



Renforcement de liaison dalles/voiles par PRF : application au renforcement parasismique

Antoine Chalot

► To cite this version:

Antoine Chalot. Renforcement de liaison dalles/voiles par PRF : application au renforcement parasismique. Génie civil. Université de Lyon, 2020. Français. NNT : 2020LYSE1102 . tel-03366556

HAL Id: tel-03366556

<https://theses.hal.science/tel-03366556>

Submitted on 5 Oct 2021

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

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



N°d'ordre NNT : 2020LYSE1102

THESE de DOCTORAT DE L'UNIVERSITE DE LYON

opérée au sein de

L'Université Claude Bernard Lyon 1

Ecole Doctorale N° 162

(Mécanique, énergétique, génie civil, acoustique)

Spécialité de doctorat : Génie civil

Soutenue publiquement le 18/06/2020, par :

Antoine Chalot

Renforcement de liaison dalles/voiles par PRF, application au renforcement parasismique

Devant le jury composé de :

Pr. Nathalie ROY	Université de Sherbrooke	Rapporteure
Dr. Marc QUIERTANT	Université Gustave Eiffel / IFSTTAR	Rapporteur
Pr. Thouraya BARANGER	Université Lyon 1	Examinatrice
Dr. Magdalini TITIRLA	CNAM Paris	Examinatrice
Pr. Alex Li	Université de Reims	Examineur
Pr. Emmanuel FERRIER	Université Lyon 1	Directeur de thèse
Dr. Laurent MICHEL	Université Lyon 1	Co-Directeur de thèse

Université Claude Bernard – LYON 1

Président de l'Université	M. Frédéric FLEURY
Président du Conseil Académique	M. Hamda BEN HADID
Vice-Président du Conseil d'Administration	M. Didier REVEL
Vice-Président du Conseil des Etudes et de la Vie Universitaire	M. Philippe CHEVALLIER
Vice-Président de la Commission de Recherche	M. Jean-François MORNEX
Directeur Général des Services	M. Damien VERHAEGHE

COMPOSANTES SANTE

Faculté de Médecine Lyon-Est – Claude Bernard	Doyen : M. Gilles RODE
Faculté de Médecine et Maïeutique Lyon Sud Charles. Mérieux	Doyenne : Mme Carole BURILLON
UFR d'Odontologie	Doyenne : Mme Dominique SEUX
Institut des Sciences Pharmaceutiques et Biologiques	Directrice : Mme Christine VINCIGUERRA
Institut des Sciences et Techniques de la Réadaptation	Directeur : M. Xavier PERROT
Département de Formation et Centre de Recherche en Biologie Humaine	Directrice : Mme Anne-Marie SCHOTT

COMPOSANTES & DEPARTEMENTS DE SCIENCES & TECHNOLOGIE

UFR Biosciences	Directrice : Mme Kathrin GIESELER
Département Génie Electrique et des Procédés (GEP)	Directrice : Mme Rosaria FERRIGNO
Département Informatique	Directeur : M. Behzad SHARIAT
Département Mécanique	Directeur M. Marc BUFFAT
UFR - Faculté des Sciences	Administrateur provisoire : M. Bruno ANDRIOLETTI
UFR - Faculté des Sciences	Administrateur provisoire : M. Bruno ANDRIOLETTI
UFR (STAPS)	Directeur : M. Yannick VANPOULLE
Observatoire de Lyon	Directrice : Mme Isabelle DANIEL
Ecole Polytechnique Universitaire Lyon 1	Directeur : Emmanuel PERRIN
Ecole Supérieure de Chimie, Physique, Electronique (CPE Lyon)	Directeur : Gérard PIGNAULT
Institut Universitaire de Technologie de Lyon 1	Directeur : M. Christophe VITON
Institut de Science Financière et d'Assurances	Directeur : M. Nicolas LEBOISNE
ESPE	Administrateur Provisoire : M. Pierre CHAREYRON

Remerciements

Je tiens en premier lieu à remercier toutes les personnes qui ont contribué directement ou indirectement à la réussite de ce projet. Mes premières pensées vont à la femme qui partage ma vie depuis maintenant 8 ans, ma compagne Cindy TURREL. Elle m’a accompagné, soutenu et supporté de notre première année de DUT Génie Civil jusqu’en cette troisième et dernière année de doctorat.

Mes remerciements vont ensuite au professeur Emmanuel Ferrier, mon directeur de thèse qui m’a permis de découvrir le monde de la recherche au cours de mon stage de Master 1 et qui m’a fait confiance en m’intégrant dans ce projet de recherche. Ma découverte du monde de la recherche je la dois en grande partie à Laurent MICHEL, mon codirecteur de thèse et créateur du projet ANR ILISBAR dans lequel s’inscrit mon doctorat. Il a su m’enseigner la rigueur, la méthodologie et me donner la motivation nécessaire pour mener à bien ce projet. J’aimerais également remercier Nathalie ROY de m’avoir permis de découvrir le Québec.

Un clin d’œil à mes amis et collègues doctorants, Mohamed SAIDI, Giuseppe FERRERA, Khaled DJAMA, Omayma HOMORO et tous les autres, pour tous les débats, toutes les discussions plus ou moins scientifiques et surtout les rires qui ont égaillés ces trois années passées ensemble. Je leur souhaite à tous le meilleur pour la suite et j’espère de tout mon cœur pouvoir poursuivre les amitiés que nous avons forgées au cours de ces trois années. Je tiens également à remercier tous les permanents du laboratoire avec qui j’ai eu l’occasion de travailler ou simplement d’échanger, Nadège REBOUL, Carmelo CAGGEGI, Sylvain BEL, Marie MICHEL et tous les autres. Merci aussi à Cécile GRAZIDE pour toutes ces pauses café fort enrichissantes. Un petit mot pour les techniciens du laboratoire Emmanuel JANIN et Norbert COTET. Le travail présenté dans ce mémoire implique un grand nombre d’essais qui ont nécessités des centaines d’heures de fabrication et de manutention, des réalisations qui, sans leur aide, n’auraient jamais vu le jour. Je tiens également à remercier Jeason DESMARAIS et Éric BEAUDOIN, les techniciens avec qui j’ai eu la chance de collaborer lors de mon stage au sein de l’université de Sherbrooke. Je tiens également à remercier tous les partenaires de l’ANR ILISBAR, Francesco RICARDI, Fabrice GATUINGT, Cédric GIRY, Benjamin RICHARD, Évelyne FOERSTER, Marc QUIERTANT et Farah RIFAI.

Finalement je souhaite remercier les partenaires universitaires, industriels et institutionnels qui ont participé au bon déroulement de cette thèse. L’Agence Nationale pour la Recherche (ANR) qui assure à travers le projet ANR ILISBAR le financement de l’intégralité de mon doctorat. Mon stage au Canada a été financé par la Région Auvergne-Rhône-Alpe à travers une bourse SCUSI, par l’agence canadienne MITACS à travers une bourse Global Link et par CAMPUS France. Un immense merci à l’entreprise Freyssinet et à Julien MERCIER qui ont assurés la fourniture des matériaux composites employés lors des campagnes expérimentales.

Et pour conclure un grand merci à tous mes proches, mes parents, mon frère ainsi que ma sœur, feu mon grand-père et à tous mes amis.

Résumé

Ce travail de recherche s'inscrit dans la problématique du renforcement des ouvrages. Les événements sismiques récents ont mis en évidence la faiblesse des structures en béton armé et plus particulièrement de leurs liaisons. L'emploi de polymère renforcé de fibre (FRP) pour le renforcement d'ouvrage en BA est bien documenté dans la littérature et cette technique est déjà largement employée partout dans le monde. Leur emploi dans le renforcement de liaison est quant à lui plus récent et il subsiste à ce jour de nombreuses questions sur le comportement des liaisons BA renforcées par matériaux composites. Cette thèse se concentre sur le comportement mécanique des liaisons dalle/voile. En effet de nombreux travaux traitent déjà de celui des liaisons poteau/poutre. L'ensemble des études existantes a mis en évidence l'importance que joue l'ancrage du renfort dans le comportement des liaisons, c'est pourquoi une partie importante du travail présenté dans ce mémoire portera sur l'étude d'une solution innovante : les mèches d'ancrages composites. À travers 2 campagnes expérimentales et une modélisation, cette recherche met en évidence l'efficacité des FRP dans le renforcement de liaison dalle/voile.

Une première campagne expérimentale réalisée sur 12 spécimens de liaison en T à échelle réduite a été conduite afin d'étudier l'effet de divers paramètres parmi lesquels on retrouve la section d'acier, la section d'ancrage composite et le type de fibre utilisé (verre et carbone). La seconde campagne expérimentale menée sur 2 spécimens de liaison en X à échelle 1 a pour but de valider les observations faites lors de la première campagne, mais sur des liaisons similaires à celles présentes dans le bâti existant. Les résultats des spécimens renforcés seront systématiquement comparés avec ceux d'essais témoins. Les exploitations des essais porteront sur l'identification du mode de ruine, les valeurs de chargement à la ruine, les déformations et sur l'ouverture des fissures. L'analyse des résultats inclut l'étude de la raideur, de la ductilité, de la dissipation d'énergie et de l'indice d'endommagement de Park's.

Un modèle analytique a été développé à partir des résultats expérimentaux. Celui-ci permet de calculer la résistance d'une liaison dalle/voile BA renforcée par matériaux composites. Il se base sur les propriétés mécaniques des matériaux mis en œuvre, et notamment sur la résistance des ancrages. Il permet d'obtenir en plus de la charge de ruine une estimation de la ductilité ainsi qu'une prédiction fiable du mode de ruine du renfort et de la liaison.

Mots-Clés : Liaison – béton armé (BA) – dalle – voile – renforcement par PRF - séisme – ancrage – Corrélation d'image numérique (DIC).

Abstract

This research work is concerned with the issue of strengthening the structures. Recent seismic events have highlighted the weakness of reinforced concrete structures and more particularly their connections. The use of fibre reinforced polymer (FRP) for the reinforcement of RC structures is well documented in the literature and this technique is already used worldwide. Their use for strengthening connection is more recent and there are still many questions about the behavior of composite reinforced RC connection. This thesis focuses on the mechanical behavior of slab/wall connections, as many studies already deal with the mechanical behavior of beam/column connections. All the existing studies have highlighted the importance of the anchoring in the behavior of the connections. Therefore, an important part of the work presented in this thesis will focus on the study of an innovative anchoring solution: composite anchoring mesh. Through 2 experimental campaigns and an analytical modelling, this research highlights the effectiveness of FRPs in the reinforcement of slab/wall connections.

The first experimental campaign carried out on 12 small-scale T-connection specimens was conducted to study the effect of various parameters including the steel cross-section, the composite anchor, and the type of fibre used (glass vs. carbon). The purpose of the second experimental campaign conducted on two 1:1 scale X-link specimens was to validate the observations made during the first campaign, but on a more realistic connection like those present in the existing frame. The results of the reinforced specimens will be systematically compared with those of the control tests. The test operations will focus on the determination of the failure mode, ultimate load value, deformations, and crack opening. Analysis of the results will include the study of stiffness, ductility, energy dissipation and Park's damage index.

An analytical model was created, based on the experimental results. This model allows the calculation of the strength of a composite reinforced RC slab/wall connection. It is based on the mechanical properties of the materials used, and particularly on the strength of the anchors. In addition to the ultimate load, it provides an estimate of the ductility and a reliable prediction of the failure mode of the connection and its composite reinforcement.

Key-words : Connection – Reinforced Concrete (RC) – slab – wall – Fiber Reinforced Polymers (CFRP) – seismic - anchorage – Digital image correlation (DIC)

Table des matières

Remerciements	II
Résumé.....	III
Abstract	IV
Table des matières	V
Liste des figures.....	IX
Liste des tableaux	XIV
I. Introduction	1
I.1 Contexte et problématique du projet.....	3
I.2 Présentation de l'ANR ILISBAR.....	4
I.3 Objectif de la thèse	5
I.4 Plan du manuscrit.....	6
II. Bibliographie	7
II.1 Introduction	9
II.1.1 Renforcement ou réparation.....	9
II.1.2 Renforcement parasismique.....	10
II.2 Les renforts composites	11
II.2.1 Introduction	11
II.2.2 Présentation du matériau.....	12
II.2.3 Exemple d'application du renforcement parasismique	17
II.2.4 Le décollement	22
II.2.5 Guide de recommandation	28
II.3 Essais de liaison en BA renforcée par matériaux composites.....	29
II.3.1 Introduction	29
II.3.2 Essais de liaison poteau/poutre renforcée par matériaux composites	29
II.3.3 Comportement mécanique des liaisons dalle/voile.....	40
II.3.4 Conclusion essai de liaison béton armé	43
II.4 Essais d'ancrage composite	45
II.4.1 Introduction	45

II.4.2	Essai Pull-Out ancrages longitudinaux	46
II.4.3	Essai de traction sur mèches	53
II.4.4	Interaction mèche/renfort	53
II.4.5	Essai de cisaillement des ancrages transversaux	55
II.4.6	Synthèse des recommandations pour le dimensionnement des ancrages composites	57
II.5	Conclusion	58
II.5.1	État de l'art	58
II.5.2	Problématique	60
III.	Étude du comportement de liaison dalle voile à échelle réduite	61
III.1	Introduction	63
III.2	Protocole expérimental	64
III.2.1	Description des spécimens	64
III.2.2	Fabrication	71
III.2.3	Description du montage et de l'appareillage	75
III.2.4	Caractérisation des matériaux	82
III.3	Résultats expérimentaux essai liaison en T	94
III.3.1	Comportement global	94
III.3.2	Comportement local	110
III.3.3	Analyse de l'endommagement	118
III.4	Conclusion	130
III.4.1	Introduction	130
III.4.2	Effets de la section des ancrages longitudinaux	130
III.4.3	Effets des ancrages transversaux	131
III.4.4	Comparaison CFRP/GFRP	132
III.4.5	Effets du taux de ferrailage	132
III.4.6	Perspective	133

IV. Étude du comportement de liaison dalle voile à échelle réelle.....	135
IV.1 Introduction.....	137
IV.2 Contexte et description de la structure.....	138
IV.2.1 Le bâtiment	138
IV.2.2 Descente de charge et calcul des efforts sollicitant.....	141
IV.2.3 Dimensionnement du ferrailage	141
IV.2.4 Description du renfort composite.....	142
IV.3 Protocole expérimental	144
IV.3.1 Description des spécimens.....	144
IV.3.2 Fabrication.....	146
IV.3.3 Montage et appareillage.....	149
IV.3.4 Caractérisation des matériaux	155
IV.4 Résultats expérimentaux	160
IV.4.1 Comportement global	160
IV.4.2 Comportement local.....	167
IV.4.3 Analyse de l'endommagement.....	172
IV.5 Conclusion	179
V. Modélisation du comportement mécanique des liaisons renforcées par matériaux composites.....	181
V.1 Introduction	183
V.1.1 Objectifs du modèle.....	183
V.1.2 Définition de la géométrie	184
V.1.3 Comportement mécanique d'une liaison	185
V.2 Normes et recommandations existantes.....	187
V.2.1 Cisaillement des liaisons.....	187
V.2.2 Résistance en flexion	188
V.2.3 Décollement.....	194
V.2.4 Ancrages transversaux	196

V.2.5	Ancrage composite	196
V.3	Modèle de comportement	202
V.3.1	Lois de comportement	202
V.3.2	Modes de ruine	205
V.4	Exploitation du modèle	211
V.4.1	Essai de liaison à échelle réduite, mode de ruine du renfort	211
V.4.2	Essai de liaison à échelle réduite, modèle simplifié	212
V.4.3	Essai de liaison à échelle réduite, modèle itératif	215
V.4.4	Essai de liaison en X à l'échelle 1	220
V.5	Conclusion	224
VI.	Conclusions générales	225
	Références	231
	Annexe A : Note de calcul ferrailage du voile.	241
	Annexe B : Note de calcul ferrailage de la dalle.....	247

Liste des figures

Fig. 1 : Ruine en flexion/cisaillement de liaison poteau/poutre, Northridge 1994.....	3
Fig. 2 : Schémas des sollicitations sismiques sur un portique.	3
Fig. 3 : Illustration des stratégies de renforcement. (Davidovici 1999) [6].....	11
Fig. 4 : Processus de fabrication des fibres de carbone.	14
Fig. 5 : Pilier d'un pont routier, ruine en flexion composée. Kobe 1995.....	17
Fig. 6 : Application d'un confinement CFRP sur des piles de ponts.	18
Fig. 7 : Zone de confinement effective d'un poteau.	18
Fig. 8 : Renforcement d'une dalle BA par plat carbone.....	19
Fig. 9 : Modes de ruine d'une poutre renforcée par FRP. Chen et al. 2001[35]	20
Fig. 10 : Exemples d'application de renfort à l'effort tranchant en CFRP.....	21
Fig. 11 : Schéma des différents types d'essai d'interface.....	22
Fig. 12 : Ancrage par wrapping en U. Orton (2007) [5]	24
Fig. 13 : Coupe d'un ancrage en U. Khalifa et al. (1999) [63]	25
Fig. 14 : Schémas de mèches d'ancrage composite.....	26
Fig. 15 : Mise en œuvre de mèches d'ancrage composite.	27
Fig. 16 : Rupture d'un nœud.....	30
Fig. 17 : Bâtiment affaissé. Irak 2017.....	30
Fig. 18 : Utilisation de barre pultrudée et de plaque pour le renforcement de liaison poteau/poutre en BA. Prota et al. (2001, 2004) [83], [84].....	31
Fig. 19 : Application de plat en CFRP pour le renforcement de liaison en T. Sherstha et al. 2009 [85].....	32
Fig. 20 : Configurations de renforcement à base de plat composite. Antonopoulos et Triantafillou (2003) [87].....	33
Fig. 21 : Plan de renforcement. Gergely et al. (2000) [82]	34
Fig. 22 : Plan de renforcement. Ghobarah et Said (2002) [88].....	35
Fig. 23: Liaison renforcée par CFRP stratifié au contact : (a) Antonopoulos et Triantafillou (2003) [87], (b) Akguzel et Pampanin (2010) [89].	36
Fig. 24 : Schéma de renforcement CFRP. Le Trung (2010) [91].....	38
Fig. 25 : Solution de réparation. Sezen (2012) [92].....	38
Fig. 26 : Plan de renforcement. Tran (2014) [94].....	39
Fig. 27 : Plan du montage expérimental et de l'appareillage. Al-Aghbari et al. (2012) [95]	41

Fig. 28 : Détails du ferrailage de la liaison dalle/voile. Al-Aghbari et al. (2012) [95].....	41
Fig. 29 : Coupe horizontale du bâtiment.Yuksel et Kalkan (2007) [1].....	42
Fig. 30 : Profil de fissuration. Yuksel et Kalkan (2007) [1].....	42
Fig. 31 : Essai Pull/Out d’ancrage composite. Ozdemir et al. (2006) [64].....	46
Fig. 32 : Distribution des contraintes lors d’une rupture par arrachement de l’ancrage. ...	47
Fig. 33 : Modes de ruine des ancrages composites. Ozbakkaloglu et al. (2009) [65]	48
Fig. 34 : Évolution de la contrainte de cisaillement et fonction du diamètre et de la longueur de l’ancrage. Ozbakkaloglu et al. (2009) [65]	49
Fig. 35 : Effet de l’angle d’inclinaison sur la résistance en traction de l’ancrage. Ozbakkaloglu et al. (2009) [65]	50
Fig. 36 : Montage expérimental. Rey Castillo et al. (2019) [66].	52
Fig. 37 : Influence de la section et de l’angle d’épanouissement. Rey Castillo et al. (2019) [66].	52
Fig. 38 : Plan du montage expérimental et coupe des éléments BA. Bournas et al. (2015) [70].....	54
Fig. 39 : Schéma du montage expérimental. Orton (2007) [5].	56
Fig. 40 : Coupe d’un demi-spécimen, Orton (2007) [5].	56
Fig. 41 : Schéma du montage expérimental.	65
Fig. 42 : Plan de ferrailage : Groupe RC1.....	66
Fig. 43 : Plan de ferrailage : Groupe RC2.....	66
Fig. 44 : Nomenclature des essais à échelle réduite.....	68
Fig. 45 : Schéma et plan des configurations de renforcement.	70
Fig. 46 : Photo des étapes du bétonnage.....	72
Fig. 47 : Matériaux constitutifs de la solution FOREVA.	74
Fig. 48 : Photo de la mise en œuvre du renfort composite.	75
Fig. 49: Schéma du portique de chargement.	76
Fig. 50 : Évolution de l’amplitude du déplacement au cours de l’essai.....	77
Fig. 51 : Positionnement des capteurs de déplacement et des jauges de déformation.	79
Fig. 52 : Zones d’acquisition de la DIC et position des caméras.....	81
Fig. 53 : Courbe contrainte-déformation : essai de compression du béton.....	83
Fig. 54 : Géométrie des éprouvettes de résine NF EN ISO 527-2 [113].	85
Fig. 55 : Courbe Contrainte-Déformation / Essai de traction résine.....	85
Fig. 56 : Géométrie des éprouvettes de traction de composite NF EN ISO 527-5 [114].	87
Fig. 57 : Courbe Contrainte-Déformation / Essai de traction sur PRFC.....	87

Fig. 58 : Courbe Contrainte-Déformation / Essai de traction PRFV.....	88
Fig. 59 : Plan de ferrailage des essais Pull-Out.....	91
Fig. 60 : Schéma des configurations d'ancrages des essais Pull-Out.	92
Fig. 61 : Position des valeurs maximales sur la courbe enveloppe.	94
Fig. 62 : Courbe enveloppe Force Déplacement.....	96
Fig. 63 : Courbe charge-déplacement de l'essai RC1-REF.....	97
Fig. 64 : RC1-REF / Fissure du nœud.	97
Fig. 65 : Courbe charge-déplacement de l'essai RC1-CFRP.....	98
Fig. 66 : Fissure de flexion essai RC1-CFRP.	98
Fig. 67 : Courbe charge-déplacement RC1-CFRP-Ali38.....	99
Fig. 68 : Rupture du renfort RC1-CFRP-Ali38.	99
Fig. 69 : Courbe Charge-Déplacement RC1-CFRP-Ali38-At.....	100
Fig. 70 : État du renfort + Fissuration RC1-CFRP-Ali38-At.	101
Fig. 71 : Courbe Charge-Déplacement.....	102
Fig. 72 : Flambement des bandes RC1-CFRP-Ali76.....	102
Fig. 73 : Courbe Charge-Déplacement RC1-CFRP-Ali76-At.....	103
Fig. 74 : Décollement mèche RC1-CFRP-Ali76-At.....	103
Fig. 75 : Courbe Charge-Déplacement.....	104
Fig. 76 : Décollement renfort RC1-CFRP-Ali38-At.	104
Fig. 77 : Courbe Charge-Déplacement RC1-REP.....	105
Fig. 78 : Courbe Charge-Déplacement RC1-REP-Ali38-At.	105
Fig. 79 : Courbe Charge-Déplacement RC1-GFRP1-Ali38-At.....	106
Fig. 80 : Position des fissures RC1-GFRP1-Ali38-At.....	106
Fig. 81 : Courbe Charge-Déplacement RC1-GFRP2-Ali38-At.....	107
Fig. 82 : Fissure partie supérieure de la dalle RC1-GFRP2-Ali38-At.....	107
Fig. 83 : Courbe Charge-Déplacement RC2-REF.....	108
Fig. 84 : Fissure principale RC2-REF.....	108
Fig. 85 : Courbe Charge-Déplacement RC2-CFRP-Ali38-At.....	109
Fig. 86 : Fissure principale RC2-CFRP-Ali38-At.....	109
Fig. 87 : Évolution de la déformation des aciers tendus en Push.	112
Fig. 88 : Évolution de la déformation du renfort composite en Push.	115
Fig. 89 : Évolution de l'ouverture de fissure.	117
Fig. 90 : Évolution de l'énergie dissipée cumulée.....	119
Fig. 91 : Méthodes alternatives du déplacement plastique. Park et al. (1988) [115]	120

Fig. 92 : Évolution de la chute de résistance.	123
Fig. 93 : Schéma de la raideur sécante. Sullivan et al. (2004) [116].	124
Fig. 94 : Évolution de la raideur sécante.	125
Fig. 95 : Définition de A_d et A_i	126
Fig. 96 : Évolution de taux d'amortissement équivalent.	126
Fig. 97 : Évolution de l'indice de Park en fonction du déplacement.	129
Fig. 98 : Effet de la section des ancrages longitudinaux sur la résistance.	131
Fig. 99 : Effet du nombre de mèches transversales sur la résistance.	131
Fig. 100 : Effet du taux de ferrailage longitudinal sur la résistance.	132
Fig. 101 : Coupe du bâtiment d'origine.	138
Fig. 102 : Différentes méthodes de mise en œuvre des éléments dalle/voile.	140
Fig. 103 : Distribution des charges surfaciques.	141
Fig. 104 : Plan de ferrailage de la liaison.	144
Fig. 105 : Vue éclatée du renfort composite.	145
Fig. 106 : Vue d'ensemble de la solution de renfort composite.	146
Fig. 107 : Vue du ferrailage / Coulage du spécimen FRP.	147
Fig. 108 : Photos des ancrages composites.	149
Fig. 109 : Schéma des conditions d'appuis.	150
Fig. 110 : Évolution de l'amplitude du déplacement au cours de l'essai.	151
Fig. 111 : Plan du montage et position des capteurs de déplacement.	154
Fig. 112 : Photo du montage expérimental.	154
Fig. 113 : Position des jauges de déformation.	155
Fig. 114 : Courbe contrainte-déformation essai compression béton.	156
Fig. 115 : Courbe Contrainte-Déformation Essai Traction acier.	157
Fig. 116 : Schéma N2*20-A40-E.	159
Fig. 117 : Courbe Charge-Déplacement : Essai REF.	161
Fig. 118 : Positions et historique des fissures : Essai REF.	162
Fig. 119 : Courbe Charge-Déplacement : Essai du système renforcé FRP.	163
Fig. 120 : Position et historique des fissures : Essai FRP.	164
Fig. 121 : Déformées globales des liaisons dalle/voile.	166
Fig. 122 : Position des jauges de déformation.	168
Fig. 123 : Déformation des aciers.	168
Fig. 124 : Déformation du renfort composite pendant l'essai FRP.	169
Fig. 125 : Déformation de cisaillement du nœud.	170

