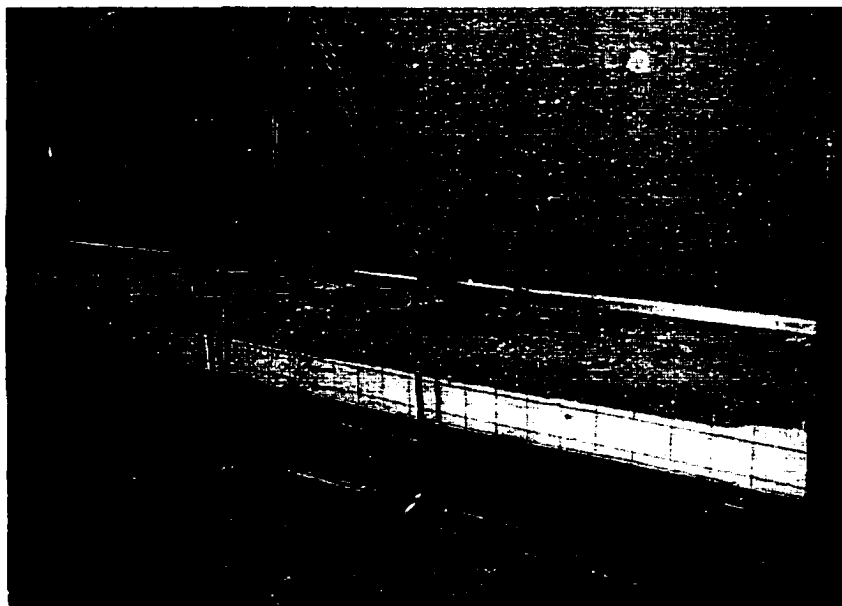


Figure 6.1 Montage pour essai de flexion à 4 points

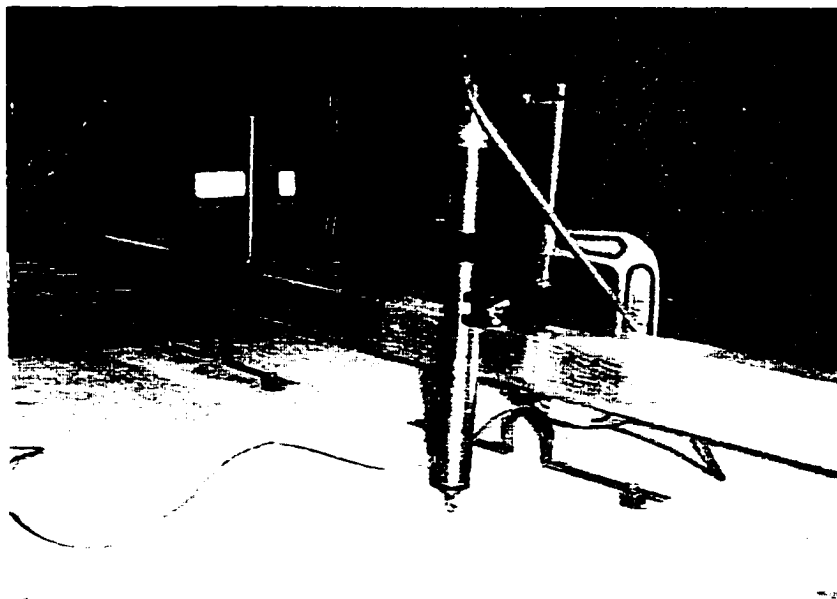


Figure 6.2 LVDT (capteur de déplacement) et jauges de déformation

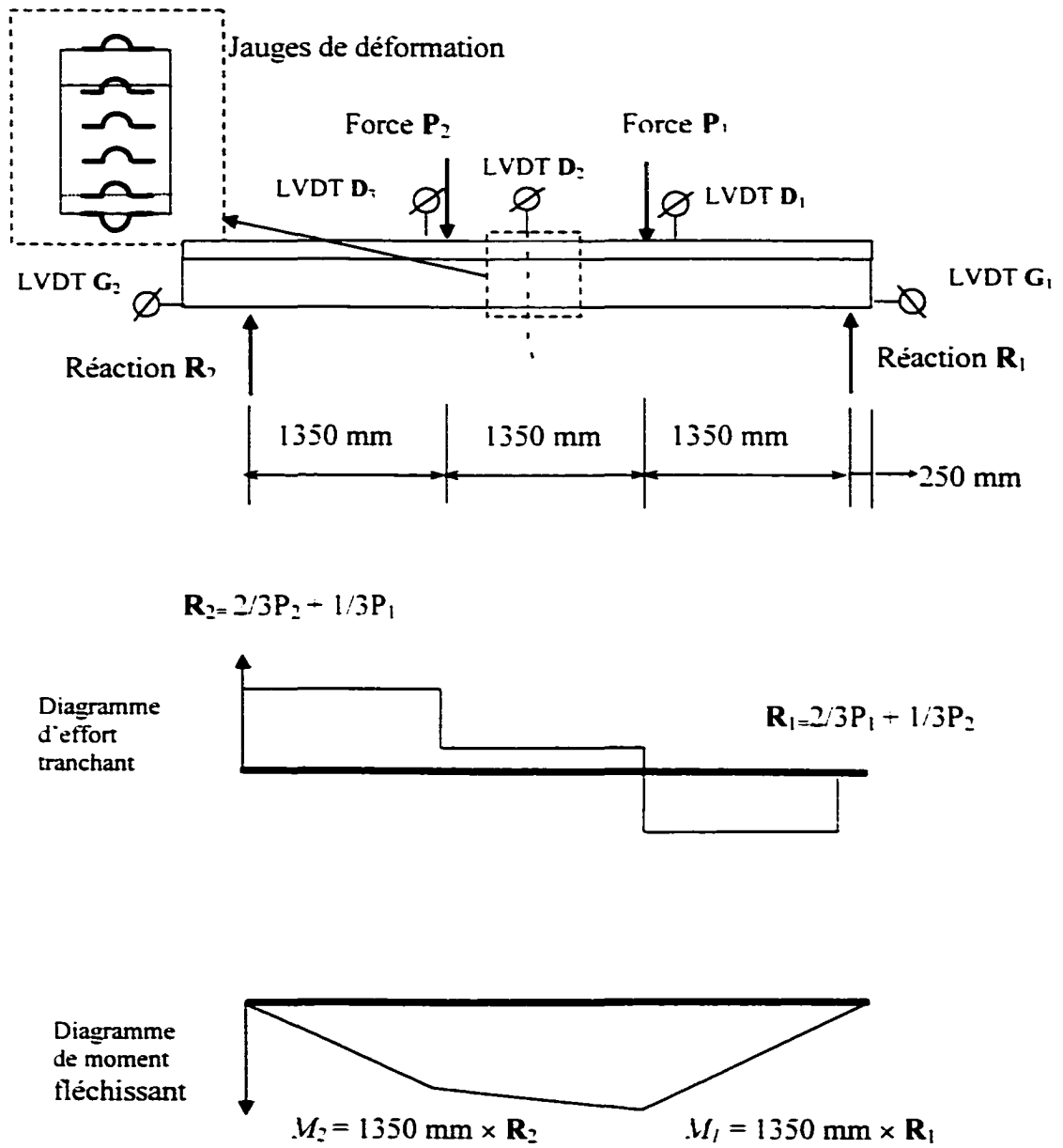


Figure 6.3 Schéma des essais de flexion à 4 points et diagrammes d'efforts internes correspondants

L'instrumentation installée sur les poutres soumises à ces essais comprend :

- trois (3) capteurs de déplacement (LVDT) situés à mi-portée et aux points d'application des charges pour obtenir la déformée de la poutre, D1, D2, D3.
- six (6) jauges de déformations au centre de la portée selon le schéma illustré en encadré pour obtenir la distribution des déformations.
- deux (2) capteurs de déplacement situés aux extrémités de la poutre sur les armatures longitudinales pour mesurer le glissement éventuel de l'armature. G1 et G2.

6.3 Essai de flexion à 3 points

L'essai de flexion à 3 points consiste à créer une zone d'effort tranchant maximal tout en minimisant la flexion. Ce type de montage permet de déterminer la capacité de la poutre à résister à un effort de cisaillement. Cet essai est réalisé en appliquant une charge concentrique à une distance $2d$ de l'appui, ' d ' étant la hauteur entre le dessus de la dalle et l'axe de l'armature longitudinale inférieure (voir figures 6.4 et 6.5). L'essai est réalisé en deux étapes : (i) avec un chargement près de l'appui gauche et (ii) avec un chargement près de l'appui droit. Et ce, en utilisant la même poutre soit l'échantillon #3 dont les caractéristiques sont données au tableau III du chapitre 5.

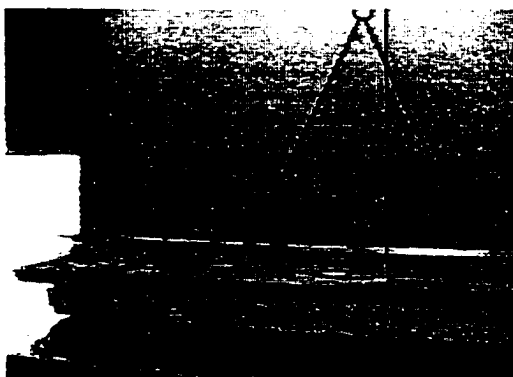


Figure 6.4 Montage pour essai de flexion à 3 points.

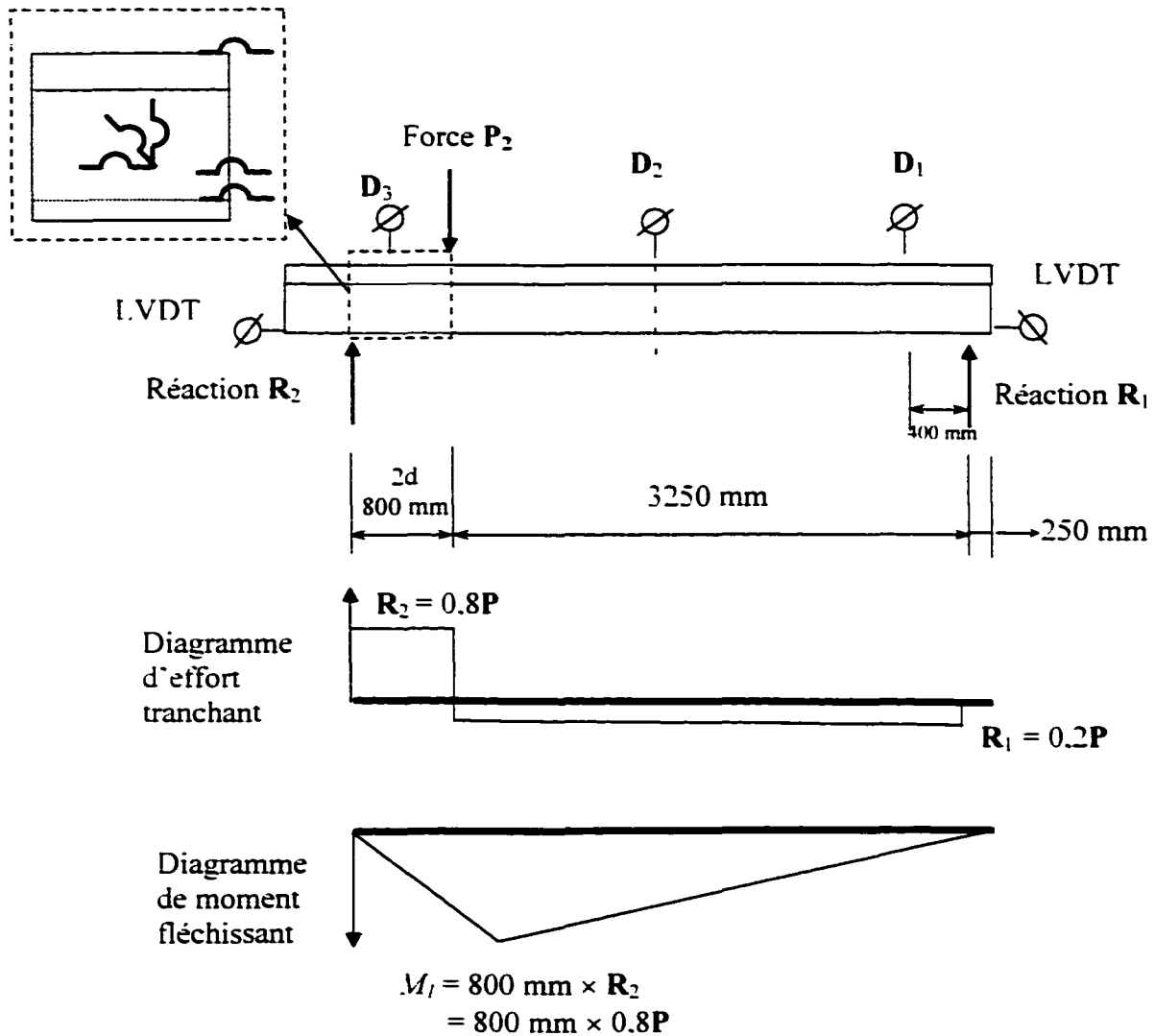


Figure 6.5 Schéma des essais de flexion à 3 points et diagrammes d'efforts internes correspondants (cas de chargement près de l'appui gauche)

L'instrumentation installée sur les poutres soumises à ces essais est composée de :

- trois (3) capteurs de déplacement (LVDT) positionnés à mi-portée et à une distance 'd' des appuis pour obtenir la déformée de la poutre. D1, D2, D3.
- six (6) jauges de déformations positionnées selon le schéma illustré en encadré.

- deux (2) capteurs de déplacement situés aux extrémités de la poutre sur les armatures longitudinales pour mesurer le glissement éventuel de l'armature, G1 et G2.

6.4 Essais de caractérisation

6.4.1 Le béton

Le programme de caractérisation général est réalisé par un laboratoire externe mandaté par l'entrepreneur en construction. Les échantillons prélevés font l'objet d'une évaluation visuelle et destructive. Nous présentons à l'annexe 6, les détails sur la caractérisation du béton.

Lors de l'inspection, il est noté que la composition des planchers varie d'un étage à l'autre et même d'une section à une autre. La dalle de béton est recouverte d'une chape de béton d'une épaisseur moyenne de 50 mm, et l'adhérence entre celle-ci et le béton est douteuse. Les photos des différents carottages et le plan de localisation de ceux-ci, sont présentés en annexe 6.

La résistance à la compression sur les échantillons prélevés est conforme à la norme CAN/CSA A23.2-9C 'Détermination de la résistance à la compression d'éprouvette de béton cylindrique'. De plus, les carottes de béton destinées à l'essai de résistance à la compression sont placées dans l'eau durant une période de 48 heures avant la réalisation des essais. Les essais de résistance à la compression révèlent des résultats situés entre 14.2 MPa et 41.3 MPa pour une moyenne de 27.9 MPa.

6.4.2 L'acier d'armature

La caractérisation des aciers d'armature est effectuée à l'École de technologie supérieure. Nous avons procédé à la caractérisation complète des aciers d'armature qui composaient l'une des poutres. Nous avons donc évalué les propriétés mécaniques élastiques de l'acier d'armature (f_v , f_u , E_s et ν). Le tableau IV donne la norme pour la caractérisation de l'acier et le nombre de coupons pour chaque barre. On peut aussi observer à la figure 6.6 un exemple de coupon d'armature instrumenté.

TABLEAU IV
DESCRIPTION DES ESSAIS DE CARACTÉRISATION

Armature	Norme	Nombre de coupons
Barre longitudinale inférieure ronde et lisse	ASTM-A-370	2
Barre longitudinale inférieure carrée ondulée	ASTM-A-370	2
Barre Kahn	ASTM-A-370	1

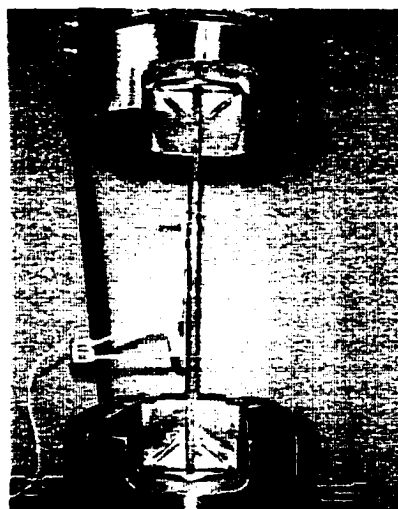


Figure 6.6 Exemple d'un coupon d'armature

CHAPITRE 7

RÉSULTATS DES ESSAIS EN LABORATOIRE AVANT RÉHABILITATION

Dans ce chapitre, nous présentons les résultats obtenus lors des essais en laboratoire avant la réhabilitation des poutres. Ceci inclut les essais en flexion à quatre points et en flexion à trois points (cisaillement) ainsi que les résultats sur les aciers d'armature.

7.1 Capacité en flexion

Les courbes montrant la relation entre les charges appliquées et le déplacement à mi-portée pour les échantillons 1 et 2, mis à l'essai en flexion à 4 points, sont présentées aux figures 7.2 et 7.6. Le moment maximal atteint pour l'échantillon 1 est de 133 kN.m alors qu'il est de 96.7 kN.m pour l'échantillon 2. Dans le contexte de l'évaluation de la capacité d'un bâtiment, les résultats pour l'échantillon 2 sont considérés puisqu'ils s'avèrent les plus critiques. Lors des essais, le joint de reprise de coulée existant situé presque à mi-portée a contribué de beaucoup à la déformation de la poutre et ce, de façon significative dans les deux cas.

On observe aussi que les forces P1 et P2 ne sont pas égales malgré la symétrie du montage. Ceci montre que les deux parties de la poutre n'ont pas la même rigidité flexionnelle, du moins après un certain niveau de chargement.

7.1.1 Poutre échantillon 1

L'observation des courbes de la figure 7.2 démontre que la poutre échantillon 1 subit une rupture soudaine causée par une délamination du béton entre le joint de reprise et une fissure de cisaillement causée par une perte d'ancrage (figure 7.1 et 7.3).

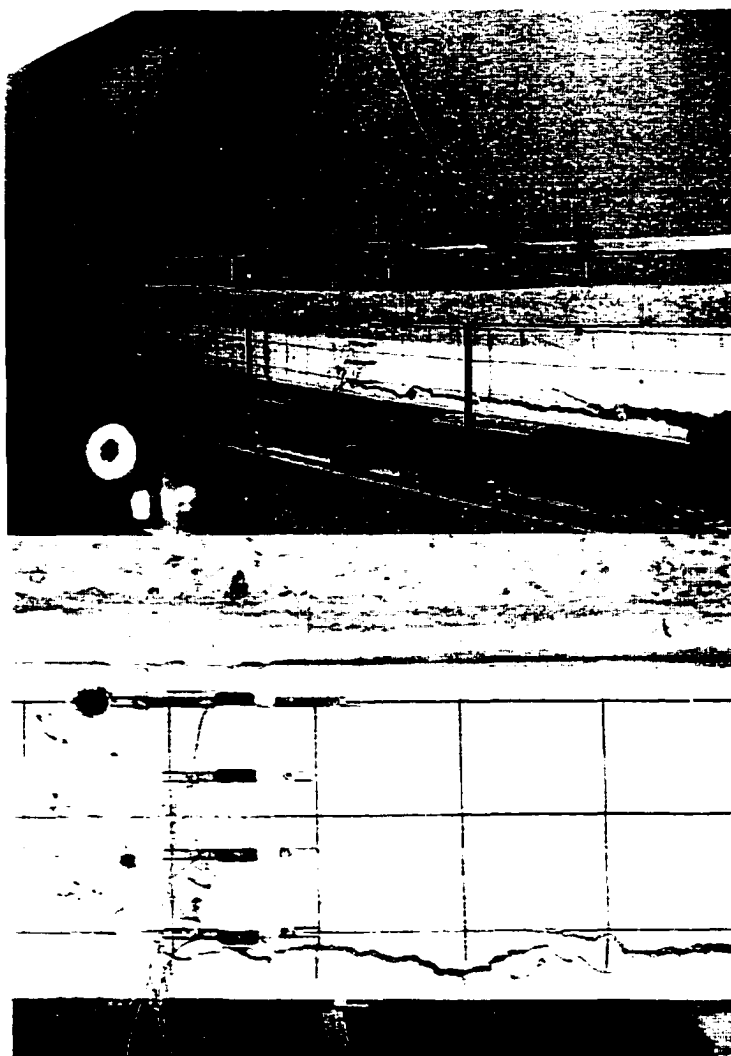


Figure 7.1 Cisaillement causé par une perte d'ancrage

La chute de charge apparaissant sur les courbes de la figure 7.2 correspond à la délamination et représente une chute soudaine de résistance.

Les lectures données par les jauges de déformation à mi-portée de la poutre ne sont pas représentatives, car pratiquement toute la déformation longitudinale s'est concrétisée par l'ouverture du joint de reprise. Le capteur de déplacement situé à l'extrémité de

l'armature Kahn indique un glissement de l'armature de l'ordre de 0,003 mm à la fin du chargement, ce qui est négligeable.

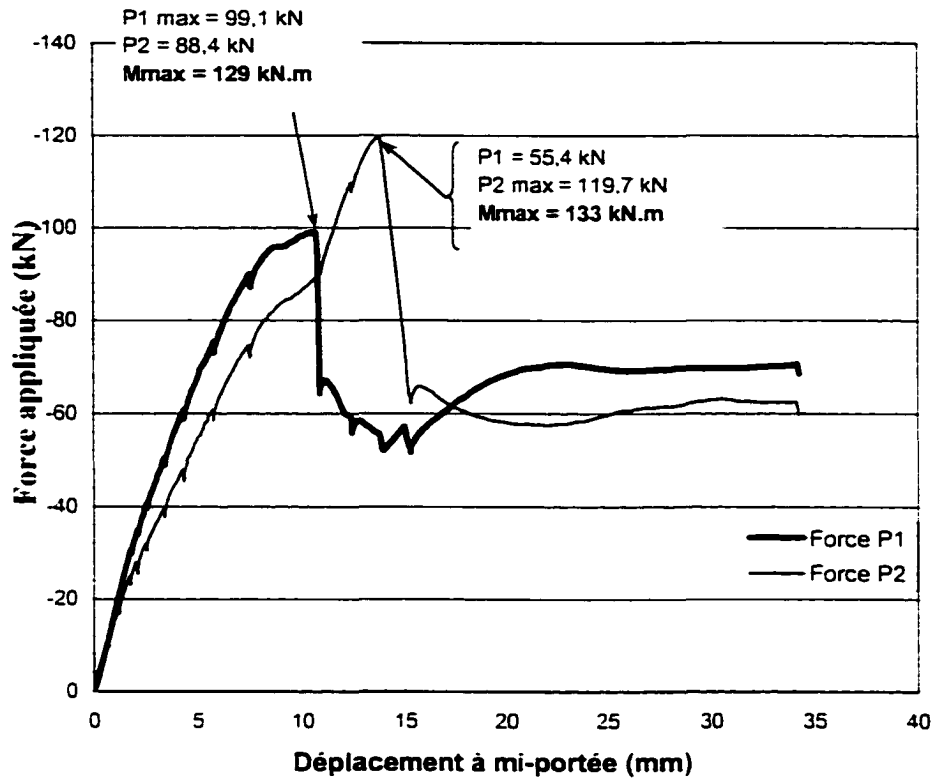


Figure 7.2 Essai de flexion sur l'échantillon 1 – Force vs déplacement

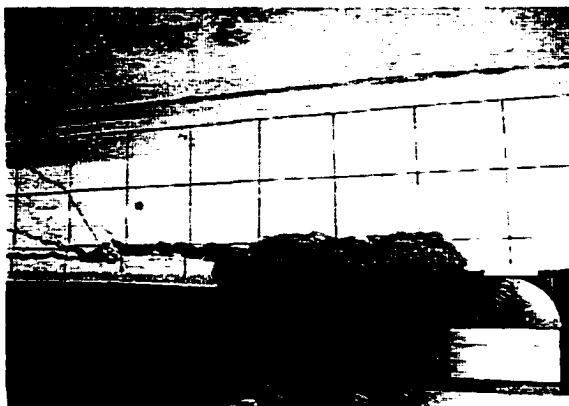


Figure 7.3 Perte d'ancrage par cisaillement

7.1.2 Poutre échantillon 2

La poutre échantillon 2 a subi une rupture ductile démontrant une bonne capacité de déformation, mais à un niveau inférieur à celui de la poutre échantillon 1 (figure 7.6). On remarque également que l'acier ne présente pas d'écroutissement. Cette capacité réduite (96.7 kN.m) peut s'expliquer par la délamination existante sur une longueur de 1350 mm de la poutre (figure 7.4).



Figure 7.4 Délamination existante avant les essais

Encore ici, une fissure de flexion importante s'est formée symétriquement au joint de reprise existant (figure 7.5).

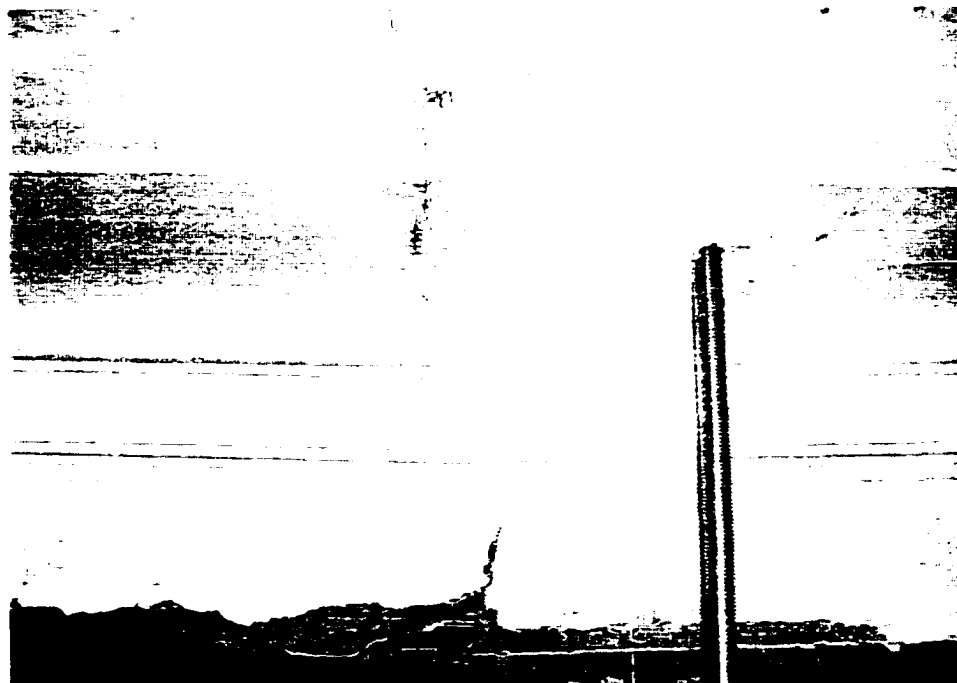


Figure 7.5 Fissuration dans le joint de reprise

La chute de charge apparaissant sur les courbes de la figure 7.6 avant d'avoir atteint la charge maximale correspond à un arrêt temporaire de chargement pour permettre les relevés (fissures, observations, photos). Elle ne représente donc pas une chute soudaine de résistance.

Pour cet échantillon, les jauges de déformation ont été placées sur le joint de reprise et deux jauges ont été collées directement sur l'acier d'armature (voir figure 7.7). Les lectures démontrent une distribution linéaire des déformations et permettent d'identifier le point d'écoulement de l'acier. Sur les courbes de la figure 7.6, on identifie clairement le plateau correspondant au moment d'écoulement évalué à 94 kN.m. Le capteur de

déplacement situé à l'extrémité de l'armature Kahn a indiqué un glissement de l'armature de l'ordre de 0,025 mm.

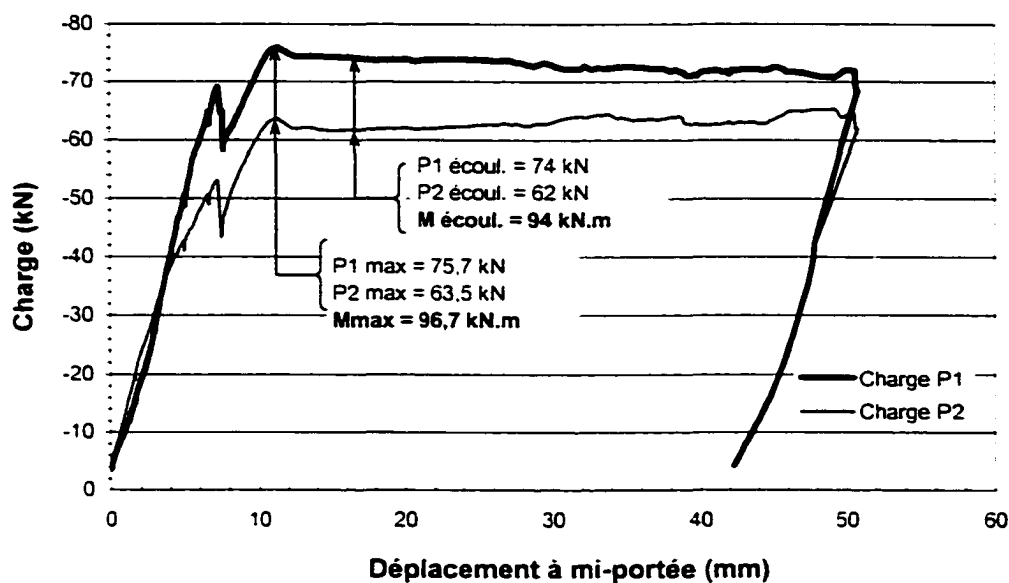


Figure 7.6 Essai de flexion sur l'échantillon 2 – Force vs déplacement

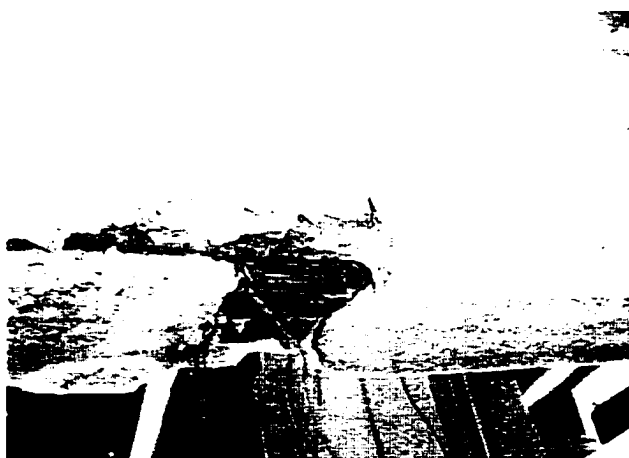


Figure 7.7 Jauge de déformation apposée directement sur l'acier d'armature

On observe aussi que les deux échantillons ont montré une ductilité en flexion acceptable variant entre $\mu=3$ pour l'échantillon 1 et $\mu=5$ pour l'échantillon 2, ou μ est le rapport entre la déflexion au point d'écoulement de l'acier et la déflexion maximale atteinte.

Pour l'échantillon no.1 la capacité utile est évaluée à environ 80 kN.m.

7.2 Capacité en cisaillement

Les courbes montrant la relation entre la charge appliquée et le déplacement à mi-portée pour l'échantillon 3 mis à l'essai en flexion à 3 points sont données aux figures 7.8 et 7.13. La figure 7.8 donne les résultats de la première partie de l'essai pour la charge appliquée à 2d de l'appui gauche et la figure 7.13 donne les résultats de la deuxième partie de l'essai pour la charge appliquée à 2d de l'appui droit.

L'effort tranchant maximal atteint pour l'échantillon 3 est de 117 kN près de l'appui gauche alors qu'il atteint 111 kN près de l'appui droit. Les résultats obtenus pour la partie droite sont considérés pour établir la capacité en cisaillement, puisqu'ils s'avèrent les plus défavorables.

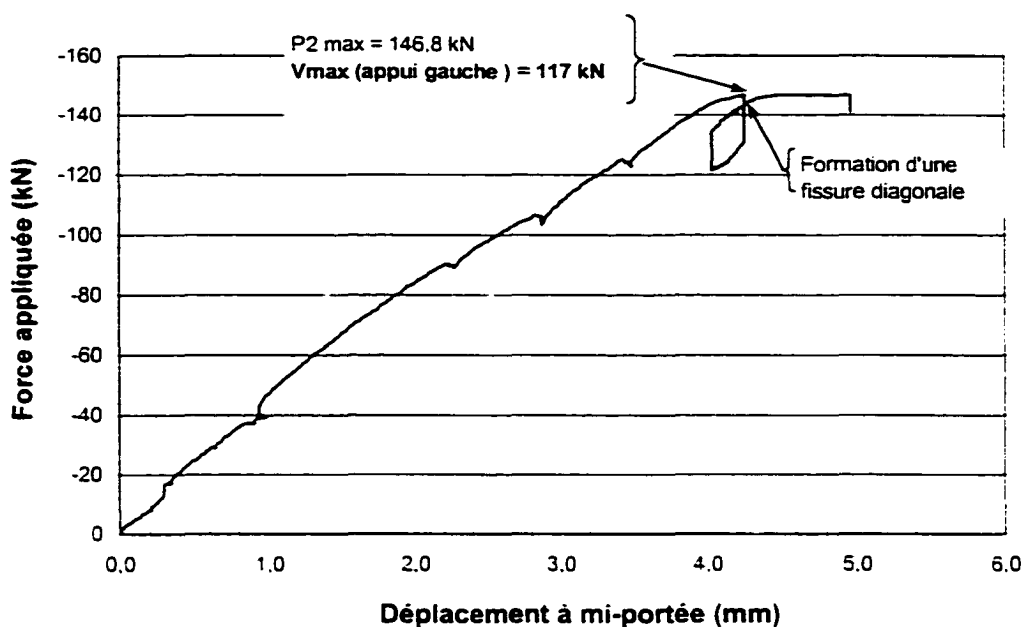


Figure 7.8 Essai de cisaillement côté gauche (flexion à trois points) – Force vs déplacement

7.2.1 Charge près de l'appui gauche

La première fissure diagonale s'est initiée à une charge de 106 kN (figure 7.9) et s'est propagée sur toute la hauteur de l'âme à une charge de 146.8 kN (figure 7.10) entraînant la rupture de la poutre du côté de l'appui gauche.

La poutre n'a pas subi de fissuration importante avant la formation de cette fissure diagonale. L'observation de la courbe de la figure 7.8 montre un plateau de ductilité en déplacement très court démontrant une ductilité en cisaillement réduite avec $\mu_{\Delta} = 1.25$. La chute de charge apparaissant sur la courbe de la figure 7.8 lors de la formation de la fissure correspond à un arrêt temporaire de chargement pour permettre les relevés

(fissures, observations, photos). Elle ne représente donc pas une chute soudaine de résistance.

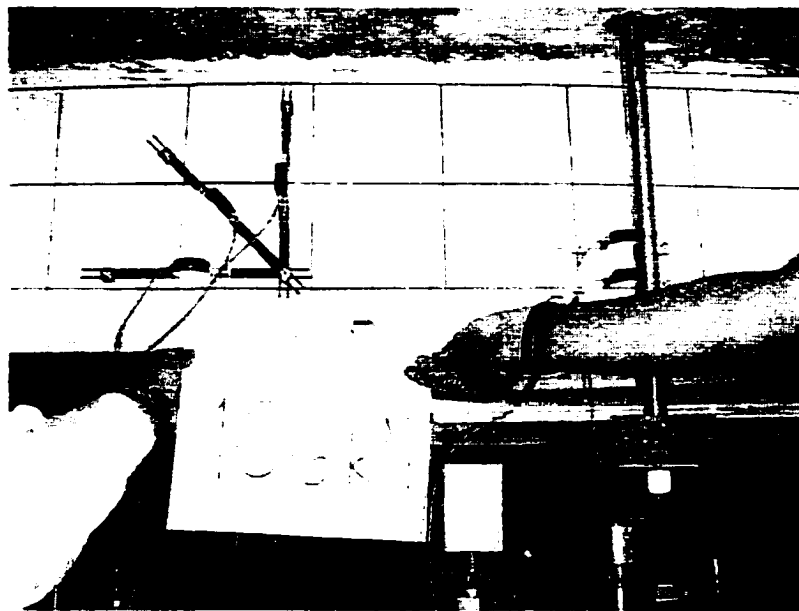


Figure 7.9 Première fissure diagonale initiée (appui gauche)

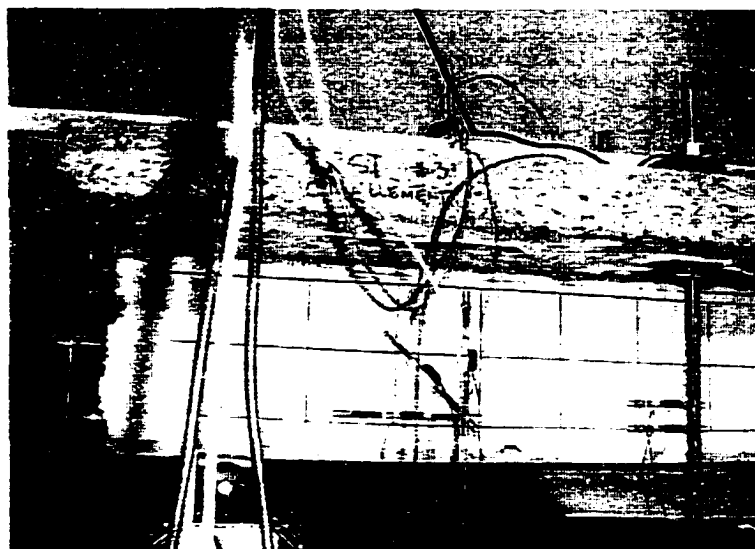


Figure 7.10 Propagation de la fissure sur toute la hauteur

7.2.2 Charge près de l'appui droit

La première fissure diagonale s'est initiée à une charge de 80 kN (figure 7.11) et s'est propagée sur toute la hauteur de l'âme à une charge de 100 kN. La rupture est survenue à une charge plus élevée de 139.6 kN par la perte d'ancrage de l'armature longitudinale du côté droit de la poutre (figure 7.12).

L'observation de la courbe de la figure 7.13 montre un plateau de ductilité en déplacement très court démontrant une ductilité en cisaillement réduite avec $\mu_s = 1.2$. Là aussi, la chute de charge apparaissant sur la courbe de la figure 7.13 lors de la formation de la fissure correspond à un arrêt de chargement pour permettre les relevés (fissures, observations, photos...). On a aussi noté à ce moment une ouverture importante du joint de reprise de coulée avec la formation d'une fissure horizontale entre l'âme et la dalle (figure 7.14).

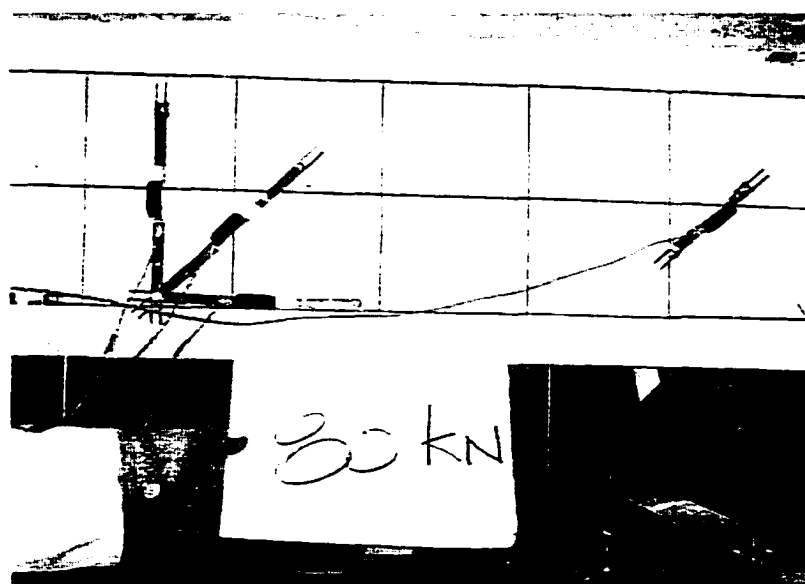


Figure 7.11 Première fissure diagonale initiée

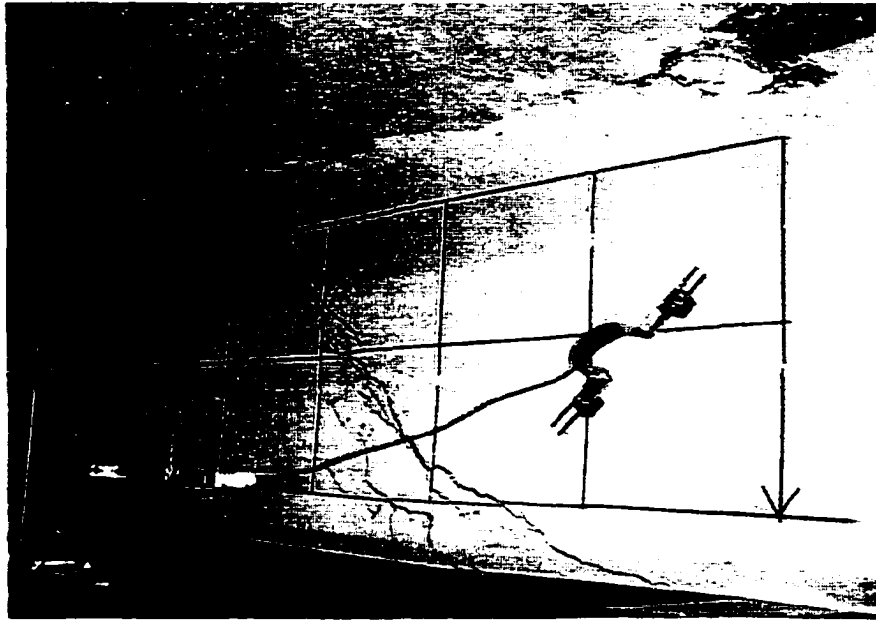


Figure 7.12 Rupture de la poutre

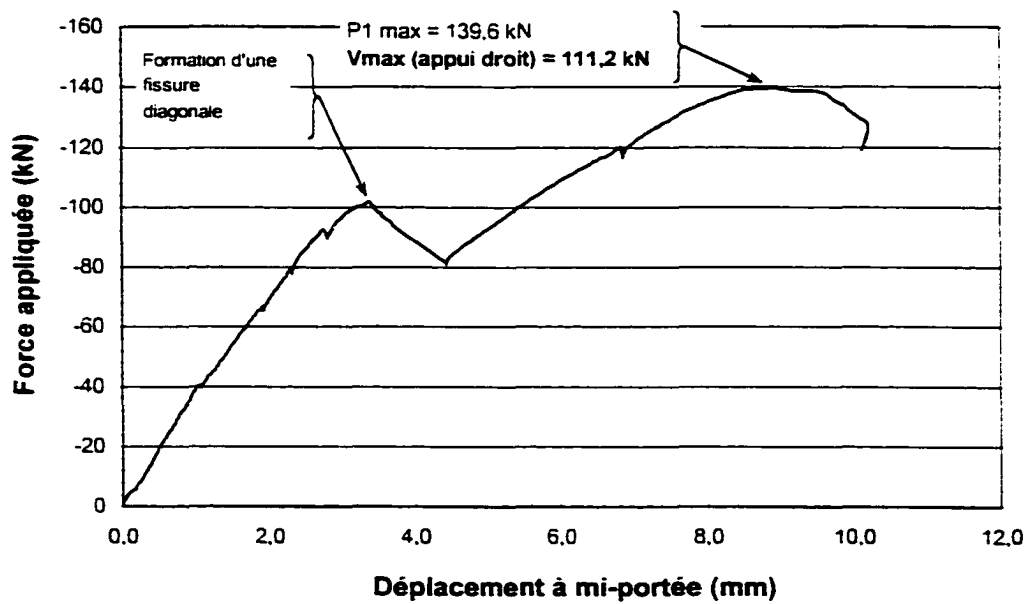


Figure 7.13 Essai de cisaillement côté droit (flexion à trois points) – Force vs déplacement

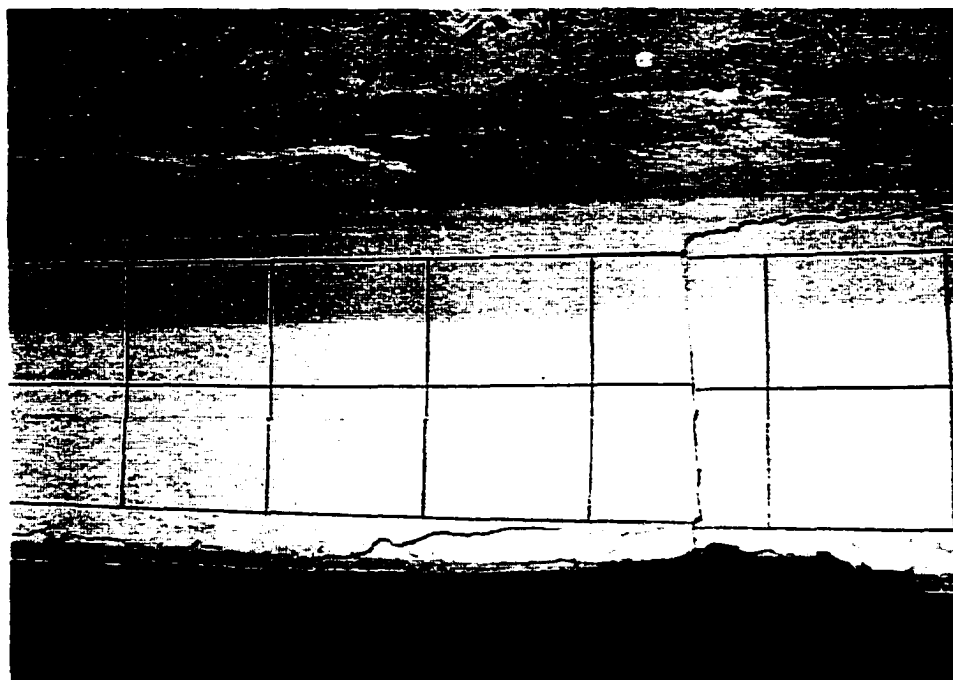


Figure 7.14 Fissuration horizontale suivant la reprise de coulée

7.3 Caractérisation de l'acier d'armature

La caractérisation de l'acier d'armature se fait à l'aide de l'appareil montré à la figure 7.15. L'échantillon doit être d'une longueur de 500 mm et être nettoyé de tout débris. Par la suite, l'échantillon est soumis à une charge de traction 'P' graduelle, ayant comme point de référence deux points d'une distance de 200 mm sur l'échantillon. Ensuite, il suffit d'enregistrer l'élongation et la force appliquée. Notre montage nous permet de faire l'acquisition de données avec le déplacement des mâchoires et le déplacement de notre sonde.

Une nuance d'acier se caractérise avant tout par ses propriétés mécaniques dont les plus importantes sont la ductilité et la résistance. Ces deux propriétés sont reliées étroitement

l'une à l'autre. Par exemple, des aciers avec une teneur élevée en carbone sont souvent très résistants mais peu ductiles, alors que des aciers avec une teneur en carbone peu élevée sont moins résistants mais offrent une très bonne ductilité. Il faut choisir le juste milieu entre les deux.

Nous avons procédé à la caractérisation complète des aciers d'armature qui composent la poutre, barre Kahn, barre lisse et barre crénelée. Les résultats des essais de caractérisation sont donnés au tableau IV. Toutes les valeurs ont été obtenues à partir de deux essais, à l'exception de la barre Kahn pour laquelle un seul essai a été effectué. Les caractéristiques mécaniques varient selon le type de barres. La contrainte à l'écoulement variant de 220 à 358 MPa et le module d'élasticité de 192 à 259 GPa.

Pour les calculs, le module d'élasticité utilisé est obtenu par une moyenne proportionnelle de sorte que l'effort de traction dans les barres soit adéquatement représenté. Pour le système d'armature représenté à la figure 5.6 l'aire totale équivalente est de $A_s = 961\text{mm}^2$ et le module d'élasticité équivalent est $E_s = 217360$ MPa (31.525,400 psi). La contrainte à l'écoulement f_y est variable d'un type de barre à l'autre et est généralement inférieure à 0,2% E_s . Par conséquent, il est recommandé d'utiliser la moyenne proportionnelle pour f_y afin d'évaluer l'effort de traction total dans les barres. Cette valeur est de 298 MPa et est obtenue de la façon suivante :

$$f_{y,\text{équivalent}} = \frac{\sum A_s f_y}{\sum A_s}$$

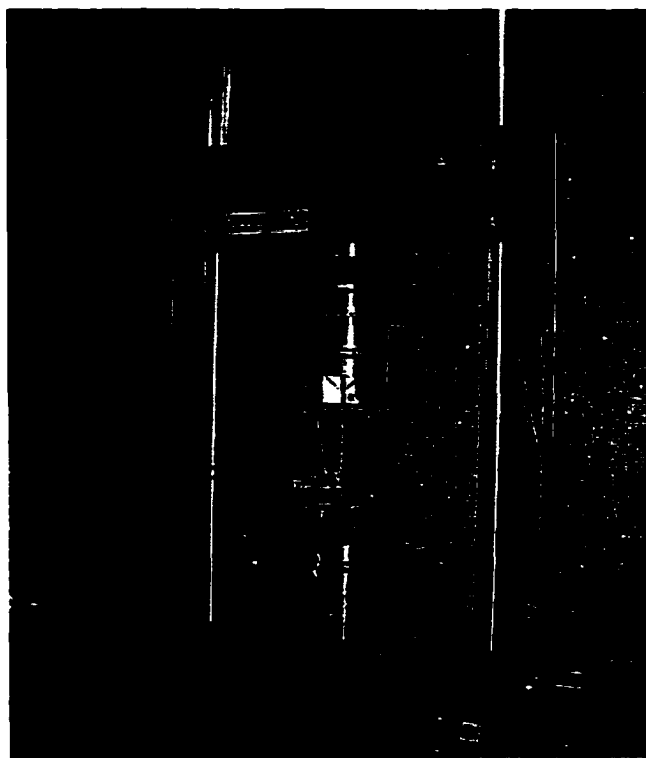


Figure 7.15 Banc d'essai MTS pour barres d'armature

TABLEAU V

RÉSULTATS DES ESSAIS DE CARACTÉRISATION

Armature	Aire nominale (mm ²)	Essai	E (MPa)	f_y (MPa)	ϵ_y	f_u (MPa)	$\epsilon_{rupture}$
Barre longitudinale inférieure ronde et lisse	199	1	244 691	226	1%	338	35%
		2	213 912	214		334	36%
		MOY :	229 302	220		336	35%
Barre longitudinale inférieure carrée ondulée	252	1	234 627	363	1.4%	566	N/D*
		2	283 394	353		564	20%
		MOY :	258 965	358		565	
Barre Kahn	510	1	192 148	299	1.6%	473	36%

CHAPITRE 8

RENFORCEMENT À L'AIDE DE MCA

8.1 Objectif de renforcement

L'objectif principal de cette recherche consiste à faire l'évaluation expérimentale sur banc d'essai du potentiel de renforcement des poutres en béton armé que nous avons déjà utilisé pour les essais en flexion et en cisaillement. L'étude permettra d'établir une conclusion sur le gain de capacité après réhabilitation à l'aide de matériaux composites avancés. Pour ce faire, comme dans la première section, nous procédons selon les deux méthodes précédentes soit l'essai en flexion à 4 points (évaluation de la capacité en flexion) et l'essai en flexion à 3 points (évaluation de la capacité en cisaillement). Il est à noter que seules deux poutres ont été réhabilitées. Avant de procéder à l'essai en laboratoire, nous avons procédé à l'évaluation théorique du gain en renforcement. Le chapitre 10 présente la comparaison entre les résultats théoriques et les essais en laboratoire.