Fig. 126 : Cisaillement du nœud : Courbe Contrainte-Déformation.....	171
Fig. 127 : Position des capteurs virtuels DIC.....	171
Fig. 128 : Évolution de l'ouverture de fissure.....	172
Fig. 129 : Évolution de l'énergie élastique.....	172
Fig. 130 : Évolution de l'énergie dissipée.	173
Fig. 131 : Évolution de l'énergie dissipée cumulée.	174
Fig. 132 : Évolution de la raideur sécante.....	176
Fig. 133 : Évolution de la chute de résistance.....	176
Fig. 134 : Évolution de l'amortissement équivalent.	177
Fig. 135 : Évolution de l'indice de Park.....	178
Fig. 136 : Géométrie d'une liaison BA.	184
Fig. 137 : Nomenclature des sections d'aciers et de composite d'une liaison	185
Fig. 138 : Fonctionnement d'une liaison périphérique / liaison en T.....	186
Fig. 139 : Fonctionnement d'une liaison intérieure / liaison en X.....	187
Fig. 140 : Analyse de la section.....	189
Fig. 141 : Profil de déformation et des efforts de la section.	191
Fig. 142 : Procédure de calcul itératif.	193
Fig. 143 : Valeurs théoriques de charge à rupture et de longueur d'ancrage.	195
Fig. 144 : Modes de ruine d'un ancrage longitudinal.	196
Fig. 145 : Effet du nombre de fils sur la résistance en traction des ancrages.....	198
Fig. 146 : Effet de l'angle sur la résistance en traction des ancrages.	199
Fig. 147 : Relation entre $P_U/P_{U^{20^\circ}}$ et l'angle de la mèche.	199
Fig. 148 : Loi de comportement du béton.	203
Fig. 149 : Loi de comportement des aciers.	203
Fig. 150 : Loi de comportement des composites.....	204
Fig. 151 : Etat de sollicitation du nœud.	205
Fig. 152 : Moment ultime théorique vs $M_{u,exp}$ (Modèle simplifié).	214
Fig. 153 : Moment ultime théorique vs. $M_{u,exp}$ (Calcul itératif).	216
Fig. 154 : Courbe Charge déplacement, modèle et essai.	218
Fig. 155 : Schémas des sections critiques d'une liaison en X.	220

Liste des tableaux

Tableau 1 : Propriétés mécaniques des résines époxy.	13
Tableau 2 : Propriétés mécaniques des fibres. Bulletin FIB 90 (2019) [2]	15
Tableau 3 : Guides de recommandation par pays.	28
Tableau 4 : Épaisseur de renfort appliqué. Tran (2014) [94]	39
Tableau 5 : Liste des paliers de chargement.	78
Tableau 6 : Composition du béton.	82
Tableau 7 : Propriétés mécaniques du béton de chaque spécimen.	83
Tableau 8 : Propriétés mécaniques des résines.	86
Tableau 9 : Propriétés mécaniques du PRFC / FOREVA TFC.	88
Tableau 10 : Propriétés mécaniques du PRFV.	88
Tableau 11 : Résultats des essais de traction sur fil d'ancrage FOREVA WFC 100.	89
Tableau 12 : Détails des configurations d'ancrages d'essai Pull-Out.	92
Tableau 13 : Résultats des essais Pull-Out sur ancrages FOREVA WFC 100.	93
Tableau 14 : Valeurs de charge maximale et de déplacement au pic des essais à échelle réduite.	95
Tableau 15 : Valeur du δ_y	113
Tableau 16 : Gain d'énergie dissipée cumulée.	119
Tableau 17 : Valeurs de ductilité par rapport au déplacement.	121
Tableau 18 : Valeurs de ductilité par rapport à l'énergie.	122
Tableau 19 : Échelle de l'endommagement.	128
Tableau 20 : Calcul des sections d'aciers.	142
Tableau 21 : Calcul des sections de renfort composite.	143
Tableau 22 : Condition de bétonnage, et propriété du béton frais.	148
Tableau 23 : Détail de cycle de chargement.	152
Tableau 24 : Propriétés mécaniques du béton à 28 jours.	156
Tableau 25 : Rappel des propriétés mécaniques du renfort.	158
Tableau 26 : Valeurs maximales des essais de liaison en X à l'échelle 1.	160
Tableau 27 : Valeurs de ductilité par rapport au déplacement.	175
Tableau 28 : Valeurs de ductilité par rapport à l'énergie.	175
Tableau 29 : Méthodes de calcul de modèles prédictifs de la longueur d'ancrage et de la charge ultime.	194
Tableau 30 : Charge à la rupture / Longueur de transfert : Essai vs. Modèles.	195

Tableau 31 : Caractéristiques mécaniques des aciers.	204
Tableau 32 : Caractéristiques mécaniques des renforts composites.....	204
Tableau 33 : Rappel de la géométrie des ancrages.....	209
Tableau 34 : Calcul de la résistance des ancrages composites.....	209
Tableau 35 : Résistance des bandes de renfort.....	210
Tableau 36 : Mode de ruine du renfort, essai de liaison en T.....	211
Tableau 37 : Géométrie des spécimens de liaison en T.....	212
Tableau 38 : Résultats du modèle simplifié (liaison en T).....	213
Tableau 39 : Résultat du modèle itératif.	215
Tableau 40 : Résultat ductilité du modèle itératif.	219
Tableau 41 : Géométrie des spécimens de liaison en X.....	221
Tableau 42 : Valeurs de contrainte effective.	222
Tableau 43 : Résultat du modèle, liaison dalle/voile à l'échelle 1.....	223

Chapitre I : Introduction

I.1 Contexte et problématique du projet

Une part importante des ouvrages en béton armé (BA), qui est aujourd'hui le matériau le plus utilisé dans le monde, a été construite sans prise en compte des sollicitations sismiques, ce qui fait courir un risque important en termes de vie humaine ou de destruction des biens en particulier lors d'événement à l'intensité exceptionnelle. Les événements dramatiques qui ont ponctué la fin de 20e siècle comme le séisme de Northridge en 1994 avec une magnitude de 6.7 sur l'échelle de Richter ou celui de Kobe en 1995 d'une magnitude de 7.2 sur l'échelle de Richter ont mis en évidence la fragilité des ouvrages en béton armé faces aux sollicitations sismiques. Ces catastrophes ont notamment mis en lumière la faiblesse des liaisons au sein des structures en béton armé comme l'illustre la Fig. 1. En effet les charges inertielles horizontales et verticales causées par les séismes entraînent une augmentation des sollicitations dans les liaisons (Fig. 2). La rupture des liaisons entraîne une instabilité des ouvrages et une ruine totale des structures causant des dommages humains et matériels conséquents. Ces conclusions ont motivé les premières recherches sur le renforcement de liaison poteau/poutre.



Fig. 1 : Ruine en flexion/cisaillement de liaison poteau/poutre, Northridge 1994.

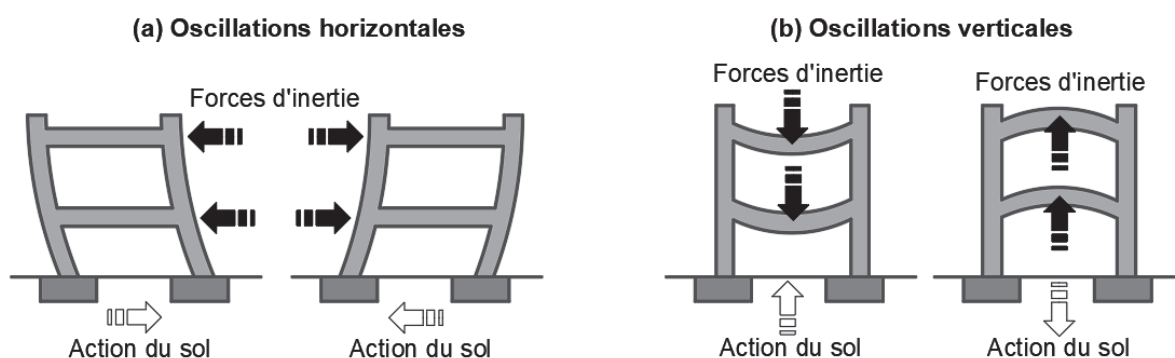


Fig. 2 : Schémas des sollicitations sismiques sur un portique.

Plusieurs méthodes ont été proposées pour le renforcement des structures BA, la plus efficace est l'emploi de polymère renforcé de fibre (FRP) stratifié au contact. Cette solution consiste à venir coller des bandes de renfort composite autour des liaisons permettant ainsi d'augmenter leur résistance en flexion et en cisaillement. Cette technique est déjà largement employée pour le renforcement d'autres éléments BA comme des poutres ou des poteaux. Bien que présentant de bons résultats, cette solution souffre de quelques points faibles et notamment un risque de décollement à l'interface bande/béton. Différentes solutions ont donc été développées pour limiter ce risque, mais celles-ci ne sont hélas pas transposables sur des liaisons dalle/voile, car les faces de ces liaisons ne sont pas accessibles.

Malgré les nombreux travaux existants sur le renforcement des liaisons poteau/poutre, il n'existe pas de travaux portants sur le renforcement des liaisons dalle/voile. Pourtant les essais réalisés par Yuksel et al. (2007) [1] sur des portiques dalle/voile ont montré que même en présence de contreventement la ruine s'initie systématiquement au droit des liaisons. Il est donc nécessaire de trouver des solutions permettant de renforcer ce type de liaison.

L'objectif de ce travail de recherche est de répondre à ces deux problématiques. Comment assurer le renforcement de liaison dalle/voile à l'aide de matériaux composites tout en limitant le risque de décollement du renfort composite.

I.2 Présentation de l'ANR ILISBAR

Cette thèse vise à caractériser le comportement mécanique des liaisons dalle voile en béton renforcées par matériaux composites face à une sollicitation sismique à travers la réalisation et l'exploitation de plusieurs campagnes expérimentales réalisées à différentes échelles. Ce travail de thèse s'inscrit dans le cadre de l'ANR ILISBAR qui vise à réaliser l'Identification du comportement des Liaisons d'une structure Béton Armé dans le cas d'un Renforcement parasismique. Ce projet est entièrement financé par l'Agence Nationale de la Recherche. Il s'agit d'une collaboration entre l'IFSTTAR, l'ENS Paris-Saclay (LMT), le CEA SACLAY et l'Université Lyon 1 (LMC²). L'IFSTTAR (Institut Français des Sciences et Technologie des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux) a la charge de la partie expérimentale sur les liaisons poteau/poutre. Le LMT (Laboratoire de Mécanique et Technologie) est responsable de la partie modélisation et des essais miniatures. Le CEA SACLAY (Commissariat à l'Energie Atomique) se charge quant à lui de l'implémentation des outils de modélisation au logiciel CASTEM. Enfin le LMC² a la charge de réaliser les essais sur les liaisons dalle/voile.

L'objectif général du projet est d'étudier le comportement mécanique des liaisons béton armé renforcées par matériaux composites. Cette étude comprend un volet expérimental sous la forme d'essais à différentes échelles couplés à une modélisation numérique aux éléments finis. La finalité du projet est de proposer aux chercheurs et aux ingénieurs structure un ensemble d'outils de modélisation numérique et d'abaques de dimensionnement utilisables dans le cas du renforcement de liaison en béton armé.

I.3 Objectif de la thèse

Comme décrit précédemment le rôle du LMC² dans le projet se concentre sur l'étude des liaisons dalle/voile. L'objectif de cette recherche est de proposer des solutions viables pour le renforcement de ce type de liaison, cela implique de définir clairement le comportement mécanique des liaisons afin d'identifier les différents modes de ruine, d'étudier les solutions de renforcement existantes et d'analyser leurs efficacités dans le cadre du renforcement des nœuds. Les différentes étapes de la recherche sont les suivantes :

- Collecter une base de données sur les essais de liaison poteau/poutre existants afin d'étudier l'effet des différents paramètres sur le comportement mécanique des liaisons renforcées ;
- Comparer les différents protocoles expérimentaux (montage, chargement, appareillage) présents dans la littérature afin de définir la meilleure solution pour la réalisation des essais ;
- Comparer et sélectionner la ou les solutions de renforcement existantes industriellement qui répondent au mieux aux problématiques générées par le renforcement des nœuds ;
- Choisir et tester à plusieurs échelles différents types de renforcement afin de comparer leurs comportements mécaniques face à une sollicitation cyclique alternée ;
- Développer un modèle analytique permettant de calculer la résistance de ce genre d'élément en se basant sur les résultats de la littérature et sur les codes de calcul existants comme le bulletin FIB 90 [2] et les Eurocodes 2 et 8 [3], [4] ;
- Tester la pertinence du modèle et en définir les limites.

I.4 Plan du manuscrit

Le mémoire de thèse est découpé en 4 parties. La première partie sera consacrée à une revue bibliographique qui présentera plus en détail la notion de renforcement. Un résumé de l'état des connaissances sur les matériaux composites stratifié au contact sera présenté ainsi que les solutions existantes et plus particulièrement celles concernant les liaisons poteau/poutre. La seconde partie traitera de la réalisation et des résultats obtenus lors des essais de liaisons dalle/voile en T à l'échelle $\frac{1}{2}$. L'objectif de cette première campagne expérimentale est de comparer 10 configurations de renforcement afin d'isoler l'effet des différents composants du renforcement. L'étude se concentrera sur l'effet du ferrailage, du type de renfort (carbone ou verre) et sur la géométrie des ancres. La troisième partie portera sur l'étude de deux essais à échelle 1 réalisés dans le cadre de la thèse, mais au sein du laboratoire de l'Université de Sherbrooke au Québec. L'idée était d'appliquer les éléments de renfort étudiés à échelle réduite sur une liaison qui corresponde aux dispositions constructives du parc immobilier existant. La quatrième partie parlera de l'élaboration d'un modèle permettant de calculer la résistance des liaisons renforcées à l'aide des solutions mises en œuvre lors des essais. Le modèle prendra en compte les différents modes de ruine possibles (flexion, cisaillement, rupture des ancres). L'idée ici est de proposer une méthodologie de calcul sous la forme de ce que l'on trouve dans les Eurocodes permettant aux ingénieurs de dimensionner ce type d'ouvrage.

Chapitre II : Bibliographie

II.1 Introduction

Ce premier chapitre est consacré à une description de l'état de l'art du renforcement parasismique par matériaux composites et plus spécifiquement de leurs applications dans le renforcement de liaisons béton armé de type poteau/poutre et dalle/voile. Ce chapitre s'organise de la manière suivante : l'introduction traitera des problématiques du renforcement et de la réparation des structures en béton armé (BA) et du cas particulier du renforcement parasismique. La première partie de ce chapitre portera sur les matériaux composites stratifiés au contact (FRP) et leurs différentes applications dans le cadre du renforcement de structure en béton armé. La seconde partie sera consacrée à une revue de la littérature. Les résultats de différents essais réalisés sur les liaisons BA poteau/poutre et dalle/voile renforcées par matériaux composites seront présentés. Dans un troisième temps, les résultats de campagne d'essai visant à caractériser le comportement mécanique des ancrages composites seront présentés. La conclusion positionnera la problématique de la thèse au regard de l'état des connaissances dans ce domaine.

II.1.1 Renforcement ou réparation

Le renforcement d'une structure consiste à augmenter sa résistance afin de garantir la sécurité de l'ouvrage et par la même occasion celle des biens et des personnes. Dans la vie d'un ouvrage, de la conception jusqu'à la déconstruction en passant par l'étape de construction et d'exploitation, différents événements peuvent nécessiter la mise en œuvre d'un renforcement. On peut citer les erreurs de conception, les problèmes d'exécution, la surexploitation ou le changement d'usage de l'ouvrage. Il peut également arriver que les normes de calcul évoluent, en particulier les normes parasismiques ce qui implique que certains ouvrages ne répondent plus aux exigences en vigueur. Il est parfois nécessaire de réaliser un renforcement dans le cas d'une rénovation. Les contraintes architecturales ou des événements accidentels peuvent impliquer la suppression de porteurs verticaux [5], un renforcement du reste de la structure peut s'avérer nécessaire.

Contrairement à un renforcement, la réparation a pour objectif de restituer les propriétés mécaniques d'un ouvrage à la suite d'une dégradation de celles-ci. Cette dégradation peut avoir plusieurs origines. Des problématiques de pathologie du béton (carbonatation, alcali-réaction, réaction sulfatique interne), de corrosion des aciers (lessivage, attaque des ions chlorures) ou encore un chargement accidentel (choc, catastrophe climatique, séisme) peuvent entraîner un endommagement important des ouvrages qui nécessite alors une opération de réparation. La volonté de prolonger la vie des ouvrages existants tend à augmenter le besoin en solution de réparation.

II.1.2 Renforcement parasismique

Un renforcement parasismique est une modification d'une structure existante qui vise à augmenter son niveau de performance face aux sollicitations sismiques et ainsi respecter les exigences normatives en vigueur [4]. L'objectif est d'augmenter séparément ou en parallèle la résistance et la ductilité de l'ouvrage afin de diminuer le risque de ruine. Le fait d'augmenter la résistance permet de compenser la hausse des efforts sollicitant. L'augmentation de la ductilité permet de modifier le comportement vibratoire d'une structure ce qui réduit la sollicitation. Un ouvrage plus ductile dissipe plus d'énergie ce qui induit une hausse de l'amortissement et donc une réduction des sollicitations. Il est également possible de coupler ces deux solutions. La Fig. 3 présente de manière graphique les différentes stratégies de renforcement d'une structure [6]. L'objectif peut être d'augmenter la résistance, la ductilité ou les deux. D'un point de vue économique le renforcement est généralement plus rentable que la démolition et la reconstruction de l'ouvrage en question, comme le présente Mitropoulou et al. (2011) [7] le cout à long terme d'une réparation est généralement compris entre 500 et 1000 € du m², des chiffres 2 à 3 fois inférieurs au prix d'une construction neuve en France. Il peut également être appliqué sur des ouvrages historiques où la démolition n'est pas envisageable pour des raisons de conservation du patrimoine.

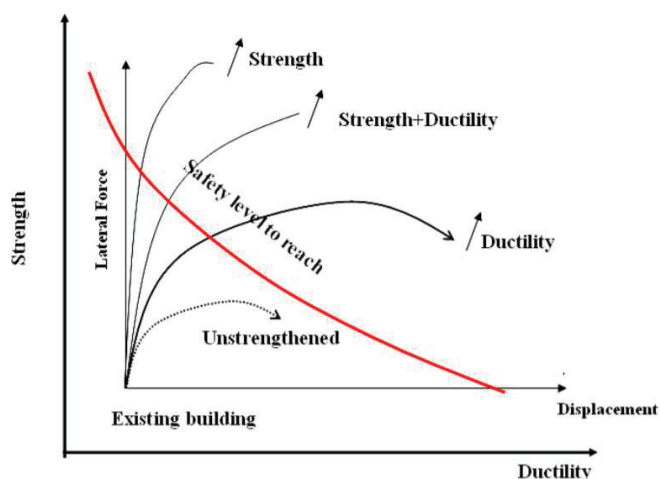


Fig. 3 : Illustration des stratégies de renforcement. (Davidovici 1999) [6]

II.2 Les renforts composites

II.2.1 Introduction

Comme décrit précédemment ce sont les enjeux économiques qui sont les moteurs du développement des techniques de renforcement. On retrouve historiquement deux méthodes pour le renforcement des structures, le collage de plaque métallique et l'augmentation des sections de béton. La première vise à fixer des plaques d'acier afin de jouer le rôle d'armature complémentaire, leur fixation est garantie par l'emploi de boulon ou de colle. L'augmentation des sections de béton, par coffrage ou par application de béton projeté, permet d'augmenter la résistance en compression et en traction si des armatures sont mises en place dans la nouvelle section. Les techniques traditionnelles présentent des failles qui limitent leurs performances à long terme, on peut ainsi citer l'oxydation des renforts acier ou les problèmes de durabilité du béton projeté. En sachant que la durabilité d'une opération de maintenance est liée à la durée de vie des modifications effectuées, il était important de développer des solutions plus durables. Toutes ces raisons ont poussé depuis les années 80 au développement et à la commercialisation d'une nouvelle solution de renforcement, les polymères renforcés de fibre (PRF).

Les FRP pour Fiber Reinforced Polymer (FRP) sont une famille de matériaux composites constitués de fibre continue (verre, aramide, carbone) noyée dans une matrice thermodurcissable de type époxydique. Il en résulte un matériau fortement anisotrope dont les propriétés mécaniques (résistance, raideur) dans le sens des fils (direction principale) sont élevées. Une densité inférieure à 2 leur confère un rapport poids/résistance bien supérieur à l'acier et autres matériaux de construction plus couramment utilisés. Ils sont déjà massivement employés dans l'aéronautique et l'automobile pour cette raison. Les PRF sont résistants à la corrosion et dans le cas des PRF stratifiés au contact, ils sont faciles à mettre en œuvre. Leur emploi dans le monde du génie civil est récent, le principal frein à leur démocratisation étant leurs prix qui restent importants par rapport à ceux des matériaux plus conventionnels (10 \$/kg pour de la fibre de carbone) [8]–[11].

De nombreux types de FRP sont commercialisés pour différents champs d'application : dans la construction la plus populaire sont les Carbon fibre-reinforced polymer (CFRP ou PRFC) et les Glass Fibre-Reinforced Polymer (GFRP ou PRFV). Dans le domaine de la réparation de structure en béton armé les PRF sont utilisés depuis le début des années 80 pour le renforcement de poutre ou de poteau, mais leur utilisation dans le renforcement des liaisons date du début des années 2000 [28]. Cette partie présente les propriétés des FRP, les champs d'application, les recommandations de dimensionnement en vigueur ainsi que leur principal point faible : le risque de décollement.

II.2.2 Présentation du matériau

II.2.2.1 Les résines

La résine joue un rôle primordial dans le comportement mécanique du composite. Ces fonctions principales sont les suivantes :

- Assurer la liaison composite/support et garantir le collage entre les fils
- Maintenir le tissu et l'orientation des fibres
- Garantir la protection chimique et physique (choc) des fibres
- Transférer l'effort du support vers les fibres

Les résines sont classifiées en deux familles : les thermodurcissables et les thermoplastiques. Les résines thermodurcissables sont initialement présentes sous forme liquide, leur polymérisation est causée par l'ajout d'un catalyseur et/ou de chaleur. La polymérisation de ce type de résine est irréversible. Les résines thermodurcissables les plus couramment utilisées sont : les Polyesters insaturés, les époxy, les vinylester et les résines phénoliques. Dans le cadre du renfort composite, ce sont les résines époxy qui sont les plus utilisées principalement à cause de leurs propriétés mécaniques. Leurs principaux avantages sont les suivants :

- Bonne résistance chimique
- Bonne résistance à la chaleur si la température reste inférieure à celle de transition vitreuse (≈ 80 à 150 °C)
- Très bonne adhérence à tout type de supports (béton, métal, plastique) et aux fibres
- Odeur faible lors de la mise en œuvre

Les principaux défauts des résines époxy sont leur coût important, leur faible résistance au choc, leur impact environnemental et leur grande toxicité en cas de combustion. Les propriétés mécaniques moyennes des résines époxy sont résumées dans le Tableau 1.

Résistance en Traction	50 à 80	MPa
Module d'élasticité	3 à 10	GPa
Allongement à la rupture	1 à 1.5	%
Résistance en compression	140 à 150	MPa
Température de transition vitreuse	80 à 150	°C

Tableau 1 : Propriétés mécaniques des résines époxy.

Les résines thermoplastiques ont la propriété de pouvoir fondre à haute température et retrouvent leur propriété lors du refroidissement. Elle possède généralement des propriétés mécaniques moins importantes que les résines thermodurcissables, en particulier au niveau de la liaison entre la résine et les autres matériaux ce qui l'exclue à ce jour pour une application de renforcement. Cette propriété la rend parfaitement adaptée au moulage par injection, une technique massivement utilisée dans l'industrie. Les résines les plus utilisées sont les polyéthylènes (basse et haute densité) et les Polychlorures de Vinyle (PVC).

II.2.2.2 Les fibres

Différents types de fibre sont employés dans la fabrication des FRP. Les plus utilisées sont les fibres de carbone, de verre, d'aramide ou de basalte. Dans un souci de réduction de l'impact environnemental des renforts composites, on assiste depuis quelque année au développement de fibres naturelles à base de lin ou de chanvre [12]–[18].

La fibre de verre est obtenue par fusion, refroidissement et tressage de verre. Une phase d'ensimage est nécessaire pour protéger les fibres des abrasions lors de leur tissage et de la mise en œuvre du composite. L'ensimage assure également la compatibilité entre les fibres et la matrice. Les principaux avantages de la fibre de verre sont son faible coût (- de 5 €/kg), ses bonnes propriétés mécaniques et le fait qu'elle soit incombustible. Le processus de fabrication des fibres de basalte est similaire avec celui de fibre de verre.

La fibre d'aramide, aussi appelée kevlar dans le commerce, est obtenue par synthèse à -10°C de polyamides aromatisés puis filés et étirés afin d'augmenter le module. Sa masse volumique 30% plus faible et sa grande résistance à l'abrasion motivent son utilisation dans les protections personnelles. Son coût est 15 fois plus important que celui du verre.

La fibre de carbone est obtenue par oxydation, carbonisation et graphitisation de fibre de PAN (Fibre précurseur de Polyacrylonitrile). Ce procédé est détaillé dans la Fig. 4. Avec des modules pouvant dépasser les 500 GPa et des résistances allant jusqu'à 6000 MPa et malgré un coût 10 fois plus important que le verre, elle occupe aujourd'hui une large partie du marché des PRF. L'augmentation de la production [8] tend à réduire le coût de ces matériaux.

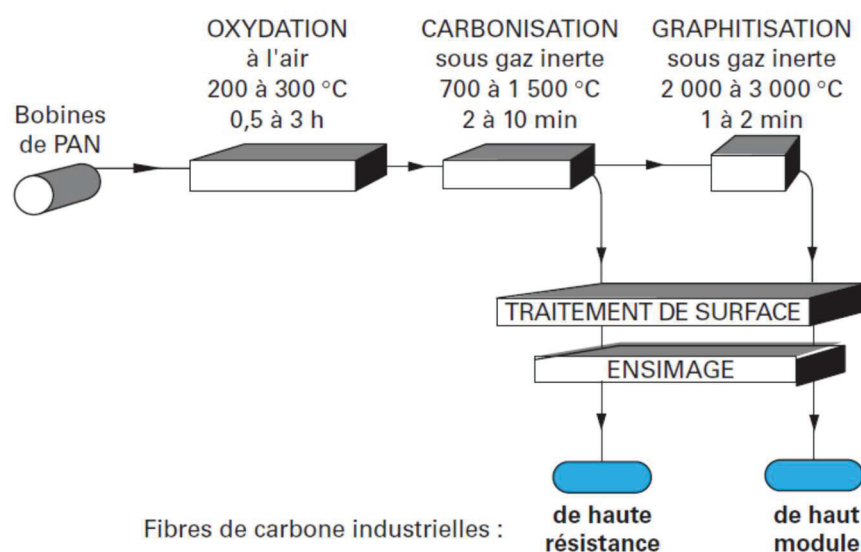


Fig. 4 : Processus de fabrication des fibres de carbone.

Toutes ces fibres possèdent un comportement mécanique similaire qui se rapproche d'un comportement élastique parfait jusqu'à une rupture fragile. Les propriétés mécaniques sont décrites dans le Tableau 2 [2]. Les fibres étant composées d'un assemblage de plusieurs milliers de filaments de 5 à 25 μm , la présence de défaut unitaire au sein des filaments influence grandement la résistance du fil.

Matériau	Module d'élasticité [GPa]	Résistance en traction [MPa]	Déformation ultime [%]	Densité [-]
Carbone				
Haute résistance	215-235	3500-4800	1.4-2.0	2
Très haute résistance	215-235	4800-6000	2.0-2.3	2
Haut Module	350-500	2500-3100	0.5-0.9	2
Très haut Module	500-700	2100-2400	0.2-0.4	2
Verre				
Type E	70	1900-3000	3.0-4.5	2.5
Type S	85-90	3500-4800	4.5-5.5	2.5
Aramide				
Faible module	70-80	3500-4100	4.3-5.0	1.8
Haut module	115-130	3500-4000	2.5-3.5	1.8
Basalte	80-90	2500-3200	3.0-3.5	2.5
Acier	185	500-1000	1.7	5.4
Fibre naturelle				
Chanvre	30-70	500-700	2.0-4.0	1.5
Lin	30-40	500-1500	2.5-3.5	1.5
Kenaf	30-50	500-900	1.5-2.0	1.5

Tableau 2 : Propriétés mécaniques des fibres. Bulletin FIB 90 (2019) [2]

II.2.2.3 Mise en œuvre du renfort

La mise en œuvre d'une solution de renfort composite peut varier en fonction des produits appliqués. Bien que certaines valeurs puissent changer en fonction des produits utilisés, les grands principes restent similaires. Les indications données ci-dessous détaillent les recommandations de mise en œuvre de la solution FOREVA TFC qui est commercialisée par l'entreprise Freyssinet [19].

La première étape consiste à préparer le support. Il doit être propre, sans trace de poussière et dégraissé. Afin d'augmenter l'adhérence du renfort, un traitement mécanique de la surface doit être effectué. Les méthodes les plus utilisées sont le décapage par projection d'abrasif ou sablage, le ponçage ou le lavage haute pression [20]. Les objectifs de cette étape sont de supprimer la couche de faible cohésion du substrat, d'augmenter sa rugosité et d'améliorer sa mouillabilité. Dans le cas d'une réparation, un curage des fissures ainsi que leur rebouchage et/ou une injection à l'aide de résine fluide ou de mortier doit être effectué. Une fois le support préparé il est imprégné de résine époxy. La méthode d'application doit permettre une bonne pénétration de la résine dans le support.

Les bandes de tissus sont découpées en lés aux dimensions. Les bandes sont généralement livrées en rouleaux de largeur normalisée et sont uniquement découpées dans le sens de la longueur afin de limiter l'effilochage du tissu. La réalisation de coupe longitudinale entraîne un risque d'affaiblissement du tissu qui rendrait le collage difficile.

Afin de garantir une bonne imprégnation du tissu par la résine il est possible de l'imprégner avant de le mettre en place sur le support. Cette opération peut se faire à la main sur une surface propre et lisse ou à l'aide d'un bac d'imprégnation. Dans le cas où la résine de collage fait aussi office de résine d'imprégnation cette étape peut également être réalisée directement sur le support en faisant pénétrer le surplus de la couche d'imprégnation dans le tissu au moment de la mise en place de la bande.

L'application des bandes sur le support s'effectue d'une extrémité vers l'autre par placage en contrôlant la position de la bande par rapport au plan de pose. La bande ne doit présenter ni pli ni étirement excessif. L'étape de marouflage s'effectue à l'aide d'un rouleau dentelé et vise à chasser les bulles d'air bloquées entre le tissu et le support. La deuxième couche de résine aussi appelée couche de fermeture vise à achever l'imprégnation du tissu. Elle doit être appliquée avant polymérisation de la première couche.

Dans le cas où plusieurs couches de tissus se superposent (multi couches ou dans les zones de recouvrement) la superposition peut se faire sur une couche de résine humide pendant la pose ou après polymérisation. Le marouflage permet dans ce cas de chasser également les bulles d'air emprisonnées entre les couches de tissu, garantissant une plus grande surface de collage.

II.2.3 Exemple d'application du renforcement

parasismique

Les éléments porteurs des structures en béton armé peuvent être regroupés en deux familles ; les porteurs verticaux (voiles et poteaux) et les porteurs horizontaux (dalles et poutres). Comme vu précédemment, différentes causes peuvent nécessiter le renforcement ou la réparation d'une structure BA. Il existe 3 grandes familles d'applications des FRP : l'augmentation de la résistance en compression par confinement, le renfort de flexion et le renfort à l'effort tranchant.

II.2.3.1 Confinement

Certains séismes dramatiques comme le séisme de Kobe en 1995 (7.2 sur l'échelle de Richter, 6.437 morts) ont mis en lumière la vulnérabilité de certains ouvrages face au risque sismique (Fig. 5).



Fig. 5 : Pilier d'un pont routier, ruine en flexion composée. Kobe 1995

La première application des PRFC est le renfort des éléments comprimés comme les poteaux et les piles de ponts. Cette méthode consiste à appliquer horizontalement des bandes de renfort sur toute ou partie de l'élément comprimé. La direction principale du FRP est perpendiculaire à la charge axiale de l'élément. La Fig. 6 présente un exemple de mise en œuvre de cette technique de renfort sur une pile de ponts en Amérique du Nord.



Fig. 6 : Application d'un confinement PRFC sur des piles de ponts.

Le renfort par confinement exploite l'effet de Poisson pour augmenter la résistance en compression de l'élément. La déformation dans la direction transversale est limitée par la présence du renfort ce qui augmente sa résistance. La résistance de l'élément confiné dépend de la section du renfort, de l'espacement entre les bandes et des propriétés mécaniques du béton et du renfort. La géométrie de l'élément joue également un rôle central. En effet dans le cas d'un poteau circulaire l'intégralité de la section sera confinée ce qui maximise la performance du renfort. Dans le cas des éléments rectangulaires, des chanfreins doivent être usinés sur les arrêtes afin de garantir le confinement d'une partie de la section de béton (Fig. 7).

Le tissu mis en œuvre peut être unidirectionnel ou bidirectionnel dans le cas d'un élément sollicité en flexion composée comme les poteaux élancés. Tous les types de tissu peuvent être mis en œuvre.

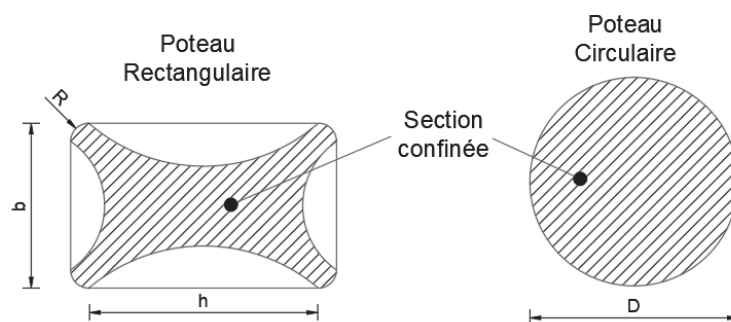


Fig. 7 : Zone de confinement effective d'un poteau.

De nombreux articles de la littérature traitent de ce sujet [21]–[28]. Les renforts mis en œuvre dans ces campagnes expérimentales présentent des gains de résistance et de ductilité allant de 30 % à 170 %. Contrairement aux renforts en flexion ou à l’effort tranchant, l’adhérence entre le support et le tissu ne pilote pas les performances du renfort. Il n’existe donc pas de limite théorique à ce gain, car la section de composite peut être augmentée indéfiniment, mais il est important de noter que plus le confinement d’un élément est important plus sa rupture est fragile ce qui peut entraîner un risque pour les occupants.

Cette technique est aujourd’hui mise en œuvre sur des poteaux ou sur différents ouvrages du génie civil comme les cheminées. La méthode de confinement est également applicable sur des ouvrages historiques en brique ou en pierre maçonnée [29]–[33].

II.2.3.2 Flexion

Le renforcement des éléments BA fléchis a pour objectif d’augmenter la résistance de la partie tendue. Les bandes de FRP font office d’armatures tendues ce qui augmente le moment résistant. Cette solution peut être appliquée sur des poutres [34]–[41] ou des dalles [42]–[46]. La Fig. 8 montre une dalle renforcée par bande de carbone pultrudée, on peut observer dans l’arrière-plan l’agencement des bandes autour de la trémie qui est similaire à ce qui est appliqué pour un ferrailage. Le renfort est généralement appliqué sur la face tendue de l’élément et donc plus souvent sur la face inférieure, mais peut également être appliqué sur la face supérieure dans le cas d’élément en porte à faux ou de poutre hyperstatique comme des tabliers de pont [47].



Fig. 8 : Renforcement d’une dalle BA par plat carbone.

Une des particularités dans le dimensionnement des renforts composites est la valeur de résistance en traction du renfort à prendre en compte. Contrairement à l’acier, il n’est pas possible de transposer la résistance ultime du composite, car d’autres modes ruine peuvent précipiter la ruine de l’élément. Les différents modes de ruine sont illustrés dans la Fig. 9.

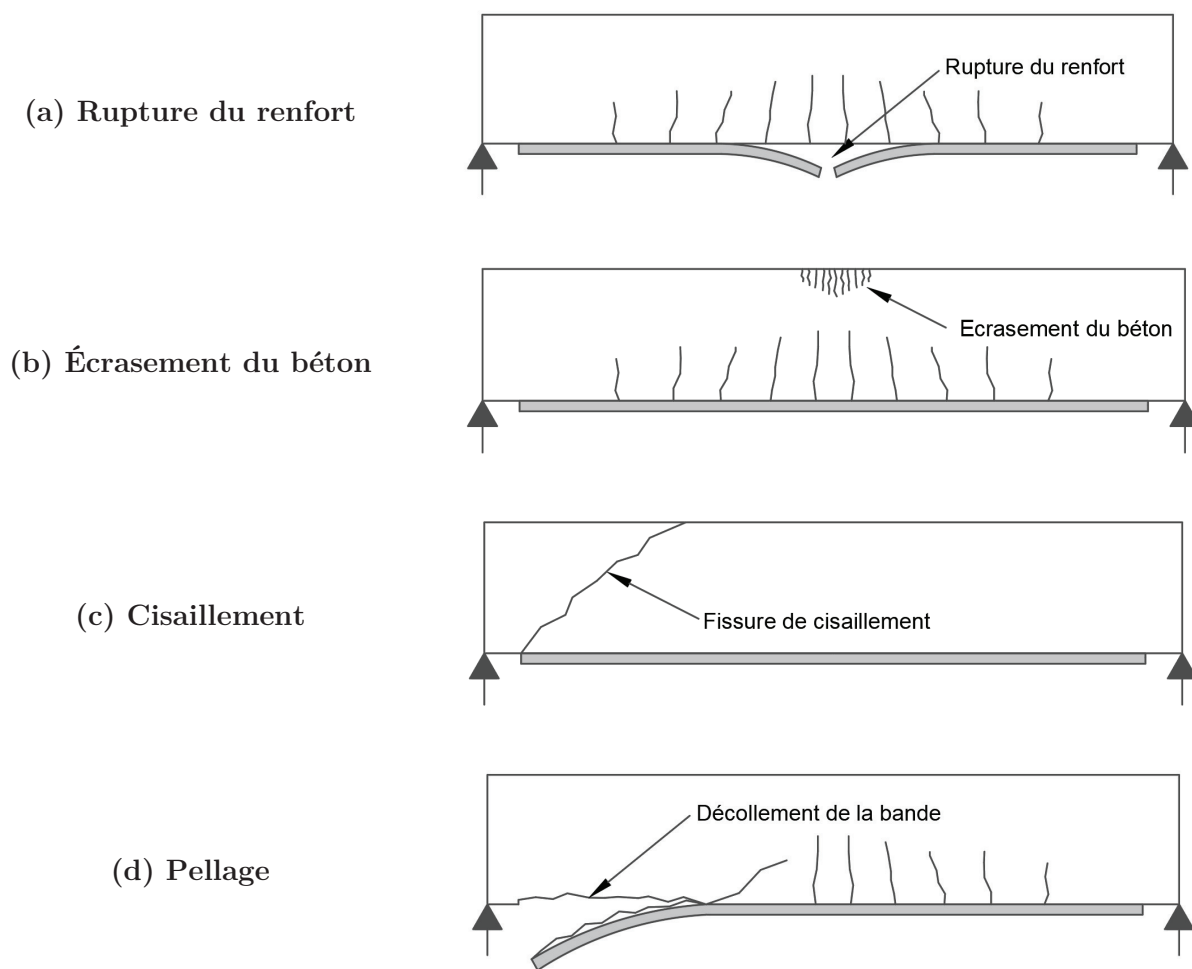


Fig. 9 : Modes de ruine d'une poutre renforcée par FRP. Chen et al. 2001[35]

Une rupture en traction du renfort survient lorsque le FRP atteint sa résistance ultime bien qu'optimal en termes de taux de travail ce mode est très brutal. L'écrasement du béton survient lorsque la résistance en traction du renfort et des aciers tendus est supérieure à celle du béton en compression. La rupture en cisaillement d'une poutre est à proscrire à cause de la perte totale de capacité de l'élément et de sa brutalité.

II.2.3.3 Effort tranchant

Une dernière application des PRFC consiste à augmenter la résistance à l'effort tranchant d'un élément. Ce type de renfort est appliqué sur des poutres ou des poteaux où la section des armatures à l'effort tranchant est insuffisante (voir Fig. 10) [18]. Cette lacune peut avoir une ou plusieurs origines, un mauvais positionnement des cadres, une section ou un nombre trop faible de cadres, une hausse des efforts sollicitants associée à un changement d'usage ou encore à une hausse des exigences normatives. L'intérêt de ce type de renfort est d'autant plus grand que les ruines à l'effort tranchant sont fragiles et donc associées à un risque accru pour les personnes.

Ce type de renforcement est réalisé par application de bandes composites sur les faces latérales des poutres, ces bandes vont jouer le rôle de cadre d'armature transversale interne. La résistance d'un élément BA à l'effort tranchant est la somme de la contribution de l'acier et du béton. L'ajout de la contribution des FRP n'est pas indépendant. En effet Chen et al. (2010) [48] ont démontré que les contributions maximales du composite et de l'acier ne sont pas simultanées, leurs contributions combinées étant donc inférieures à leur somme. Comme dans le cadre d'un renfort en flexion la rupture par décollement des FRP est prédominante, ce risque est accru par la faible longueur de collage.

L'efficacité de cette méthode est validée par de nombreux travaux de recherches [48]–[54] et elle est aujourd'hui mise en œuvre sur de nombreux ouvrages. Cette solution présente des gains de résistance allant de 10 à 200 % dépendamment du ferrailage, de la géométrie de béton et de surtout de celle du renfort.

Etant donnée la faible longueur de collage et le risque de décollement et afin de limiter le risque de décollement les recommandations de l'AFGC [55] imposent de mettre en place des bandes sous formes de U.



(a) Renfort d'une poutre en T à l'effort tranchant.



(b) Renfort local au droit d'une liaison.

Fig. 10 : Exemples d'application de renfort à l'effort tranchant en CFRP.

II.2.4 Le décollement

Le principal point faible de ces matériaux réside dans le transfert des efforts de la structure vers les fibres qui assure la résistance. Le transfert des efforts au sein du composite est assuré par la matrice thermdurcissable (généralement de type époxy) à condition que celle-ci soit compatible et que l'imprégnation des fibres soit satisfaisante. Le collage entre le FRP et le béton est assuré par une résine époxy qui peut être différente de la résine d'imprégnation, les différentes résines époxy étant souvent compatibles entre elles. Le procédé d'imprégnation et de collage est bien maîtrisé, mais la faible résistance en traction du béton (5 MPa) constitue un plafond à la résistance des collages. La faiblesse des collages est l'un des éléments les plus limitants dans l'emploi des renforts composites. De nombreux travaux portent sur le comportement de l'interface entre les PRF et le béton [56]–[61]. On distingue trois types d'essais permettant de caractériser les interfaces, les essais de simple cisaillement, les essais de double cisaillement et les essais de poutre modifiée (Fig. 11). Cette partie traite du transfert des efforts entre une bande de PRF et le support béton, et de deux méthodes qui permettent d'augmenter la résistance du collage : les enroulements (ou wrapping) et les mèches d'ancrage composite.

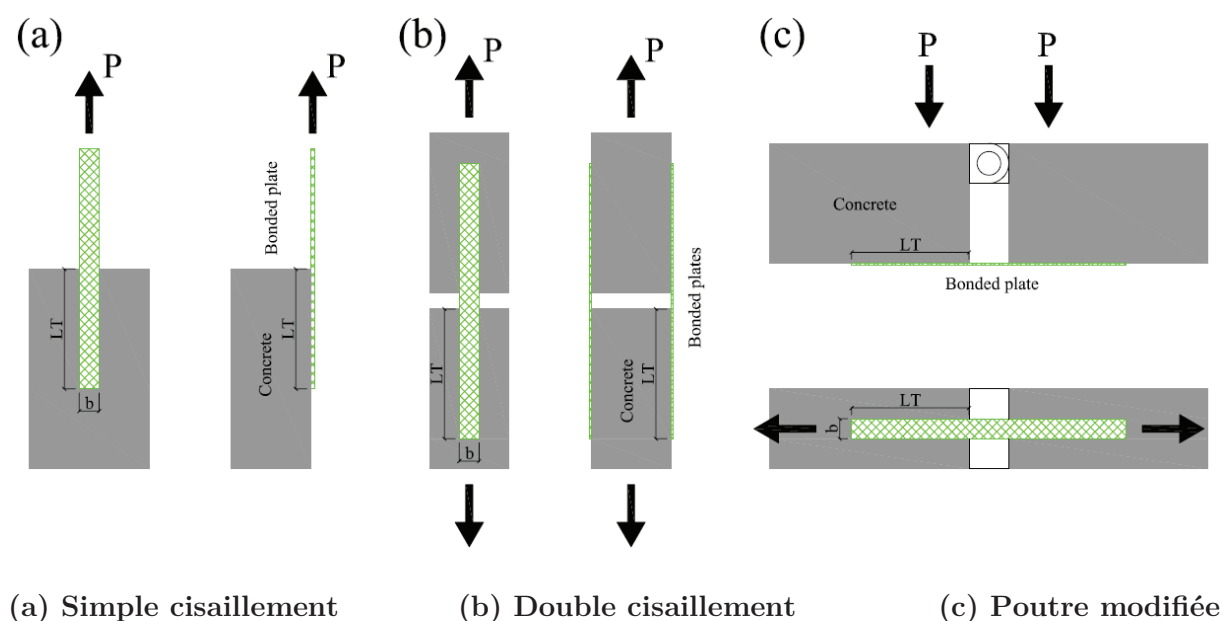


Fig. 11 : Schéma des différents types d'essai d'interface.

II.2.4.1 Longueur de transfert d'effort

Une notion fondamentale dans la résistance d'un collage est la longueur de transfert efficace que l'on note L_e , elle a été initialement proposée par Chen et Teng (2001) [57]. Une longueur de bande dépassant la longueur de transfert efficace n'augmente pas la force de décollement de la bande. Cela implique que sans disposition particulière d'ancrage une bande de carbone ne peut pas se rompre en traction et ce quelle que soit la longueur du collage.

Toutanji et al. (2006) [62] proposent une comparaison de la fiabilité des modèles analytiques permettant de calculer la résistance des interfaces béton/FRP. Leurs conclusions montrent que ce sont les équations de Chen et Teng qui modélisent le mieux le comportement des collages. Ils comparent le rapport entre les résultats des essais et les prédictions du modèle ainsi que le taux de prévision non sécuritaire (2.5%).

D'après le modèle de Chen et Teng (2001) [57], la longueur efficace L_e (en mm) est définie par l'Eq. 1 où E_f est le module de Young du PRF en MPa, t_f son épaisseur en mm et f'_c la résistance en compression du béton en MPa. Dans le cas d'une bande de FOREVA TFC de 0.48 mm d'épaisseur, dont la raideur est de 105 GPa et qui est collée sur un béton de 38 MPa, la longueur de transfert est de 90.5 mm.

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f'_c}}} \quad \text{Eq. 1}$$

Chen et Teng proposent également une formule pour calculer la résistance à l'arrachement d'une bande à partir de l'Eq. 2. β_f est un facteur qui dépend du rapport entre la largeur de la bande FRP et celle du support, il varie de 1.4 à 0.7 (Eq. 3). β_L est un facteur réducteur si la longueur du collage est inférieure à la longueur efficace (Eq. 4). b_f est la largeur de la bande de FRP en mm. Si l'on poursuit l'exemple précédent en prenant une longueur de collage de $L = 100$ mm, une largeur $l_f = 200$ mm et un rapport b_f/b_p égal à 1. On obtient une force d'arrachement de 16.9 kN. Sachant que le PRFC FOREVA TFC possède une contrainte ultime de 1700 MPa on note que le taux de travail ne dépasse pas 21 %. Dans le cas très favorable où le rapport b_f/b_p serait égal à 0.1, le taux de travail resterait inférieur à 40 %. On comprend bien la nécessité de développer des solutions pour améliorer l'ancrage.

$$P_u = 0.427 \beta_f \beta_L \sqrt{f'_c} b_f L_e \quad \text{Eq. 2}$$

$$\beta_f = \sqrt{\frac{2 - b_f/b_c}{1 + b_f/b_c}} \quad \text{Eq. 3}$$

$$\beta_L = \begin{cases} 1 & \text{si } L \geq L_e \\ \sin \frac{\pi L}{2L_e} & \text{si } L < L_e \end{cases} \quad \text{Eq. 4}$$

II.2.4.2 Ancrage par bande transversale PRF

Non avons vu dans la partie précédente que même dans les meilleures conditions d'application (préparation du support, imprégnation et longueur de collage suffisante) la contribution du renfort est limitée par le plan de collage. Cette problématique a nécessité le développement de solutions d'ancrage pour les renforts. Une des solutions pour y répondre consiste à augmenter la surface et/ou la géométrie du collage.

L'ajout de bande transversale en forme de U ou d'enroulement aux extrémités d'une bande PRFC permet d'accroître la surface du collage et augmente ainsi sa résistance (voir Fig. 12). Ce genre de dispositif peut aussi bien s'appliquer sur des FRP pultrudés ou stratifiés au contact et présente de bonnes performances. Leur principal défaut réside dans l'utilisation d'une quantité importante de matériaux et de main d'œuvre. Cette solution est réservée au renforcement des poutres ou poteaux, car les U se collent sur les faces de l'élément.

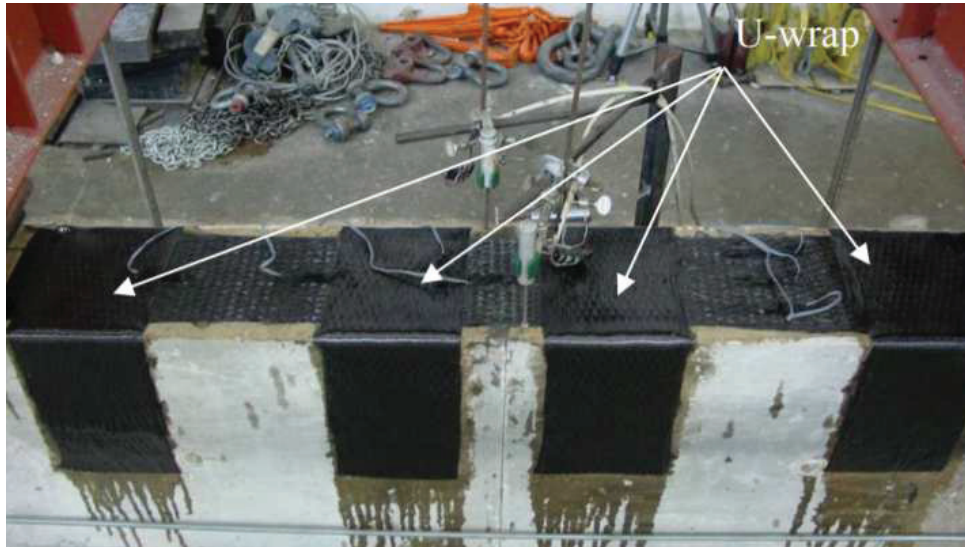


Fig. 12 : Ancrage par bandes transversales en U. Orton (2007) [5]

II.2.4.3 Ancrage en U

Les ancrages en U consistent à bloquer l'extrémité de la bande à ancrer dans une rainure et à la bloquer en place à l'aide d'une barre de composite pultrudé. Cette méthode a été initialement proposée par Khalifa et al. (1999) [63] pour l'ancrage du renfort à l'effort tranchant. La Fig. 13 présente une coupe d'un exemple d'application de cette méthode. Bien que performante cette méthode implique la réalisation d'une rainure dans le béton qui ne peut être réalisée que dans le cas où l'enrobage des aciers est suffisant.