8.2 Propriété des matériaux composites

Le renforcement extérieur des deux poutres est constitué de tissu en fibre de carbone. Deux couches successives ont été appliquées sur chaque poutre aussi bien pour la flexion que pour le cisaillement. La figure 8.1 montre le recouvrement des poutres sur le banc d'essais.

Dans notre projet de réhabilitation, un seul type de matériau composite est utilisé. Le tableau V donne les propriétés mécaniques du composite. Cette fiche technique provient du fabricant.



Figure 8.1 Poutre sur banc d'essais recouverte de tissu en fibre de carbone

TABLEAU VI

FICHES TECHNIQUES DU FABRICANT

Propriétés physiques	Valeurs et unités
Densité	1.76
Surface spécifique	0.45 m ² /g
Tension ultime	3650 MPa
Pourcentage d'élongation	1.4%
Module d'élasticité	231 GPa
Diamètre d'un brin	7 μm
Nombre de brins par filament	12 000
Nombre de filament /100mm	24 brins / 100mm
Type	Thornel Carbon Fiber T-300 12K, Polacrylonitrile Precursor

8.3 Méthode de réhabilitation des poutres

Suite à la première série d'essais sur les poutres échantillons, deux des trois poutres ont été réhabilitées. Pour la réhabilitation, nous avons remis chaque poutre dans son état initial en procédant à l'injection des fissures et en reconstruisant la section complète ou nécessaire pour permettre l'application convenable du matériau composite avancé. Les points suivants montrent les étapes de la réhabilitation :

1. Nettoyage de la poutre (enlèvement du recouvrement de béton détachable).
2. Scarification de la surface avec l'aide d'un scarificateur à air à trois pistons (figure 8.2 et 8.3).
3. Mise à jour de la fissuration avec l'aide du scarificateur à air (figure 8.4).
4. Préparation des fissures pour l'injection par gravité à l'aide d'époxy deux composantes de type 'SikaDur 31 Hi-Mod Gel'. Il s'agit ici de faire le colmatage partiel des fissures à l'aide d'un mélange époxy à prise rapide pour en faire l'injection par gravité (voir fiche technique du produit à l'annexe 2 et figure 8.5).
5. Injection de la fissuration importante avec de l'époxy deux composantes de type 'SikaDur 35 Hi-Mod LV' (voir fiche technique du produit à l'annexe 3).
6. Réparation de la section de l'âme de la poutre détériorée avec l'aide de mortier haute résistance de type 'SikaTop 122 plus' deux composantes (fiche technique disponible à l'annexe 4 et figure 8.6).
7. Cure humide de sept jours (figure 8.7).
8. Exposition de la surface à l'air libre durant 1 journée pour permettre l'évacuation de l'eau de surface.
9. Préparation du mélange d'époxy (la matrice) et application sur la surface de béton à recouvrir avec l'aide d'un pinceau standard.
10. Dépôt de la fibre de carbone en tissu sur la surface de béton et s'assurer du contact continu du tissu aux parois de la poutre en évacuant avec les mains l'air

entre la paroi et la fibre (suivre les recommandations du fabricant pour manipulation).

11. Reprendre à l'étape 9 pour l'application de la seconde couche.

Le temps de préparation de chaque poutre est d'environ une semaine après le premier essai. Il est cependant important de bien prendre le temps nécessaire à l'application des différents matériaux et de suivre les recommandations du fabricant pour les périodes de cure spécifiées.

Lors de la réhabilitation des poutres, nous n'avons rencontré aucune difficulté majeure. Cependant, le temps de réaction de l'époxy est d'environ 45 minutes ce qui entraîne une préparation préalable pour éviter une prise trop rapide de l'époxy lors de l'application du tissu de fibres de carbone. La figure 8.8 donne le résultat avant la mise à l'essai en flexion.

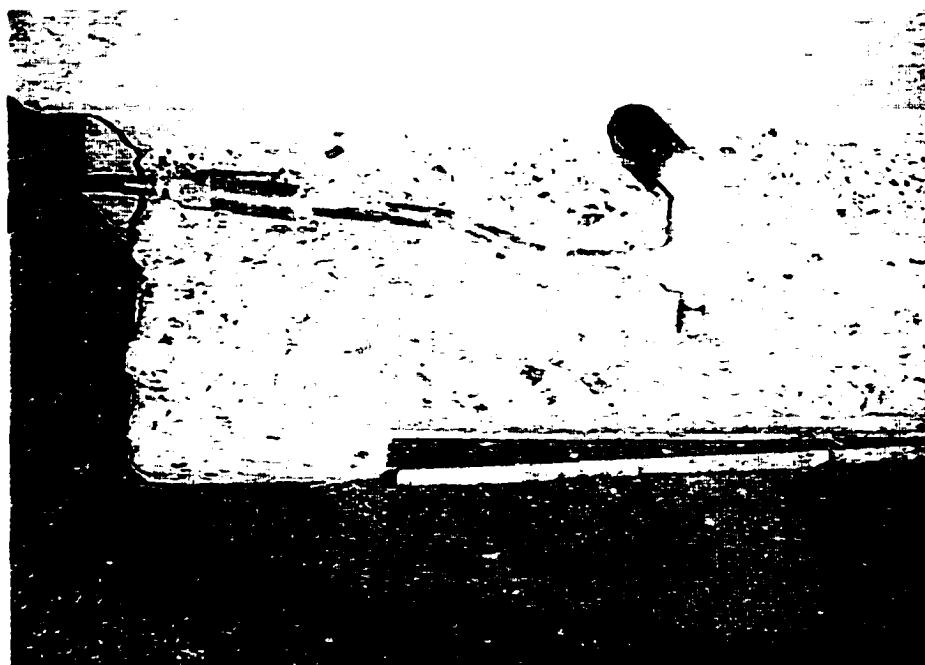


Figure 8.2 Scarificateur à trois pistons



Figure 8.3 Scarificateur à trois pistons (b)



Figure 8.4 Mise à jour de la fissuration

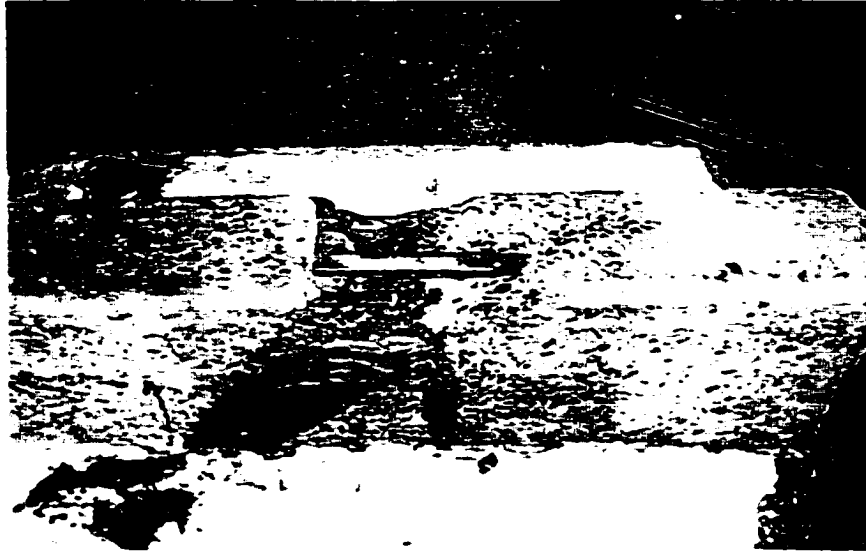


Figure 8.5 Colmatage partiel des fissures à l'aide d'un mélange époxy à prise rapide



Figure 8.6 Réparation à l'aide de mortier haute résistance

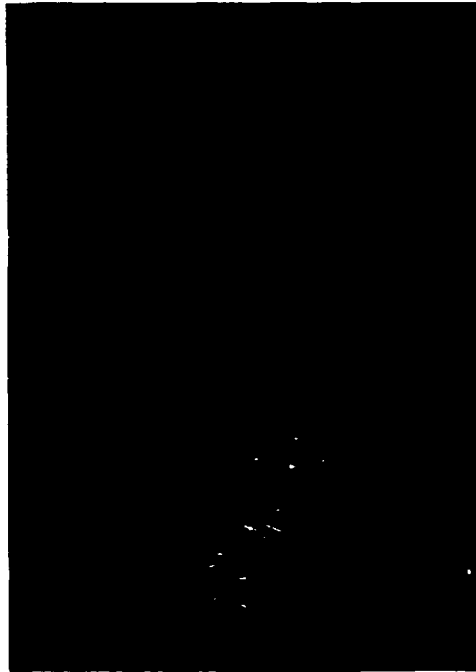


Figure 8.7 Processus de cure humide sous jute humide avec recouvrement en polyéthylène



Figure 8.8 Recouvrement avec tissu de fibre de carbone 2 épaisseurs

CHAPITRE 9

DESCRIPTION DU PROGRAMME D'ESSAI DES POUTRES RÉHABILITÉES

9.1 Objectifs de l'évaluation

Notre deuxième objectif de recherche consiste à déterminer la capacité en flexion et en cisaillement des poutres réhabilitées. Nous avons donc procédé à la réhabilitation de deux des poutres pour ensuite les soumettre aux mêmes essais en flexion à 4 points (évaluation de la capacité en flexion) et en flexion à 3 points (évaluation de la capacité en cisaillement).

9.2 Essai de flexion à 4 points

En ce qui concerne cet essai, nous avons procédé de façon similaire à la première série d'essais en 4 points d'avant réhabilitation, figure 9.1.

Les forces P1 et P2 sont appliquées à l'aide de deux vérins hydrauliques d'une capacité de 250 kN chacun. Les essais ont été menés, en ce qui a trait au chargement, en contrôle de déplacement ce qui signifie que les déplacements des deux vérins ont été maintenus identiques tout au long des essais. Les poutres sont instrumentées de façon identique aux essais avant réhabilitation. La figure 9.2 montre l'instrumentation de la poutre. L'instrumentation installée sur les poutres soumises à ces essais comprend :

- trois (3) capteurs de déplacement (LVDT) situés à mi-portée et aux points d'application des charges pour obtenir la déformée de la poutre, D1, D2, D3.
- six (6) jauges de déformations au centre de la portée selon le schéma illustré en encadré pour obtenir la distribution des déformations.

Les courbes montrant la relation entre les charges appliquées et le déplacement à mi-portée pour l'échantillon réhabilité, mis à l'essai en flexion à 4 points, sont données à la figure 9.4. Le moment maximal atteint pour la poutre réhabilitée est de 210.93 kN.m avec une deflexion de 34.83 mm.

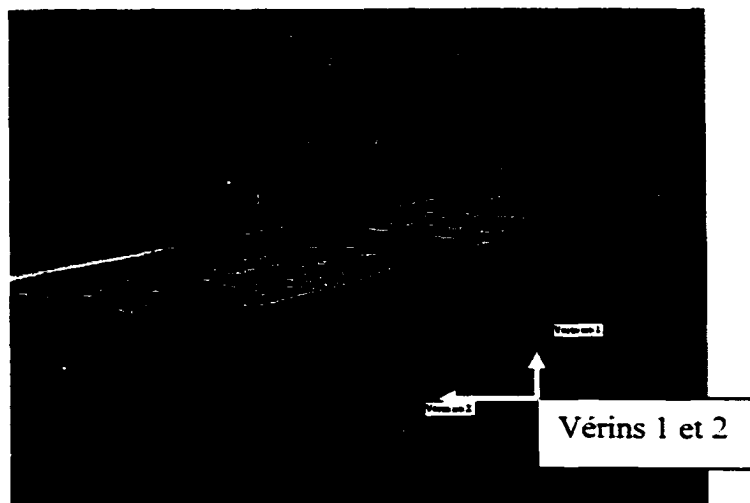


Figure 9.1 Montage pour essai en flexion

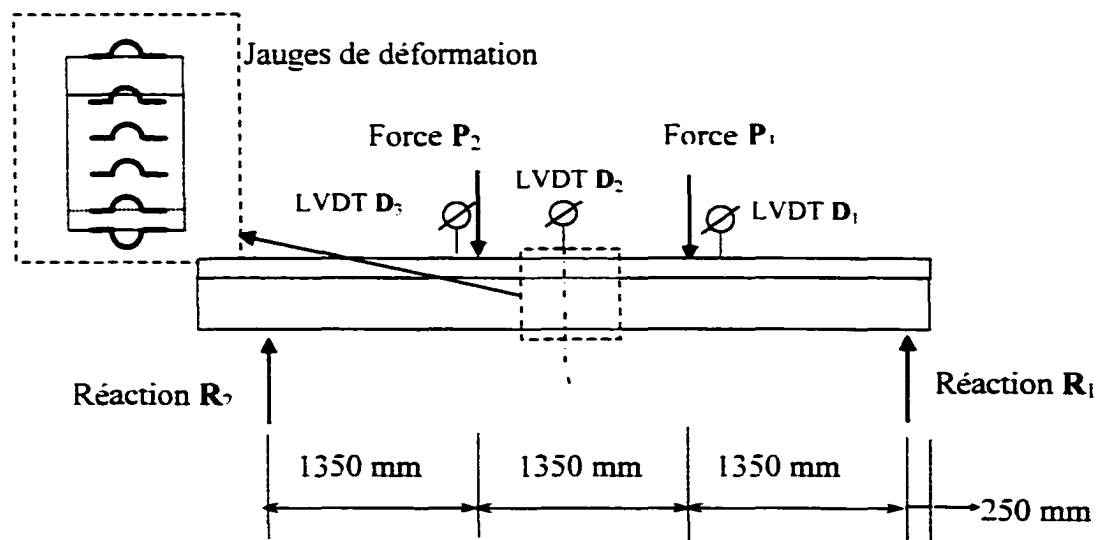


Figure 9.2 Schéma des essais de flexion à 4 points

Contrairement au premier essai en flexion, le joint de contrôle ou de coulée n'a pas interféré avec la rupture de la poutre et n'a pas accentué la deflexion de la poutre. De plus, on remarque aussi que les forces P1 et P2 ne sont pas symétriques, comme au premier essai de flexion démontrant une rigidité 'non uniforme'. Selon la figure 9.4, la poutre n'a pas subi de déformation instantanée avant le point de rupture au moment maximum. Le point d'écoulement de l'acier indiqué par un trait vertical sur le graphique correspond à un moment maximum de 157.38 kN.m avec une déflexion de 8.82mm. À la rupture le moment maximum atteint est de 210.93 avec une déflexion de 34.83mm (La figure 9.3 montre la rupture de la poutre en flexion par rupture du composite). On observe une ductilité en flexion de $\mu = 3.94$ comparativement à la ductilité initiale variant entre $\mu = 3$ et $\mu = 5$. On constate donc que la ductilité est semblable pour la poutre réhabilitée.

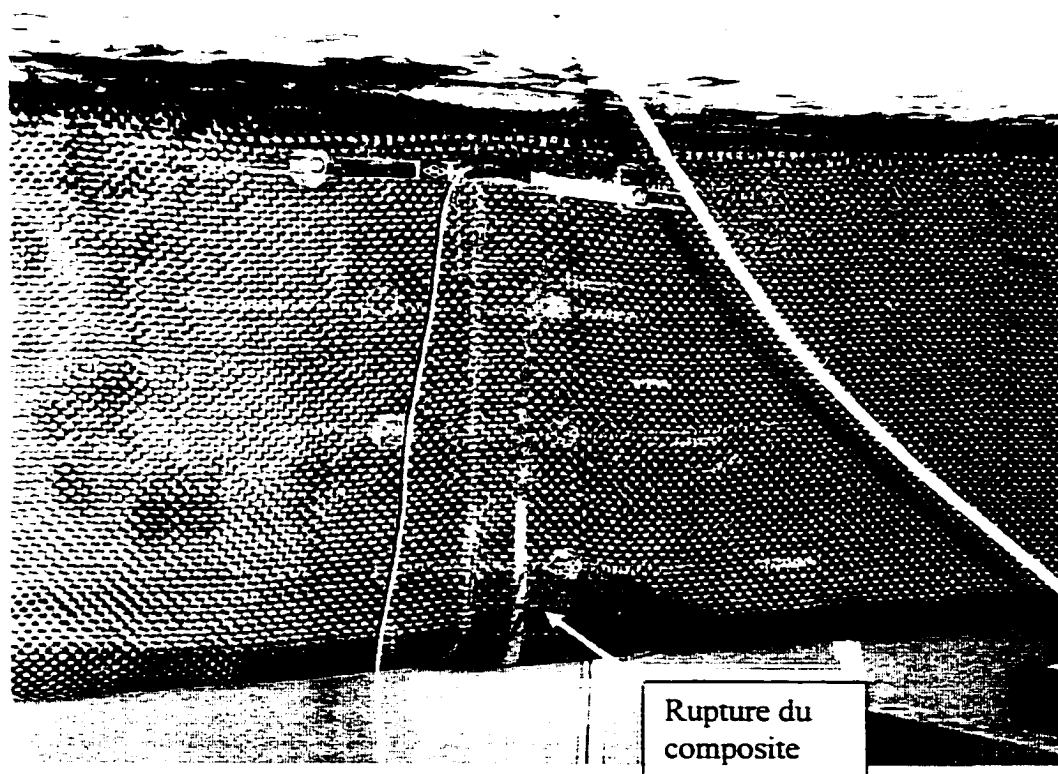


Figure 9.3 Rupture de la poutre en flexion

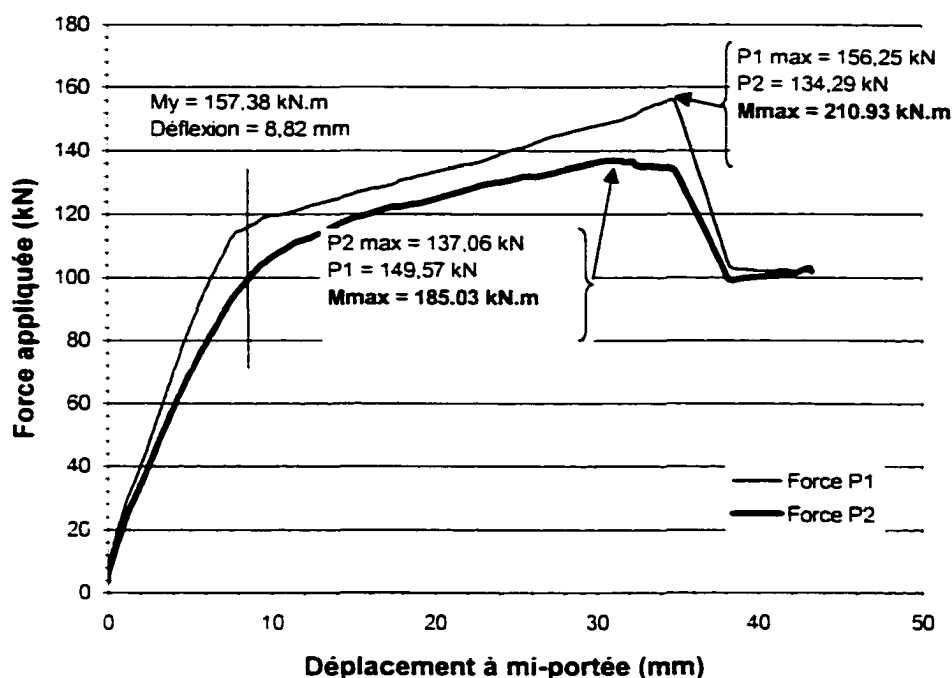


Figure 9.4 Poutre réhabilitée – Essai de flexion – Force vs déplacement

9.3 Essai de flexion à 3 points

Comme au chapitre 8, l'essai de flexion à 3 points consiste à créer une zone d'effort tranchant maximal tout en minimisant la flexion. Ce type de montage permet de déterminer la capacité de la poutre à résister à un effort de cisaillement. L'essai suivant a été réalisé en deux étapes. Nous avons débuté cet essai à l'aide du vérin de notre banc d'essai qui possède une charge maximum de 250 kN (voir figure 9.5).

Cependant, nous avons atteint la capacité maximum de celui-ci sans avoir endommagé de façon significative notre échantillon. Nous avons donc changé notre montage pour effectuer l'essai avec une cellule de charge et un vérin à action manuelle (voir figure 9.6).

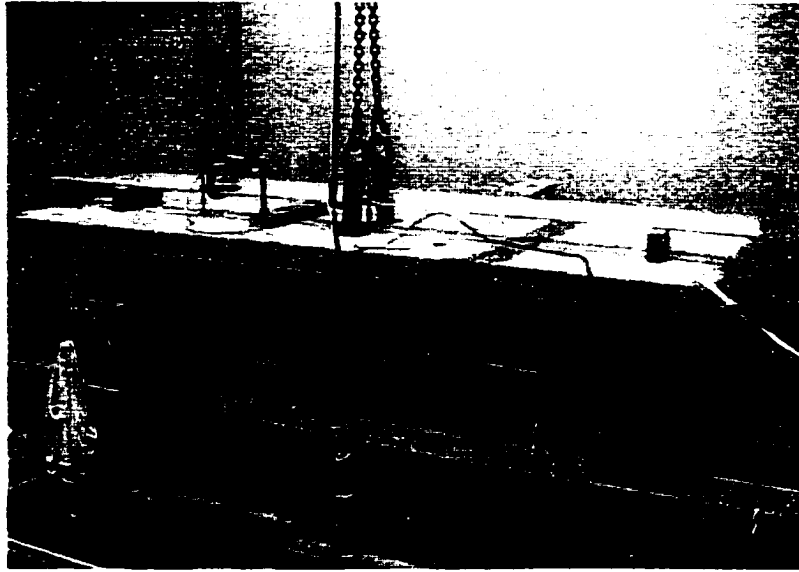


Figure 9.5 Essai en cisaillement, vérin de 250 kN

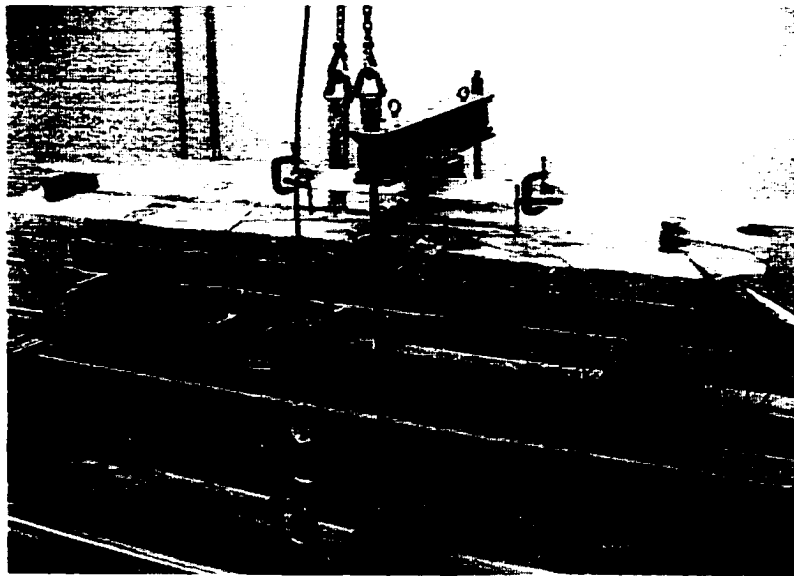


Figure 9.6 Essai en cisaillement, vérin manuel avec cellule

Il est à noter ici qu'un seul échantillon a été mis à l'essai et que ses caractéristiques diffèrent de l'essai en cisaillement présenté au chapitre 8. Il s'agit d'une poutre plus courte mais avec le même patron d'armature que l'échantillon no.3 mise à l'essai au préalable. Les caractéristiques de la poutre sont données aux figures 9.7 et 9.8. La poutre a été instrumentée comme pour l'essai en flexion à 4 points, sauf que deux LVDT seulement ont été utilisés pour l'enregistrement du déplacement. Aucun LVDT n'a été utilisé aux extrémités pour le glissement de l'armature interne de la poutre car celui-ci pouvait être considéré comme négligeable étant donné qu'il n'y avait pas de délamination.

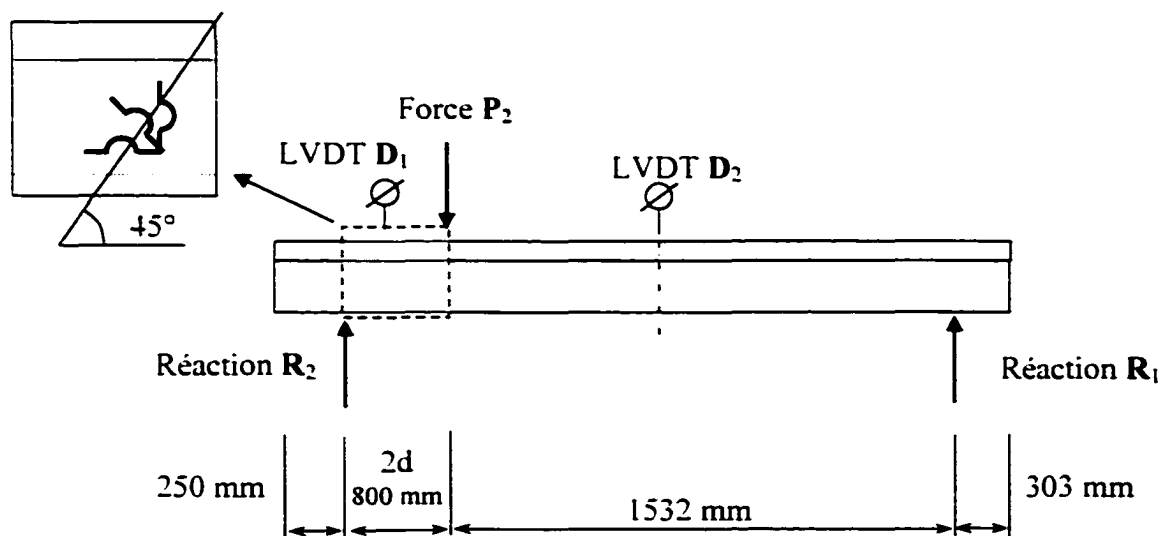


Figure 9.7 Schéma des essais de flexion à 3 points

L'instrumentation installée sur les poutres soumises à ces essais consistait en :

- deux (2) capteurs de déplacement (LVDT) situés à mi-portée et à une distance $2d$ des appuis pour obtenir la déformée de la poutre. D_1 , D_2 .
- trois (3) jauges de déformations situées selon le schéma illustré en encadré.