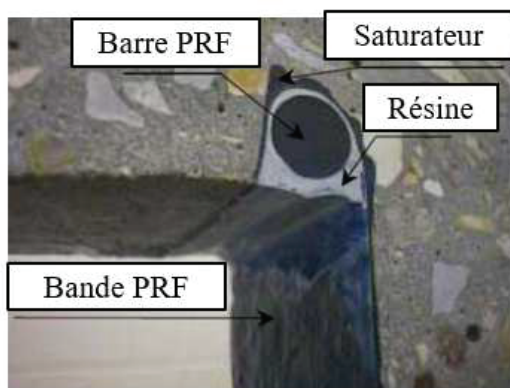
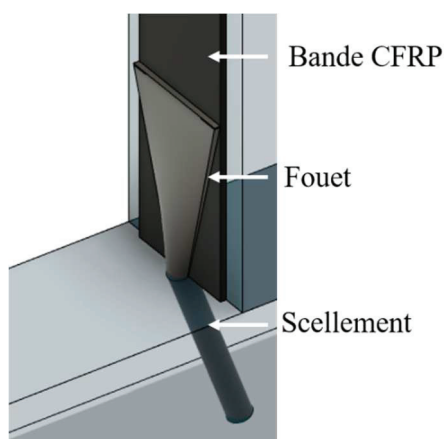


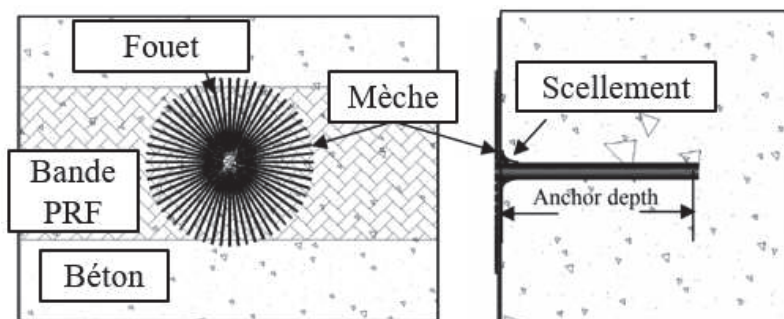
Fig. 13 : Coupe d'un ancrage en U. Khalifa et al. (1999) [63]

II.2.4.4 Mèche d'ancrage composite

La dernière solution pour assurer le transfert des efforts est de mettre en place des ancrages composites. Ces mèches sont constituées de bandes de tissu unidirectionnel enroulées [64], [65] ou de fils de fibre de carbone [66], [67]. La section, la longueur et la forme varient en fonction de la quantité d'effort et de la géométrie de l'élément à renforcer et de la bande à ancrer. Quel que soit l'usage, on retrouve toujours certains éléments, la Fig. 14 présente la nomenclature d'une mèche d'ancrage et celle d'une micromèche et la Fig. 15 montre des exemples d'applications avec notamment une coupe de micromèche implanté dans une dalle BA.



(a) Schéma d'une mèche longitudinale.



(b) Coupe d'une micro-mèche. [5]

Fig. 14 : Schémas de mèches d'ancrage composite.



(a) Pause de micro-mèches (b) Coupe d'une dalle et d'une micro-mèche (c) Injection de résine et pause de mèches longitudinales

Fig. 15 : Mise en œuvre de mèches d'ancrage composite.

On distingue deux grandes familles de mèche qui ont chacune un rôle différent : les ancrages longitudinaux et les ancrages transversaux. Les mèches d'ancrage longitudinales permettent d'assurer la continuité du renfort dans des zones difficiles comme à proximité d'une liaison. Afin de remplir ce rôle elle dispose d'une section importante. L'angle entre la mèche et la bande de renfort est généralement compris entre 0 et 45°. Le rapport entre la section de l'ancrage et celle de la bande de tissu est encore un sujet, mais les recommandations actuelles préconisent un rapport de section de 1.5 pour un angle inférieur à 20° [2]. On trouve dans la littérature de nombreux essais qui visent à caractériser les propriétés de ce type d'ancrage [64], [65], [68]–[70].

Les mèches transversales aussi appelées micromèches ou clous, ont quant à elles pour objectifs d'augmenter la résistance de l'interface entre le béton et la bande de carbone. Elles sont positionnées aux extrémités des bandes, dans les zones où le risque de décollement est le plus important. Leur diamètre est plus faible que celui des mèches longitudinales. La partie scellée est placée perpendiculairement à la bande et le fouet est circulaire afin de maximiser la surface de contact avec la bande à ancrer. Le comportement mécanique de ce type d'ancrage est largement traité dans la littérature [5], [71]–[75].

II.2.5 Guide de recommandation

L'utilisation croissante des matériaux composites pour le renforcement de structure a entraîné la publication de guide de recommandations dans divers pays. Ces guides décrivent les processus de mise en œuvre, les bonnes pratiques d'application et proposent des méthodologies pour le dimensionnement des solutions de renforcement. Ils compilent les recherches réalisées dans ce domaine par les différents acteurs du monde de la recherche et de l'industrie. Les documents existant sont listés dans le Tableau 3.

Pays	Référence du document
USA	<u>ACI Committee 440.2R-08 (2008)</u> : Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, American Concrete Institute, Michigan. [76]
Japon	<u>JSCE (2001)</u> : Recommendation for Upgrading of Concrete Structures with use of Continuous Fiber Sheets, Concrete Engineering Series 41, Japan Society of Civil Engineers, Tokyo. [77]
Canada	<u>Canada ISIS Design Manual No. 4 (2006)</u> : Strengthening Reinforced Concrete Structures with Externally—Bonded Fiber Reinforced Polymers (FRPs), ISIS Canada. [78]
Italie	<u>CNR-DT (2004)</u> : Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures – Materials, RC and PC structures, masonry structures, CNRDT 200/2004, Italian National Research Council, Rome. [79]
France	<u>AFGC (2011)</u> : Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites, Bulletin Scientifique et Technique de l'AFGC. [55] <u>AFGC (2015)</u> : Renforcements parasismiques de structure béton armé par matériaux composites, Guide AFGC [80]
Grande – Bretagne	<u>TR55 (2004)</u> : Design guidance for strengthening concrete structures using fiber composite materials, Second Edition, Technical Report No. 55 of the Concrete Society, UK. [81]
UE	<u>Fib Bulletin 90 (2019)</u> : Fédération Internationale du Béton (FIB)-(2001). Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Bulletin 90, Lausanne, Suisse. [2]

Tableau 3 : Guides de recommandation par pays.

II.3 Essais de liaison en BA renforcée par matériaux composites

II.3.1 Introduction

Les liaisons constituent un des points faibles des structures BA. Plusieurs méthodes ont donc été développées afin de les renforcer, les plus performantes mettant en œuvre des matériaux composites. Bien qu'employée sur d'autres éléments depuis les années 80, l'utilisation des matériaux composites pour le renforcement de liaison est plus récent, les premières publications datant du début des années 2000 [82]. Le contreventement d'une structure poteaux-poutres est assuré par l'encastrement des nœuds, le maintien de leur capacité au cours d'un événement sismique est donc une priorité pour garantir la stabilité de la structure. A l'intérieur d'une structure dalle/voile le contreventement est assuré par la présence de voiles sollicités en cisaillement, mais il peut arriver que la résistance du contreventement soit trop faible et qu'un renforcement des liaisons soit nécessaire. Cette partie présentera dans un premier temps les résultats de plusieurs campagnes expérimentales réalisées sur des liaisons poteau/poutre renforcées. La seconde partie de cette revue de la littérature portera sur le comportement des liaisons dalle/voile.

II.3.2 Essais de liaison poteau/poutre renforcée par matériaux composites

De nombreuses structures en béton armé sont constituées de portique poteau/poutre, leur contreventement étant garanti par l'encastrement des liaisons. En cas d'événement accidentel, une rupture des ancrages peut entraîner une instabilité qui peut déboucher sur un affaissement de l'ouvrage. Les figures Fig. 16 et Fig. 17 montrent un exemple de rupture au sein des liaisons poteau/poutre et un bâtiment de deux étages entièrement affaissés à la suite de la rupture des liaisons.



Fig. 16 : Rupture d'un nœud.



Fig. 17 : Bâtiment affaissé. Irak 2017

La compréhension des phénomènes de ruine et le développement de solution de renforcement pour ce type d'élément sont donc des priorités. Diverses méthodes d'utilisation de FRP sont utilisées pour la réparation de liaison poteau/poutre en béton armé. Le renfort peut prendre la forme de barre et de plat pultrudé ou de composite stratifié au contact. Chaque technique présente des avantages et des inconvénients, mais se sont généralement les FRP stratifiés au contact qui sont utilisés dans ce genre d'application. Cette sous-partie présente les résultats de différents travaux réalisés sur des liaisons poteau/poutre renforcées à l'aide de matériaux composites.

II.3.2.1 Barre composite pultrudée

Prota et al. (2001, 2004) [83], [84] ont utilisé des barres de FRP et des bandes FRP pour renforcer 11 liaisons poteau/poutre intérieures (liaisons en X). Ce type de liaison présente un poteau et une poutre continue, voir Fig. 18. Les barres de composite sont installées dans des fentes entaillées directement dans le béton, par la technique du Near Surface Mounted (NSM). Une fois en place la barre est noyée dans l'époxy. La Fig. 18 détaille la géométrie des 4 types de renfort mis en œuvre : Type 1, Type 2, Type 3 et Type 4. Le premier spécimen est renforcé à l'aide de bande de carbone unidirectionnelle (UD) placée horizontalement aux extrémités du poteau. Dans le type 2, 4 barres de PRFC sont rajoutées dans le sens longitudinal du poteau, elles courent sur toute sa longueur et traversent donc le nœud. Pour le type 3, la poutre est renforcée par 6 barres et un wrapping est également appliqué sur la poutre à proximité du nœud. Dans la dernière configuration (type 4) les barres sont remplacées par des bandes de PRFC UD collées horizontalement. Un autre paramètre de l'étude concerne l'effet de la charge axiale du poteau, 3 valeurs d'efforts sont testées : 125, 250 et 375 kN ce qui correspond à des taux de compression de 8, 16 et 24 %. La liaison est sollicitée par un chargement cyclique alterné.

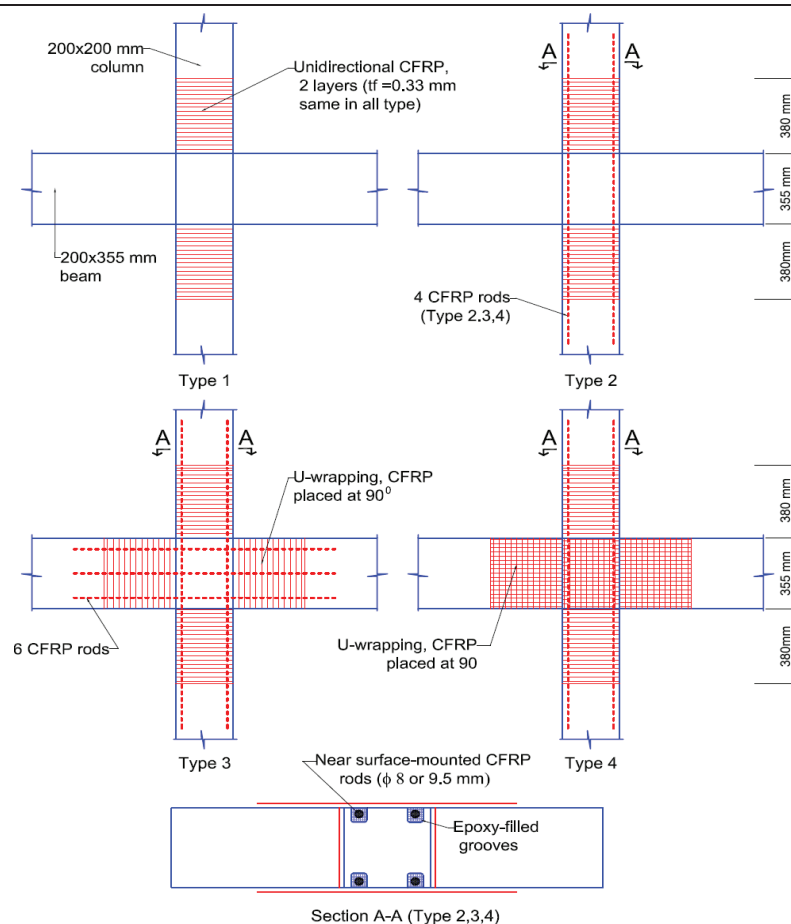


Fig. 18 : Utilisation de barre pultrudée et de plaque pour le renforcement de liaison poteau/poutre en BA. Prota et al. (2001, 2004) [83], [84]

L'essai témoin présente une rupture dans le poteau en flexion par écrasement du béton à proximité du nœud (dans la zone où le moment est maximal). L'utilisation du confinement par stratification au contact dans le renfort de Type 1 apporte un effet de confinement qui en augmentant la résistance en compression du béton entraîne une rupture en traction des aciers, le changement de mode de ruine n'entraîne qu'un faible gain de résistance (+ 3%). L'ajout des barres longitudinales (Type 2) déplace la ruine dans le nœud avec un cisaillement de celui-ci. Le renforcement du nœud apporté par les solutions 3 et 4 relocalise la ruine dans le poteau. Les gains d'effort apportés par le type 2 sont de 39 et 62 % (pour chaque valeur de compression axiale). Ces valeurs sont de 37 et 83 % pour le type 3. Les données de l'essai 4 ne sont pas données dans la publication, mais on peut supposer des valeurs similaires à celle obtenue avec la troisième configuration. Le doublement de la charge axiale de 125 à 250 kN permet d'augmenter la résistance des spécimens de type 3 de 10 % et ceux de type 4 de 24 %. Le passage à une compression axiale de 375 kN réduit la charge ultime de 1 %.

II.3.2.2 *Plat carbone pultrudé*

Shrestha et al. (2009) [85] ont réalisé 2 essais de liaisons poteau/poutre en T renforcées par FRP : SM1 / Fig. 19 (a) et SM2 / Fig. 19 (b). La configuration SM1 présente 2 bandes de carbone de 50 mm sur chaque face du poteau. L'ancrage est ici assuré par l'application d'un wrap de 2 couches de 300 mm de large de chaque côté du nœud. Dans la configuration SM2 les barres pultrudées en forme de U sont placées dans le sens du poteau et entourent le nœud. L'ancrage est encore une fois garanti par l'application d'un wrap en 2 couches sur une largeur de 300 mm. Les résultats des deux essais montrent une augmentation de la résistance, avec une hausse de 7 % pour SM1 et de 26 % pour SM2. L'ancrage des plats composites est suffisant pour assurer leur rupture en traction. Une rupture par cisaillement du nœud est observée sur l'essai témoin et sur les 2 essais renforcés. L'écart entre SM1 et SM2 est attribué à l'effet de confinement apporté par la forme en U des plats qui entourent le nœud. En se basant sur cette observation, l'auteur recommande d'arrondir les angles du poteau pour éviter la concentration de contrainte en ce point. Cette méthode de renforcement est également appliquée sur des liaisons en T préalablement endommagées, Shrestha et al. (2011) [86]. Les essais montrent que cette méthode ne permet de restaurer qu'une partie de la résistance au cisaillement du spécimen témoin.

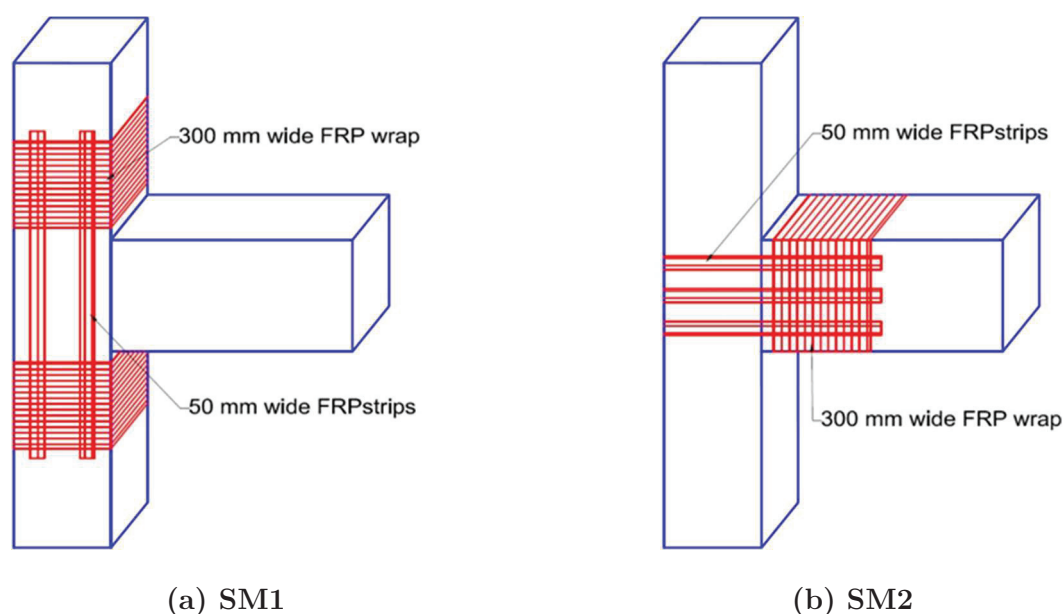


Fig. 19 : Application de plat en PRFC pour le renforcement de liaison en T. Sherstha et al. 2009 [85]

Antonopoulos et Triantafillou (2003) [87] ont mené une vaste campagne d'essai sur des liaisons en T pour étudier l'effet du renfort et plus particulièrement le rôle de l'ancrage. Sur les 18 spécimens testés, 3 sont renforcés à l'aide de plats composites (voir Fig. 20), les profilés composites mis en œuvre sur les 3 essais ont une largeur de 25 mm pour une épaisseur de 1.05 mm et une longueur variable. Sur le spécimen S33, on retrouve 3 plats sur chaque face du poteau et de la poutre, le spécimen S33L présente les mêmes plats, mais un système d'ancrage assure la liaison entre les deux faces du renfort. L'ancrage est composé des deux charnières dissymétriques (30 / 65 mm de largeur) en acier de 300 mm de long et de 5 mm d'épaisseur. Elles sont collées sur les deux arrêtes libres du nœud, elles sont connectées par un plat en acier qui est directement soudé sur les charnières. Les plats composites sont collés directement sur l'acier. L'auteur précise que cette solution n'est pas recommandée pour une application sur chantier, mais qu'elle permet de simplifier la mise en œuvre et le nombre de paramètres à étudier. Sur le spécimen S63, 2 plats sont rajoutés sur chaque face du nœud et aucun système d'ancrage n'est mis en œuvre. Les résultats montrent une augmentation de résistance de 15% pour la configuration S33 contre 40% pour l'essai S33L. Cet écart de près de 25% met en évidence le rôle primordial que joue le système d'ancrage dans le comportement local du renforcement. Le spécimen S63 plus lourdement renforcé présente quant à lui un gain de 30 % par rapport à l'essai témoin.

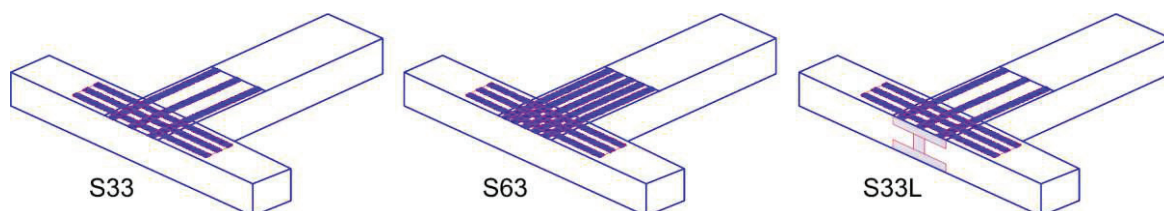


Fig. 20 : Configurations de renforcement à base de plat composite. Antonopoulos et Triantafillou (2003) [87]

II.3.2.3 *FRP stratifié au contact*

Gergely et al. (2000) [82] ont réalisé une des premières campagnes d'essai sur le renforcement par matériaux composites de liaison poteau/poutre, 10 spécimens ont été renforcés à l'aide de PRFC stratifié au contact. Les schémas de renforcement sont détaillés dans la Fig. 21. Les variables étudiées lors de cette campagne sont l'orientation des bandes de CFRP, la préparation de surface, la température de cure (20°C et 175°C) et la section des bandes d'ancrage transversales. Les résultats des essais montrent que le renfort permet d'augmenter la résistance de la liaison (jusqu'à + 80 %). Le bénéfice d'une cure à haute température n'est pas flagrant. L'application de bande à $\pm 45^\circ$ par rapport aux poteaux permet de maximiser l'apport du renfort. La rupture du renfort s'effectue par décollement et le taux de travail ne dépasse pas les 20%, les auteurs préconisent d'augmenter le confinement de la poutre plutôt que la section du renfort dans la liaison. La préparation du support par hydrogommage (projection d'eau + poudre abrasive) permet d'obtenir une meilleure adhérence du renfort qui génère un gain de résistance de 30 %.

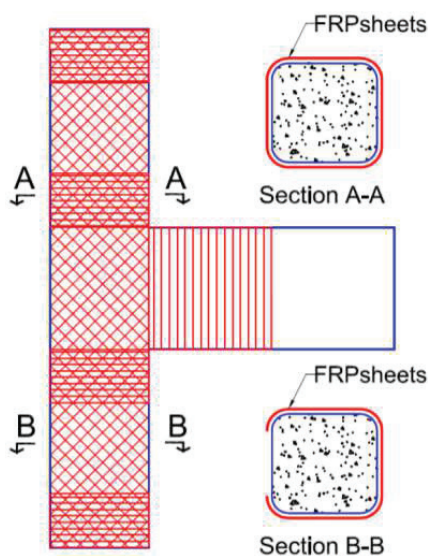


Fig. 21 : Plan de renforcement. Gergely et al. (2000) [82]

Ghobarah et Said (2002) [88] ont réalisé 4 essais sur des liaisons poteau/poutre renforcées par PRFV. L'objectif de cette publication est de proposer des méthodes de renforcement ciblées, les plans des 4 configurations sont détaillés dans la Fig. 22. Les spécimens T1R et T2R sont préalablement endommagés et présentent une rupture en cisaillement de la liaison. La zone du nœud est ensuite réparée à l'aide d'une bande en U de PRFC bidirectionnelle placée à 45°, la bande entoure le nœud et est boulonnée de chaque côté de la poutre. Afin d'étudier l'efficacité de cette solution d'ancrage, le spécimen T4 est renforcé de manière similaire, mais la bande est simplement collée. Le spécimen T9 est renforcé par deux bandes placées en X. Les configurations T1R et T2R présentent un comportement similaire avec un gain de résistance de 14 et 18 %, un changement de mode de ruine avec une rupture en flexion et un gain de ductilité de 100 %. La solution T4 n'apporte aucun bénéfice. Le spécimen T9 restaure la capacité de la liaison et présente également une rupture en flexion de la poutre par écrasement du béton.

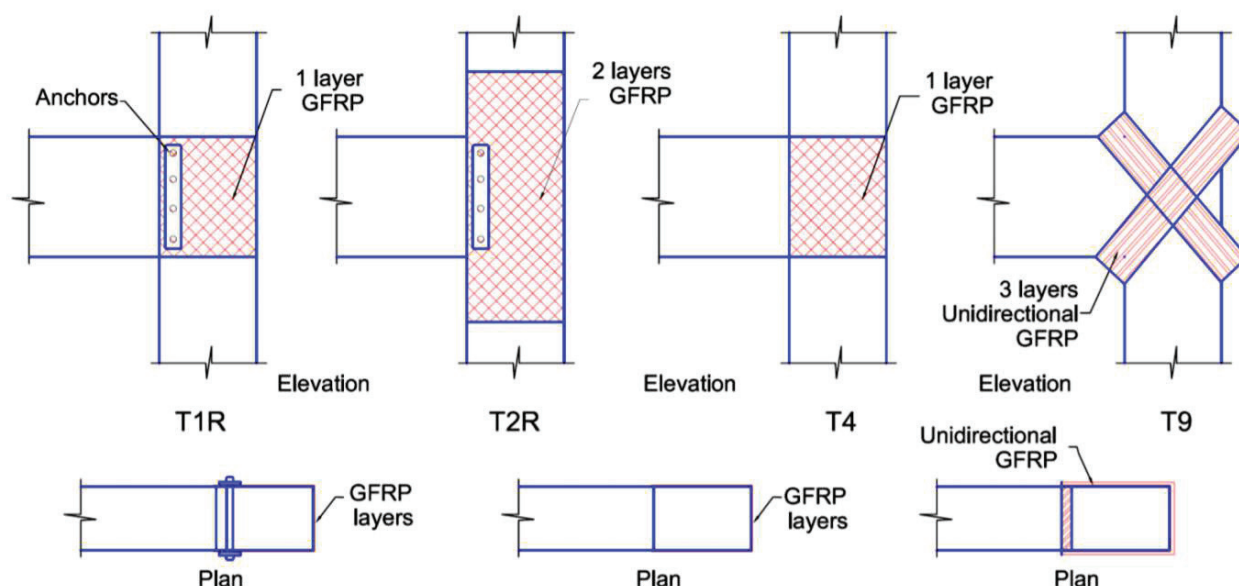


Fig. 22 : Plan de renforcement. Ghobarah et Said (2002) [88]

Parmi les 18 spécimens testés par Antonopoulos et Triantafillou (2003) [87], 9 ont été renforcés par des PRFC stratifiés au contact. Les deux variantes testées sont détaillées dans la Fig. 23 (a). La première présente des bandes de PRFC collées sur chaque face du poteau. Une bande est collée sur toute la largeur de la poutre et entoure le nœud (F11, F12, F21, F22). Dans la seconde des wraps sont rajoutés autour du nœud afin d'augmenter l'ancrage du renfort (F22W). Différentes nuances de ces configurations sont testées avec une ou deux couches sur le poteau, une ou deux couches sur la poutre, en changeant la géométrie du nœud ou en appliquant le renfort sur une liaison pré-endommagée. Akguzel et Pampanin (2010) [89] ont employé une méthode de renforcement identique, mais en réduisant le renfort longitudinal du poteau et en rajoutant un second wrap sur la poutre, voir Fig. 23 (b).