Le premier essai, tel que discuté précédemment, a atteint la capacité maximal du vérin soit plus précisément 249.93 kN avec un V_{max} à l'appui gauche de 164.95 kN. La figure 9.9 montre le premier maximum atteint.



Figure 9.8 Essai en flexion à 3 points avec disposition des jauges de déformations

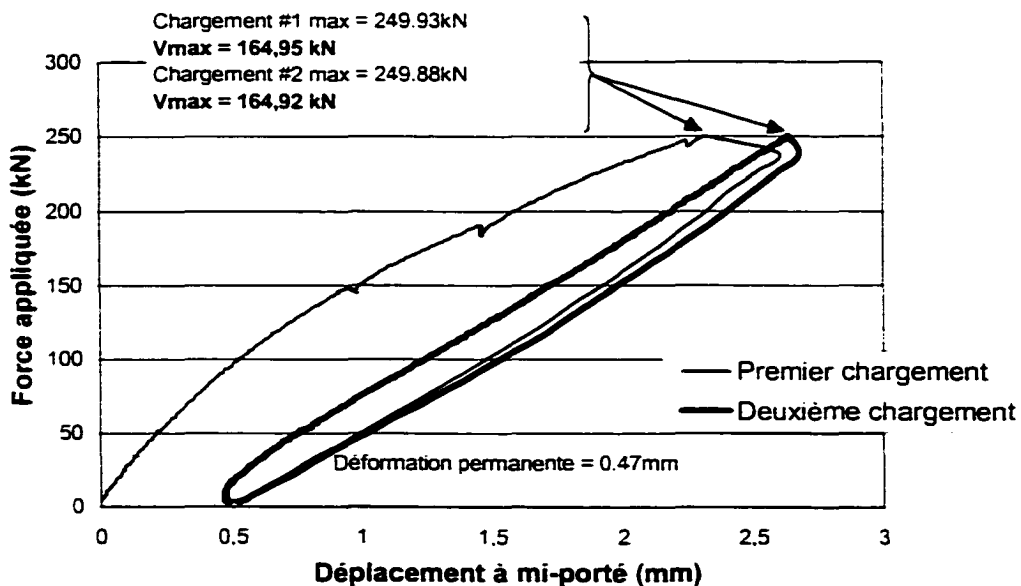


Figure 9.9 Poutre réhabilitée – Essai de cisaillement - Force vs déplacement

Le deuxième chargement effectué a permis d'augmenter légèrement la puissance du vérin mais sans atteindre la capacité maximale de la poutre. Comme on le constate sur

la figure 9.9, la poutre a subi une déformation permanente de l'ordre de 0,47mm. Pour ce qui est de la force maximum appliquée pour le deuxième chargement nous avons obtenu une lecture de 249,88 kN avec un V_{max} à l'appui gauche de 164,92 kN.

Suite au premier essai, on a procédé à l'installation d'un autre montage (avec cellule de charge et un vérin manuel) afin d'atteindre le maximum de résistance en cisaillement. La charge maximale atteinte est de 255,68 kN pour un V_{max} à l'appui gauche de 168,74 kN (voir figure 9.10) avec une rupture horizontale par cisaillement entre la poutre et la dalle (voir figure 9.11). Les premiers craquements du composite se sont fait entendre à une valeur de P de 190,36 kN ($V = 125,63$) et une déformation de 1,5 mm mais sans démontrer aucune fissure apparente.

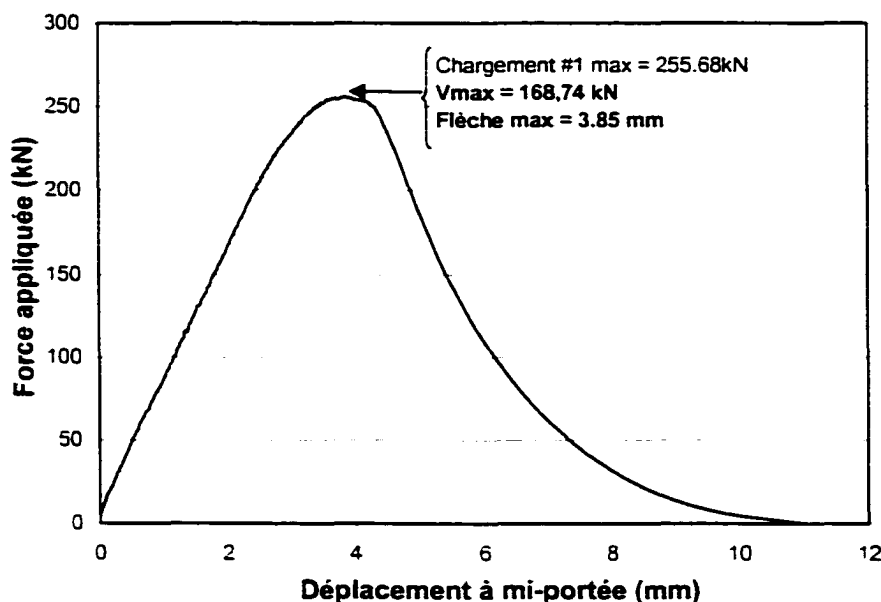


Figure 9.10 Poutre réhabilitée – Essai de cisaillement Force vs déplacement – avec vérin manuel

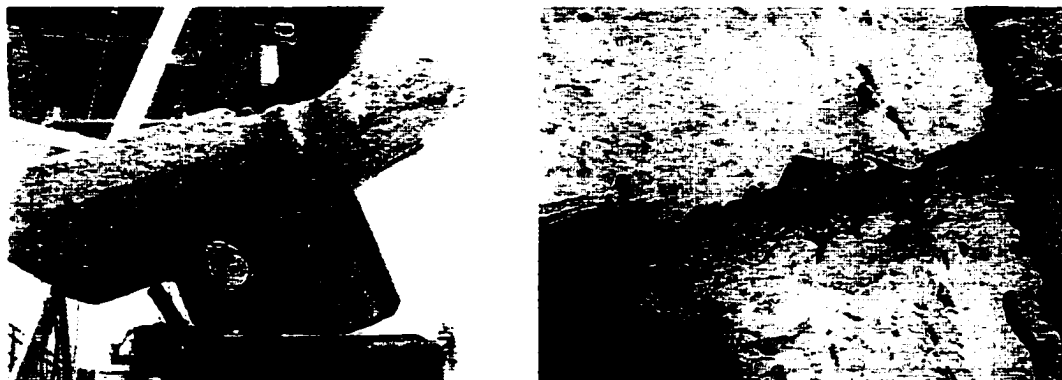


Figure 9.11 Rupture horizontale entre la poutre et la dalle

Selon notre analyse, le fait que la poutre en 'T' ne soit pas symétrique, entraîne un moment de renversement qui par l'application d'une telle charge produit une rupture entre la dalle et la poutre. De plus, l'absence de liens entre la dalle et l'âme de la poutre crée un plan de faiblesse, pour le cisaillement horizontal. Aucune fissuration ou rupture ne s'est produite dans le composite. La figure 9.12 suivante montre le résultat à la fin de l'essai.

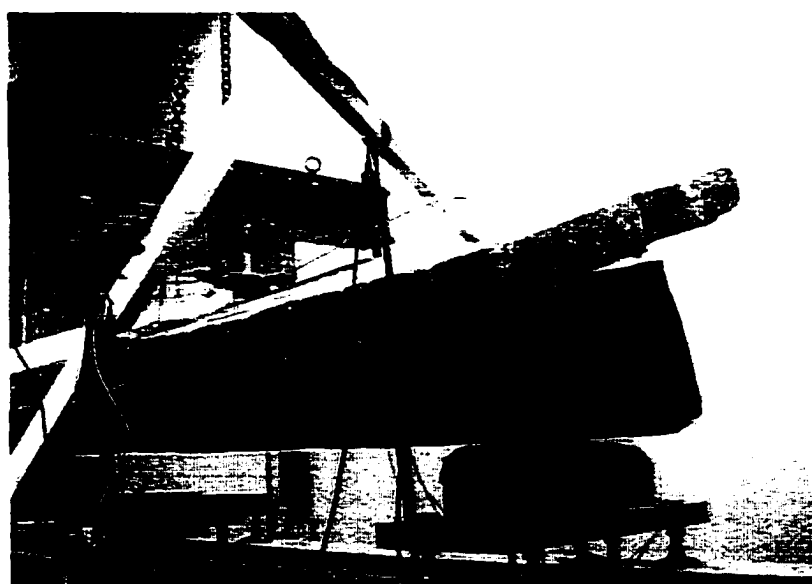


Figure 9.12 Résultat après essai de flexion à trois points

CHAPITRE 10

ANALYSE ET COMPARAISON DES RÉSULTATS

Dans ce chapitre, les résistances théoriques des poutres sont évaluées selon le 'Joint Code' de 1920 – 1940 (Urquart et O'Rourke, Design of Concrete Structure, 1940) en vigueur au moment de la construction de l'édifice Eaton et selon la norme actuelle canadienne CAN3-A23.3 (1995). La comparaison des résistances calculées permet d'évaluer l'influence des modifications que les normes ont subies au cours des années. Le tout sera comparé aux résistances expérimentales.

En second lieu, les résultats expérimentaux avant et après réhabilitation sont comparés pour juger de l'efficacité de la méthode de renforcement choisie. Les résistances théoriques des poutres renforcées sont aussi présentées.

Pour les calculs faits selon le 'Joint Code' (1920 – 1925) on utilise d'abord les propriétés théoriques proposées à l'époque. Ces valeurs sont indiquées dans les tableaux VI et les résistances pondérées sont calculées avec les coefficients de résistance pour l'acier de $\phi_s = 0.4$ et pour le béton de $\phi_c = 0.3$ (voir chapitre 4) ce qui correspond aux valeurs de contraintes admissibles proposées. Les calculs seront ensuite répétés avec les propriétés expérimentales. Les propriétés des matériaux sont celles obtenues avec les essais en laboratoire (voir chapitre 7) et indiquées dans les tableaux VI et VII.

Pour les calculs faits selon la norme CAN3-A23.3, les résistances pondérées sont calculées avec les coefficients de résistance suivant : $\phi_s = 0.85$ et $\phi_c = 0.6$. Les calculs sont effectués avec les propriétés expérimentales des matériaux.

Pour tous les calculs, la vérification du comportement de la poutre a été faite en supposant d'abord que seule la section rectangulaire de la poutre (170mm × 285mm)

était effective puisqu'il n'y a pas de goujons entre la dalle et la poutre. Dans un deuxième temps, la poutre et la dalle ont été considérées comme « liées » en considérant la contribution de la dalle en compression. En comparant l'ordre de grandeur des résultats théoriques avec les résultats expérimentaux, il apparaît que bien que la dalle ne soit pas goujonnée à la poutre, le comportement de l'ensemble poutre-dalle est solidaire. Les résultats présentés aux Tableaux VI à IX sont ceux obtenus en considérant la contribution de la dalle en compression.

Il est à noter que les poutres échantillon 1 et 2 ont le même système d'armature interne, donc la même densité d'armature, mais possèdent une dalle d'épaisseur différente, celle de l'échantillon 2 étant plus épaisse (115 mm au lieu de 107 mm).

10.1 Comparaison entre les valeurs théoriques et expérimentales en flexion avant réhabilitation selon les deux codes de calcul

Les résultats des résistances théoriques selon le 'Joint Code' sont présentés au Tableau VI et ceux obtenus selon la norme CSA CAN3-A23.3 sont donnés au Tableau VII.

Le Tableau VI permet de constater qu'en utilisant les propriétés des matériaux telles que recommandées par le 'Joint Code' (voir calculs annexe 7), la résistance nominale théorique est surestimée d'environ 42% par rapport à la résistance nominale obtenue avec les propriétés mécaniques expérimentales.

Si on compare ensuite les résistances calculées avec les propriétés mécaniques expérimentales pour l'échantillon no.1 et no. 2, on note que les résistances pondérées évaluées selon le 'Joint Code' (tableau VI) sont inférieures à celles évaluées avec la norme CAN3-A23.3 (tableau VII). Dans le premier cas les coefficients de réduction sont appliqués uniquement sur les matériaux et aucun coefficient de majoration n'est

appliqué sur les charges. Le facteur de sécurité global, calculé en comparant les résistances nominales et pondérées, est de 3.5 pour l'échantillon no. 1 et 3.7 pour l'échantillon no. 2 selon le 'Joint Code' alors que selon la norme CAN3-A23.3, le facteur de sécurité est d'environ 1.2. .

TABLEAU VII

CALCULS THÉORIQUES DES CONTRAINTES DES ÉCHANTILLONS 1 ET 2
UTILISANT LE 'JOINT CODE' (1920 - 1940) – RÉSULTATS EN FLEXION

Résistances en flexion			
Propriétés mécaniques psi (MPa)	Échantillons	Selon le 'Joint Code' (1920 - 1940)	
		Moments Pondérées $f_s = 20\ 000\ \text{psi}$ $f'_c = 0.4 * 3750\ \text{psi}$	Moments Nominiaux $f_t = 60\ 000\ \text{psi}$ $f'_c = 3750\ \text{psi}$
Théoriques $f_v = 60\ 000\ (413.68)$ $f'_c = 3750\ (25.85)$ $E_s = 30\ 000\ 000\ (206\ 842)$	1	$M_s = 43\ \text{kN.m}$	$M_s = 151\ \text{kN.m}$
	2	$M_c = 26\ \text{kN.m}$	$M_s = 101\ \text{kN.m}$
Expérimentales $f_{s\ \text{équivalent}} = 43\ 221\ (298)$ $f'_c = 4046\ (27.9)$ $E_{se} = 31\ 525\ 400\ (217\ 360)$	1	$M_s = 31\ \text{kN.m}$	$M_s = 108\ \text{kN.m}$
	2	$M_s = 19\ \text{kN.m}$	$M_s = 70\ \text{kN.m}$
Résultats expérimentaux (pour fin de comparaison)			
Échantillon no. 1		$M_{exp} = 133\ \text{kN.m}$	
Échantillon no. 2		$M_{exp} = 96,7\ \text{kN.m}$	

La différence entre les résistances théoriques obtenues selon le 'Joint Code' (Tableau VI) pour les échantillons no. 1 et no. 2 est due à l'épaisseur de dalle différente. Les calculs faits selon le 'Joint Code', positionnent l'axe neutre de l'échantillon no. 1 dans l'âme de la poutre conférant à celle-ci un comportement en 'T' avec une capacité en

flexion théorique supérieure à celle de l'échantillon no. 2 (voir calculs annexes 6 et 8). Les calculs selon la norme CAN3-A23.3 positionnent l'axe neutre dans la dalle pour les deux échantillons.

TABLEAU VIII

**CALCULS THÉORIQUES DES CONTRAINTES DES ÉCHANTILLONS 1 ET 2
UTILISANT LA NORME CAN3-A23.3 – RÉSULTATS EN FLEXION**

Résistances en flexion			
Caractéristiques mécaniques expérimentales psi (MPa)	Échantillons	Selon la norme CAN3-A23.3 (1995)	
		Moments Pondérées $\phi_r = 0.85$ et $\phi_r = 0.6$ (annexe 11 et 12)	Moments Nominiaux $\phi_r = 1$ et $\phi_r = 1$ (annexe 11 et 12)
Expérimentales $f'_v \text{ équivalent} = 43\,221$ (298) $f'_c = 4046$ (27.9) $E_s = 31\,525\,400$ (217\,360)	1	Mr = 96 kN.m	Mn = 114 kN.m
	2	Mr = 96 kN.m	Mn = 114 kN.m
Résultats expérimentaux (pour fin de comparaison)			
Échantillon no. 1		Mexp = 133 kN.m	
Échantillon no. 2		Mexp = 96.7 kN.m	

Finalement, si on compare la résistance expérimentale obtenue pour les deux échantillons aux résistances théoriques calculées, on constate que le moment atteint par l'échantillon no.1 dont l'état initial était relativement bon est supérieur aux valeurs théoriques minimales. En considérant la plastification de l'acier ($\phi_s = 1.25$) le moment probable théorique se situe autour de 142 kN.m. Ceci laisse supposé que l'échantillon no.1 a atteint sa pleine capacité alors que l'échantillon no.2 n'a atteint que 68% de sa capacité maximale. Il a cédé par délamination et éclatement du recouvrement de béton (voir chapitre 7).

10.2 Comparaison entre les valeurs théoriques et expérimentales en cisaillement avant réhabilitation selon les deux codes de calcul

Les calculs de résistance en cisaillement (annexe 10 et 13) sont effectués de la même façon que pour les calculs de résistance en flexion soit à l'aide des exigences du 'Joint Code' (tableau VIII) et de la norme CAN3-A23.3 (tableau IX). Selon le Tableau VIII, l'utilisation des propriétés mécaniques théoriques affecte principalement la résistance en cisaillement fournie par l'acier d'armature Kahn (V_s), laquelle est alors surestimée. En effet la contrainte d'écoulement de l'acier est de 299 MPa ce qui est inférieur à la valeur théorique suggérée par le 'Joint Code' (414 MPa).

L'évaluation selon la norme CAN3-A23.3 est moins conservatrice que le 'Joint Code'. La norme démontre des valeurs supérieures tant nominales que pondérées. Selon le tableau VIII et IX, les résistances pondérées évaluées selon le 'Joint Code' sont encore inférieures à celles évaluées avec la norme CAN3-A23.3 et ce pour les mêmes raisons citées précédemment. Les coefficients sont appliqués uniquement sur les matériaux et non sur les charges. Le facteur de sécurité global pour l'échantillon no. 3, calculé en comparant les résistances nominales et pondérées du 'Joint Code', varie de 1.7 à 1.9 selon les propriétés mécaniques utilisées. Pour la norme CAN3-A23.3 le facteur de sécurité global est d'environ 1.36.

La résistance nominale calculée selon le 'Joint Code' sous-estime d'environ 47% la résistance expérimentale de l'échantillon no.3. La contribution de l'armature Kahn en cisaillement est sous-évaluée ainsi que celle du béton. La résistance nominale calculée selon la norme CAN3-A23.3 est supérieure de 30% à la résistance expérimentale. Bien que l'efficacité du système d'armature Kahn ait été mis en doute quant à sa résistance aux efforts de cisaillement, on dénote que la résistance expérimentale est supérieure à la résistance du béton seule, et que la contribution de l'acier n'est pas à négliger (estimé à

environ 50% de sa capacité). Dans un des deux essais (charge près de l'appui droit, voir chapitre 7), la rupture est survenue par perte d'ancrage de l'armature longitudinale.

TABLEAU IX

CALCULS THÉORIQUES DES CONTRAINTES EN CISAILLEMENT DE L'ÉCHANTILLON 3 UTILISANT LE 'JOINT CODE' (1920 - 1940)

Résistances en cisaillement			
Propriétés mécaniques psi (MPa)	Échantillons	Selon le 'Joint Code' (1920 - 1940)	
		Résistances Pondérées $\phi_s = 0.3$ $\phi_c = 0.4$ et $\phi_{shear} = 0.02$	Résistances Nominales $\phi_s = 1$ et $\phi_c = 1$ et $\phi_{shear} = 0.02$
Théoriques $f_t = 60\ 000$ (413.68) $f_c = 3750$ (25.85) $E_s = 30\ 000\ 000$ (206 842)	3	$V_s = 15.30$ kN $V_c = 22.30$ kN $V_r = 38$ kN	$V_s = 51.02$ kN $V_c = 22.30$ kN $V_n = 73$ kN
Expérimentales $f_t = 43\ 366$ (299) (Kahn) $f_c = 4046$ (27.9) $E_s = 27\ 868\ 710$ (192 148)	3	$V_s = 11.06$ kN $V_c = 24.07$ kN $V_r = 35$ kN	$V_s = 36.87$ kN $V_c = 24.07$ kN $V_n = 61$ kN
Résultat expérimental (pour fin de comparaison)			
Échantillon no. 3		$V_{exp} = 117$ kN (appui gauche)	

TABLEAU X
CALCULS THÉORIQUES DES CONTRAINTES EN CISAILLEMENT DE
L'ÉCHANTILLON 3 SELON LA NORME CAN3-A23.3

Résistances en cisaillement			
Contraintes théoriques et expérimentales Psi (MPa)	Échantillons	Selon la norme CAN3-A23.3 (1995)	
		Résistances Pondérées $\phi_s = 0.85 \phi_c = 0.6$	Résistances Nominales $\phi_s = 1 \text{ et } \phi_c = 1$
Expérimentales $f'_c = 43\,366$ (299) (Kahn) $f'_c = 4046$ (27.9) $E_s = 27\,868\,710$ (192 148)	3	$V_s = 69.19$ kN $V_c = 43.86$ kN $V_r = 113$ kN	$V_s = 81.40$ kN $V_c = 73.10$ kN $V_n = 154$ kN
Résultat expérimental (pour fin de comparaison)			
Échantillon no. 3		$V_{exp} = 117$ kN (appui gauche)	

10.3 Analyse du gain en capacité en flexion et en cisaillement après réhabilitation

La résistance théorique en flexion et en cisaillement de l'échantillon renforcé à l'aide de MCA est calculée selon la norme CAN3-A23.3 et les directives récemment proposées par l'ACI (Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structure). En plus d'évaluer le moment pondéré et le moment nominal, le moment probable est aussi considéré. Le moment probable est obtenu en appliquant un coefficient de résistance à l'acier de 1,25 pour prendre en compte le durcissement de l'acier lors de la plastification. Les tableaux X et XI présentent les résultats en flexion et en cisaillement en utilisant les propriétés mécaniques expérimentales.

10.3.1 Réhabilitation en flexion

La poutre réhabilitée montre une capacité en flexion expérimentale plus élevée que les calculs théoriques (voir tableau X et XI). La valeur théorique la plus proche du résultat expérimental est le moment probable lequel est de 10% inférieur à la valeur expérimentale. Il y a donc une bonne corrélation entre la capacité théorique de la poutre renforcée et la résistance expérimentale. Par ailleurs, la rupture de la poutre est survenue par la rupture du composite tel que prévu par la théorie (voir chapitre 9).

On peut évaluer le gain en renforcement expérimental en flexion après réhabilitation à 58% par rapport à sa capacité expérimentale initiale (133 kN.m) et sa capacité après réhabilitation (210 kN.m). Il s'agit d'un renforcement notable et important.

10.3.2 Réhabilitation en cisaillement

L'ajout de MCA permet en théorie d'augmenter d'environ 58kN la capacité en cisaillement de la poutre, soit la capacité additionnelle fournie par le matériau composite. De plus, la technique en 'U' utilisée permet de confiner la poutre et probablement d'augmenter la contribution de l'armature Kahn à la résistance en cisaillement. Cependant, la valeur expérimentale atteinte n'a pas permis de développer pleinement cette capacité additionnelle. Ceci s'explique par une rupture prématurée dans un plan de faiblesse de la poutre soit entre la dalle et la poutre (voir chapitre 8). Le manque d'ancrage entre la dalle et la poutre résulte en une baisse de résistance en cisaillement ne permettant pas d'atteindre la pleine capacité fournie par le renforcement en matériaux composites. De plus, le déversement de la poutre, causé par le manque de symétrie, a contribué à cette rupture prématurée.

Si on compare la résistance en cisaillement obtenue suite au renforcement à celle obtenue avant le renforcement, on peut évaluer le gain en renforcement en cisaillement après réhabilitation à 44% par rapport à sa capacité expérimentale initiale (117 kN) et sa capacité après réhabilitation (168 kN). Il s'agit d'un renforcement notable et important.

TABLEAU XI
 CALCULS THÉORIQUES DES CONTRAINTES EN FLEXION ET EN
 CISAILLEMENT DE L'ÉCHANTILLON RÉHABILITÉ SELON
 LA NORME CAN3-A23.3

Propriétés mécaniques MPa	Échantillon	Selon la norme CAN3-A23.3 (1995)		
		Résistances Pondérées $\phi_s = 0.85, \phi_r = 0.6$ Phi frp = 1	Résistances Nominales $\phi_s = 1$ et $\phi_r = 1$ phi frp = 1	Résistances Probables $\phi_s = 1.25, \phi_r = 1$ phi frp = 1
f_s équivalent = 298 $f'_c = 27.9$ $E_s = 217\,360$ $F_{frp} = 3650$ $E_{frp} = 231000$ Elongation frp = 0.014	Flexion	Mr = 149 kN.m	Mn = 164 kN.m	Mp = 189 kN.m
$f_s = 299$ (Kahn) $f'_c = 27.9$ $E_s = 192\,148$ $F_{frp} = 3650$ $E_{frp} = 231000$ Elongation frp = 0.014	Cisaillement	Vs = 69.19 kN Vc = 43.86 kN Vf = 47.25 kN Vr = 159 kN	Vs = 81.40 kN Vc = 73.10 kN Vf = 58.37 kN Vn = 214 kN	Vs = 101,76 kN Vc = 73.10 kN Vf = 58.37 kN Vp = 234 kN
Résultat expérimental (pour fin de comparaison)				
Échantillon réhabilité		Mexp = 210.93 kN.m		Vexp = 168.74 kN

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Dans le cadre des travaux de rénovation du centre Eaton à Montréal, trois poutres secondaires en béton armé prélevées dans le bâtiment ont fait l'objet d'essais statiques en flexion et en cisaillement. De ces poutres, les deux premiers échantillons ont été soumis à un essai en flexion à quatre points pour l'évaluation de la capacité en flexion, alors que le troisième échantillon a été soumis à un essai en flexion à trois points afin d'évaluer sa capacité en cisaillement.