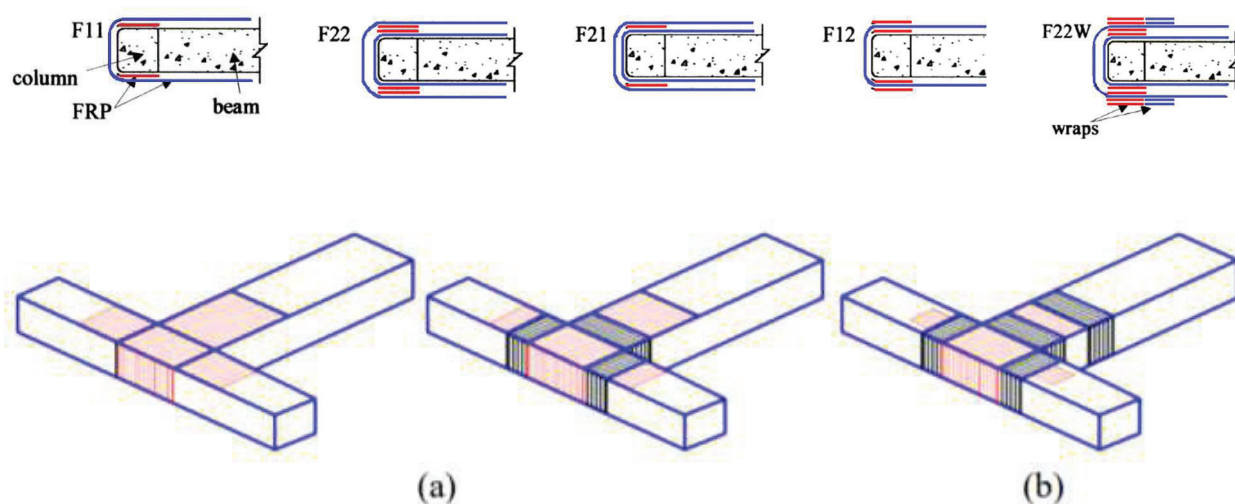


Fig. 23: Liaison renforcée par PRFC stratifié au contact : (a) Antonopoulos et Triantafillou (2003) [87], (b) Akguzel et Pampanin (2010) [89].

Antonopoulos et Triantafillou (2003) constatent que le renfort composite augmente la résistance des liaisons. Ils remarquent également que le gain de résistance n'est proportionnel au nombre de couches que dans certains cas. Les spécimens F11 et F12 présentent un gain de 42 et 48 %, avec le doublement du renfort de la poutre sur F21 et F22 le gain passe de 68 à 65 %. L'ajout des ancrages sur F22W fait passer le gain à 84 % soit le double de celui observé sur le spécimen F11. Cette étude montre bien l'importance de l'ancrage et du mode ruine sur le comportement des liaisons renforcées. En comparant ces résultats avec ceux présentés plus haut (II.3.2.2) on constate que les FRP stratifiés au contact montrent de meilleurs résultats que les bandes collées. Les résultats obtenus par Akguzel et Pampanin (2010) [89] sont similaires à ceux du spécimen F22W.

Mahini et Ronagh (2010) [90] ont testé 5 spécimens de liaison en T. Le premier spécimen est un test de référence, deux autres éprouvettes sont renforcées par une bande de PRFC collée sur les faces de la poutre et qui entoure le nœud. L'étude porte sur l'effet de la longueur de collage, celle-ci variant de 200 pour RMS2 à 350 mm pour RMS1. Le nombre de couches de renfort (une seule pour RMS1 et trois pour RMS2) et l'effet du renfort sur un spécimen pré endommagé sont également étudiés (RPSM1 et RPSM2). L'emploi de la solution de renfort sur un spécimen pré endommagé permet d'augmenter la résistance des spécimens de 5%. En comparant les spécimens RSM1 et RSM2, on remarque que la réduction de la longueur d'ancrage couplée à une augmentation du nombre de couches entraîne une chute de 10 % de la résistance.

Le Trung et al. (2010) [91] ont testé 6 géométries de renforcement sur des liaisons poteaux poutres en T. L'objectif étant de trouver la configuration de renforcement la plus efficace. La Fig. 24 présente le schéma des 6 configurations. La configuration RNS-1 est renforcée par deux bandes placées en T sur chacune des faces extérieures de la liaison, des bandes en L sont également placées sur les faces intérieures. RNS-2 reprend le renforcement de RNS-1 en y ajoutant des wraps à chaque extrémité du renfort du poteau. La disposition du renfort de RNS-6 est similaire à celle de RNS-2, mais avec deux couches de renforts longitudinaux (T et L). Pour la configuration RNS-5, un ancrage est ajouté à l'extrémité du renfort de la poutre. Le spécimen RNS-3 est renforcé par deux bandes placées à 45° par rapport au poteau, TNS-4 reprend cette géométrie en y ajoutant deux bandes en L. Quatre conclusions peuvent être tirées de ces essais. En premier lieu les renforts FRP permettent d'augmenter la résistance (jusqu'à + 32 %) et la ductilité des liaisons (jusqu'à + 100 %). Deuxièmement la présence de bandes à 45° maximise le gain de ductilité (+ 100 %). Troisièmement on remarque que les essais RNS-1, RNS-2 et RNS-5 présentent une résistance similaire. Dans ce cas de figure l'emploi d'ancrage transversal en extrémité de bande ne permet pas d'augmenter l'efficacité du renfort. Finalement la mise en œuvre des bandes en L n'a pas d'effet sur la résistance des spécimens.

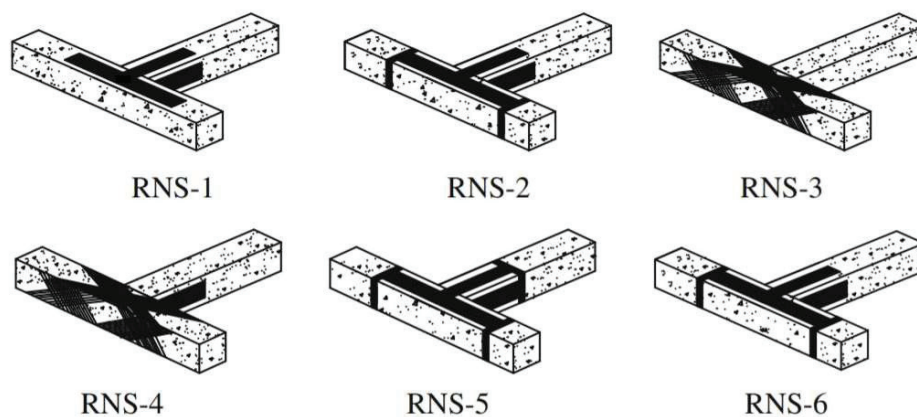


Fig. 24 : Schéma de renforcement CFRP. Le Trung (2010) [91]

Sezen (2012) [92] a proposé une solution de réparation de liaison en T basée sur des bandes de PRFC stratifiées au contact. Le plan du renfort est présenté dans la Fig. 25, la réparation combine 2 bandes à 45° et deux bandes horizontales en U placées dans l'axe de la poutre. L'ancrage des plats horizontaux est assuré par des vis autoforeuses en acier. Un chargement cyclique alterné piloté en déplacement est appliqué sur le spécimen avant renforcement. L'amplitude de ce déplacement est égale à $8 \times \delta_y$, soit huit fois le déplacement correspondant au début de la plastification des aciers. L'endommagement du béton est très important avec un éclatement de celui-ci sur toute la face libre du nœud. Une fois le premier chargement terminé les zones endommagées sont nettoyées et un mortier très haute performance d'une résistance en compression de 100 MPa est coulé afin de reconstituer les sections. Le renfort est ensuite appliqué sur les liaisons. Les résultats montrent que cette solution permet de restaurer l'intégralité de la résistance d'une liaison préalablement endommagée.

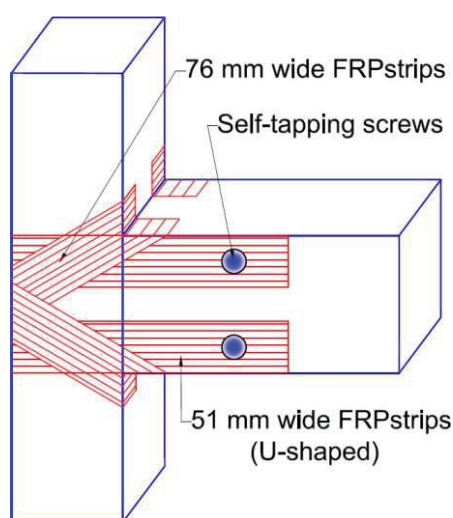


Fig. 25 : Solution de réparation. Sezen (2012) [92].

Tran et al. (2013) [39] et Tran (2014) [94] ont testé plusieurs solutions de renforcement sur des liaisons poteau/poutre en T. Trois configurations sont testées sur des spécimens sains (TS, TS1 et TS2) et l'une d'elle (TS) est appliquée sur une liaison préalable endommagée (TR). Les solutions de renforcement mises en œuvre impliquent une augmentation de la section du nœud réalisé par le collage de morceaux circulaires autour de celui-ci. Des bandes PRFC sont ensuite collées dans l'axe du poteau, de la poutre, l'ancrage de ces bandes est assuré par des enrôlements positionnés à chaque extrémité du nœud. La Fig. 26 détaille le plan du renforcement mis en œuvre et les épaisseurs du renfort appliqué sont listées dans le Tableau 4.

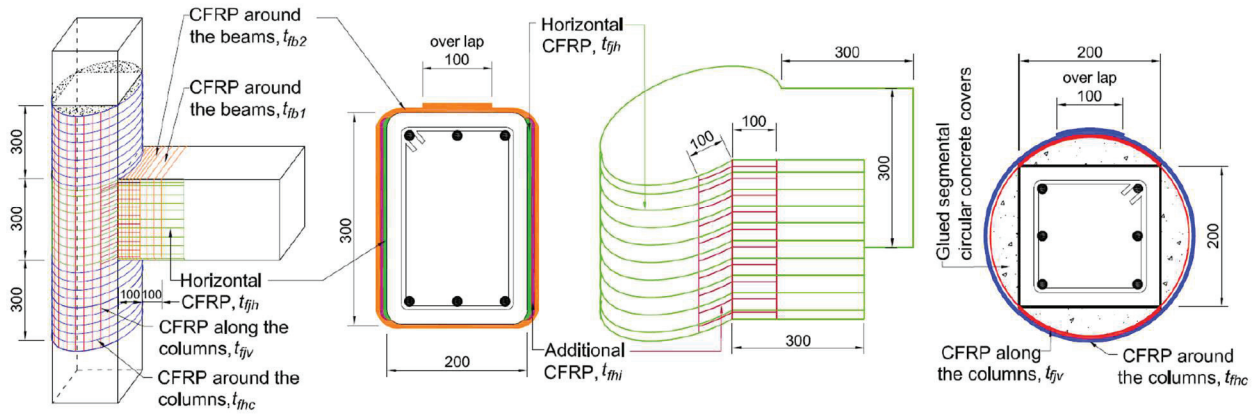


Fig. 26 : Plan de renforcement. Tran (2014) [94]

Spécimen	Épaisseur du renfort [mm]					
	t_{fjh}	t_{fhi}	t_{fjv}	t_{fjc}	t_{fb1}	t_{fb2}
TS / TR	0.33	0	0.33	0.33	0.33	0.33
TS1	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.66
TS2	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66

Tableau 4 : Épaisseur de renfort appliqué. Tran (2014) [94]

La rupture de la liaison non renforcée (T0) s'opère par cisaillement du nœud. Avec l'augmentation de la section de béton du nœud et l'ajout des bandes renforts, le spécimen TS présente un gain de résistance de 115 % et une rupture en flexion de la poutre au droit du nœud. Le spécimen réparé TR, permet une charge ultime 10 % inférieure au spécimen simplement renforcé. Le spécimen le plus lourdement renforcé TS2 présente un gain de résistance de 140 %, la rupture se situe toujours dans la poutre, mais en dehors de la zone renforcée, aucun endommagement du nœud n'est constaté. L'emploi d'une plus faible quantité de PRFC sur TS1 engendre un gain de résistance de 85 %, une rupture en cisaillement de la liaison est observée. Les spécimens présentent une rupture en flexion (TS et TS2) ont une meilleure capacité dissipative avec des gains respectifs de 220 et 410 % ainsi qu'une plus grande ductilité.

L'exploitation des jauges de déformation montre également des taux de travail dans le FRP allant jusqu'à 50 % ce qui est largement supérieur au 20 à 30 % généralement observés dans des essais similaires. En complément de cette campagne expérimentale, l'auteur propose une méthodologie de dimensionnement pour le renforcement des liaisons, ces recherches seront traitées ultérieurement dans le manuscrit.

II.3.3 Comportement mécanique des liaisons dalle/voile

II.3.3.1 Comportement à l'échelle locale

Al-Aghbari et al. (2012) [95] ont réalisé une campagne d'essai visant à caractériser le comportement mécanique de deux liaisons dalle/voile en flexion sous un chargement cyclique alterné. L'objectif étant de comparer l'effet de deux types de ferrailage face à une sollicitation sismique, en termes de résistance et de ductilité. La capacité dissipative ainsi que le mode de fissuration seront également étudiés.

Les spécimens sont des liaisons en T constituées d'un voile de 2000 x 1000 x 150 mm et d'une dalle encastrée au centre de 2000 x 1000 x 150 mm. Le voile est encastré en pied tout comme l'extrémité libre de la dalle. Le chargement cyclique est appliqué en tête de voile. Le montage expérimental est décrit dans la Fig. 27. La différence entre les deux spécimens se situe au niveau du ferrailage du nœud, dans la première configuration les barres longitudinales de la dalle sont pliées 2 fois à 45° et remontent ensuite le long de la face libre du voile. Dans la seconde configuration, elles sont coudées à 90° et remontent dans le voile sur une longueur de 280 mm (voir Fig. 28).

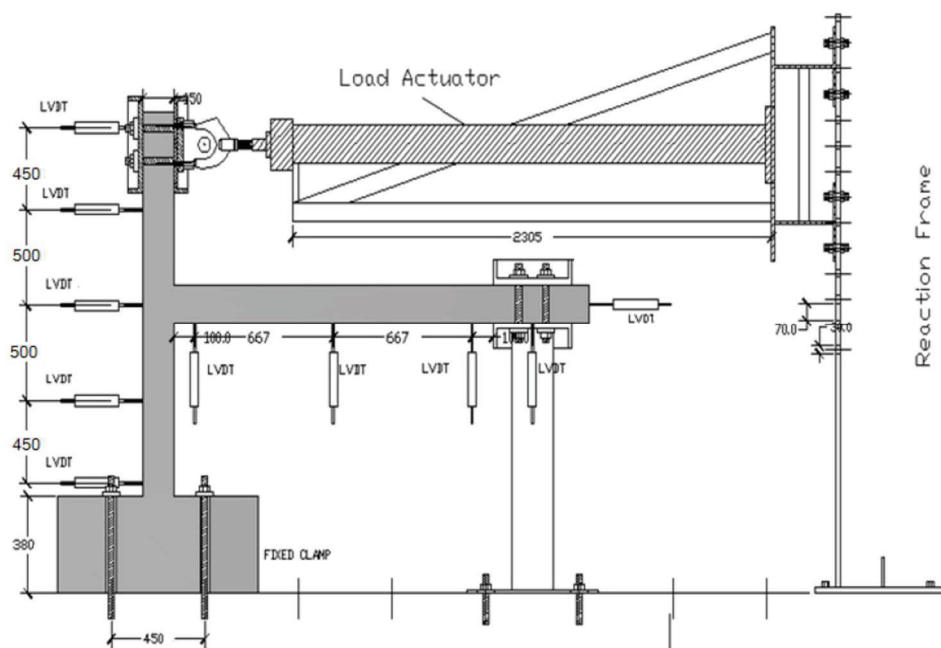


Fig. 27 : Plan du montage expérimental et de l'appareillage. Al-Aghbari et al. (2012) [95]

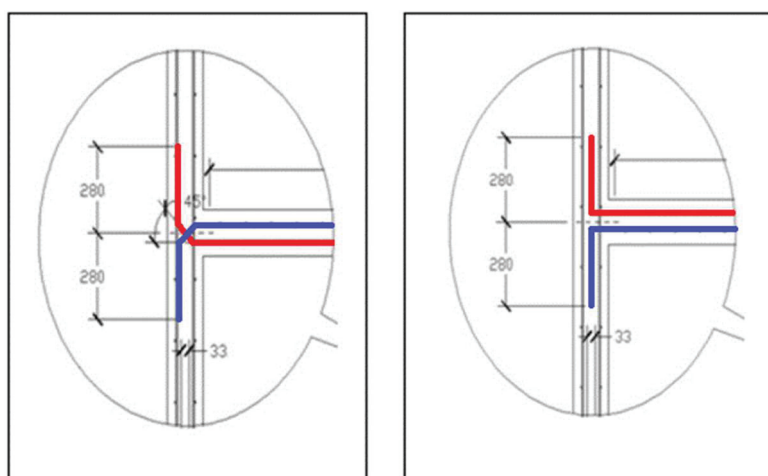


Fig. 28 : Détails du ferrailage de la liaison dalle/voile. Al-Aghbari et al. (2012) [95]

La première configuration présente une rupture en cisaillement de la liaison, dans la seconde la rupture se situe dans le voile. En termes de résistance la première présente une force de ruine 7 % supérieure et une rupture deux fois moins ductile. Pour des raisons de sécurité l'auteur recommande l'emploi de barres droites ou d'augmenter la section des aciers lorsque ceux-ci sont placés à 45° dans le nœud.

II.3.3.2 Comportement à l'échelle global

Yuksel et Kalkan (2007) [1] présentent une campagne expérimentale réalisée sur deux maquettes à échelle réduite de bâtiment dalle/voile faiblement contreventé. Une modélisation numérique est réalisée en complément des résultats des essais. Deux bâtiments identiques à l'échelle 1/5 de 4 niveaux sont sollicités sous un chargement cyclique alterné. Afin de supprimer l'effet d'échelle le chargement est appliqué de manière quasi statique par l'intermédiaire de vérin hydraulique. L'objectif de cette étude est de comparer le comportement global de la structure face à une sollicitation sismique. Le premier spécimen (SP1) est sollicité dans l'axe faible, le second (SP2) est testé dans l'axe fort (voir Fig. 29).

En ce qui concerne la géométrie des spécimens : les voiles périphériques et ceux de contreventement font 40 mm d'épaisseur, les dalles ont une épaisseur de 30 mm. La hauteur de chaque niveau est de 650 mm pour une hauteur totale de spécimen de 2770 mm. Le taux de ferrailage des voiles est de 0.15 %, celui des dalles est de 0.33 %, le ferrailage est identique dans les deux directions. Un chargement cyclique alterné est appliqué en niveau du plancher haut du quatre niveaux.

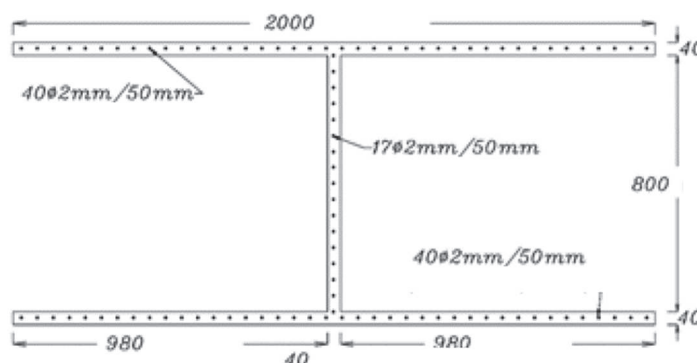
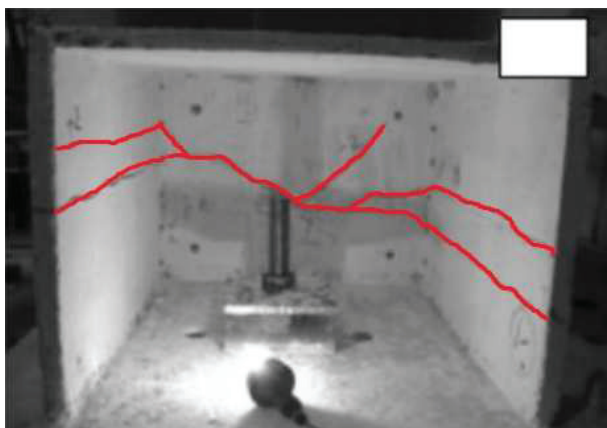
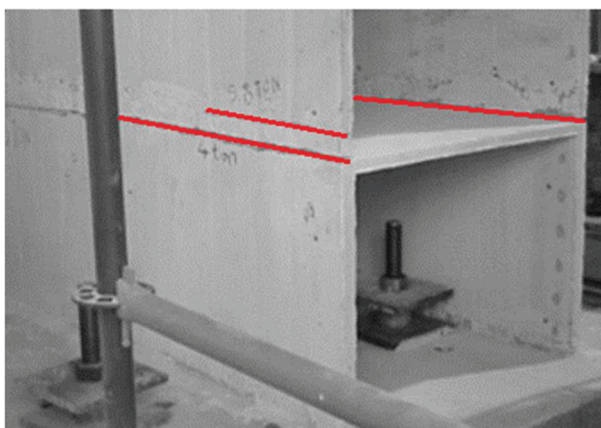


Fig. 29 : Coupe horizontale du bâtiment. Yuksel et Kalkan (2007) [1]



(a) Spécimen SP1



(b) Spécimen SP2

Fig. 30 : Profil de fissuration. Yuksel et Kalkan (2007) [1]

La maquette sollicitée dans son axe faible (SP1) présente une rupture en cisaillement des voiles transversaux, couplée à une rupture en flexion des voiles au niveau des liaisons avec la dalle, voir Fig. 30 (a). D'un point de vue global, le spécimen se comporte comme une poutre en I. Le spécimen où le contreventement est plus important (SP2) présente une rupture en traction au niveau de la liaison entre les voiles du deuxième niveau et la dalle haute du premier niveau, voir Fig. 30 (b). Comme dans l'essai SP1 on remarque un comportement en flexion avec une rupture de la fibre tendue. Les deux spécimens présentent une rupture brutale avec une perte de résistance très rapide à cause du faible ferrailage des voiles. Le taux de ferrailage longitudinal des voiles est de 0.15 %, il respecte donc la condition de non-fragilité de l'EC2 [3] qui fixe le taux de ferrailage minimum à $\rho_{s,min} = 0.14\%$. En se basant sur ces conclusions, les auteurs mettent en garde sur le risque encouru par les structures dalle/voile face aux sollicitations sismiques.

II.3.4 Conclusion essai de liaison béton armé

Il n'existe pas dans la littérature d'essai traitant du renforcement des liaisons dalles/voiles. On trouve des documents traitants du comportement de ce type de liaison sous chargement horizontal, mais l'application d'un renfort composite pour résoudre les limites de ce type d'ouvrage n'y est pas abordée. De nombreux travaux traitent du comportement mécanique des liaisons poteau/poutre et des solutions de renforcement composite qui peuvent être appliquées. La majorité des essais est réalisée sur des liaisons en T, on trouve également des solutions pour d'autres types d'éléments (liaison en X ou ajout d'un plancher [96]), mais dans de moindres quantités. Cet écart s'explique par la simplicité de mise en œuvre de ce type d'essai, en effet ce type implique de ne solliciter que 3 éléments contre 4 pour le montage en X de plus le chargement peut être appliqué sur le poteau ce qui simplifie grandement le montage expérimental.

Un certain nombre d'observations peuvent être tirées des essais présentés dans cette partie :

- Différentes techniques peuvent être mises en œuvre pour assurer leur renforcement comme l'usage de barres ou de plaques en composite pultrudé ou l'application de bandes de renfort. Si l'on compare toutes ces solutions ce sont les FRP stratifiés au contact qui montrent les meilleurs résultats en particulier lorsque les bandes sont positionnées avec un angle de 45° .
- Le mode de ruine de la liaison joue un rôle primordial dans le comportement d'une liaison renforcée. On peut distinguer 3 modes de ruine principaux : le cisaillement du nœud, la rupture en flexion de la poutre par rupture de la fibre tendue et la rupture en flexion du poteau par écrasement du béton.

Les solutions de renforcement proposées permettent d'augmenter la résistance (jusqu'à + 100 %) et la ductilité des liaisons poteaux poutres. Leurs efficacités comme solution de réparation sont également démontrées, leurs applications sur des structures fortement pré endommagées permettent de restituer les propriétés mécaniques des liaisons.

Assurer un ancrage satisfaisant du renfort composite est une condition obligatoire pour garantir la reprise des efforts par les FRP. Plusieurs solutions sont proposées dans la littérature, la mise en place de boulon en acier et le confinement à l'aide de bandes de PRFC sont des solutions plébiscitées. Aucun article ne propose de solution d'ancrage basée sur les mèches composites, c'est pourquoi la prochaine partie traitera ce type de disposition.

II.4 Essais d’ancrage composite

II.4.1 Introduction

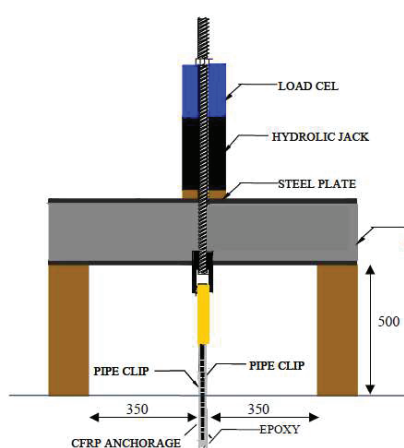
Comme nous l’avons vu dans le paragraphe II.2.4, les PRF stratifiés au contact possèdent d’excellentes propriétés mécaniques, mais la problématique du décollement reste très présente. La majorité des essais de renforcement de liaison poteau/poutre utilise des systèmes de confinement pour assurer l’ancrage du renfort, mais ces solutions ne sont pas transposables dans le cas d’un renforcement de liaison dalle/voile. L’importance d’étudier le comportement des ancrages composites est donc un point primordial dans la création d’une solution de renfort pour les liaisons dalle/voile.