Des essais de caractérisation ont permis d'établir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de ces poutres. La limite élastique des barres composant le système d'armature varie de 220 MPa pour la barre ondulée à 358 MPa pour la barre lisse. L'armature principale, la barre Kahn, possède une limite élastique de 299 MPa et un module d'élasticité de 192 148 MPa.

Les résultats obtenus suite aux essais en flexion ont démontré :

- (a) L'échantillon no.1, suite à une délamination soudaine, a pratiquement atteint sa capacité en flexion théorique évaluée selon la norme CAN3-A23.3. L'échantillon no.2 n'a atteint que 68% de sa capacité théorique probable.
- (b) L'état de délamination avancé de l'échantillon no.2 a provoqué une rupture par délamination et une perte du recouvrement de béton pour un niveau de chargement (96kN.m) correspondant à 73% du niveau atteint par l'échantillon no.1 (133kN.m).
- (c) La ductilité en flexion des deux échantillons varie entre 3 et 5.
- (d) L'échantillon no.3 mis à l'essai en cisaillement a atteint sa capacité théorique évaluée selon la norme CAN3-A23.3 soit 110kN. La rupture s'est produite par perte d'ancrage de l'armature longitudinale. Sa ductilité en cisaillement est d'environ 1,25.

- (e) La contribution de l'acier de type Kahn à la résistance au cisaillement n'est pas négligeable.

La comparaison des résistances théoriques évaluées selon le 'Joint Code' en vigueur lors de la construction de l'édifice et de la norme CAN3-A23.3 a mis en évidence les éléments suivants :

- (e) Les valeurs des propriétés mécaniques recommandées par le 'Joint Code' surestiment la qualité des matériaux utilisés, spécifiquement pour l'acier.
- (f) L'évaluation de la capacité en cisaillement est plus conservatrice lorsque faite selon le 'Joint Code' qu'avec la norme CAN3-A23.3, spécifiquement en ce qui concerne la contribution de l'acier de type Kahn.

Les résultats des essais sur les poutres réhabilitées et renforcées démontrent que l'utilisation de matériaux composites avancés dans la réhabilitation permet un gain considérable en cisaillement et en flexion. La capacité en flexion de la première poutre réhabilitée est de 210,93kN.m, ce qui correspond à un gain de 58% par rapport à sa capacité expérimentale avant réhabilitation. Pour le cas de la deuxième poutre réhabilitée et soumise à l'essai en cisaillement, la capacité atteinte de 168,74kN correspond à un gain de 44% par rapport à sa capacité expérimentale initiale.

Enfin, ce projet a permis de faire l'évaluation de poutres réelles en laboratoire possédant un système d'armature inusité et d'en faire la réhabilitation à l'aide de MCA. La faisabilité technique et l'efficacité de cette stratégie de renforcement ont été démontrées.

Après un tel projet, il est nécessaire de faire des recommandations sur les différentes étapes de réalisation. La réhabilitation elle-même des poutres en laboratoire n'est pas difficile. Généralement avec l'équipement de base et un minimum de sécurité il est

facile de préparer les poutres à recevoir le MCA et ce dans un court délai. Pour ce qui est de l'enveloppement des poutres avec le MCA, il suffit aussi d'avoir les outils de base et d'être bien préparé puisque l'époxy a un temps de réaction évalué à environ 45 minutes.

En chantier, ce type de réhabilitation doit être étudié à fond. Puisque l'accessibilité, le temps de préparation de la poutre, la scarification et le nettoyage de la poutre sont des facteurs qui peuvent influencer de beaucoup la prise de décision pour le type technologie appliqué. De plus, l'application du MCA peut être difficile dans certain endroit. L'application de ce type de réhabilitation à notre projet pourrait être possible en évitant d'enlever la couche de plâtre par la modification du type d'ancrage. Il serait alors facile de sauver, en temps, la préparation qui à notre avis, est l'étape la plus longue.

ANNEXE 1

Copie du 'joint code' de 1920 - 1940

‘ Propriétés des matériaux ’

APPENDIX B
SUMMARY OF WORKING STRESSES RECOMMENDED
BY THE JOINT CODE

ALLOWABLE UNIT STRESSES IN CONCRETE

Description	Allowable unit stresses				
	For any strength of concrete as fixed by test $n = \frac{30,000}{f_c}$	$f_c = 2000$ p.s.i. $n = 15$	$f_c = 2500$ p.s.i. $n = 12$	$f_c = 3000$ p.s.i. $n = 10$	$f_c = 3750$ p.s.i. $n = 8$
Flexure:					
Extreme fiber stress in compression†	f_c	800	1000	1200	1500
Extreme fiber stress in compression adjacent to supports of continuous or fixed beams or of rigid frames.	f_c	900	1125	1350	1688
Shear:					
Beams with no web reinforcement and without special anchorage of longitudinal steel.	v	40	50	60	75
Beams with no web reinforcement but with special anchorage of longitudinal steel.	v	60	75	90	113
Beams with properly designed web reinforcement but without special anchorage of longitudinal steel.	v	120	150	180	225
Beams with properly designed web reinforcement and with special anchorage of longitudinal steel.	v	240	300	360	450
Flat slabs at distance d from edge of column capital or drop panel.	v	60	75	90	113
Footings.	v	40	50	60	75
Bond:					
In beams and slabs and one-way footings: ^a					
Plain bars.	u	80	100	120	150
Deformed bars.	u	100	125	150	188
In two-way footings:					
Plain bars.	u	90	113	135	169
Deformed bars.	u	112	140	165	210
Bearing:					
On full area.	f_c	500	625	750	938
Pedestals	v	See Art. 153			

^a Where special anchorage is provided, $1\frac{1}{2}$ times these values in bond may be used in beams, slabs and one-way footings. The values given for two-way footings include an allowance for special anchorage.

† The Joint Code (1941) and the Joint Committee (1946) propose that the extreme fiber stress in compression (flexure) be increased to $0.45f_c$.

ALLOWABLE UNIT STRESSES IN REINFORCEMENT

(a) *Tension:*

(f_s = tensile unit stress in longitudinal reinforcement)

(f_w = tensile unit stress in web reinforcement)

20,000 p.s.i. for rail-steel concrete reinforcement bars, billet-steel concrete reinforcement bars (of intermediate and hard grades), axle-steel concrete reinforcement bars (of intermediate and hard grades), and cold drawn steel wire for concrete reinforcement.

18,000 p.s.i. for billet-steel concrete reinforcement bars (of structural grade), and axle-steel concrete reinforcement bars (of structural grade).

(b) *Compression, vertical column reinforcement:*

(f_c = nominal working stress in vertical column reinforcement)

20,000 p.s.i. for rail or hard grade steel.

16,000 p.s.i. for intermediate grade steel.

ANNEXE 2

Fiche technique du 'sikadur 31 hi-mod gel'

Sikadur 31 Hi-Mod Gel

Adhésif époxyde structural en pâte, à haut module et haute résistance

3

Produit éprouvé et certifié
à l'usage des structures

Sikadur® 31 Hi-Mod Gel

Adhésif époxyde structural en pâte à haut module et haute résistance

Description

Sikadur 31 Hi-Mod Gel est un adhésif de résine époxyde structural en pâte, à deux composants, sans solvant, insensible à l'humidité, à haut module et haute résistance.

Domaines d'application

- Liaisonnement structural au béton, métal, bois et à la maçonnerie li où la ligne de colle n'exécute pas 3 mm.
- Coules pour boulons, goujons, tiges, pose verticale et au-dessus de la tête.
- Scellement pour fissures et autour des points d'injection avant d'injecter par pression.
- Mortier époxyde de réparation du béton à l'intérieur, pose verticale et au-dessus de la tête.

Avantages

- Insensible à l'humidité avant, pendant et après le durcissement.
- Adhésif structural en pâte, à haut module et haute résistance.
- Excellente adhérence au béton, à la maçonnerie, au métal, aux bois et à la plupart des matériaux structuraux.
- Consistance pâteuse idéale pour utilisation verticale et au-dessus de la tête.
- Adhésif à durcissement rapide.
- Facile à mélanger dans les proportions de A:B = 1:1 par volume.
- Approuvé pour l'eau potable (unité de 0,36 L).
- Conforme à la norme ASTM C881 type I, II, IV et V, grade 2, classe 5 et C sur les adhésifs de résine époxy.

Emballage	Unités de 10 L et de 20 L Unité de 0,36 L, 12/bouteille		
Couleur	Gris béton		
Consommation	1 m ² de surface 1 m ² d'adhésif épousseté d'une épaisseur de 1 mm d'adhésif mélangé avec 1 L par volume non tassé d'après les techniques de pose indiquées dans le manuel d'application		
Conservation	7 ans dans son emballage d'origine, non ouvert, emmagasiné au sec entre 5° et 32°C. Conditionner le produit entre 10° et 25°C avant de l'utiliser.		
Ratio de mélange	A:B = 1:1 par volume		
Consistance	Pâte qui ne s'affaisse pas		
Vis en pot	Environ 30 min		
Site de livraison	5-7 h CIC max 10000000		
Résistance à la compression, MPa ASTM D688	4°C	23°C	32°C
2 h			33
4 h		14	50
8 h		23	57
16 h		34	71
1 jour	31	41	73
3 jours	45	41	55
7 jours	70	46	57
14 jours	76	47	57
28 jours	43	47	57
* Prêt à l'emploi à la température ambiante			
Propriétés en traction ASTM D638			
14 jours	Résistance à la traction		74 MPa
	Allongement au point de rupture		0,95 %
	Module d'élasticité		5,13 GPa
Propriétés en flexion ASTM D709			
14 jours	Résistance à la flexion		42 MPa
	Module d'élasticité corrigé		7,22 GPa
Résistance au cisaillement ASTM D732			
14 jours			73 MPa
Résistance au poinçonnement ASTM C822			
Béton dur: sur béton dur			
2 jours	Marcageur sec		78 MPa
14 jours	Marcageur humide		72 MPa
Température de déflexion ASTM D548			
-4 jours	Effort max. extrême = 1,8 MPa		53°C
Absorption d'eau ASTM D578			
7 jours	24 h d'ébullition		0,29 %



Les caractéristiques, les conditions de livraison, les recommandations relatives à l'application et l'utilisation de ce produit sont décrites dans le manuel d'application, les fiches techniques et les notices de sécurité de Sika, et diffèrent des données indiquées dans ce document. Toute utilisation de ce produit doit être précédée d'une lecture attentive de ces documents. Pour plus d'informations, contactez votre représentant Sika local. Les données indiquées dans ce document sont basées sur des essais effectués dans des conditions de laboratoire. Les conditions de construction et d'application peuvent varier et affecter les résultats obtenus sur le terrain. Les données indiquées dans ce document ne constituent pas une garantie de performance. Les données indiquées dans ce document ne constituent pas une garantie de performance. Les données indiquées dans ce document ne constituent pas une garantie de performance.

Mode d'emploi

PRÉPARATION DE LA SURFACE

La surface doit être propre et saine. Elle peut être sèche ou humide mais libre d'eau à la surface. Enlever poussières, laitance, graisse, agents de mûrissement, imprégnations, cires, matières étrangères et matériaux désagrégés.

Béton - Décaper par jet de sable ou toute autre méthode mécanique approuvée.

Acier - Décaper par jet de sable jusqu'au métal blanc.

MALAXAGE

Prémélanger chaque composant avant le dosage. Verser 1 partie du composant B à 1 partie du composant A par volume dans un seau propre. Malaxer à fond pendant 3 min, avec une perceuse électrique à basse vitesse (300-450 tr/m) de rotation munie d'un batteur, jusqu'à l'obtention d'un mélange uniforme. Ne malaxer que la quantité pouvant être utilisée durant sa période de vie en pot. Pour préparer un mortier époxyde, ajouter lentement jusqu'à une partie par volume non tassé de sable sec à 4 parties de Sikadur 31 Hi-Mod Gel déjà mélangé, et malaxer jusqu'à consistance uniforme.

APPLICATION

Cas de stabilité structural -

Appiquer le mélange Sikadur 31 Hi-Mod Gel pur sur les deux faces du substrat préparé. Faire pénétrer dans le substrat pour assurer l'adhérence. Immobiliser fermement en place jusqu'à ce que l'adhésif soit sec. La ligne de colle ne doit pas excéder 3 mm.

Pour sceller les fissures, pour cordons d'injection - Placer le mélange pur sur les fissures à être injectées sous pression et autour de chaque point d'injection. Laisser bien prendre avant d'injecter sous pression.

Pour scier les boîtiers, goujons, tiges - L'espace annulaire autour du boulon ne devrait pas excéder 3 mm. La profondeur typique est 10 à 15 fois le diamètre du boulon. Injecter avec du Sikadur 31 Hi-Mod Gel pur. Pour le remplissage intérieur, pose verticale et au-dessus de la tête - Placer le mortier en travaillant le matériel dans le substrat préparé remplir la cavité. Niveler. Chaque étape ne devrait pas excéder 38 mm.

NETTOYAGE

Recueillir avec un matériel absorbant. Disposer conformément aux règlements locaux. Le produit non durci peut être enlevé avec Sika Equipment Cleaner. Le produit durci ne peut être enlevé que mécaniquement.

RESTRICTIONS

La température d'application minimale est de 4°C. Ne pas diluer avec un solvant. N'utiliser que du sable sec à 4 parties. L'épaisseur maximale du mortier époxyde est 38 mm par couche. Le produit est un pare-vapeur après mûrissement. Pour utiliser le mortier, le béton doit avoir un minimum de 21-28 jours selon les conditions de séchage et de mûrissement. Les substrats poreux doivent être expertisés pour la transmission de vapeur d'eau avant d'appliquer le

mortier ou sceller les dalles. Ne pas sceller les fissures sous pression hydrostatique.

Avertissement

Composant A - Irritant - Le contact prolongé avec la peau peut causer une irritation. Éviter tout contact avec les yeux.

Composant B - Irritant - Le contact avec la peau peut causer des brûlures graves. Éviter tout contact avec les yeux. Le produit est un sensibilisateur très puissant. L'emploi de lunettes de sécurité et de gants de caoutchouc à l'épreuve des produits chimiques est recommandé. Enlever tout vêtement contaminé. Éviter toute inhalation de vapeurs. Assurer une ventilation adéquate. L'emploi d'un respirateur de vapeur organique approuvé par la NIOSH/MSHA est recommandé. Pour plus d'information, consulter l'étiquette du produit.

Premiers soins

En cas de contact avec la peau, laver avec de l'eau et du savon. En cas de contact avec les yeux, laver immédiatement à grande eau pendant 15 minutes. Communiquer avec un médecin. Pour les problèmes respiratoires, transporter la victime à l'air frais. Enlever les vêtements contaminés et laver avant de les réutiliser.

Pour obtenir plus de précisions, consulter la fiche signalétique Sika.

GARDER HORS DE LA PORTÉE DES ENFANTS POUR USAGE INDUSTRIEL SEULEMENT

Sikadur® 31 Hi-Mod Gel
Adhésif époxyde structural en résine à base de résine et durci
à froid

3

0399 9480 05 ENFANTS
A BASE DE RESINE REACTIVE



Sika Canada Inc.
601 Avenue Delmar
Pointe-Claire, QC H9R 4A8
Tél. (514) 687-2610
Fax: (514) 687-3087

Ontario
970 Verdara Road
Mississauga, ON L5T 1T6
Tél. (905) 785-3177
Fax: (905) 785-3192

Alberta
18131-114^e Avenue N.W.
Edmonton, AB T5S 1T5
Tél. (780) 482-6111
Fax: (780) 482-1580

www.sikacanada.com

150 8881-94
150 14881-88
MONTREAL
150 8882-94
150 14882-88
EDMONTON

2-10

ANNEXE 3

Fiche technique du 'sikadur 35 hi-mod LV'

Sikadur 35 Hi-Mod LV

Liant d'adhésif époxyde pour injection/scellement, à haut module, basse viscosité et haute résistance

Description

Sikadur 35 Hi-Mod LV est un adhésif multiusages de résine époxyde à deux composants, sans solvant, insensible à l'humidité, à basse viscosité et à haute résistance.

Domaines d'application

- Injecter sous pression les fissures dans le béton structural, la maçonnerie, le bois, etc.
- Ancrer boulons, goujons, tiges, etc.
- Colmater par gravité les fissures horizontales dans le béton structural et la maçonnerie.
- Joint de résine époxyde pour la correction d'un mortier de ravalement et de resurfaçage pour les surfaces intérieures horizontales.
- Assurer l'étanchéité des cales intérieures et extérieures au-dessus du sol contre l'eau, les chlorures et les attaques chimiques légères, et pour en améliorer l'usage.

Avantages

- Viscosité très basse
- Facile à mélanger dans les proportions de A:B = 2:1 par volume.
- Adhésif structural unique à haute résistance pour surfaces difficile à assécher.
- Pénètre à fond et baigne l'ensemble des fissures dans le béton pour ouvrages d'art.
- Adhésif à haute résistance initiale
- Excellente résistance aux produits chimiques.
- Conforme à la norme ASTM C881, type I, II, IV et V, grade 1, classe B et C.

Mode d'emploi

PRÉPARATION DE LA SURFACE
La surface doit être propre et saine. Elle peut être sèche ou humide mais libre d'eau à la surface. Enlever poussière, l'ancienne, grasse, agents de mûrissement, imprégnations, etc.

Emballage	Unité de 9 L et cartouche de 450 ml, Pré-Pack, 12/boîte				
Conteur	Clair, sec				
Composition	1 L = 1 m ² d'achaf épaisse de 1 mm d'épaisseur. L'adhésif mélange à 5 L par volume fibre de verre de blanc sec ou noir (environ 3,5 l de mortier époxyde).				
Conservation	2 ans dans son emballage d'origine non ouvert. Réchauffer au sec entre 5° - 32°C. Conditionner le produit entre 16° - 19°C avant de l'utiliser.				
Ratio de mélange	A:B = 2:1 par volume				
PROPRIÉTÉS					
Viscosité	450-550 cps				
Vie en pot	25 min				
Sec au toucher	4°C	15°C	25°C	35°C	45°C
2-3 mm mortier par	14-16 h	5-25 h	1-2 h	1-2 h	1-2 h
Résistance en compression, MPa ASTM D688					
	Par			Mortier (1:3)	
	4°C	15°C	25°C	4°C	15°C
4 h					5
8 h			22	3	28
16 h		15	41	13	39
1 jour		47	63	14	57
3 jours	26	67	73	47	68
7 jours	31	74	77	45	71
14 jours	37	77	77	47	61
28 jours	66	81	77	48	61
<small>*Mortier fait à base aux proportions indiquées</small>					
Module d'élasticité ASTM D688					
	Par			Mortier	
28 jours	2.41 MPa			0.59 GPa	
Propriétés à la traction ASTM D688					
14 jours	Résistance à la traction		58 MPa	0.8 GPa	
	Allongement au point de rupture		4.2 %	0.3 %	
	Module d'élasticité		2.8 GPa	0.24 GPa	
Propriétés à la flexion ASTM D719					
14 jours	Module de rupture		46 MPa	10 MPa	
	Module d'élasticité tangent		2.5 GPa	0.5 GPa	
Résistance au cisaillement ASTM D732					
14 jours			25 MPa	16 MPa	
Température de dilataion ASTM D681					
14 jours	effort libre adhérence = 7.8 MPa		13°C	14°C	
Résistance de l'assemblage ASTM C882					
Béton dur:	à béton dur				
2 jours	murssement à sec		19 MPa		
14 jours	murssement humide		19 MPa		
Absorption d'eau ASTM D570					
7 jours	2-7 d'isolant		1.1 %		

Sikadur 35 Hi-Mod LV
 Liant d'adhésif époxyde pour injection/scellement à haut module, basse viscosité et haute résistance
3
 CONJUGÉS À SIKAGROUT
 3 INJECTION



Les renseignements et, notamment, les recommandations données l'application et l'utilisation d'un produit Sika sont destinés à titre de référence. Ils ne constituent pas une garantie de performance, de durée de vie, de résistance ou de sécurité. Ils ne doivent pas être utilisés sans la consultation préalable d'un spécialiste. Sika s'engage à fournir les produits et services de la meilleure qualité possible. Sika ne peut être tenu responsable des dommages causés par l'utilisation de ses produits. Les clients doivent être avisés que Sika ne peut être tenu responsable des dommages causés par l'utilisation de ses produits sans la consultation préalable d'un spécialiste. Les clients doivent être avisés que Sika ne peut être tenu responsable des dommages causés par l'utilisation de ses produits sans la consultation préalable d'un spécialiste. Les clients doivent être avisés que Sika ne peut être tenu responsable des dommages causés par l'utilisation de ses produits sans la consultation préalable d'un spécialiste.

Sikadur 35 Hi-Mod LV

3

LES RESSOURCES ALBERTA
L'ÉDUCATION

Sikadur 35 Hi-Mod LV

Leur utilisation est soumise aux réglementations
à leur endroit, leurs règlements et leurs conditions

matériaux étrangères, substances désagrégées.

Béton - Décaper par jet de sable ou toute autre méthode mécanique approuvée pour rendre la surface rugueuse et ouvrir les pores du béton.

Acier - Décaper par jet de sable jusqu'au fini métal blanc.

MALAXAGE

Prémixer chaque composant avant le dosage. Proportionner 1 partie du composant B à 2 parties de A dans un seau propre. Malaxer à fond pendant 3 min avec une perceuse électrique à basse vitesse de rotation (300-450 rpm) jusqu'à ce que le mélange soit uniforme. Ne malaxer que la quantité pouvant être utilisée durant sa période de vie en pot.

Pour préparer un mortier époxyde - Ajouter lentement 4-6 parties par volume libre de sable de silice séché au four à 1 partie de Sikadur 35 Hi-Mod LV prémélangé et malaxer jusqu'à consistance uniforme.

APPLICATION

Remplir les fissures par gravité - Verser Sikadur 35 Hi-Mod LV par dans la fissure en forme de "V". Continuer jusqu'au remplissage complet. Sceller le dessous de la dalle avant le remplissage si les fissures sont de part en part. Injecter les fissures sous pression - Utiliser un équipement à injection automatique ou une méthode manuelle. Placer les points d'injection selon la méthode utilisée. Sceller les points et les fissures avec Sikadur 31 Hi-Mod Gel ou Sika PowerFix 4th/3rd Fast. Lorsque le scellement d'adhésif époxyde a durci, injecter Sikadur 35 Hi-Mod LV sous pression constante.

Ancrer barreaux, goupilles et tiges - L'espace annulaire autour du boulon ne devrait pas excéder 3 mm; la

profondeur typique est de 10-15 fois le diamètre du boulon. Injecter les trous avec Sikadur 35 Hi-Mod LV pur. Sceller les dalles - Étendre Sikadur 35 Hi-Mod LV sur la dalle. Laisser pénétrer. Enlever le surplus pour empêcher la formation d'une pellicule en surface. Ne sceller que les dalles intérieures et extérieures au-dessus du sol seulement.

Mortier époxyde - Apprêter la surface préparée avec du Sikadur 35 Hi-Mod LV pur. Placer le mortier époxyde préparé avant que l'apprêt ne soit sec au toucher. Placer le mortier époxyde avec une truelle. Tasser et niveler avec une règle vibrante ou une roulette. Terminer avec un lissage à la truelle. Le mortier Sikadur 35 Hi-Mod LV doit être utilisé à l'intérieur seulement.

NETTOYAGE

Le produit non durci peut être enlevé avec Sika Equipment Cleaner. Le produit durci ne peut être enlevé que mécaniquement.

RESTRICTIONS

Température d'application minimale : 4°C.

Ne pas diluer avec un solvant. Utiliser seulement des sables secs au four.

Épaisseur maximale du mortier époxyde : 38 mm par couche.

N'utiliser le mortier époxyde qu'à l'intérieur seulement.

Ne pas sceller les dalles sur soi à l'extérieur.

Pour utiliser le mortier et sceller les dalles, le béton doit avoir un minimum de 21-28 jours selon les conditions de séchage et de pétrissage.

Ne pas appliquer sur des surfaces poreuses ou les remontées d'humidité peuvent survenir durant l'application du mortier ou scellement des dalles.

Ne pas injecter les fissures sous pression hydrostatique.

Ne pas injecter les fissures plus larges que 6 mm.

AVERTISSEMENT

Composant A - Irritant - Le contact prolongé avec la peau peut causer une irritation. Éviter tout contact avec les yeux.

Composant B - Irritant - Le contact avec la peau peut causer des brûlures graves. Éviter tout contact avec les yeux. Le produit est un sensibilisateur très puissant. L'emploi de lunettes de sécurité et de gants de caoutchouc à l'épreuve des produits chimiques est recommandé. Enlever tout vêtement contaminé. Éviter toute inhalation de vapeurs. Assurer une ventilation adéquate. L'emploi d'un respirateur de vapeurs organiques approuvé par la NIOSH/MSHA est recommandé. Pour plus d'information consulter l'étiquette du produit.

Premiers soins

En cas de contact avec la peau, laver avec de l'eau et du savon. En cas de contact avec les yeux, laver immédiatement à grande eau pendant 15 minutes. Communiquer avec un médecin. Pour les problèmes respiratoires transporter la victime à l'air frais. Enlever les vêtements contaminés et laver avant de les réutiliser.

Pour obtenir plus de précisions, consulter la fiche signalétique Sika.

**GARDER HORS DE LA PORTEE DES ENFANTS
POUR USAGE INDUSTRIEL
SEULEMENT**



Sika Canada Inc.
507, Avenue Deane
Pointe-Clare, QC H9R 4A0
Tel.: (514) 897-2610
Fax: (514) 897-3087

Ontario
970 Verbena Point
Mississauga, ON L5T 1T6
Tel: (905) 795-3177
Fax: (905) 795-3152

Alberta
18131-114th Avenue N.W.
Edmonton, AB T5L 1T9
Tel: (780) 486-6111
Fax: (780) 483-1580

www.sikacanada.com
80 8981-94
82 1487-88
132 8982-84
MONTREAL EDMONTON

24-02

ANNEXE 4

Fiche technique du 'sika topp 122'

SikaTop® 122 Plus

Mortier applicable à la truelle à base de ciment, modifié aux polymères, PLUS agent migrateur inhibiteur de corrosion

Description

SikaTop 122 Plus est un mortier de réparation à deux composants, à prise rapide, à base de ciment, modifié aux polymères, PLUS un agent migrateur inhibiteur de corrosion. Formulé pour application à la truelle, mortier de rapéçage facile à utiliser. Excellent pour réparation de surfaces verticales et horizontales.

Domaines d'application

- S'utilise sur le béton et le mortier, au-dessus, en dessous ou au niveau du sol.
- S'utilise comme chape pour surfaces de béton.
- Produit de réparations structurales pour les planchers de stationnement, usines, trottoirs, ponts, tunnels, barrages et rampes.
- S'utilise pour niveler les surfaces de béton.

Avantages

- Résistance à l'abrasion supérieure au mortier conventionnel.
- La résistance de liaison assure une adhérence supérieure.
- Compatible avec le coefficient de dilatation thermique du béton.
- Résistance initiale élevée
- Bonne résistance au gel et dégel
- Haute résistance aux sels de décapage
- Ne constitue pas un pare-vapeur
- Grande résistance en compression et à la flexion.
- Ne corrode pas l'acier sous contrainte.
- Ininflammable
- Conforme à la spécification MTO MI-67 sur les matériaux de rapéçage

Emballage	Unité de 25,5 kg
Couleur	Gris clair lorsque mélangé
Composition	Envoit 13 L
Conservation	1 an dans son emballage d'origine non ouvert. Entreposer au sec dans un local ventilé à température ambiante entre 5°C et 24°C. Conditionner le produit entre 10°C et 24°C avant de l'utiliser. Protéger le composant A contre le gel. Jeter le gain.
Ratio de mélange	A/B = 1:1 par poids selon la consistance désirée
Temps d'application (23°C)	Approx. 30 min après le mélange du mortier
Temps de finition (23°C)	Approx. 50-75 min après le mélange du mortier
Masse volumique ASTM C138	2200 kg/m ³
Résistance à la compression ASTM C39	
24 h	14 MPa
7 jours	37 MPa
28 jours	50 MPa
Módulo d'elasticitat ASTM C495	
7 jours	22 GPa
28 jours	26 GPa
Résistance à la traction par flexion ASTM C496	
28 jours	2,5 MPa
Résistance de lamination ASTM C682	
24 h	3 MPa
28 jours	19 MPa
Résistance de lamination CAN A23.2-08	
28 jours	Plus grand que le béton.
Perméabilité aux ions chlorure ASTM C1272	
74 jours	37% Conforme

- Conforme à la spécification ATU B391 sur les matériaux de rapéçage.
- Approuvé pour utilisation dans les usines alimentaires.

Mode d'emploi

PRÉPARATION DE LA SURFACE

Enlever le béton détérioré, impuretés, saleté, graisse et autres matières qui

nuisent à l'adhérence. S'assurer que l'enduit à réparer n'a pas moins que 3 mm de profondeur. Effectuer le travail de préparation avec un marteau piqueur, décapage au jet d'eau haute pression ou tout autre moyen mécanique approprié. Rendre le substrat rugueux pour obtenir un profil de surface de ± 3 mm (CSF 5-9). Humidifier la surface à

SikaTop® 122 Plus

Mortier applicable à la truelle à base de ciment modifié aux polymères PLUS agent migrateur inhibiteur de corrosion

Appliqué manuellement/ formés

3

DESIGN TECHNIQUE DE RÉPARATION



Les performances et caractéristiques indiquées sont basées sur des essais effectués en laboratoire. Elles ne constituent pas une garantie de performance sur le terrain. Les conditions d'application et de stockage peuvent varier. Les utilisateurs doivent consulter les instructions de sécurité et les fiches de données de sécurité (FDS) pour plus de détails. Les utilisateurs doivent également consulter les spécifications de l'ATU B391 et les spécifications de l'ASTM C138, C39, C495, C496, C682, C1272 et A23.2-08. Les utilisateurs doivent également consulter les spécifications de l'ASTM C138, C39, C495, C496, C682, C1272 et A23.2-08. Les utilisateurs doivent également consulter les spécifications de l'ASTM C138, C39, C495, C496, C682, C1272 et A23.2-08. Les utilisateurs doivent également consulter les spécifications de l'ASTM C138, C39, C495, C496, C682, C1272 et A23.2-08.

SikaTop 122 Plus

3

Appliqué manuellement/
sur surfaces de réparation
formés

SikaTop 122 Plus

Produit appliqué à la truelle à base de ciment, destiné aux polymères PLUS agent réparateur
pour béton de ciment.

réparer avec de l'eau propre. Le substrat doit être saturé superficiellement sec (SSS) mais sans eau stagnante durant l'application.

MALAXAGE

Mélanger mécaniquement au moyen d'une perceuse pour service intérêt basse vitesse (300-450 tr/m) pourvue d'un batteur de malaxage (ex. : mud mixer type). Bien brasser le composant A avant de l'utiliser, puis verser approx. 4/5 du composant A dans le contenant à mélanger. Ajouter le composant B lentement tout en continuant à brasser jusqu'à l'obtention d'une consistance uniforme (maximum 3 mn). Rajouter du composant A au mélange si l'on desire une consistance plus fluide. Si l'on n'a besoin que d'une petite quantité, veiller à ce que les composants soient bien dosés et que le poids du composant B soit mélangé de façon homogène avant le dosage. Le ratio approximatif de malaxage est: A:B = 1:7 par poids.

APPLICATION

Au moment de l'application, la surface doit être humide (saturée superficiellement sèche), sans eau stagnante. Frotter le mortier contre le substrat de manière qu'il pénètre dans les pores et obture les vides. Alternativement, SikaTop Armotec 110 peut être utilisé comme agent de rassemblement. Avant que la couche frottée ne sèche, appliquer le mortier avec une truelle. Forcer le produit contre le bord de la réparation et procéder en direction du centre. Laisser le mortier prendre la prise initiale (50-75 min après la mise en

place à 23°C), puis finir avec une truelle de bois ou d'éponge pour obtenir une surface rugueuse. Pour obtenir une surface très lisse, essuyer la truelle d'acier avec le composant A pendant la finition. Si la réparation nécessite plus d'une couche, chaque couche doit être appliquée dès que la précédente la supportera et toutes les surfaces (sauf la dernière) doivent demeurer rugueuses. On doit rendre rugueux un travail achevé de la journée précédente et enlever toute couche (film) de polymère afin d'assurer une bonne adhérence.

MÛRISSEMENT

Pour obtenir une performance conforme aux données de la fiche technique, la cure est requise et devra être faite selon les recommandations de l'ACI 308 pour les bétons de ciment. Exécuter le mûrissement selon une méthode reconnue, comme pulvérisation d'eau ou de jute humide, pellicule de polyéthylène blanc ou agent de mûrissement approuvé. La cure humide doit commencer immédiatement après la finition. Protéger le mortier fraîchement appliqué du soleil direct, pluie, vent et gel.

NETTOYAGE

Enlever SikaTop 122 Plus des outils et de l'équipement avec de l'eau. Le produit durci ne peut être enlevé que mécaniquement.

RESTRICTIONS

Épaisseur minimale d'application pour surfaces exposées à l'abrasion : 6 mm
Épaisseur minimale d'application : 3 mm

Pour épaisseurs supérieures à 38 mm, allonger SikaTop 122 Plus avec 12 kg d'un agrégat propre. Température ambiante et de surface minimale : 7°C et en hausse au moment de l'application.

Avertissement

Ce produit contient du ciment, du sable et du silice; une polymère dur, dans certains cas, peuvent irriter l'épiderme. Éviter de respirer les poussières. Utiliser seulement avec une ventilation adéquate. Dans les endroits confinés, utiliser un respirateur approuvé et recommande NIOSH/MSHA. Pour plus d'information, consulter l'étiquette du produit.

Premiers soins

En cas de contact avec la peau, laver avec de l'eau et du savon. En cas de contact avec les yeux, laver immédiatement à grande eau pendant 15 minutes. Communiquer avec un médecin. Pour les problèmes respiratoires, transporter la victime à l'air frais. Enlever les vêtements contaminés et laver avant de les réutiliser.

Pour obtenir plus de précisions, consulter la fiche signalétique Sika.

GARDER HORS DE LA PORTÉE DES ENFANTS
POUR USAGE INDUSTRIEL
SEULEMENT



Sika Canada Inc.
601, Avenue Desmar
Pointe-Clare, QC H9R 4A9
Tel. (514) 687-2810
Fax (514) 687-3087

Ontario
570 Verbero Road
Mississauga, ON L5T 1R6
Tel. (905) 795-3177
Fax (905) 795-3192

Alberta
19131-114^e Avenue N.W.
Edmonton, AB T5E 1T8
Tel. (780) 486-6711
Fax (780) 483-1580

www.sikacanada.com

ISO 9001-94
ISO 14001-02
MONTREAL

ISO 9001-04
EDMONTON

3-02

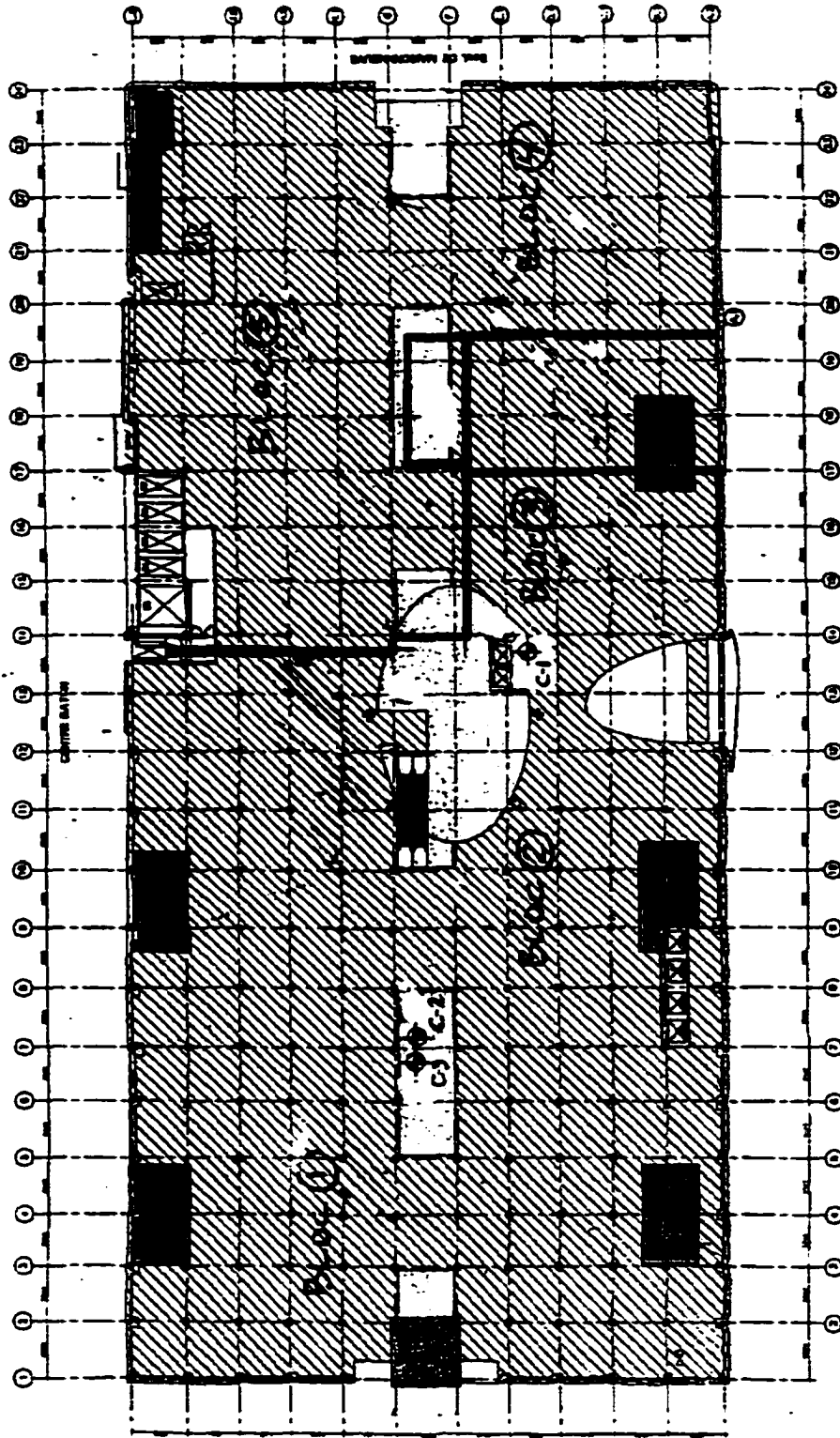
ANNEXE 5

Description de l'échantillonnage des carottes

- Schémas de localisation des prélèvements
- Résultats des essais en laboratoire

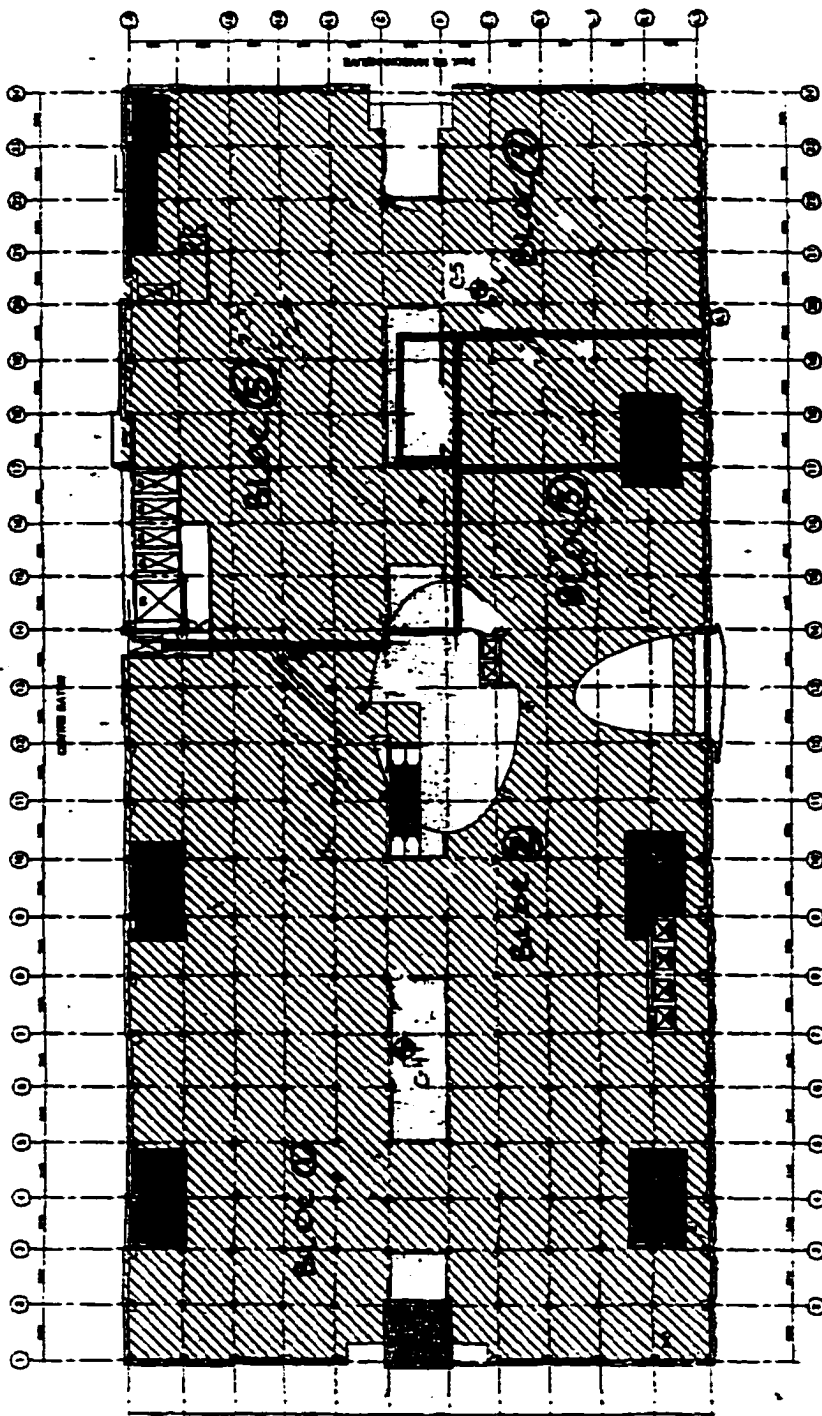
Schémas de localisation des prélèvements