Pour rappel on distingue deux familles d’ancrages composites. Les ancrages longitudinaux sont généralement constitués d’une section importante de fibre et mis en œuvre dans des perçages de 15 à 30 mm de diamètre. Ils peuvent assurer la reprise de l’intégralité des efforts d’une bande de PRFC tendue. L’angle entre le perçage la bande à ancrer est généralement inférieur à 20° . Les ancrages transversaux sont généralement de plus faible section que ceux longitudinaux, le perçage est perpendiculaire à la surface où est collée la bande à ancrer. Ils ont pour mission de limiter le glissement de la bande, d’éviter la poussée au vide ou d’éviter le flambement des bandes comprimées.

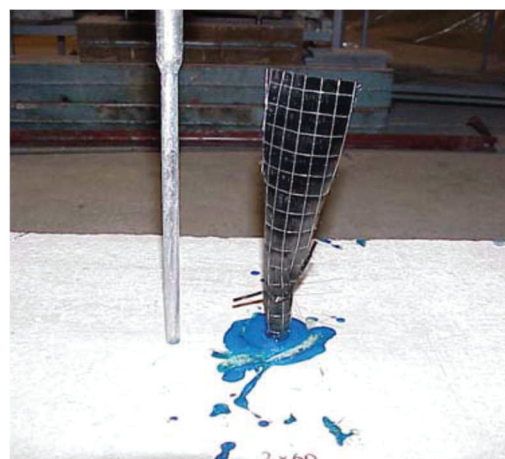
Cette section se décompose en 4 sous parties. La première traite des essais d’arrachement réalisés sur des ancrages composites, ces essais visent uniquement à étudier l’effet des différents paramètres comme la résistance du béton, la géométrie de l’ancrage et la quantité de fibres sur les propriétés mécaniques de ces ancrages. Dans un deuxième temps le comportement mécanique des ancrages transversaux sera détaillé. Dans un troisième temps, un résumé des sources normatives et de recommandations existantes sera dressé.

II.4.2 Essai Pull-Out ancrages longitudinaux

Ozdemir et al. (2006) [64] ont réalisé une vaste campagne d'essai d'arrachement (120 essais) sur des ancrages en carbone. Les mèches sont constituées d'une bande de tissu enroulée autour d'une tige en plastique ou en silicone dans la partie scellée et d'une barre métallique dans la partie libre. L'effort est appliqué par l'intermédiaire de la barre d'acier. Le portique de chargement et une mèche carbone sont présentés dans la Fig. 31. Deux méthodes de mise en œuvre de l'ancrage sont ici testées. La première consiste à stratifier la mèche en dehors du perçage et à venir dans un second temps la sceller dans le perçage. Dans la deuxième configuration, la mèche est mise en place avant la prise de la résine, cette solution se rapproche du procédé FOREVA WFC 100 mis en œuvre lors de nos campagnes expérimentales présentées ultérieurement.



(a) Montage expérimental



(b) Mèche collée dans le béton

Fig. 31 : Essai Pull/Out d'ancrage composite. Ozdemir et al. (2006) [64]

L'effet des paramètres suivants est étudié : la section de l'ancrage (80, 120 et 180 mm de largeur de PRFC), la résistance du béton (10, 16 et 20 MPa), la profondeur (50, 70, 100 et 150 mm) et le diamètre du perçage (12, 14 et 16 mm). L'effet de l'angle de l'ancrage n'est pas étudié dans cet article. Les résultats des essais permettent de tirer les conclusions suivantes :

- La longueur de transfert des ancrages est de 100 mm ce qui correspond à d'autres résultats de la littérature pour les interfaces CFRP/béton [57]. L'augmentation de la résistance est donc linéaire jusqu'à 100 mm au-delà de cette valeur la longueur de l'ancrage n'a plus d'effet sur la résistance.
- Dans les cas où la ruine survient par arrachement de l'ancrage on observe un arrachement de cône combiné à un cisaillement de l'interface mèche/béton. La longueur du cône béton est de 50 mm avec un angle de 45°.

- Le taux de travail qui correspond au rapport entre la résistance de l'ancrage et celle du PRFC en traction simple varie linéairement. Il est de 45 % pour une résistance de 60 kN et tombe à 25 % pour 125 kN.
- L'auteur rappelle l'importance de la qualité de mise en œuvre de ce type de système sur les résultats obtenus.

En se basant sur le modèle développé par Cook et al. (1993) [97] pour le calcul des ancrages métalliques scellés chimiquement et sur les résultats de la campagne expérimentale, l'auteur propose un modèle analytique pour calculer la force d'arrachement d'un ancrage composite (voir Eq. 5). Ce modèle prend en compte la géométrie de l'ancrage : le diamètre (d), la longueur (h) et les caractéristiques matériaux : la résistance en compression du béton (f_c) et la contrainte de cisaillement à l'interface FRP/béton (τ_{ave}).

$$\begin{aligned}
 P_{CONE} &= 0.33\sqrt{f_c} \left(d + \frac{h}{\tan \theta} \right) \frac{\pi h}{\sin \theta} & h < 50 \text{ mm} \\
 P_{CONE} &= 0.33\sqrt{f_c} \left(d + \frac{50}{\tan \theta} \right) \frac{\pi * 50}{\sin \theta} + \tau_{ave} * \pi d * (h - 50) & h > 50 \text{ mm}
 \end{aligned}
 \tag{Eq. 5}$$

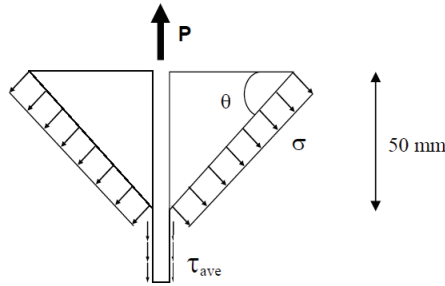


Fig. 32 : Distribution des contraintes lors d'une rupture par arrachement de l'ancrage.

Ozbakkaloglu et al. (2009) [65] ont réalisé une vaste campagne de 81 essais d'arrachement sur des ancrages composites afin d'étudier l'effet de différents paramètres sur le taux de travail et la résistance de l'ancrage. Contrairement aux spécimens produits par Ozdemir et al. (2006) [64] les ancrages sont formés d'une bande de tissu enroulée puis pliée en deux directement introduite dans le perçage. Les perçages sont soigneusement nettoyés avant d'être remplis d'une résine époxy fluide. La résistance en traction du PRF dépend directement de la largeur de bande mise en œuvre. La seconde extrémité de l'ancrage est scellée dans un cylindre en acier percé en son centre, l'effort de traction est appliqué par l'intermédiaire de cette pièce métallique. Les auteurs définissent et traitent séparément les résultats des essais en fonction de leur mode de ruine. Lors de cette campagne, 4 modes de ruine sont observés ; arrachement de cône béton, arrachement de cône béton et rupture adhésive de l'ancrage, rupture en traction et rupture du bloc béton. Des schémas ainsi que des exemples de ces 4 modes de ruines sont présentés dans la Fig. 33.

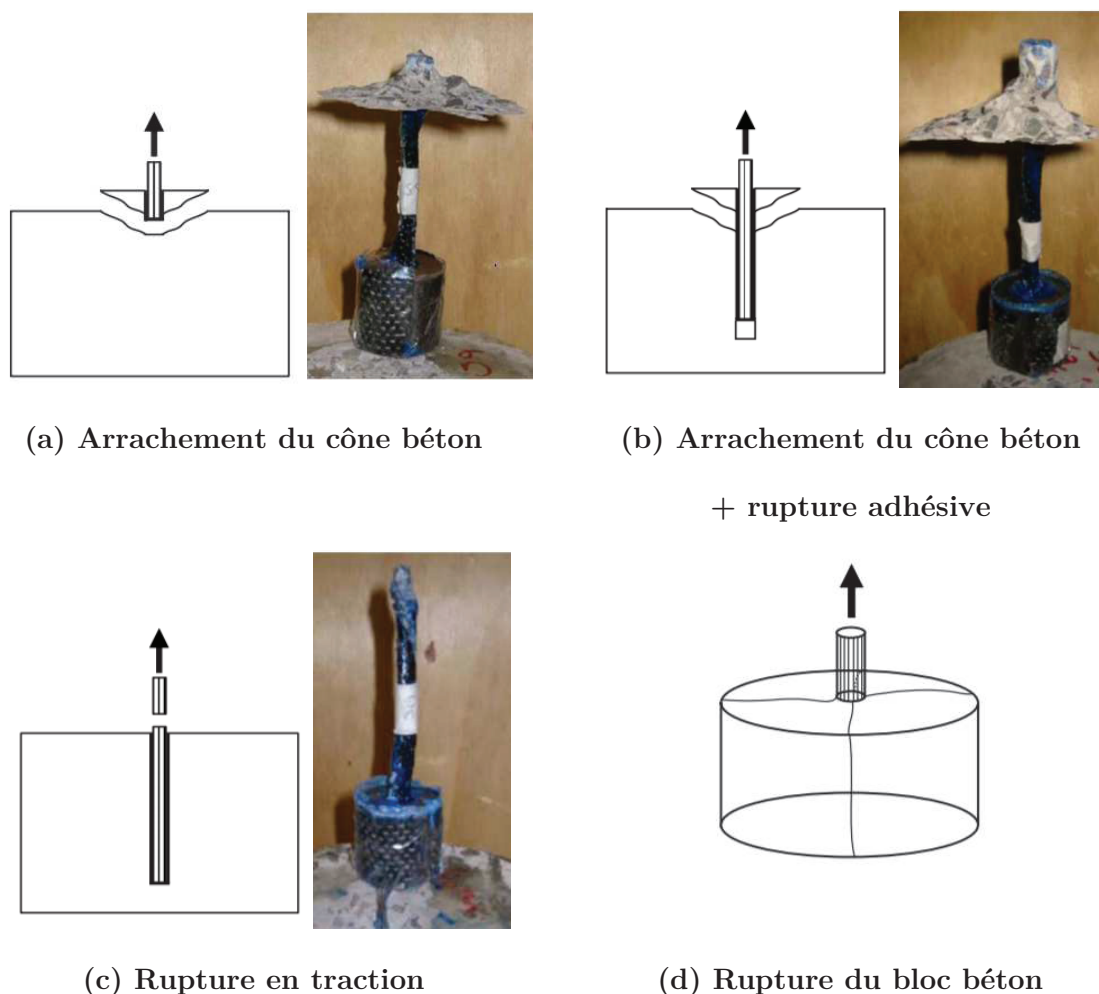


Fig. 33 : Modes de ruine des ancrages composites. Ozbakkaloglu et al. (2009) [65]

Cette étude traite de l'effet des paramètres suivants : la résistance du béton (25 et 50 MPa), le diamètre du perçage (12.7, 15.9 et 19.1 mm), la longueur de l'ancrage (25, 50, 75 et 100 mm), l'angle par rapport au sens de traction (0, 15, 30 et 45°) et la largeur de bande de PRFC (80, 120, 140, 150, 160, 200, 220, 240 et 300 mm). Les auteurs proposent pour chaque mode de ruine une équation permettant de prédire la résistance ultime. Pour la rupture par cône ils modifient l'équation proposée par l'ACI pour obtenir l'Eq. 6 où la résistance du cône dépend de la résistance en compression du béton, du diamètre de l'ancrage (d_h en mm) et la longueur du cône (L_c en mm).

La contrainte de cisaillement à l'interface ancrage/béton (noté τ^*) observée lors de cette campagne varie entre 10 et 15 MPa. Ces valeurs sont calculées à partir de l'Eq. 7, L_b étant la longueur du collage ($L_b = L - L_c$). Les résultats de cette série sont détaillés dans la Fig. 34.

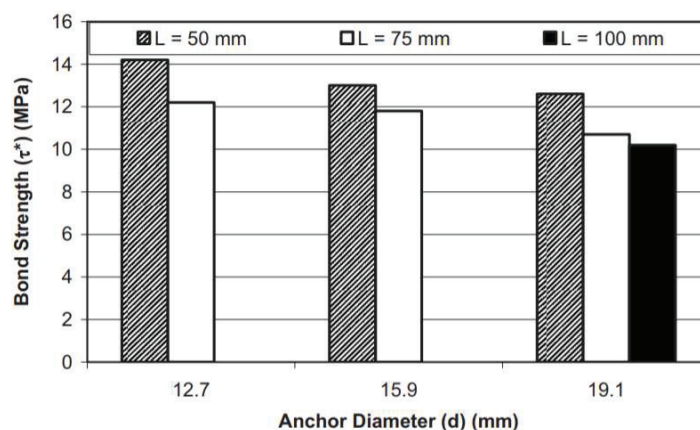


Fig. 34 : Évolution de la contrainte de cisaillement et fonction du diamètre et de la longueur de l'ancrage. Ozbakkaloglu et al. (2009) [65]

Dans le cadre des ruptures en traction, le taux de travail est calculé par l'Eq. 8, le taux dépend de l'effort à la rupture (P_u en N), de la contrainte à la rupture du composite (f_{fu} en MPa), l'épaisseur du renfort composite (t_f en mm) et de la largeur de bande (w_f en mm). Dans ce papier les taux de travail varient de 30 à 50 %, le nombre d'essais présenté de ce mode de ruine ne permet pas d'obtenir des conclusions quantitatives.

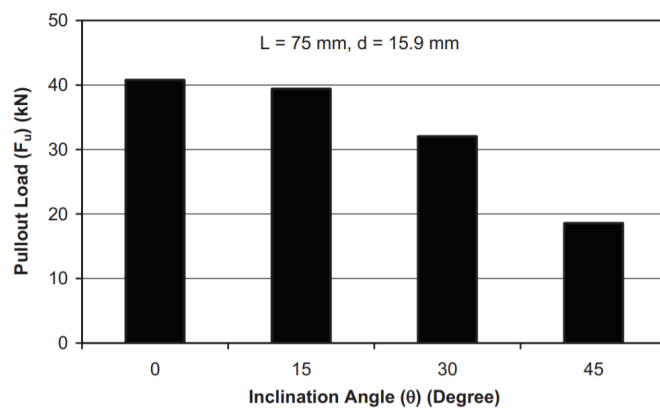


Fig. 35 : Effet de l'angle d'inclinaison sur la résistance en traction de l'ancrage.
Ozbakkaloglu et al. (2009) [65]

$$(F_{\text{cone}})_{\text{Mod.ACI}} = \pi (f'_{\text{ct}})_{\text{exp}} L_c^2 \left(1 + \frac{d_h}{L_c} \right) \quad \text{Eq. 6}$$

$$\tau^* = \frac{F_u - F_{\text{cone}}}{\pi d_h L_b} \quad \text{Eq. 7}$$

$$P_u / P_{\text{FRP}} = \frac{P_u}{f_{fu} t_f w_f} \quad \text{Eq. 8}$$

En plus des équations proposées, les résultats de ses essais permettent de tirer les conclusions suivantes :

- La résistance du béton influence principalement la résistance du cône, mais n'a pas d'effet sur la résistance du collage, mais augmente la force de rupture du cône.
- Une augmentation de la longueur de collage entraîne une diminution de la contrainte de cisaillement de l'interface. Cela montre que la distribution de la contrainte n'est pas uniforme sur sa longueur ce qui correspond aux observations effectuées dans d'autres articles [57].
- L'augmentation du diamètre de l'ancrage augmente sa résistance en traction directe, ce gain s'explique par une mise en œuvre plus facile qui permet un meilleur alignement des fibres dans le perçage. Un ancrage de plus gros diamètre entraîne également une légère chute de la contrainte de la résistance du collage, l'auteur justifie ce comportement par l'effet de Poisson qui cause une augmentation de la déformation transversale de l'ancrage lorsque son diamètre est plus important.
- Au niveau de la rupture en traction directe, on remarque qu'une quantité de composite plus importante réduit le taux de travail. Le diamètre de l'ancrage a un effet bénéfique sur le taux de travail pour les mêmes raisons que celle soulevée dans le point précédent.
- La méthode et la qualité de la mise en œuvre des ancrages ont une grande influence sur leurs propriétés mécaniques.
- L'angle de l'ancrage réduit considérablement sa résistance. Tous les essais testés avec un angle présentent une ruine en traction. Avec un angle de 15° la chute du taux de travail n'est que de 5 % quand un angle de 30° entraîne une diminution du taux de travail de 25 %, la chute est de 50 % pour un angle de 45° .

Dans ces deux campagnes, la charge axiale est appliquée directement sur la mèche. Rey Castillo et al. (2019) [66] ont réalisé des essais pull-out où la charge est appliquée sur un bloc de béton sur lequel est collé le fouet de la mèche. Le montage expérimental est détaillé dans la Fig. 36. Cette configuration leur permet d'étudier l'effet de l'angle d'épanouissement et de la section de l'ancrage. Les résultats montrent que l'angle d'épanouissement a bien une influence sur la résistance en traction de l'ancrage (voir Fig. 37). Plus le diamètre est important plus l'impact de l'angle est fort. L'Eq. 9 permet de calculer la résistance d'un ancrage en traction (N_{fr}) en fonction de sa section en mm^2 (A_{dowel}) de l'angle d'épanouissement en radian (α) et des propriétés mécaniques du FRP (E_{FRP} et ε_{FRP}). Cette équation fonctionne pour un angle α compris entre 10 et 60° et une section de composite $168 \text{ mm}^2 > A_{dowel} > 14 \text{ mm}^2$.

$$N_{fr} = 7.9 E_{FRP} \varepsilon_{FRP} \left(9 \frac{\sin \alpha}{\alpha} - 0.6 \right) \left(\frac{A_{dowel} - 9.2}{A_{dowel} + 17.8} \right) \quad \text{Eq. 9}$$

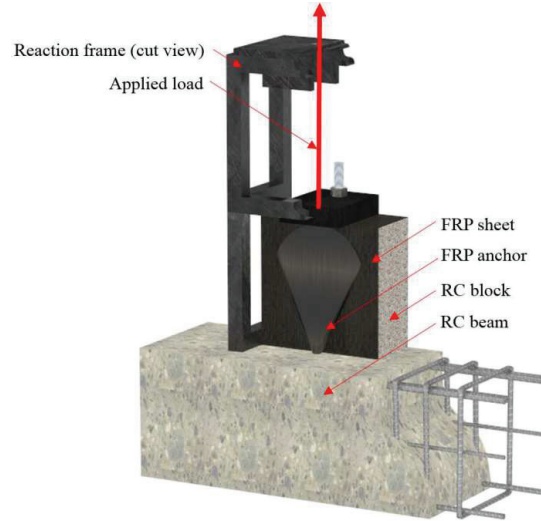


Fig. 36 : Montage expérimental. Rey Castillo et al. (2019) [66].

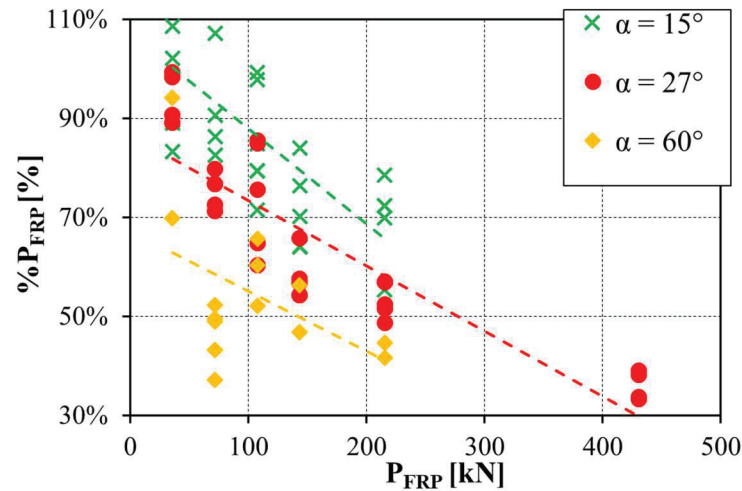


Fig. 37 : Influence de la section et de l'angle d'épanouissement. Rey Castillo et al. (2019) [66].

II.4.3 Essai de traction sur mèches

Kim et al. (2009) [98] proposent une campagne d'essai d'arrachement dont les résultats s'inscrivent dans la continuité des résultats obtenue par Ozdemir [64] et Ozbakkaloglu [65]. En complément des 27 essais Pull-Out, ils réalisent 9 essais de traction directe sur des ancrages. Les mèches sont constituées d'une bande de tissu de carbone enroulée. Trois sections d'ancrage sont testées de 7, 13 et 15 mm². Trois essais sont effectués pour chaque section. La résistance en traction des ancrages est comparée aux résultats obtenus lors de la caractérisation du tissu $f_f = 2735$ MPa. Les résultats montrent des taux de travail qui varient de 65 à 94% et une dispersion importante des résultats. Le taux de travail moyen est inversement proportionnel à la section des mèches : 80% pour $L_f = 60$ mm, 77% pour $L_f = 110$ mm et 73% pour $L_f = 130$ mm. Les auteurs attribuent cette perte à un mauvais alignement des fibres lors de la fabrication manuelle des mèches et recommandent pour le dimensionnement de limiter le taux de travail à 65 %. En combinant les résultats de leur campagne d'essai Pull-Out à d'autres résultats de la littérature, une contrainte de cisaillement moyenne égale à 8.8 MPa est proposée tout en rappelant que la quantité d'essais reste insuffisante pour proposer un modèle statistiquement fiable.

II.4.4 Interaction mèche/renfort

Bournas et al. (2015) [70] ont étudié le comportement en traction de différentes configurations de mèche d'ancrage à base de CFRP. Des essais d'arrachement sont réalisés sur des poteaux renforcés à l'aide de FRP stratifié au contact ou de mortier renforcé de fibres (TRM).

Les spécimens sont constitués d'un bloc de béton qui représente la fondation, ces blocs mesurent 400 mm de côté et 500 mm de haut. La Fig. 38 présente un schéma du montage expérimental. Les blocs sont ferrailés (4 barres de 12mm / $\rho_s = 0.3$ %) et ne sont pas renforcés par matériaux composites. Les éléments poteaux mesurent 200 mm de côtés pour 600 mm de haut et leur ferrailage longitudinal est constitué de 4 barres de 18 mm de diamètre ($\rho_s = 2.5$ %). La liaison entre les blocs et les poteaux est uniquement assurée par les ancrages composites.

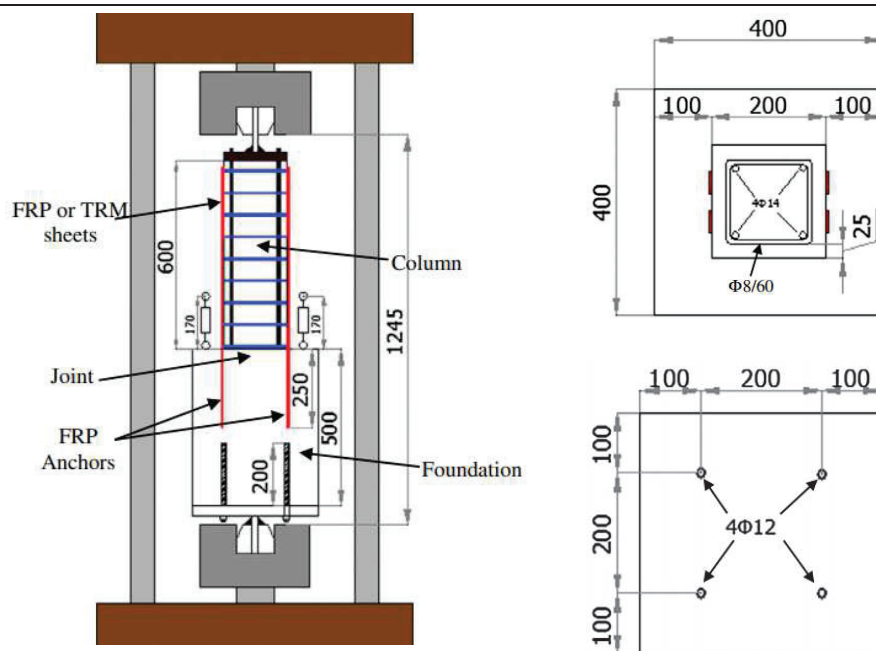


Fig. 38 : Plan du montage expérimental et coupe des éléments BA. Bournas et al. (2015) [70].

La partie scellée des ancrages mesure 300 mm de long. Elle est pré imprégnée de résine avant sa mise en place dans les réservations réalisées dans les blocs. Le fouet des mèches mesure également 300 mm de long. Il est collé au moment de la mise en œuvre du renfort et est appliqué sur les côtés de poteaux. Les fouets sont systématiquement placés entre deux couches de renfort. Différentes solutions de renfort sont appliquées sur les poteaux, quatre spécimens sont renforcés par plusieurs couches de tissus unis directionnels imprégnés de résine. Deux spécimens sont renforcés par une grille des fibres de carbone collée au support par de la résine époxy et les deux derniers utilisent la même grille, mais remplacent la résine par un mortier (formant un TRM). Le rapport entre la section des ancrages et la section de fibre du renfort est de 90 %.

L'analyse des résultats montre que les mèches carbonées permettent d'assurer un ancrage correct entre les deux éléments. Les spécimens renforcés par le tissu uni directionnel (UD) de PRFC présentent une rupture en traction des ancrages. Le taux de travail est en moyenne de 65 %. Les spécimens renforcés par la grille présentent également une rupture des ancrages, mais celle-ci est progressive ce qui réduit le taux de travail de moitié (32 %). Dans les cas des TRM on observe un glissement des mèches et le taux de travail chute à 27 %.