2^e ÉTAGE



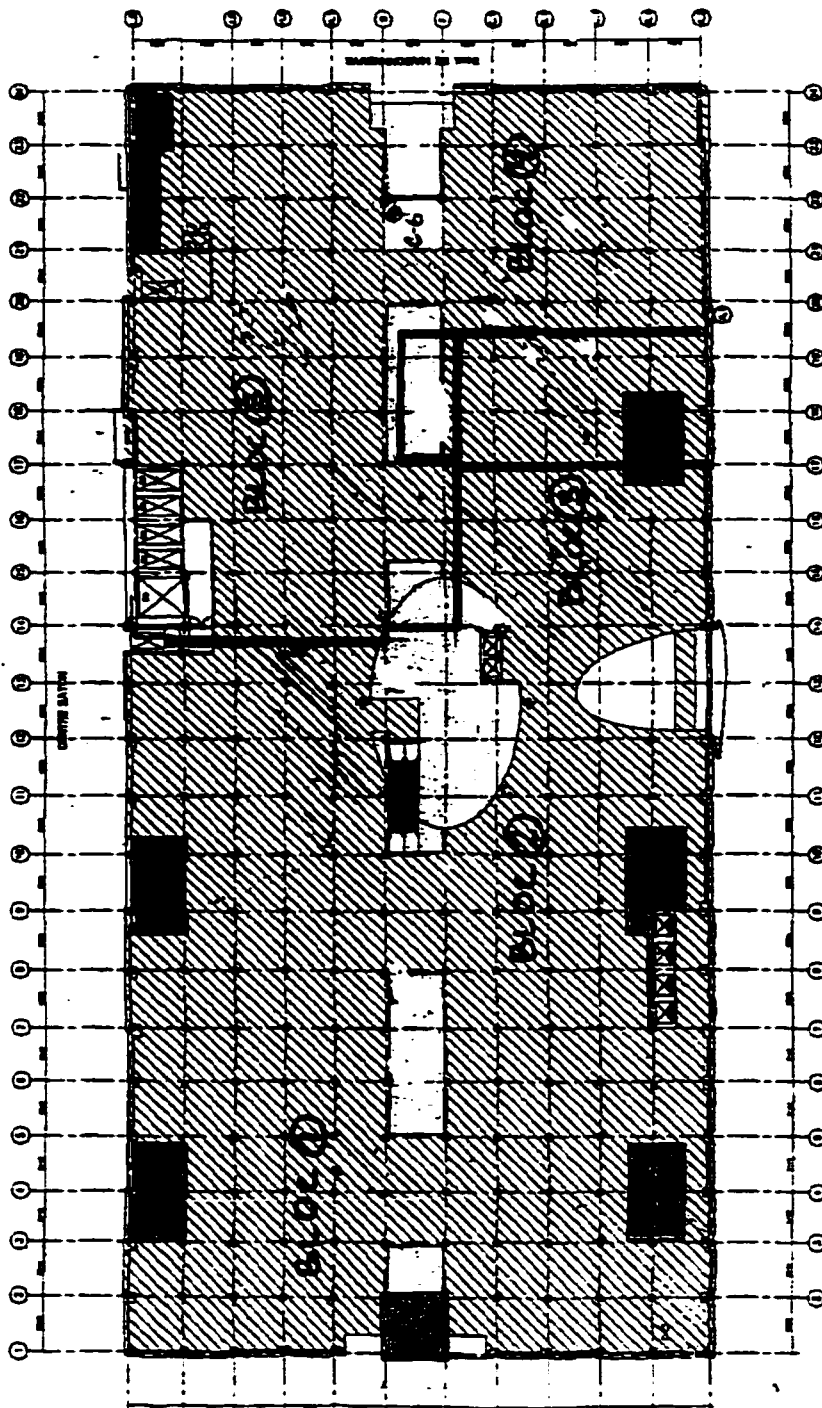
RUE UNIVERSITY

5^e ÉTAGE



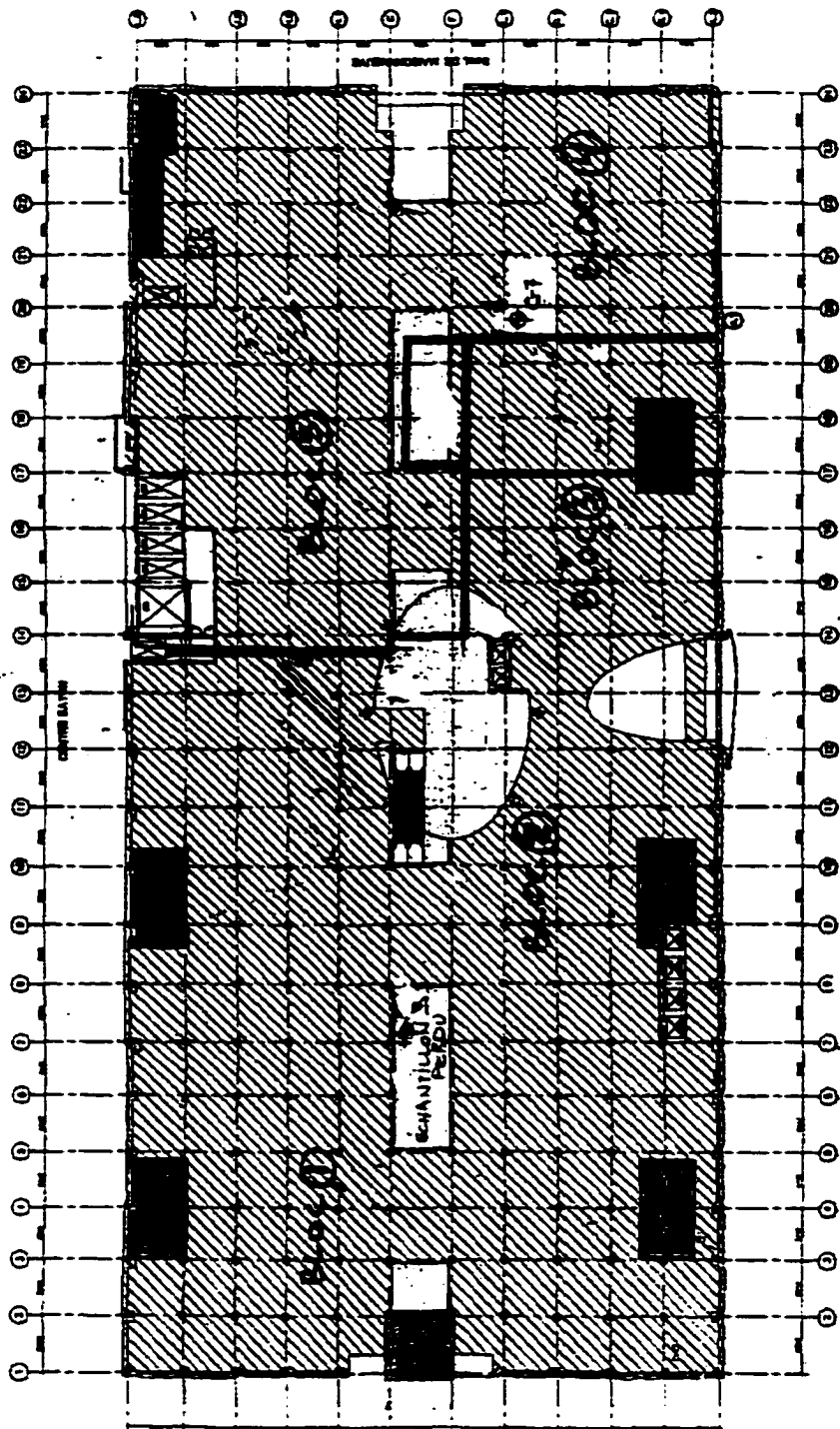
... RUE UNIVERSITY

6^e ÉTAGE



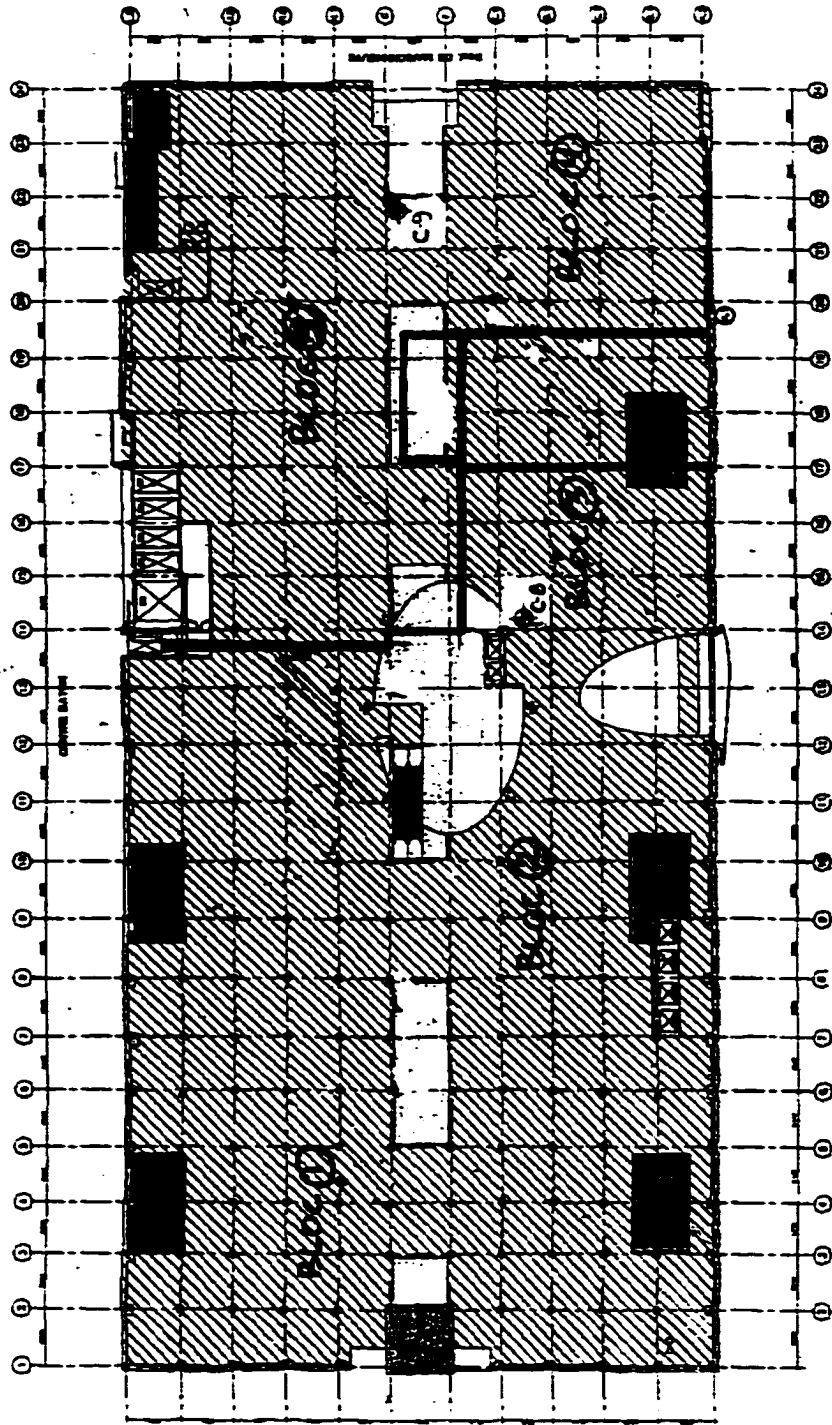
RUE UNIVERSITY

7^e ÉTAGE



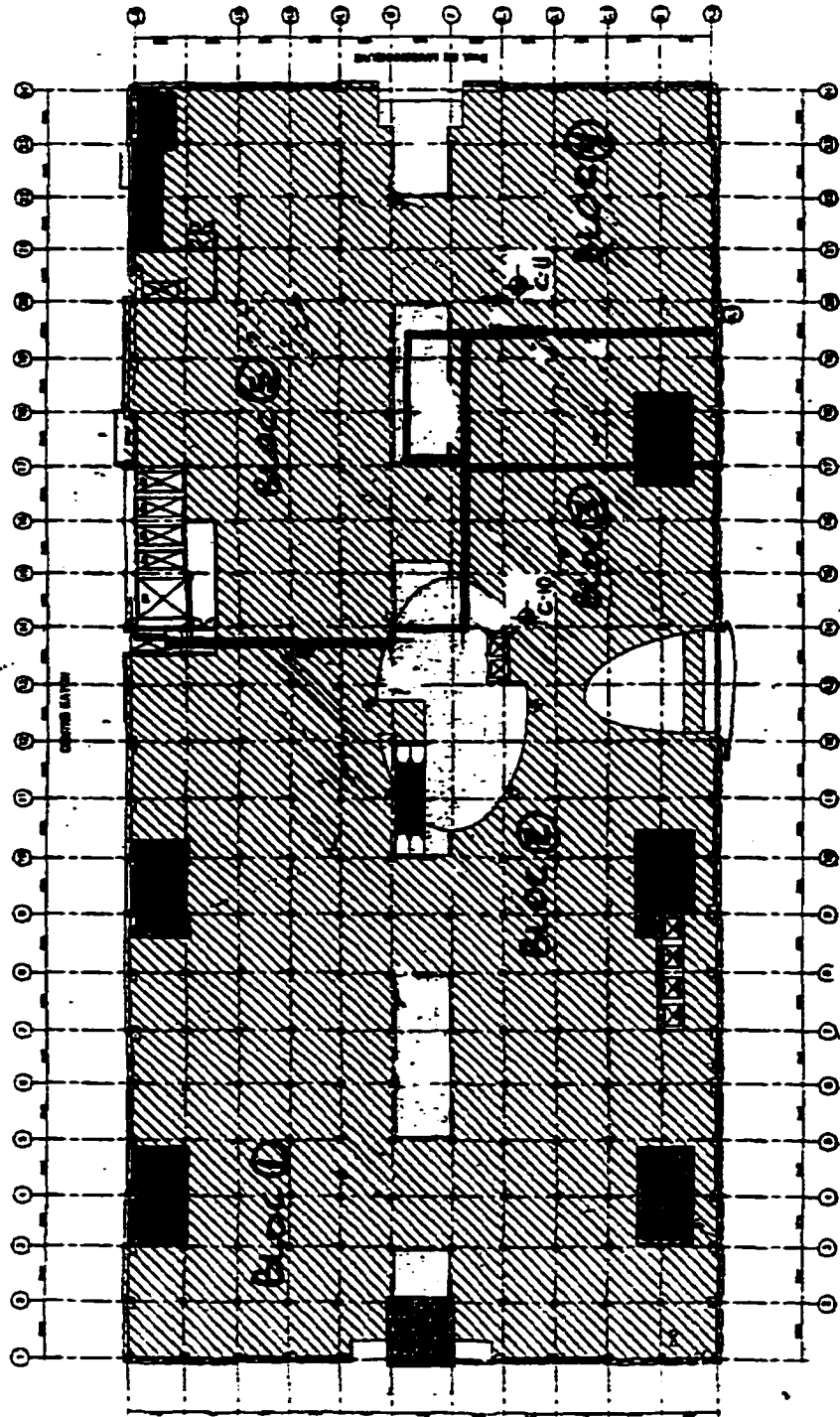
RUE UNIVERSITY

8^e ÉTAGE



- RUE UNIVERSITY

9^e ÉTAGE



— RUE UNIVERSITY

Résultats des essais en laboratoire

TECHNISO INC. **ESSAI DE RÉSISTANCE EN COMPRESSION**
CAROTTES (Cylinders)

CLIENT: POMERLEAU CONSTRUCTION INC. **PROJET:** RÉFECT. DE L'ÉDIFICE EATON
DOSSIER: P082650,311 **ENDROIT:** RUE STE-CATHERINE
CLASSE DE BETON: INCONNUE

LOCALISATION			CARACTERISTIQUES PHYSIQUES															
NO. LABO	NO. CHANTIER	DATE PRELEVEE	HAUTEUR MESUREE									COMPRESSION						
			1	2	3	4	5	6	7	8	9*	MOYENNE	HAUTEUR + CORRE H	DIAMETRE D	RAPPORT H/D	FACTEUR F.C.	CHARGE C (LBS)	RÉSISTANCE EN COMPRESSION MPa
			(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)				
204	C-1	00-10-24											119.8	93.8	1.28	0.94	82200	31.6
205	C-2	00-10-24											106.0	93.9	1.13	0.90	43700	25.3
206	C-3	00-10-24											48.3	47.5			7320	14.2**
207	C-4	00-10-24											98.8	93.8	1.05	0.90	71300	41.3
208A	C-5	00-10-24	Chape de béton										43.1	40.2			9910	25.8**
208B	C-5	00-10-24											94.2	94.2	1.00	0.85	61300	33.3
209A	C-6	00-10-24	Chape de béton										50.3	47.7			7340	13.6**
209B	C-6	00-10-24											96.4	94.6	1.02	0.85	48500	26.1
211	C-8	00-10-24											94.7	94.4	1.00	0.85	43100	23.3
212A	C-9	00-10-24	Chape de béton										44.5	47.6			9850	20.7**
212B	C-9	00-10-24											93.5	93.4	1.00	0.85	50900	28.1
213	C-10	00-10-24											94.4	94.4	1.00	0.85	46900	25.3
214A	C-11	00-10-24	Chape de béton										44.0	44.3			8330	21.3**
214B	C-11	00-10-24											94.8	94.8	1.00	0.85	56300	30.3
		Date de rupture: 00-11-09											Remarques: Présences de barres d'armatures dans les échantillons					
		Date de coulé: Inconnue											204, 205, 207, 208B, 209B, 211, 213, 214B					

* Lecture effectuée au centre de l'échantillon.

** Les essais ont été effectués sur des cubes

Préparé par: Stéphane Raymond, tech. 00-11-13

Vérifié par: Stéphane Charpentier, Ing. 00-11-13

ANNEXE 6

Calcul du renforcement en flexion et en cisaillement

- Calcul avec valeurs pondérées
- Calcul avec valeurs nominales
- Calcul avec valeurs probable

Poutre réhabilitée avec MCA (pondérées)

Calculs selon la rupture du MCA

DONNÉES DE BASE:

UNITÉS MPa := 10⁶·Pa GPa := 10⁹ Pa newton := kg· $\frac{m}{sec^2}$ kN := 1000·newton
 mm := 1 × 10⁻³ m

Propriétés des matériaux

Résistance du béton par essais

$$f_c := 27.9 \cdot \text{MPa}$$

Module d'élasticité du béton

$$\phi_c := 0.6$$

Coefficient du béton

$$f_c := \phi_c \cdot f_c \quad f_c = 16.74 \text{ MPa}$$

$$E_c := \left(4500 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \right) \text{ MPa} \quad E_c = 2.3769 \times 10^4 \text{ MPa}$$

Module d'élasticité de l'acier

$$E_s := 217360 \cdot \text{MPa}$$

Coefficient de l'acier (durcissement de l'acier)

$$\phi_s := 0.85$$

Résistance de l'acier

$$f_y := 298 \cdot \text{MPa}$$

$$f_s := \phi_s \cdot f_y \quad f_s = 253.3 \text{ MPa}$$

Déformation à l'écoulement (tension)

$$\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s} \quad \epsilon_y = 1.371 \times 10^{-3}$$

Module d'élasticité de FRP

$$E_{frp} := 231000 \cdot \text{MPa}$$

Coefficient de FRP

$$\phi_{frp} := 1.0$$

Résistance ultime du FRP

$$f_{ufrp} := 3650 \cdot \text{MPa}$$

Déformation ultime du FRP

$$\epsilon_{ufrp} := 0.014$$

Dimensions de la poutre

Hauteur de la poutre

$$h_r := 457 \cdot \text{mm}$$

Profondeur de la poutre

$$b := 170 \cdot \text{mm} \quad \text{ou} \quad b_w := 170 \cdot \text{mm}$$

Profondeur effective

$$d := 400 \cdot \text{mm}$$

Profondeur effective du composite

$$h_t := 285 \cdot \text{mm}$$

Portée de la poutre entre appuis

$$l := 2.332 \cdot \text{m}$$

épaisseur de la dalle

$$t := 115$$

Profondeur effective en compression

$$d' := 0 \cdot \text{mm}$$

Renforcement

Aire de l'acier de tension

$$A_s := 961 \cdot \text{mm}^2$$

Aire de l'acier de compression

$$A'_s := 0 \cdot \text{mm}^2$$

Composite

12000 fils / brin

$$n_{brp} := 12000$$

7 micromètre de diamètre

$$\text{diam}_{frp} := 0.000007 \cdot \text{m}$$

Nombre de couche de MCA

$$n := 2$$

Calcul_renforcee_T_ponderes.mcd

Vérification de la poutre pour un comportement en 'T'

épaisseur de la dalle t devient h_f $h_f := 115 \cdot \text{mm}$

Calcul de la largeur de la table b_t

$$b_0 := (0.41) \cdot b_w \quad b_0 = 1.1028 \text{ m}$$

$$b_1 := (24 \cdot h_f) + b_w \quad b_1 = 2.93 \text{ m}$$

$$b_2 := 2100 \cdot \text{mm}$$

$$b_t := \min(b_0, b_1, b_2) \quad b_t = 1.1028 \times 10^3 \text{ mm}$$

$$A_{sref} := \frac{f_c \cdot b_t \cdot h_f}{f_s}$$

$$A_{sref} = 8.3814 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 961 \text{ mm}^2$$

condition pour comportement en 'T' $A_s < A_{sref}$

donc comportement comme une poutre rectangulaire

VALEURS INITIALES POUR LES DIMENSIONS LE MATELAS DE MCA EN FLEXION SELON UN COMPORTEMENT RECTANGULAIRE

Aire du composite pour 100 mm $A_{frp} := 3.1416 \cdot \frac{\text{diam}_{frp}^2}{4} \cdot 12000 \quad A_{frp} = 0.4618 \text{ mm}^2$
 $b_w = 0.17 \text{ m}$

Aire du composite utile en flexion $A_{frpflexion} := A_{frp} \cdot \left(\frac{24}{100 \cdot \text{mm}} \right) \cdot n \cdot b_w$
 $A_{frpflexion} = 37.6841 \text{ mm}^2$

DÉBUT DES ITÉRATIONS SUR LA DÉFORMATION DANS LE Frp

Itération 1

$$\varepsilon_{ufrp} = 0.014$$

1) Définition du bloc de contrainte α_1 et β_1

Eqn[4]

$$\beta_{10} := 0.97 - 0.0025 \cdot \frac{f_c}{\text{MPa}} \quad \beta_{11} := 0.67 \quad \beta_1 = \begin{pmatrix} 0.928 \\ 0.67 \end{pmatrix} \quad \beta_1 := \max(\beta_1) \quad \beta_1 = 0.9282$$

Eqn[5]

$$\alpha_{10} := 0.85 - 0.0015 \cdot \frac{f_c}{\text{MPa}} \quad \alpha_{11} := 0.67 \quad \alpha_1 = \begin{pmatrix} 0.825 \\ 0.67 \end{pmatrix} \quad \alpha_1 := \max(\alpha_1) \quad \alpha_1 = 0.8249$$

Calcul_renforcee_T_ponderes.mcd

Hypothèse: Acier en tension a atteint l'écoulement $\epsilon_s > \epsilon_y$

Eqn.[20b] $x := \frac{d}{2}$

$$C_{c1} := -\alpha_1 \cdot E_c \cdot \beta_1 \cdot b \cdot t_c \cdot \epsilon_{ufrp} \quad C_{c1} = -2.8097 \times 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_s := \sigma_s \cdot A_s \cdot f_y \quad T_s = 243.4213 \text{ kN}$$

$$T_{frp} := \sigma_{frp} \cdot f_{ufrp} \cdot A_{frp} \cdot \xi_{ion} \quad T_{frp} = 137.547 \text{ kN}$$

$$f(x) := \left[C_{c1} \cdot x^2 - (-T_s - T_{frp}) \cdot x \right] - T_s \cdot h_r - T_{frp} \cdot h_r$$

$$c := \text{root}(f(x), x) \quad c = 24.2242 \text{ mm}$$

Vérification de la déformation dans l'acier et le FRP

$$\epsilon_c := \frac{\epsilon_{ufrp} \cdot c}{h_r - c} \quad \epsilon_c = 7.8364 \times 10^{-4} \quad < \epsilon_{cu} = 0.0035$$

$$\epsilon_s := \frac{\epsilon_{ufrp} \cdot (d - c)}{h_r - c} \quad \epsilon_s = 0.0122 \quad > \epsilon_y = 0.002$$

$$\epsilon_{frp} := \epsilon_c \cdot \frac{h_r - c}{c} \quad \epsilon_{frp} = 0.014 \quad = \epsilon_{frpu} = 0.014$$

Limite en tension du FRP atteinte avant rupture en compression du béton

RÉSULTAT FINAL

$$\epsilon_c = 0.00078 \quad c = 24.2242 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = 0.8249$$

$$\beta_1 = 0.9282$$

CALCUL DU MOMENT RÉSIDANT ULTIME:

$$C_c := C_{c1} \cdot c \cdot \frac{c}{(h_r - c)} \quad C_c = -380.9683 \text{ kN}$$

$$T_s = 243.4213 \text{ kN}$$

$$T_{frp} = 137.547 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{frp} := \frac{h_r - c}{c} \cdot \epsilon_c \quad \epsilon_{frp} = 0.014$$

$$C_c + T_s + T_{frp} = -3.7002 \times 10^{-7} \text{ kN}$$

Calcul_renforcee_T_ponderes.mcd

$$M_u := C_c \cdot (c - \alpha_1 \cdot c) + T_s \cdot (d - c) + T_{frp} \cdot (h_r - c)$$

$$M_u = 149.3828 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

RENFORCEMENT EN CISAILLEMENT

$$f'_{utfrp} := \phi_{frp} \cdot f_{utfrp} \quad f'_{utfrp} = 3.65 \times 10^3 \text{ MPa}$$

$$\epsilon'_{utfrp} := \phi_{frp} \cdot \epsilon_{utfrp} \quad \epsilon'_{utfrp} = 0.014$$

$$L_e := \frac{23300}{\left(n \cdot \frac{\text{diam}_{frp}}{\text{mm}} \cdot \frac{E_{frp}}{\text{MPa}} \right)^{0.58}} \cdot \text{mm} \quad L_e = 214.638 \text{ mm}$$

$$k_1 := \left(\frac{\frac{f_c}{\text{MPa}}}{27} \right)^{\frac{2}{3}} \quad k_1 = 0.7271$$

$$k_2 := \frac{h_j - L_e}{h_j} \quad k_2 = 0.2469$$

$$K_v := \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot L_e}{\text{mm}} \cdot \frac{1}{11900 \cdot \epsilon'_{utfrp}} \quad K_v = 0.2313 \quad \text{doit} \leq 0.75 \quad \text{ok}$$

$$\epsilon_{fe} := K_v \cdot \epsilon'_{utfrp} \quad \epsilon_{fe} = 3.2378 \times 10^{-3} \quad \text{doit} \leq \epsilon'_{fe} := 0.004$$

$$\epsilon_{fe1} := \min(\epsilon_{fe}, \epsilon'_{fe}) \quad \epsilon_{fe1} = 3.2378 \times 10^{-3}$$

$$f_{fe} := \epsilon_{fe1} \cdot E_{frp} \quad f_{fe} = 747.927 \text{ MPa}$$

$$A_{vfrp} := A_{frp} \cdot \frac{24}{100 \cdot \text{mm}} \cdot h_j \cdot n \quad A_{vfrp} = 63.1763 \text{ mm}^2$$

$$V_f := A_{vfrp} \cdot f_{fe} \quad V_f = 47.2513 \text{ kN}$$

Calculs du V_c et du V_s selon la poutre**Aire de l'acier d'armature**

$$A_s := 961 \text{ mm}^2$$

Aire de l'acier en cisaillement

$$A_v := 148.38 \text{ mm}^2$$

Espacement des étriers

$$s := 300 \text{ mm}$$

Capacité en cisaillement du béton

$$V_c := 0.2 \cdot \phi_c \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{MPa}$$

$$V_c = 43.1015 \text{ kN}$$

CALCULS DE L'EFFORT TRANCHANT DE LA POUTRE EN UTILISANT SA CONTRAINTE PROPRE**Contrainte du système Khan**

$$f_{yI} := 299 \text{ MPa}$$

$$f_{sI} := \phi_s \cdot f_{yI}$$

$$f_{sI} = 254.15 \text{ MPa}$$

La capacité en cisaillement de l'acier d'armature devient :

$$V_{sI} := \frac{A_v \cdot f_{sI} \cdot (\sin(45) + \cos(45)) \cdot d}{s}$$

$$V_{sI} = 69.198 \text{ kN}$$

La capacité en cisaillement maximum de la poutre est donc de:

$$V_{rI} := V_c + V_{sI}$$

$$V_{rI} = 112.2995 \text{ kN}$$

Donc la poutre offre une résistance à l'effort tranchant avec le composite de:

$$V_{n2} := V_{rI} - V_f$$

$$V_{n2} = 159.5508 \text{ kN}$$

Résultats:

$$\epsilon_s = 0.012156$$

$$c = 24.2242 \text{ mm}$$

$$C_c = -380.9683 \text{ kN}$$

$$\epsilon_c = 0.000784$$

$$M_u = 149.3828 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_f = 47.2513 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{frp} = 0.014$$

$$T_s = 243.4213 \text{ kN}$$

$$V_c = 43.1015 \text{ kN}$$

$$V_{rI} = 112.2995 \text{ kN}$$

$$T_{frp} = 137.547 \text{ kN}$$

$$V_{sI} = 69.198 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 159.5508 \text{ kN}$$

Calcul_renforcee_T_ponderes.mcd

Poutre réhabilitée avec MCA (nominal)

Calculs selon la rupture du MCA

DONNÉES DE BASE:

UNITÉS MPa := 10⁶ Pa GPa := 10⁹ Pa newton := kg · $\frac{m}{sec^2}$ kN := 1000 · newton
 mm := 1 × 10⁻³ m

Propriétés des matériaux

Résistance du béton par essais

$$f_c := 27.9 \text{ MPa}$$

Module d'élasticité du béton

$$\alpha_c := 1$$

Coefficient du béton

$$f_c := \alpha_c \cdot f_c \quad f_c = 27.9 \text{ MPa}$$

$$E_c := \left(4500 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \right) \text{ MPa} \quad E_c = 2.3769 \times 10^4 \text{ MPa}$$

Module d'élasticité de l'acier

$$E_s := 217360 \text{ MPa}$$

Coefficient de l'acier (durcissement de l'acier)

$$\alpha_s := 1$$

Résistance de l'acier

$$f_y := 298 \text{ MPa}$$

$$f_s := \alpha_s \cdot f_y$$

$$f_s = 298 \text{ MPa}$$

Déformation à l'écoulement (tension)

$$\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s}$$

$$\epsilon_y = 1.371 \times 10^{-3}$$

Module d'élasticité de FRP

$$E_{frp} := 231000 \text{ MPa}$$

Coefficient de FRP

$$\alpha_{frp} := 1.0$$

Résistance ultime du FRP

$$f_{ufrp} := 3650 \text{ MPa}$$

Déformation ultime du FRP

$$\epsilon_{ufrp} := 0.014$$

Dimensions de la poutre

Hauteur de la poutre

$$h_r := 457 \text{ mm}$$

Profondeur de la poutre

$$b := 170 \text{ mm}$$

$$\text{ou } b_w := 170 \text{ mm}$$

Profondeur effective

$$d := 400 \text{ mm}$$

Profondeur effective du composite

$$h_c := 285 \text{ mm}$$

Portée de la poutre entre appuis

$$l := 2.332 \text{ m}$$

épaisseur de la dalle

$$t := 115$$

Profondeur effective en compression

$$d' := 0 \text{ mm}$$

Renforcement

Aire de l'acier de tension

$$A_s := 961 \text{ mm}^2$$

Aire de l'acier de compression

$$A'_s := 0 \text{ mm}^2$$

Composite

12000 fils / brin

$$n_{brp} := 12000$$

7 micromètre de diamètre

$$\text{diam}_{frp} := 0.000007 \text{ m}$$

Nombre de couche de MCA

$$n := 2$$

Vérification de la poutre pour un comportement en 'T'

épaisseur de la dalle t devient h_f $h_f := 115 \text{ mm}$

Calcul de la largeur de la table b_t $b_0 := (0.4l) + b_w$ $b_0 = 1.1028 \text{ m}$

$b_1 := (24 \cdot h_f) + b_w$ $b_1 = 2.93 \text{ m}$

$b_2 := 2100 \text{ mm}$

$b_t := \min(b_0, b_1, b_2)$ $b_t = 1.1028 \times 10^3 \text{ mm}$

$$A_{sref} := \frac{f_c \cdot b_t \cdot h_f}{f_s}$$

$$A_{sref} = 1.1874 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 961 \text{ mm}^2$$

condition pour comportement en 'T' $A_s < A_{sref}$
donc comportement comme une poutre rectangulaire

VALEURS INITIALES POUR LES DIMENSIONS LE MATELAS DE MCA EN FLEXION SELON UN COMPORTEMENT RECTANGULAIRE

Aire du composite pour 100 mm $A_{frp} := 3.1416 \cdot \frac{\text{diam}_{frp}^2}{4} \cdot 12000$ $A_{frp} = 0.4618 \text{ mm}^2$
 $b_w = 0.17 \text{ m}$

Aire du composite utile en flexion $A_{frpflexion} := A_{frp} \cdot \left(\frac{24}{100 \cdot \text{mm}} \right) \cdot n \cdot b_w$
 $A_{frpflexion} = 37.6841 \text{ mm}^2$

DÉBUT DES ITÉRATIONS SUR LA DÉFORMATION DANS LE Frp

Itération 1

$$\varepsilon_{ufrp} = 0.014$$

1) Définition du bloc de contrainte α_1 et β_1

Eqn[4]

$$\beta_{10} := 0.97 - 0.0025 \cdot \frac{f_c}{\text{MPa}} \quad \beta_{11} := 0.67 \quad \beta_1 = \begin{pmatrix} 0.9 \\ 0.67 \end{pmatrix} \quad \beta_1 := \max(\beta_1) \quad \beta_1 = 0.9002$$

Eqn[5]

$$\alpha_{10} := 0.85 - 0.0015 \cdot \frac{f_c}{\text{MPa}} \quad \alpha_{11} := 0.67 \quad \alpha_1 = \begin{pmatrix} 0.808 \\ 0.67 \end{pmatrix} \quad \alpha_1 := \max(\alpha_1) \quad \alpha_1 = 0.8081$$

Calcul_renforcee_T_nominal.mcd

Hypothèse: Acier en tension a atteint l'écoulement $\epsilon_s \geq \epsilon_y$

Eqn.[20b] $x := \frac{d}{2}$

$$C_{c1} := -\alpha_1 \cdot E_c \cdot \beta_1 \cdot b \cdot \epsilon_{ufrp} \quad C_{c1} = -2.6699 \times 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_s := \sigma_s \cdot A_s \cdot f_y \quad T_s = 286.378 \text{ kN}$$

$$T_{frp} := \sigma_{frp} \cdot f_{ufrp} \cdot A_{frp} \cdot \text{flexion} \quad T_{frp} = 137.547 \text{ kN}$$

$$f(x) := \left[C_{c1} x^2 + (-T_s - T_{frp}) \cdot x \right] - T_s \cdot h_r - T_{frp} \cdot h_r$$

$$c := \text{root}(f(x), x) \quad c = 26.1552 \text{ mm}$$

Vérification de la déformation dans l'acier et le FRP

$$\epsilon_{cc} := \frac{\epsilon_{ufrp} \cdot c}{h_r - c} \quad \epsilon_{cc} = 8.4989 \times 10^{-4} \quad < \epsilon_{cu} = 0.0035$$

$$\epsilon_s := \frac{\epsilon_{ufrp} \cdot (d - c)}{h_r - c} \quad \epsilon_s = 0.0121 \quad > \epsilon_y = 0.002$$

$$\epsilon_{frp} := \epsilon_{cc} \cdot \frac{h_r - c}{c} \quad \epsilon_{frp} = 0.014 \quad = \epsilon_{frpu} = 0.014$$

Limite en tension du FRP atteinte avant rupture en compression du béton

RÉSULTAT FINAL

$$\epsilon_{cc} = 0.00085 \quad c = 26.1552 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = 0.8081$$

$$\beta_1 = 0.9002$$

CALCUL DU MOMENT RÉSIDANT ULTIME:

$$C_c := C_{c1} \cdot c \cdot \frac{c}{(h_r - c)} \quad C_c = -423.925 \text{ kN}$$

$$T_s = 286.378 \text{ kN}$$

$$T_{frp} = 137.547 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{frp} := \frac{h_r - c}{c} \cdot \epsilon_{cc} \quad \epsilon_{frp} = 0.014$$

$$C_c - T_s - T_{frp} = -6.6241 \times 10^{-8} \text{ kN}$$

Calcul_reforcee_T_nominal.mcd

$$M_u := C_c \cdot (c - \alpha l \cdot c) - T_s \cdot (d - c) - T_{frp} \cdot (h_r - c)$$

$$M_u = 164.1952 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

RENFORCEMENT EN CISAILLEMENT

$$f_{ufrp} := \sigma_{frp} \cdot \epsilon_{ufrp} \quad f_{ufrp} = 3.65 \times 10^3 \text{ MPa}$$

$$\epsilon'_{ufrp} := \sigma_{frp} \cdot \epsilon_{ufrp} \quad \epsilon'_{ufrp} = 0.014$$

$$L_e := \frac{23300}{\left(n \cdot \frac{\text{diam}_{frp}}{\text{mm}} \cdot \frac{E_{frp}}{\text{MPa}} \right)^{0.58}} \text{ mm} \quad L_e = 214.638 \text{ mm}$$

$$k_1 := \left(\frac{\frac{f_c}{\text{MPa}}}{27} \right)^{\frac{2}{3}} \quad k_1 = 1.0221$$

$$k_2 := \frac{h_j - L_e}{h_j} \quad k_2 = 0.2469$$

$$K_v := \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot L_e}{\text{mm}} \quad K_v = 0.3251 \quad \text{doit} \leq 0.75 \quad \text{ok}$$

$$\epsilon_{fe} := K_v \cdot \epsilon'_{ufrp} \quad \epsilon_{fe} = 4.5514 \times 10^{-3} \quad \text{doit} \leq \epsilon_{fe} := 0.004$$

$$\epsilon_{fe1} := \min(\epsilon_{fe}, \epsilon'_{fe}) \quad \epsilon_{fe1} = 4 \times 10^{-3}$$

$$f_{fe} := \epsilon_{fe1} \cdot E_{frp} \quad f_{fe} = 924 \text{ MPa}$$

$$A_{vfrp} := A_{frp} \cdot \frac{24}{100 \cdot \text{mm}} \cdot h_j \cdot n \quad A_{vfrp} = 63.1763 \text{ mm}^2$$

$$V_f := A_{vfrp} \cdot f_{fe} \quad V_f = 58.3749 \text{ kN}$$

Calculs du Vc et du Vs selon la poutre**Aire de l'acier d'armature**

$$A_s := 961 \text{ mm}^2$$

Aire de l'acier en cisaillement

$$A_v := 148.38 \text{ mm}^2$$

Espacement des étriers

$$s := 300 \text{ mm}$$

Capacité en cisaillement du béton

$$V_c := 0.2 \cdot \phi_c \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{MPa}$$

$$V_c = 71.8358 \text{ kN}$$

CALCULS DE L'EFFORT TRANCHANT DE LA POUTRE EN UTILISANT SA CONTRAINTRE PROPRE**Contrainte du système Khan**

$$f_{y1} := 299 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} := \phi_s \cdot f_{y1}$$

$$f_{s1} = 299 \text{ MPa}$$

La capacité en cisaillement de l'acier d'armature devient :

$$V_{s1} := \frac{A_v \cdot f_{s1} \cdot (\sin(45) + \cos(45)) \cdot d}{s}$$

$$V_{s1} = 81.4095 \text{ kN}$$

La capacité en cisaillement maximum de la poutre est donc de:

$$V_{r1} := V_c + V_{s1}$$

$$V_{r1} = 153.2453 \text{ kN}$$

Donc la poutre offre une résistance à l'effort tranchant avec le composite de:

$$V_{n2} := V_{r1} - V_f$$

$$V_{n2} = 211.6202 \text{ kN}$$

Résultats:

$$\epsilon_s = 0.012148$$

$$c = 26.1552 \text{ mm}$$

$$C_c = -423.925 \text{ kN}$$

$$\epsilon_c = 0.00085$$

$$M_u = 164.1952 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_f = 58.3749 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{frp} = 0.014$$

$$T_s = 286.378 \text{ kN}$$

$$V_c = 71.8358 \text{ kN}$$

$$V_{r1} = 153.2453 \text{ kN}$$

$$T_{frp} = 137.547 \text{ kN}$$

$$V_{s1} = 81.4095 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 211.6202 \text{ kN}$$

Calcul_renforcee_T_nominal.mcd

Poutre réhabilitée avec MCA (probables)

Calculs selon la rupture du MCA

DONNÉES DE BASE:

UNITÉS MPa := 10^6 Pa GPa := 10^9 Pa newton := kg $\frac{m}{sec^2}$ kN := 1000 newton
 mm := 1×10^{-3} m

Propriétés des matériaux

Résistance du béton par essais

$$f_c := 27.9 \text{ MPa}$$

Module d'élasticité du béton

$$\alpha_c := 1$$

Coefficient du béton

$$f_c := \alpha_c f_c \quad f_c = 27.9 \text{ MPa}$$

$$E_c := \left(4500 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \right) \text{ MPa} \quad E_c = 2.3769 \times 10^4 \text{ MPa}$$

Module d'élasticité de l'acier

$$E_s := 217360 \text{ MPa}$$

Coefficient de l'acier (durcissement de l'acier)

$$\alpha_s := 1.25$$

Résistance de l'acier

$$f_y := 298 \text{ MPa}$$

$$f_s := \alpha_s f_y \quad f_s = 372.5 \text{ MPa}$$

Déformation à l'écoulement (tension)

$$\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s} \quad \epsilon_y = 1.371 \times 10^{-3}$$

Module d'élasticité de FRP

$$E_{frp} := 231000 \text{ MPa}$$

Coefficient de FRP

$$\alpha_{frp} := 1.0$$

Résistance ultime du FRP

$$f_{ufrp} := 3650 \text{ MPa}$$

Déformation ultime du FRP

$$\epsilon_{ufrp} := 0.014$$

Dimensions de la poutre

Hauteur de la poutre

$$h_r := 457 \text{ mm}$$

Profondeur de la poutre

$$b := 170 \text{ mm} \quad \text{ou} \quad b_w := 170 \text{ mm}$$

Profondeur effective

$$d := 400 \text{ mm}$$

Profondeur effective du composite

$$h_c := 285 \text{ mm}$$

Portée de la poutre entre appuis

$$l := 2.332 \text{ m}$$

épaisseur de la dalle

$$t := 115$$

Profondeur effective en compression

$$d' := 0 \text{ mm}$$

Renforcement

Aire de l'acier de tension

$$A_s := 961 \text{ mm}^2$$

Aire de l'acier de compression

$$A'_s := 0 \text{ mm}^2$$

Composite

12000 fils / brin

$$n_{brp} := 12000$$

7 micromètre de diamètre

$$\text{diam}_{frp} := 0.000007 \text{ m}$$

Nombre de couche de MCA

$$n := 2$$

Calcul_renforcee_T_probable.mcd

Vérification de la poutre pour un comportement en 'T'

épaisseur de la dalle t devient hf

$$hf := 115 \cdot \text{mm}$$

Calcul de la largeur de la table bt

$$b_0 := (0.41) \cdot bw \quad b_0 = 1.1028 \text{ m}$$

$$b1 := (24 \cdot hf) \cdot bw \quad b1 = 2.93 \text{ m}$$

$$b2 := 2100 \cdot \text{mm}$$

$$bt := \min(b_0, b1, b2) \quad bt = 1.1028 \times 10^3 \text{ mm}$$

$$Asref := \frac{fc \cdot bt \cdot hf}{fs}$$

$$Asref = 9.4989 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$As = 961 \text{ mm}^2$$

condition pour comportement en 'T'

$$As < Asref$$

donc comportement comme une poutre rectangulaire

VALEURS INITIALES POUR LES DIMENSIONS LE MATELAS DE MCA EN FLEXION SELON UN COMPORTEMENT RECTANGULAIRE

$$\text{Aire du composite pour 100 mm} \quad Afrp := 3.1416 \cdot \frac{\text{diamfrp}^2}{4} \cdot 12000 \quad Afrp = 0.4618 \text{ mm}^2$$

$$bw = 0.17 \text{ m}$$

$$\text{Aire du composite utile en flexion} \quad Afrpflexion := Afrp \cdot \left(\frac{24}{100 \cdot \text{mm}} \right) \cdot n \cdot bw$$

$$Afrpflexion = 37.6841 \text{ mm}^2$$

DÉBUT DES ITÉRATIONS SUR LA DÉFORMATION DANS LE Frp

Itération 1

$$\epsilon_{ufrp} = 0.014$$

1) Définition du bloc de contrainte α_1 et β_1

Eqn[4]

$$\beta_{10} := 0.97 - 0.0025 \cdot \frac{fc}{\text{MPa}} \quad \beta_{11} := 0.67 \quad \beta_1 = \begin{pmatrix} 0.9 \\ 0.67 \end{pmatrix} \quad \beta_1 := \max(\beta_1) \quad \beta_1 = 0.9002$$

Eqn[5]

$$\alpha_{10} := 0.85 - 0.0015 \cdot \frac{fc}{\text{MPa}} \quad \alpha_{11} := 0.67 \quad \alpha_1 = \begin{pmatrix} 0.808 \\ 0.67 \end{pmatrix} \quad \alpha_1 := \max(\alpha_1) \quad \alpha_1 = 0.8081$$

Calcul_renforcee_T_probable.mcd

Hypothèse: Acier en tension a atteint l'écoulement $\epsilon_s \geq \epsilon_y$

Eqn.[20b] $x := \frac{d}{2}$

$$C_{c1} := -\alpha_1 \cdot E_c \cdot \beta_1 \cdot b \cdot t \cdot \epsilon_{ufrp} \quad C_{c1} = -2.6699 \times 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_s := \sigma_s \cdot A_s \cdot f_y \quad T_s = 357.9725 \text{ kN}$$

$$T_{frp} := \sigma_{frp} \cdot f_{ufrp} \cdot A_{frp} \cdot \text{flexion} \quad T_{frp} = 137.547 \text{ kN}$$

$$f(x) := \left[C_{c1} \cdot x^2 + (-T_s + -T_{frp}) \cdot x \right] - T_s \cdot h_r - T_{frp} \cdot h_r$$

$$c := \text{root}(f(x), x) \quad c = 28.2101 \text{ mm}$$

Vérification de la déformation dans l'acier et le FRP

$$\epsilon_{cu} := \frac{\epsilon_{ufrp} \cdot c}{h_r - c} \quad \epsilon_{cu} = 9.2106 \times 10^{-4} \quad < \epsilon_{cu} = 0.0035$$

$$\epsilon_s := \frac{\epsilon_{ufrp} \cdot (d - c)}{h_r - c} \quad \epsilon_s = 0.0121 \quad > \epsilon_y = 0.002$$

$$\epsilon_{frp} := \epsilon_c \cdot \frac{h_r - c}{c} \quad \epsilon_{frp} = 0.014 \quad = \epsilon_{frpu} = 0.014$$

Limite en tension du FRP atteinte avant rupture en compression du béton

RÉSULTAT FINAL

$$\epsilon_{cu} = 0.00092 \quad c = 28.2101 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = 0.8081$$

$$\beta_1 = 0.9002$$

CALCUL DU MOMENT RÉSIDANT ULTIME:

$$C_c := C_{c1} \cdot c \cdot \frac{c}{(h_r - c)} \quad C_c = -495.5195 \text{ kN}$$

$$T_s = 357.9725 \text{ kN}$$

$$T_{frp} = 137.547 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{frp} := \frac{h_r - c}{c} \cdot \epsilon_c \quad \epsilon_{frp} = 0.014$$

$$C_c + T_s + T_{frp} = -1.0952 \times 10^{-8} \text{ kN}$$

Calcul_renforcee_T_probable.mcd

$$M_u := C_c \cdot (c - \alpha_1 \cdot c) + T_s \cdot (d - c) + T_{f_{rp}} \cdot (h_{r} - c)$$

$$M_u = 189.3875 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

RENFORCEMENT EN CISAILLEMENT

$$f'_{u_{f_{rp}}} := \phi_{f_{rp}} \cdot f_{u_{f_{rp}}} \quad f'_{u_{f_{rp}}} = 3.65 \times 10^3 \text{ MPa}$$

$$\epsilon'_{u_{f_{rp}}} := \phi_{f_{rp}} \cdot \epsilon_{u_{f_{rp}}} \quad \epsilon'_{u_{f_{rp}}} = 0.014$$

$$L_e := \frac{23300}{\left(n \cdot \frac{\text{diam}_{f_{rp}}}{\text{mm}} \cdot \frac{E_{f_{rp}}}{\text{MPa}} \right)^{0.58}} \cdot \text{mm} \quad L_e = 214.638 \text{ mm}$$

$$k_1 := \left(\frac{\frac{f_c}{\text{MPa}}}{27} \right)^{\frac{2}{3}} \quad k_1 = 1.0221$$

$$k_2 := \frac{h_j - L_e}{h_j} \quad k_2 = 0.2469$$

$$K_v := \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot L_e}{11900 \cdot \epsilon'_{u_{f_{rp}}}} \quad K_v = 0.3251 \quad \text{doit} \leq 0.75 \quad \text{ok}$$

$$\epsilon_{f_e} := K_v \cdot \epsilon'_{u_{f_{rp}}} \quad \epsilon_{f_e} = 4.5514 \times 10^{-3} \quad \text{doit} \leq \epsilon_{f_e} := 0.004$$

$$\epsilon_{f_{e1}} := \min(\epsilon_{f_e}, \epsilon_{f_e}) \quad \epsilon_{f_{e1}} = 4 \times 10^{-3}$$

$$f_{f_e} := \epsilon_{f_{e1}} \cdot E_{f_{rp}} \quad f_{f_e} = 924 \text{ MPa}$$

$$A_{v_{f_{rp}}} := A_{f_{rp}} \cdot \frac{24}{100 \cdot \text{mm}} \cdot h_j \cdot n \quad A_{v_{f_{rp}}} = 63.1763 \text{ mm}^2$$

$$V_f := A_{v_{f_{rp}}} \cdot f_{f_e} \quad V_f = 58.3749 \text{ kN}$$

Calculs du V_c et du V_s selon la poutre**Aire de l'acier d'armature**

$$A_s := 961 \text{ mm}^2$$

Aire de l'acier en cisaillement

$$A_v := 148.38 \text{ mm}^2$$

Espacement des étriers

$$s := 300 \text{ mm}$$

Capacité en cisaillement du béton

$$V_c := 0.2 \cdot \alpha_c \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{MPa}$$

$$V_c = 71.8358 \text{ kN}$$

CALCULS DE L'EFFORT TRANCHANT DE LA POUTRE EN UTILISANT SA CONTRAINTE PROPRE**Contrainte du système Khan**

$$f_{y1} := 299 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} := \alpha_s \cdot f_{y1}$$

$$f_{s1} = 373.75 \text{ MPa}$$

La capacité en cisaillement de l'acier d'armature devient :

$$V_{s1} := \frac{A_v \cdot f_{s1} \cdot (\sin(45) + \cos(45)) \cdot d}{s}$$

$$V_{s1} = 101.7618 \text{ kN}$$

La capacité en cisaillement maximum de la poutre est donc de:

$$V_{r1} := V_c + V_{s1}$$

$$V_{r1} = 173.5976 \text{ kN}$$

Donc la poutre offre une résistance à l'effort tranchant avec le composite de:

$$V_{n2} := V_{r1} + V_f$$

$$V_{n2} = 231.9726 \text{ kN}$$

Résultats:

$$\epsilon_s = 0.012139$$

$$c = 28.2101 \text{ mm}$$

$$C_c = -495.5195 \text{ kN}$$

$$\epsilon_c = 0.000921$$

$$M_u = 189.3875 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_f = 58.3749 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{frp} = 0.014$$

$$T_s = 357.9725 \text{ kN}$$

$$V_c = 71.8358 \text{ kN}$$

$$V_{r1} = 173.5976 \text{ kN}$$

$$T_{frp} = 137.547 \text{ kN}$$

$$V_{s1} = 101.7618 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 231.9726 \text{ kN}$$

Calcul_renforcee_T_probable.mcd

BIBLIOGRAPHIE

- Alexander, J.G.S., Cheng, J.J.R. (1996). 'Field and Studies of Using CFRP Sheets to Strengthen Concrete Bridge Girders'. Proceedings of ACMBS-2. Canadian Society for Civil Engineering, Montréal, p.465-472.
- ASTM A370-97a. (1997). 'Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products'. Annual Book of ASTM Standards, p.163-209.
- Ballinger, C., Maeda, T., and Hoshijima, T., (1993). 'Strengthening of Reinforced Concrete Chimneys, Columns and Beams with Carbon Fiber Reinforced Plastics'. Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures, A.Nanni and C.W. Dolan, American Concrete Institute, Detroit, p. 233-247.
- Bakht, B., Al-Bazi, G., Banthia, N., Cheung, M., Erki, M.A., Faoro, M., Machida, A., Mufti, A.A., Kenneth, W.N., Tadros, G., (février 2000). 'Canadian Bridge Design Code Provisions for Fiber-Reinforced Structures'. Journal of Composites for Construction, ASCE, vol.4, no.1, p.3-15.
- Bazergui A., Bui-Quoc T., Biron A., McIntyre G., Laberge C., (deuxième édition 1993). 'Résistance des matériaux', Édition de l'École Polytechnique de Montréal, p.170-174.
- Beaudoin Y. (mars 1999). 'Durabilité des réparations de structures en béton avec des matériaux composites'. Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke.

- Bonacci, J.F., (1996). 'Strength, Failure Mode and Deformability of Concrete Beams Strengthened Externally with Advanced Composites', Proceedings of ACMBS-2, Canadian Society for Civil Engineering, Montréal, p. 419-426.
- Bonacci, J.F., Maalej, M., (mars 2000). 'Externally Bonded FRP for Service-Life Extension of RC Infrastructure', Journal of Infrastructure Systems, ASCE, vol.6, no.1, p.41-51.
- Chaallal, O., Nollet, M.-J., Perraton, D., (April 1997). 'Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Externally Bonded Fiber-Reinforced-Plastic Plates: Design Guidelines for Shear and Flexure', Canadian Journal of Civil Engineering, p.692-704.
- Chaallal, O., Nollet, M.-J., Perraton, D., (May 1998). 'Shear Strengthening of RC Beams by Externally Bonded Side CFRP Strips', Journal Composite for Construction, Vol.2, no.2, p.111-113.
- Chaallal, O., Shahawy, M., Hassan, M., (2002). 'Performance of Reinforced Concrete T-Girders Strengthened in Shear With Carbon Fiber Polymer Fabric', Structural Journal, ACI international, Vol.99, no.3, p.
- Dai Minh Nguyen, Toong Khuan Chan, Cheong Hee Kiat, (février 2001). 'Brittle Failure and Bond Development Length of CFRP-Concrete Beams', Journal of Composites for Construction, ASCE, vol.5, no.1, p.12-17.
- Djelal, C., David, E., Buyle-bodin, F. (1996). 'Utilisation de plaques en composite pour la réparation de poutres en béton armé endommagées', Proceedings of ACMBS-2, Société canadienne de génie civil, Montréal, p-581-588.

- Erki M.A., Meier P.E.. (août 1999). 'Impact loading of Concrete Beams Externally Strengthened with CFRP Laminated', Journal of Composites for Construction, ASCE, vol.3, no.3, p.117-124.
- Fanning J. Paul, Kelly Oliver, (mai 2001). 'Ultimate Response of RC Beams Strengthened with CFRP Plates', Journal of composites for construction, ASCE, vol.5, no.2, p.122-127.
- Faza, S.S., GangaRao, V.S.H., Barbero, J.E., (1994). 'Fiber Composite Wrap For Rehabilitation of Concrete Structure', UPRM, p.181-192.
- Heffernan, P.J., Erki, M.A., (1996). 'Equivalent Capacity and Efficiency of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Carbon Fibre Reinforced Plastic Sheets', Canadian Journal of Civil Engineers, vol.23, p.21-29.
- Hool and Johnson, (August 1931, Fourteen printing). 'Concrete Engineers Handbook', McGraw-Hill Book Company, 885 pages.
- Kaiser, H., (1989). 'Strengthening of Reinforced Concrete with Epoxy-Bonded Carbon Fiber Plastics', Doctoral Thesis, ETH, Zurich, Switzerland (in German).
- Khalifa, A., Gold, J.W., Nanni, A., Aziz, A., (novembre 1998). 'Contribution of Externally Bonded FRP to Shear Capacity of RC Flexural Members', ASCE, vol.2, no.4, p.195-202.
- Lamothe, P., Labossière, P., Neale, K.W., (1998). 'Post-Strengthening of Reinforced Concrete T-beams with Composite Materials', Congrès annuel de la SCGC, Halifax, Nouvelle-Écosse.

- Meier, U. Kaiser, H., (1991). 'Strengthening of Structure with CFRP Laminated', Proceedings of Advanced Composites Materials in Civil Engineering Structures (ASCE), Las Vegas, Nevada, p.224-232.
- Meier U., Deuring M., Meier H., Schwegler G., (1992). 'Strengthening of Structures with CFRP Laminates: Research and Application in Switzerland', Proceedings of ACMBS-1, Canadian Society for Civil Engineering, Sherbrooke, p.243-251.
- Nollet M-J., (mars 1999). 'Réhabilitation des bâtiments', Notes de cours MGC-830, Département de génie construction, École de technologie supérieure, Université du Québec, Montréal.
- Philippe L. (Mars 1999). 'Essais de renforcement avec des matériaux composites pour des poutres de pont en béton armé', Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke.
- Ritchie, P.A., Thomas, D.A., Le-Wu, L. Connelly, G.M., (1991). 'External Reinforcement of Concrete Beams Using Fiber Reinforced Plastics', ACI Structural Journal, Vol. 88, no.4, p.490-500.
- Saadmanesh H., Ehsani, R.M., (novembre 1991). 'RC Beams Strengthened with GFRP Plates I: Experimental Study', Journal of Structural Engineering, ASCE, vol.117, no.11, p.3417-3433.
- Samikian, A., (1994). 'Analyse et calcul des structures', Gaetan Morin éditeur ltée, 580 pages.
- Samikian, A., (1989). 'Béton Armée Calcul aux États Limites : théorie et pratique', 2^{ème} édition, 519 pages.

- Sharif, A., Al-Sulaimani, G.J., Basunbul, I.A., Baluch, M.H., and Ghaleb, B.N., (1994). 'Strengthening of Initially Loaded Reinforced Concrete Beams Using FRP Plates', ACI structural Journal vol. 91, no.2, p. 160-168.
- Spedea, G., Bencardino, F., Swamy, R.N., (August 1998). 'Structural Behavior of Composite RC Beams with Externally Bonded CFRP', Journal for Composites for Construction, vol.2, no.3, p.132-137.
- Timothy W. White, Khaled A. Soudki, Erki M.A., (août 2001). 'Response of RC Beams Strengthened with CFRP Laminates and Subjected to a High Rate of Loading', Journal of Composites for Construction, ASCE, vol.5, no.3, p.153-162.
- Triantafillou, T.C., Meier, U., (1992). 'Innovative Design of FRP Combined with Concrete', Première conférence internationale sur les matériaux composites d'avant-garde pour ponts et charpentes, Sherbrooke, Qué., p. 491-500.
- Triantafillou, T.C., Antonopoulos, P., (novembre 2000). 'Design of Concrete Flexural Members Strengthened in Shear with FRP', Journal of Composite for Construction, ASCE, vol.4, no.4, p.198-205.
- Toutanji, H.A., and Gomez W., (1997). 'Durability Characteristics of Concrete Beams Externally-Bonded with FRP Composite', Cement and Concrete Composite, Vol.19, no. 4, p.351-358
- Urquhart and O'Rourke, (1940). 'Design of concrete structures', McGraw-Hill Book Company, Fourth edition, 564 pages.

- Yan, Y.S., Marosszeky M.. (1991). 'Major Factor Influencing the Performance of Structural Repair', Proceeding of the ACI International Conference on Evaluation and Rehabilitation of Concrete Structure and Innovations in Design, Hong-Kong, ACI-SP128, p.819-837.

- Yoshiyuki Mitsui, Kiyoshi Murakami, Koji takeda, Hiromichi Sakai, (1998). 'A Study on Shear Reinforced Concrete Beams Externally Bonded with Carbon Fiber Sheets', Composite Interfaces, vol.5, no.4, p.285-295.

- Norme Can3-A23.3 (1995), 'Concrete Design Handbook', Canadian Portland Cement Association, Second edition.