II.4.5 Essai de cisaillement des ancrages transversaux

En s'appuyant sur une vaste campagne expérimentale réalisée sur des poutres modifiées Orton 2007 [5], [68], [69] a étudié le comportement de différentes solutions d'ancrage composite. Les 40 essais portent sur le comportement des ancrages longitudinaux et le couplage entre ancrages longitudinaux et transversaux. Les bandes longitudinales et tous les dispositifs d'ancrage mis en œuvre (enroulement et mèches) sont constitués de PRFC.

Afin de comparer les différentes solutions, l'auteur définit 2 paramètres. Le premier est un taux de travail qui correspond au rapport entre la résistance ultime de l'ancrage et celle de la bande de PRFC (on retrouve ce paramètre dans de nombreux travaux traitants de ce sujet). Le second vise à quantifier l'efficacité de la solution. L'efficacité d'une solution se calcule à l'aide de l'Eq. 10, il s'agit du produit entre le taux de travail de la solution d'ancrage et du rapport entre le volume de la bande renfort longitudinal (noté V_{LS}) et celui de renfort total (noté V_T). Ainsi un ancrage plus la section d'un ancrage est importante plus son efficacité sera faible.

$$Efficacité = \frac{V_{LS}}{V_T} * \frac{T_{max}}{T_{ult}} \quad \text{Eq. 10}$$

La première partie de la campagne expérimentale est constituée de 11 spécimens. Elle se concentre sur la résistance des différentes solutions d'ancrage. Les essais sont menés sur des poutres BA modifiées. Ces poutres sont constituées de deux blocs de béton placés côte à côte et reliés sur leur face tendue par une bande de renfort composite. Les poutres sont ensuite sollicitées en flexion 3 points (Fig. 39). Différentes solutions d'ancrage sont mises en œuvre de part et d'autre de la séparation. Les principaux paramètres de l'étude sont l'effet du collage par PRF, la section, le nombre et la disposition des ancrages transversaux.

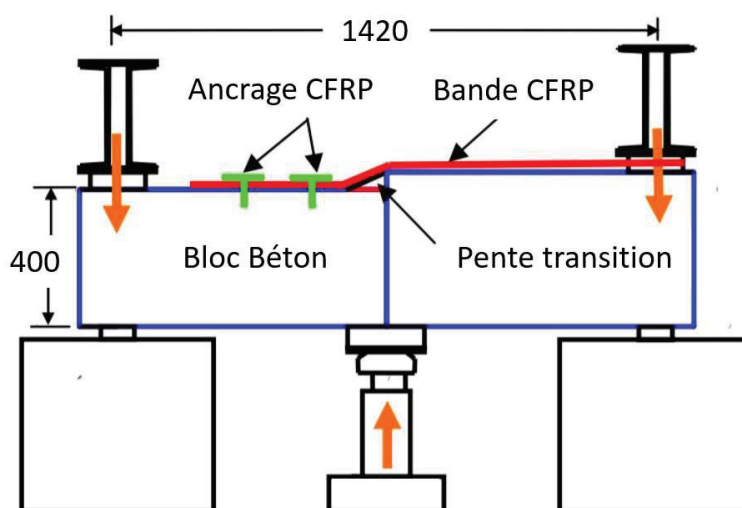


Fig. 39 : Schéma du montage expérimental. Orton (2007) [5].

La seconde campagne porte sur la caractérisation de solution permettant de garantir la continuité des ancrages à travers un porteur vertical (dans ce cas un poteau) et plus particulièrement sur la problématique de la poussée au vide. Le perçage ne pouvant pas être effectué dans le plan de la bande, ce type de configuration implique qu'une partie du renfort est légèrement plus haute que l'autre ce qui génère une force de pelage sur la bande. Cet effort augmente le risque de décollement. Comme lors de la campagne précédente les essais sont menés sur des poutres modifiées constituées de deux blocs de hauteur différente, une pente est réalisée à l'aide d'un mortier haute performante. La Fig. 40 présente une coupe d'un demi-spécimen de poutre modifiée. La hauteur entre les plans renforcés (50 et 100 mm) et la pente (50 et 25 %) qui les relie s'ajoute aux paramètres étudiés précédemment à savoir l'effet du renforcement et la géométrie des mèches.

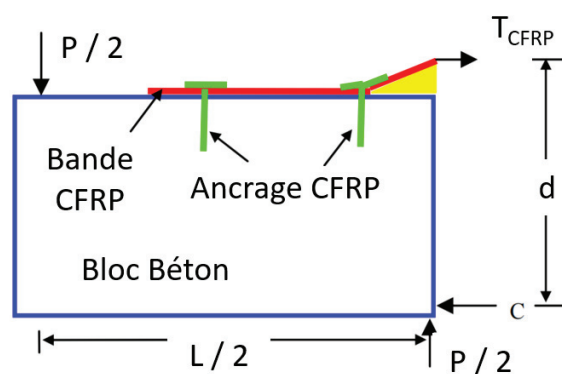


Fig. 40 : Coupe d'un demi-spécimen, Orton (2007) [5].

Les résultats de cette campagne montrent que :

- Malgré une longueur de collage supérieure à la longueur efficace ($L_{FRP} = 600$ mm), le taux de travail sans ancrage ne dépasse pas les 37 %.
- L'utilisation de U-wraps permet d'assurer un ancrage parfait du composite, mais cela implique d'utiliser une grande quantité de matériaux ce qui fait chuter l'efficacité de la solution (16 %).
- Les ancrages composites transversaux permettent également de garantir un ancrage parfait tout en nécessitant une quantité de matériaux minimale.
- La multiplication du nombre de mèches transversales couplé à une réduction de leur section permet d'assurer une distribution de la contrainte de cisaillement plus uniforme.
- Dans le cas où les ancrages se situent exclusivement à proximité de l'extrémité libre il existe un risque de décollement associé à cisaillement du bloc béton.
- La mise en place de mèche d'ancrage transversale et/ou de wrap permet de limiter la poussée au vide et garantit un ancrage total du renfort.
- La pente de raccord entre les deux plans à un rôle important sur la résistance de l'ancrage contraire à la différence de hauteur. Une pente de 25 % est optimale.

II.4.6 Synthèse des recommandations pour le dimensionnement des ancrages composites

On trouve dans la littérature de très nombreux articles traitant de la caractérisation mécanique de ces ancrages. Il existe aujourd'hui un certain nombre des solutions d'ancrage composite qui sont commercialisées. Ces solutions sont déjà mises en œuvre sur chantier et le dimensionnement est couvert par certaines recommandations de calcul.

Le bulletin 90 de la fédération internationale du béton (FIB) édité en mai 2019 intitulé « Externally applied FRP reinforcement for concrete structures » [2] dresse un résumé de l'ensemble des techniques de renforcement par matériaux composite stratifiés au contact. La partie 9 de ce rapport technique traite des bonnes pratiques pour garantir l'ancrage. Une partie de ces recommandations traite des mèches d'ancrages composites, elle se base sur de nombreux travaux de recherche et notamment sur les résultats de Ozdemir et al. 2006 [64].

Ce document préconise une longueur de scellement supérieure ou égale à 100 mm pour des ancrages de 14 à 20 mm de diamètre (Φ du perçage). Comme indiqué dans l'Eq. 11, le calcul de la section se base sur un rapport entre la section cumulée des ancrages (noté A_a) et celle de la bande à ancrer (noté A_f). Le coefficient de rendement γ est fixé à 1.5.

$$A_a = \gamma A_f \quad \text{Eq. 11}$$

La longueur de scellement et la longueur totale ne doivent pas être inférieures à 50 mm et 120 mm. Il est également recommandé de maximiser le nombre d'ancrages tout en réduisant leurs sections, un espacement de 40 à 50 mm est à respecter entre chaque perçage. L'angle entre le perçage et la bande ne doit pas dépasser 30°.

Les recommandations de l'ACI 440.2R-08 [76], de l'ISIS Design Manual N°4 [78] et de l'AFGC [55] décrivent la notion de mèche d'ancrage ainsi que leur importance, mais ne propose pas d'aide pour le dimensionnement.

II.5 Conclusion

En conclusion de cette revue de la littérature, nous allons dans un premier temps lister l'état des connaissances sur le renforcement des liaisons BA. On remarque qu'un certain nombre de points reste à éclaircir, c'est pourquoi dans un deuxième temps ceux-ci seront donc décrits et les solutions mises en œuvre pour y répondre seront détaillées.

II.5.1 État de l'art

En premier lieu il est important de noter que les liaisons constituent l'un des éléments clé du comportement mécanique des structures en béton armé, qu'il s'agisse de liaison dalle/voile ou poteau/poutre. Leur rôle est prédominant lors des événements sismiques, car ceux-ci impliquent un accroissement des sollicitations horizontales. Le comportement mécanique des liaisons est complexe et dépend d'un grand nombre de paramètres qui inclue la géométrie des éléments, la quantité et la forme du ferrailage ainsi que la sollicitation axiale du nœud. Le rôle précis que joue chacun de ces paramètres est aujourd'hui encore débattu dans la littérature [94].

Le risque d'instabilité qu'implique une rupture au niveau des liaisons et le sous dimensionnement de certains nœuds rendent nécessaire la mise en œuvre de solutions de renforcement. Les FRP (Fiber Reinforced Polymer) que ce soit sous forme de barre, de plaque ou de bande sont considérés comme la solution idéale pour le renforcement des structures en béton armé. Il existe dans la littérature scientifique ainsi que dans les recommandations des fournisseurs de nombreuses solutions pour le renforcement des liaisons BA. L'efficacité d'un renforcement dépend du mode ruine de la liaison, de la zone renforcée, de la quantité de matériaux composites mis en œuvre, de l'orientation des fibres, de l'adhérence entre la résine et le support et/ou des systèmes d'ancrages mis en œuvre. Les renforts à base de PRFC peuvent assurer un rôle de confinement du nœud en augmentant sa résistance à la compression. Les PRFC permettent également d'augmenter la résistance au cisaillement du nœud et d'accroître le moment résistant des éléments périphériques.

L'observation des résultats obtenues par l'ensemble de la communauté scientifique permet de relever les principales problématiques de ce type de renforcement. La première problématique concerne le mode de ruine de la liaison. En effet la ruine d'une liaison peut avoir différentes origines, cisaillement du nœud, ruine en flexion du porteur horizontal ou du porteur vertical en flexion composée. Pour être efficace le renfort doit se concentrer sur le ou les points faibles de la liaison. La seconde problématique est commune aux autres domaines d'application des CFRP, il s'agit du risque de décollement. Afin d'exploiter toutes les performances des CFRP, des solutions doivent être mises en œuvre pour garantir l'ancrage. Dans le cadre du renforcement des liaisons poteau/poutre, l'emploi de wraps aux extrémités du nœud montre de très bons résultats avec des taux de travail qui peuvent dépasser les 50 % [94].

II.5.2 Problématique

Les structures de type dalle/voile sont généralement moins sensibles aux sollicitations sismiques, car le contreventement est assuré par la présence de voile de contreventement. Toutefois, des recherches ont montré qu'en présence d'un contreventement insuffisant la rupture se produit au niveau des liaisons [1]. Il est donc important de proposer des solutions pour leur renforcement. Le nombre d'articles portant sur le comportement mécanique des liaisons dalle voile est très faible et il n'existe aucune recherche portant sur l'application de renfort composite. Afin de combler ce vide, deux campagnes expérimentales ont été réalisées. La première vise à comparer différents types de renforcement appliqués sur des liaisons dalle/voile en T à échelle $\frac{1}{2}$. Elle porte sur le comportement local du renfort. La seconde a pour but d'appliquer un renforcement composite sur une liaison intérieure à l'échelle 1 et d'étudier le comportement global de la liaison une fois renforcée.

Il existe plusieurs différences entre les liaisons poteau/poutre et les liaisons dalle/voile. Les sections de béton y sont plus importantes ce qui implique des taux de ferrailage plus faibles. Par définition une liaison dalle voile est continue et n'a pas de flanc contrairement à une liaison poteau/poutre. Cela pose un problème dans le cadre du renforcement car l'application de renfort sur les faces de la liaison ou de wraps pour garantir l'ancrage des bandes est impossible. Il est donc nécessaire d'employer une autre méthode pour l'ancrage du renforcement. Une des solutions plébiscitées pour pallier ce problème est l'emploi d'ancrages composites. Différentes combinaisons de mèches d'ancrage seront mises en œuvre dans les essais.

Le comportement mécanique des ancrages composites implique un grand nombre de paramètres. Il existe un certain nombre d'essais dans la littérature qui permettent une bonne estimation de leurs résistances à l'arrachement et à la traction. Ces travaux montrent que la méthode de mise en œuvre a un grand impact sur cette dernière [65] [64]. Une campagne de 18 essais Pull-Out a donc été réalisée afin de caractériser les ancrages employés sur les essais de liaison (FOREVA WFC 100 [19]).

Étant donné l'absence de résultats expérimentaux il n'existe pas de recommandations pour le calcul du renforcement des liaisons dalle/voile. Une méthodologie de calcul basée sur les différents modes de ruine et sur les recommandations existantes pour le renforcement des liaisons poteau/poutre sera donc proposée. Le calage de ce modèle se basera sur les résultats expérimentaux obtenus ainsi que sur une base d'essais tirée de la littérature.

Chapitre III : Etude du comportement de liaison dalle voile à échelle réduite

III.1 Introduction

La revue de la littérature de la première partie a permis de dresser un état de l'art du renforcement par FRP et de son application au renforcement des liaisons dalle voile. Maintenant que les différents verrous scientifiques ont été identifiés, nous pouvons passer à la présentation de la première campagne expérimentale. Le choix a été fait de réaliser des essais à échelle réduite afin de maximiser le nombre de spécimens et donc de configurations à comparer. L'objectif est d'étudier le comportement du renfort en se concentrant sur la principale problématique du renforcement des liaisons continues : l'ancrage. Afin de simuler une sollicitation sismique, les essais sont menés sous un chargement cyclique alterné.

Les points étudiés dans cette campagne expérimentale sont les suivants :

- La section de ferrailage longitudinal
- La section des ancrages longitudinaux
- La présence d'ancrages transversaux
- La forme des ancrages longitudinaux
- Le type de renfort ; PRFC vs. PRFV
- La réduction progressive de la section du renfort
- La comparaison renforcement/réparation

Cette partie est organisée en 3 sous parties. La première étape consistera à décrire la géométrie, le ferrailage, le type de renfort appliqué sur chacun des 12 spécimens, le montage expérimental et à indiquer les propriétés mécaniques des matériaux mis en œuvre. La deuxième partie portera sur les observations faites au cours des essais et sur les résultats collectés. La troisième section détaillera l'analyse de ces résultats avec notamment une étude des indices d'endommagement, de la ductilité et de la capacité dissipative des différentes liaisons. La conclusion traitera de l'effet des différents éléments de renfort sur le comportement mécanique du nœud.

III.2 Protocole expérimental

III.2.1 Description des spécimens

III.2.1.1 Géométrie des spécimens

Comme présenté dans la revue de la littérature, il existe 2 configurations pour les essais de liaison en béton armé. Les liaisons en T sont constituées d'un porteur vertical de type poteau ou voile qui est continu et d'un élément horizontal (poutre/dalle) en porte-à-faux. Dans le cas d'une structure réelle, ce montage correspond à une liaison de rive. Ce type de géométrie est largement utilisée dans le cadre des essais de liaison poteau/poutre que l'on retrouve dans la littérature [82], [87], [85], [88], [91]–[93]. Les liaisons en X diffèrent de celles en T par la présence d'un porteur horizontal qui traverse la liaison, cela correspond aux liaisons intérieures d'une structure [83], [84], [99], [100]. Différentes modifications peuvent être mises en œuvre pour améliorer la fidélité des essais comme l'ajout d'une poutre hors plan qui augmente l'effet de confinement du nœud [87] ou la réalisation de liaison poteau/dalle [96]. Bien que pertinent, ce type d'essai est plus rare dans la littérature, car leur mise en œuvre nécessite des moyens expérimentaux conséquents, leur faible nombre rend difficile une extrapolation quantitative des résultats et ne permet généralement pas d'isoler l'influence des différents paramètres comme la section, le ferrailage, le renforcement et le confinement.

Pour simplifier le montage et avoir un meilleur contrôle sur les conditions d'appuis le choix a été fait de réaliser des essais de liaison en T pour cette première campagne. Le choix de la dissymétrie entre l'élément voile et l'élément dalle avec un rapport de 2 en termes de moment résistant ($M_{rd,voile} = 19.8 \text{ kN.m}$ vs $M_{rd,dalle} = 10.6 \text{ kN}$) et de la quantité de ferrailage avec un $\rho_{s1} = 0.4 \%$ permet de s'assurer d'une ruine en flexion de la partie dalle au niveau du nœud. Les essais réalisés par Prota et al. (2001, 2004) [83], [84] et par d'autres chercheurs montrent bien l'importance d'adapter la forme du renfort au mode de ruine. C'est pourquoi le renforcement se concentre autour de cette zone critique. Les spécimens sont constitués de 2 parties. L'élément voile de notre spécimen mesure 1 000 mm de long pour 160 mm d'épaisseur et 500 mm de largeur. Au centre de celui-ci viens s'encastrent l'élément dalle qui mesure 1 000 mm de long pour 90 mm d'épaisseur et 500 mm de largeur. Le chargement sera appliqué en tête de dalle et l'élément voile sera bridé à la dalle d'essai. La largeur du spécimen de 500 mm permet d'assurer une bonne répartition de l'effort de flexion appliqué en tête de dalle tout en assurant le confinement latéral du nœud. La Fig. 41 présente un schéma de la géométrie du spécimen.

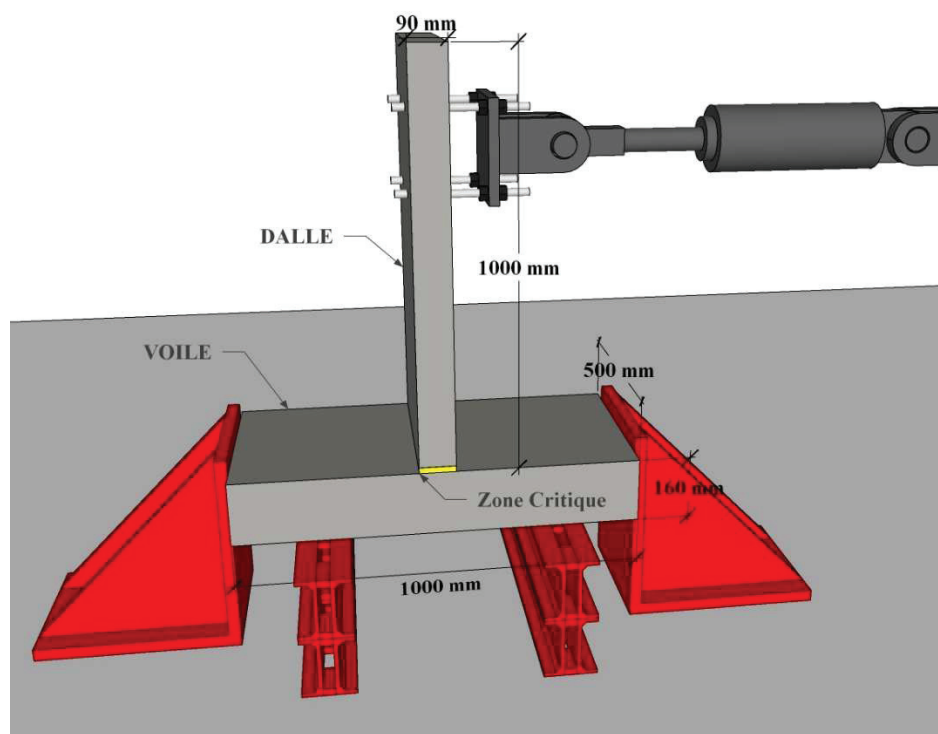


Fig. 41 : Schéma du montage expérimental.

III.2.1.2 Plan de ferrailage

Afin d'étudier l'effet du taux de ferrailage sur le comportement mécanique des liaisons renforcées, 2 types de ferrailage ont été testés, elles sont nommées RC1 et RC2. La seule différence entre le premier groupe et le second concerne la quantité d'aciers longitudinaux de l'élément dalle, toutes les autres sections restent identiques sur tous les spécimens. Le ferrailage est symétrique sur chacune des faces des éléments, il s'agit d'une simplification par rapport aux dispositions constructives, mais cela permet de simplifier l'analyse des résultats.

L'enrobage préconisé dans l'Eurocode 2, EN 1992-1-1 paragraphe 4.4.1 [3], pour des éléments intérieurs est de 20 mm, sachant que l'épaisseur courante d'un voile ou d'une dalle est de l'ordre de 200 mm, le rapport entre l'enrobage et l'épaisseur est donc de 10 %. Le choix a donc été fait d'appliquer un enrobage de 10 mm dans la dalle et de 15 mm dans la voile.

Le ferrailage longitudinal du voile se compose de 3 cadres de diamètre 10 mm espacés de 150 mm ($\rho_s = 0.29 \%$), dans la direction transversale on retrouve 8 cadres en diamètre 10 mm espacés de 135 mm ($\rho_s = 0.39 \%$). Dans la configuration RC1, le ferrailage longitudinal est constitué de 9 barres de 6 mm de diamètre espacées tous les 50 mm ($\rho_s = 0.57 \%$) sur chacune des faces. Celles-ci sont continues autour du nœud afin de supprimer tout risque d'arrachement. Dans la configuration RC2 il n'y a que 3 barres de 6 mm soit un taux de 0.19% , cette quantité d'acier se rapproche du taux de ferrailage minimum d'un élément fléchi ($\rho_{s,min} = 0.14 \%$). Le ferrailage transversal de la dalle se compose de 7 cadres de 6 mm de diamètre espacés de 150 mm ($\rho_s = 0.22 \%$). Les cadres transversaux assurent le rôle d'armature d'effort tranchant bien que celui-ci ne soit que rarement dimensionnement pour les éléments dalle/voile. Les Fig. 42 et Fig. 43 présentent respectivement les plans de ferrailage de la première configuration (RC1) et de la seconde configuration (RC2).

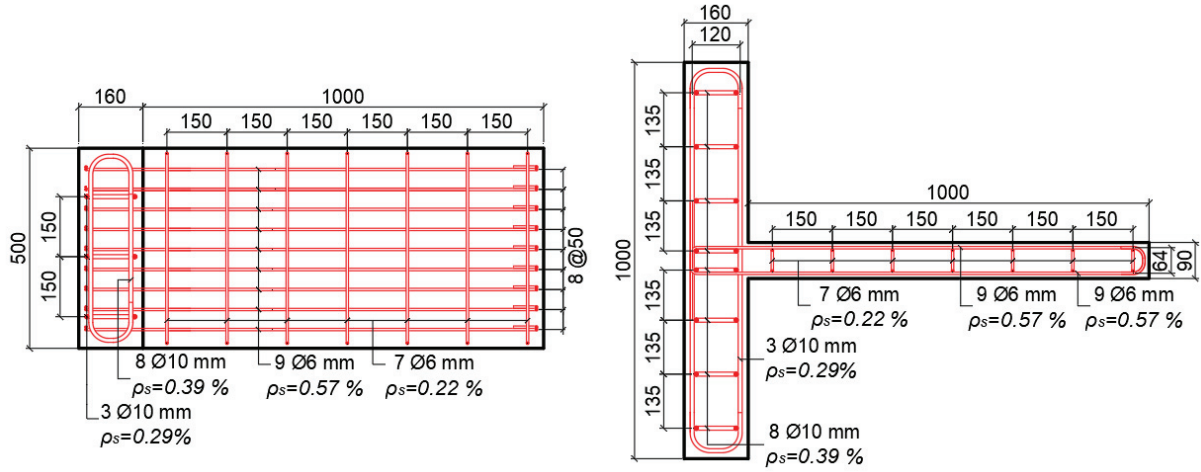


Fig. 42 : Plan de ferrailage : Groupe RC1

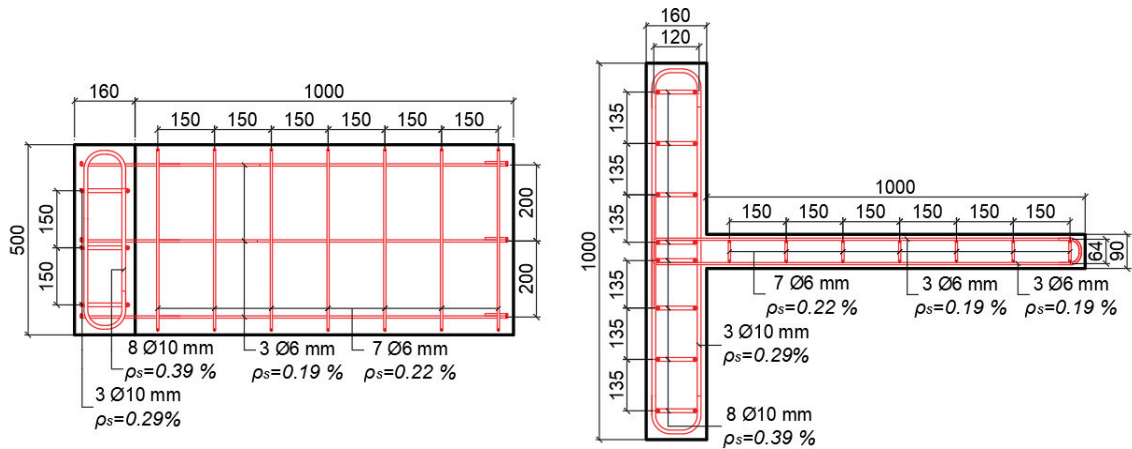


Fig. 43 : Plan de ferrailage : Groupe RC2

III.2.1.3 Plan de renforcement

À l'exception du tissu de fibres de verre, l'ensemble des produits mis en œuvre pour le renforcement des voiles fait partie du procédé FOREVA qui est commercialisé par l'entreprise Freyssinet. Cette solution fait l'objet d'un avis technique qui détaille les méthodes de mise en œuvre, les propriétés mécaniques des matériaux ainsi que des recommandations pour le dimensionnement du renfort [19]. L'élément clé de ce procédé est le FOREVA TFC, un PRFC qui est composé d'un tissu bi directionnel (ratio 70/30) de fibre de carbone et d'une résine époxy qui assure à la fois l'imprégnation du support et celle du tissu. Une solution d'ancrage est également commercialisée sous l'appellation FOREVA WFC 100, elle comprend une bobine de fils, une résine de scellement (Eponal SC 980) et de tiges plastiques (appelées fourchettes) permettant la mise en place des mèches dans leurs réservations. Les mèches d'ancrage sont fabriquées sur place directement à partir de la bobine en choisissant le nombre de fils qui composera chaque mèche, ainsi que sa longueur. Le procédé de fabrication et de mise en place des mèches sera détaillé plus tard (voir paragraphe III.2.2.3). L'avis technique préconise 3 tailles de mèches standards de 18, 38 ou 76 fils. En plus de ces deux éléments, un tissu de fibres de verre à faible grammage a également été utilisé. Tous les matériaux mis en œuvre ont été caractérisés en interne, les protocoles d'essais ainsi que leurs propriétés mécaniques seront détaillés dans la partie III.2.4.

La solution de renforcement testée se décompose en 3 parties. Le premier élément prend la forme de bandes de composite collées sur chaque face de la dalle, elles permettent d'augmenter le moment résistant de cet élément. Les ancrages longitudinaux permettent quant à eux d'éviter le décollement du renfort en partie inférieure en assurant la continuité du renfort entre la dalle et le nœud. Des micros-mèches sont également utilisées afin d'augmenter l'ancrage de la bande et d'éviter son flambement lorsque les bandes se retrouvent comprimées. L'efficacité des micros-mèches pour augmenter l'ancrage est largement démontrée dans la littérature [5], [101], mais leur rôle dans le cas de bandes comprimées n'est pas encore clairement défini.

Comme indiqué dans la Fig. 44, la nomenclature des essais se décompose en 4 parties. En premiers lieux on retrouve le type de ferrailage RC1 ou RC2. Le second terme désigne le type de renfort longitudinal CFRP pour les fibres de carbone ou GFRP1 et GFRP2 pour les deux configurations à base de fibre de verre. Le troisième terme indique les caractéristiques de l'ancrage longitudinal, « n » désignant le nombre de fils de chaque une des 3 mèches. Le quatrième et dernier terme indique la présence ou l'absence d'ancrages transversaux anti-flambement.

RC1	-	REF	-	ALi38	-	At
RC2		CFRP		ALi76		/
		GFRP1		ALc38		
		GFRP2		/		

Fig. 44 : Nomenclature des essais à échelle réduite.

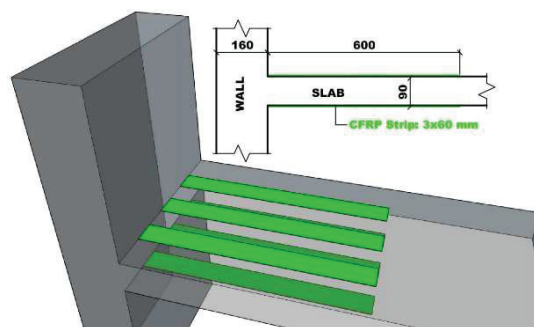
Quatre configurations de bande ont été testées lors de cette campagne. La première (nommée REF) constitue la configuration témoin où aucun renfort n'est appliqué. La seconde (nommée CFRP) est constituée de 3 bandes de FOREVA TFC de 60 mm de large pour 600 mm de long soit un taux de renfort de $\rho_{fc} = 0.20 \%$, comme pour le ferrailage le renfort est symétrique sur chaque face de la dalle. La section de renfort est dimensionnée pour doubler la résistance en flexion de la dalle ($M_{rd,PRFC} = 22.3 \text{ kN.m}$). Dans le cas de la troisième et de la quatrième solution, le PRFC est remplacé par un PRFV. La troisième configuration (GFRP1) est constituée de 3 bandes de 4 couches de 140 mm de large sur chaque face. La longueur des bandes est réduite progressivement, les deux premières couches mesurent 400 mm de long, la troisième 325 mm et la dernière 250 mm. Le taux de renfort longitudinal ρ_{fg} décroît progressivement en passant de 1.87 % à 1.40 % et 0.93 %. La quatrième et dernière solution (GFRP2) consiste à appliquer 3 bandes de 4 couches de 140 mm de large pour 600 mm de long ($\rho_{fg} = 1.87 \%$). La section de verre est dimensionnée pour que les rapports $A_f * E_f$ soit égaux sachant que les modules respectifs du PRFC et du PRFV sont de 93 et 14 GPa (voir III.2.4.4) et que chaque bande de carbone possède une section de $A_{f,c} = 29 \text{ mm}^2$ on obtient une section $A_{f,g} = 267 \text{ mm}^2$.

Au niveau de l'ancrage longitudinal, on retrouve également 4 configurations. La première solution consiste à ne pas ancrer le renfort, il s'agit de la configuration de référence. La deuxième option est constituée de 3 mèches d'ancrage inclinées de 38 fils (ALi38) de 300 mm de long. Elles sont placées dans des perçages de 20 mm de diamètre, de 150 mm de profondeur et avec un angle de 20°. Les 150 mm restants sont épanouies sur les bandes de renfort conformément aux recommandations de l'avis technique du produit [19], voir Fig. 45 (b et d). Afin de comparer l'effet de la section de l'ancrage, des mèches de 76 fils (ALi76) sont également mises en œuvre dans les mêmes conditions, voir Fig. 45 (c et e). La dernière configuration cherche à étudier l'effet de l'angle sur le comportement de l'ancrage. Des mèches de 38 fils de 710 mm de long sont donc appliquées dans des perçages horizontaux et font la liaison entre les deux faces de la dalle en entourant le nœud, cette solution se nomme ALc38, voir Fig. 45 (f).

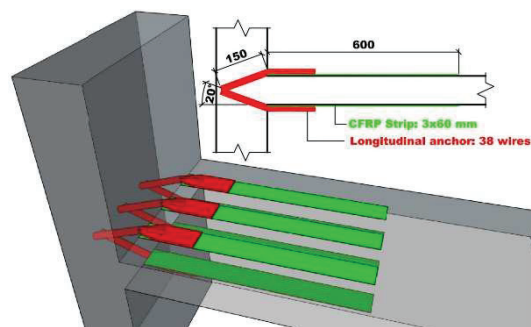
En derniers lieux deux configurations d'ancrages transversaux ont été testées, comme précédemment on retrouve une version témoin sans ancrages transversaux. La version avec ancrages qui se nomme At est composée de 15 micromèches constituées de 10 fils. Elles mesurent 140 mm de long et sont traversantes, elles assurent la liaison entre les deux faces du renfort et les fouets sont épanouis par-dessus les bandes de renforts longitudinales. La première se situe à 50 mm du nœud et les suivantes sont espacées de 60 mm. Il y a 5 mèches par bandes de renfort.

Aux vues du nombre de paramètre le plan d'expérience a dû être optimisée. Ainsi un seul spécimen (RC1-CFRP) a été testé sans ancrage longitudinaux. La configuration de renfort CFRP-ALi38-At a été choisie comme point de comparaison afin d'étudier l'effet de l'endommagement préalable (RC1-REP-ALi38-At), le taux de ferrailage (RC2-CFRP-ALi38-At) ou l'effet du type de renfort (GFRP1 et GFRP2). Ce choix est motivé par la présence d'ancrages transversaux qui empêchent le décollement des bandes ce qui reviendrait à tester une interface plutôt qu'une liaison. Par ailleurs le rôle de ces ancrages transversaux est étudié à travers les spécimens RC1-CFRP-ALi38 et RC1-CFRP-ALi76.

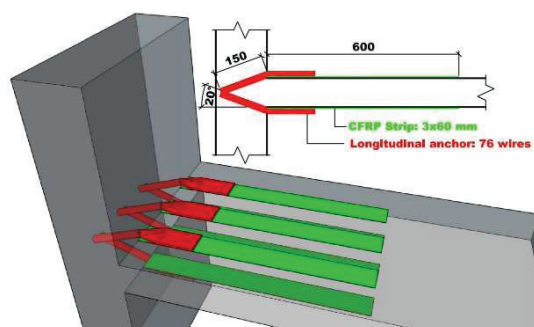
Les 10 configurations de renfort sont détaillées dans la Fig. 45. Comme indiqué sur la Fig. 45 (d) la solution CFRP-ALi38-At est utilisée sur les deux types de ferrailage et sur le spécimen préchargé (RC1-REP) dont les modalités de l'endommagement préalable seront abordées dans le paragraphe III.3.1.8.



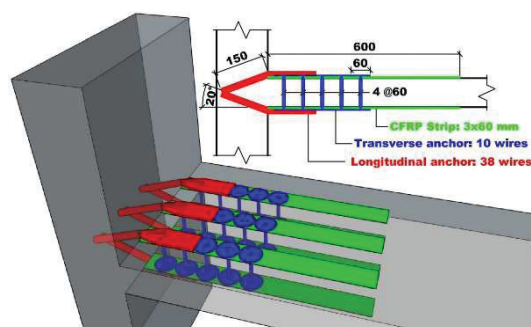
(a) RC1-CFRP



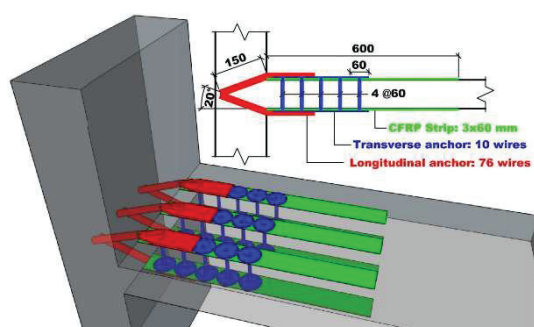
(b) RC1-CFRP-Ali38



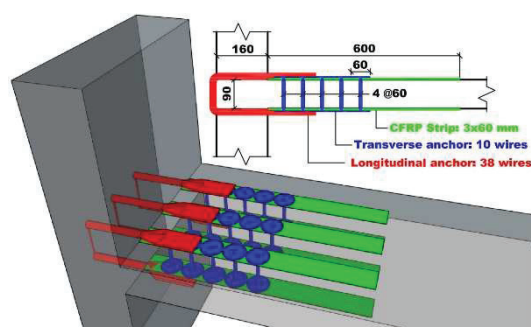
(c) RC1-CFRP-Ali76



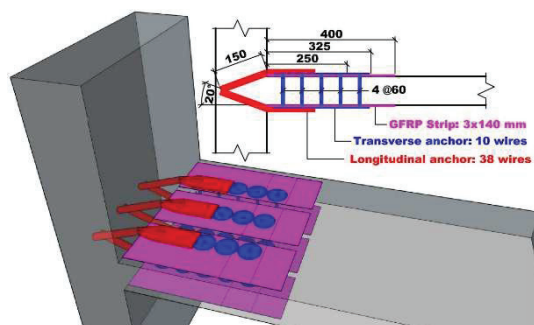
(d) RC1-CFRP-Ali38-At, RC2-CFRP-Ali38-At et RC1-REP-Ali38-At



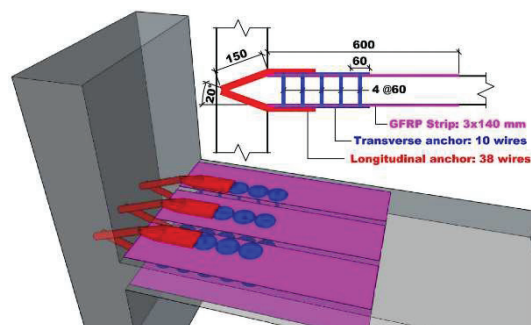
(e) RC1-CFRP-Ali76-At



(f) RC1-CFRP-Ali38-At



(g) RC1-GFRP1-Ali38-At



(h) RC1-GFRP2-Ali38-At

Fig. 45 : Schéma et plan des configurations de renforcement.

III.2.2 Fabrication

III.2.2.1 Cage d'armature

Les plans de ferrailage ont été réalisés conformément aux recommandations de l'Eurocode 2 [3]. Les cages d'armature sont fabriquées en usine par la SNAAM. Comme souvent en cas de préfabrication en usine les différents cadres et barres sont assemblés par soudage (procédé MIG) pour garantir la rigidité des cages et faciliter leur transport.

À la réception, toutes les sections, les rayons de cintrage et les espacements ont été vérifiés et des corrections ont dû être apportées sur certaines cages d'armature. En effet la tolérance de façonnage pour des cages d'armature est de l'ordre du centimètre ce qui est trop important pour ce type d'essai, une fois les corrections effectuées la tolérance sur la position des aciers est de l'ordre de ± 2 mm.

Une fois les cages d'armures prêtes, les jauges de déformation sont collées après un ponçage et un nettoyage des aciers. Les jauges sont ensuite câblées à l'aide de câble blindé. Les jauges sont protégées à l'aide d'une gomme isolante et de scotch PVC pour éviter qu'elles ne se dégradent lors du bétonnage. Les ferrailages sont ensuite stockés à l'intérieur pour les protéger des intempéries et éviter l'apparition de la rouille.

III.2.2.2 Bétonnage

Le bétonnage est effectué au sein du laboratoire, et se déroule en 2 étapes. Le coffrage du voile est constitué d'un premier élément de 1000 mm de long par 500 mm de large et 160 mm de haut, une seconde partie (celle de la dalle) de 500 mm de long pour 90 mm de large et 50 mm de haut. L'ensemble est constitué de panneaux de contreplaqué filmé de 20 mm. La première étape de bétonnage consiste à couler l'élément voile du spécimen ainsi que les 50 premiers millimètres de la dalle, sur la Fig. 46 (a) on retrouve 3 éléments voiles coulés ainsi que l'amorce des dalles. Le talon réalisé lors de cette première coulée assure d'avoir une reprise de bétonnage en dehors de la zone critique en plus de faciliter l'alignement du coffrage de la partie dalle. Après 2 jours de cure sous bâche, le voile et le talon sont décoffrés et le coffrage de la dalle est mis en place. Il s'agit simplement d'un cadre en contreplaqué renforcé par des bastaings afin de contenir la poussée du béton.

La Fig. 46 (b) présente une vue du coffrage de la dalle. Le coffrage est percé en 4 points où sont installées des tiges filetées en acier de 20 mm de diamètre et de classe 8.8 [102]. Elles sont fixées au coffrage à l'aide d'écrous et des rondelles garantissent l'étanchéité du coffrage. Ces tiges filetées permettront de fixer directement le vérin en tête de dalle. Une fois le coffrage en place le béton est coulé progressivement et est soigneusement vibré. Après 2 jours de cure sous bâche, l'ensemble est décoffré afin de poursuivre sa cure à l'intérieur.



(a) Coulage de la partie voile



(b) Coffrage de la dalle



(c) Spécimen après ponçage

Fig. 46 : Photo des étapes du bétonnage.

Le béton de toutes les gâchées est réalisé sur site. Une gâchée est nécessaire à la réalisation de chaque voile. Les dalles sont quand elles coulées par série de 3. À chaque coulée 3 cylindres 32 x 16 et 6 blocs de 10 x 10 x 10 sont coulés afin de tester la résistance du béton en compression et en traction par fendage. La composition et les propriétés mécaniques du béton sont détaillées dans le paragraphe III.2.4.1. Une période de cure de 28 jours est systématiquement respectée entre la date du deuxième coulage et le test des spécimens. Pendant la période de cure et avant la réalisation des essais les spécimens sont stockés à l'intérieur dans une atmosphère à 18 °C (± 3 °C) avec un taux d'humidité de 40 % (± 10 %).

III.2.2.3 Renforcement

Avant l'application du renfort la surface est soigneusement poncée à l'aide d'une ponceuse équipée d'un disque diamant spécifique, voir Fig. 46 (c). Les différents perçages sont ensuite réalisés à l'aide d'un perforateur à béton. Les éventuels défauts dans la surface du béton causés par les opérations de ponçage ou de perçage sont comblés à l'aide d'un mortier de réparation fibré. L'ensemble des faces à renforcer ainsi que les perçages sont ensuite nettoyés à l'aide d'un nettoyeur haute pression et soigneusement séchés avant l'application du renforcement.

Une fois la préparation du support terminée l'étape de préparation des différents éléments du renfort commence. Le tissu FOREVA TFC est livré sous forme de rouleau de 300 mm de large pour 20 m de long, voir Fig. 47 (a). Les différentes bandes de PRFC de 60 x 600 mm sont soigneusement découpées dans le rouleau. Les bandes (60 x 150 mm) qui viendront recouvrir les fouets des mèches longitudinales sont également découpées (couche de fermeture). Le PRFV se présente sous la forme de grand rouleau de 10 m², ce tissu étant symétrique le choix du sens de découpe des bandes n'a pas d'importance. Les deux tissus sont découpés à l'aide d'une simple paire de ciseaux soigneusement affûtés. Le fils qui sert à la fabrication des mèches est commercialisé sous la forme de bobine de 10 km de long, voir Fig. 47 (b). Pour fabriquer les mèches on vient fixer 2 pointes sur une planche distantes de 2 fois la longueur finale de la mèche. On vient ensuite effectuer des enroulements autour de ce système une fois le nombre de fil désiré atteint (10, 38 ou 76 fils). Les boucles ainsi formées sont ensuite coupées en deux afin d'obtenir 2 mèches, voir Fig. 47 (c). Afin d'éviter que les mèches ne se désagrègent, elles sont bridées par un collier de serrage en plastique. Une fois tous les composants du renfort prêts les deux constituants de la résine sont pesés et mélangés pendant 5 minutes afin d'obtenir un ensemble homogène, Fig. 47 (d).

La première étape du renforcement consiste à appliquer de la résine sur le support béton, Fig. 48 (b). On vient ensuite imprégner les bandes sur une surface plane avant de les appliquer sur la dalle. La position des bandes est préalablement tracée sur le support. Les bandes sont ensuite appliquées sur le support et marouflées à l'aide d'une roulette en laiton afin d'évacuer les bulles d'air coincées entre la bande et le support béton, voir Fig. 48 (b). Dans le cas des éprouvettes GFRP1 et GFRP2 où le renfort longitudinal est multicouche, les bandes sont imprégnées, mises en place et marouflées une par une.

L'étape suivante consiste à imprégner et à mettre en place les mèches anti-flambement traversantes, elles sont préalablement imprégnées de résine puis mises en place à travers les bandes. Un fil métallique est utilisé afin de faciliter l'écartement entre les fils du tissu et leurs mises en place dans le perçage, Fig. 48 (c). L'avant-dernière étape est de mettre en place les ancrages longitudinaux. Les mèches sont d'abord imprégnées de résine et une résine de scellement est injectée dans le perçage jusqu'à le remplir à 50%. On vient ensuite pousser la mèche par l'intermédiaire d'une fourchette en plastique qui restera en place, Fig. 48 (d). L'idée est de garantir que les différents brins de la mèche soient bien alignés et tendus au moment de la prise du scellement. Une fois en place, la partie restante (hors du perçage) est étalée sur la bande, on chasse l'air et on applique une dernière bande de renfort pour assurer une meilleure répartition de l'effort dans cette zone. La dernière étape consiste à appliquer une couche de résine de fermeture sur tout le renfort. La cure du renfort se déroule à l'intérieur du hall du laboratoire à une température de 18 °C. Une période de cure minimale de 7 jours est respectée entre la date d'application du renfort et celle de l'essai.



(a) Rouleau de
FOREVA TFC



(b) Bobine de
Foreva® WFC
100 + fourche



(c) Fabrication
des mèches



(d) Foreva® EPX
TFC
Foreva® EPX SC
980

Fig. 47 : Matériaux constitutifs de la solution FOREVA.

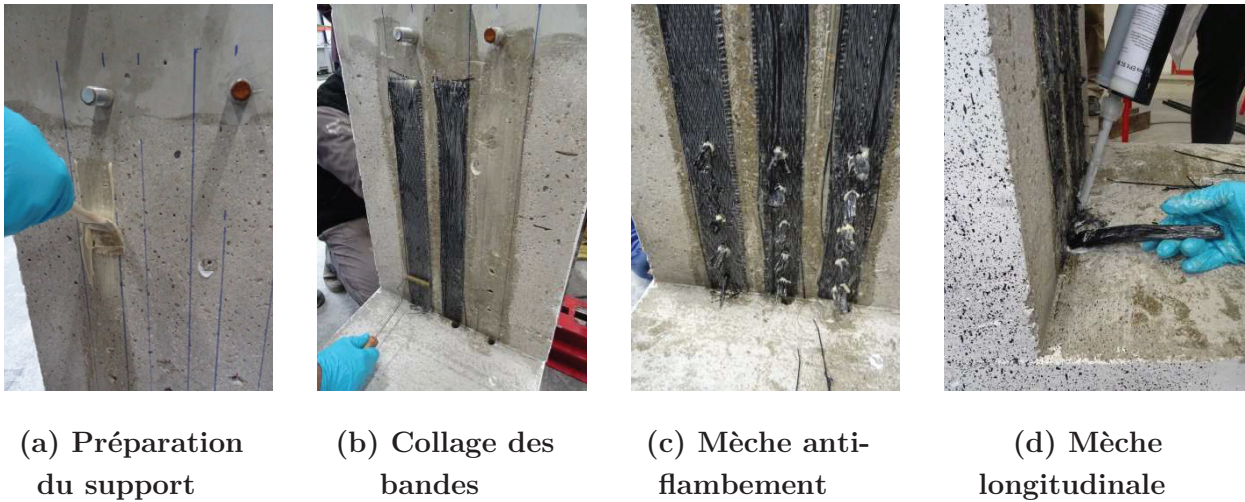


Fig. 48 : Photo de la mise en œuvre du renfort composite.

III.2.3 Description du montage et de l'appareillage

III.2.3.1 Plan du montage et conditions d'appuis

Par rapport à l'équipement disponible le choix a été fait de réaliser les essais de liaison avec l'élément vertical (mur) parallèle à la dalle d'essai ce qui place la dalle verticalement et le système de chargement (un vérin hydraulique) horizontalement. Le montage expérimental de cette campagne s'inspire de ceux de la littérature [87], [85], [91], [93] et des campagnes d'essais préalables réalisées au sein du LMC2 [101], [103]. En parallèle la résistance et la raideur des différents éléments ont été validées par calcul et toutes les conditions d'appuis ont été mesurées au cours des essais.

Sur la Fig. 49 on retrouve le schéma numéroté du montage et un plan des conditions d'appuis. Le montage expérimental est mis en place sur une dalle d'essai. Le voile est posé sur deux profilés métalliques espacés de 400 mm (Fig. 49 : 1). Afin d'éviter le soulèvement du voile des profilés métalliques sont placés sur sa face supérieure et l'ensemble est fixé à la dalle d'essai par l'intermédiaire de tiges filetées de 20 mm de diamètre (Fig. 49 : 2). Ce système correspond à des appuis glissants, car la précontrainte appliquée dans les tiges de fixations évite tous les déplacements verticaux, mais l'ensemble est libre dans la direction horizontale. Afin de bloquer le déplacement horizontal, 2 équerres en acier sont placées à chaque extrémité du voile (Fig. 49 : 3). Elles sont boulonnées directement dans la dalle. Lors de la mise en place des équerres, un espace de 10 mm est laissé entre le métal et le spécimen, cet espace est rempli à l'aide d'un mortier de réparation à prise rapide. L'axe du vérin se situe à 750 mm du bas de la dalle. Cette opération permet de maximiser la surface de contact et de minimiser les jeux du montage.

La charge est appliquée par l'intermédiaire d'un vérin hydraulique. Celui-ci est fixé à une extrémité sur le mur de réaction et de l'autre directement à la dalle (Fig. 49 : 4). La platine du vérin est fixée sur 4 tiges filetées de diamètre 20 mm (Fig. 49 : 5). Afin de supprimer les efforts parasites, le vérin est articulé à ses deux extrémités.

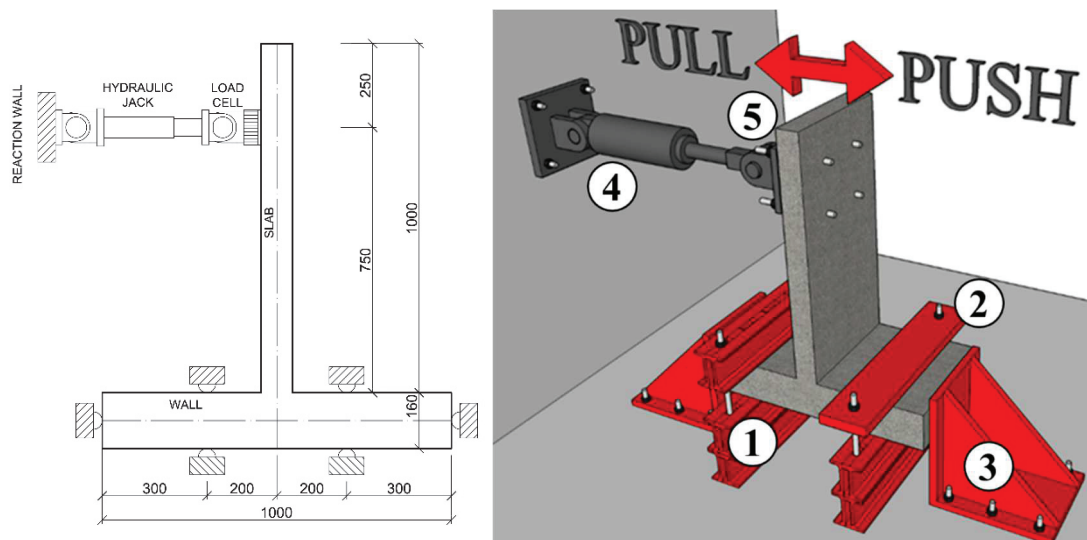


Fig. 49: Schéma du portique de chargement.

III.2.3.2 Chargement

Le vérin hydraulique utilisé lors de ces essais dispose d'une capacité de ± 500 kN et d'une amplitude de ± 50 mm. Afin de simuler l'effet d'une sollicitation sismique, les essais sont réalisés sous un chargement cyclique alterné. Le chargement est piloté en déplacement afin de poursuivre la collecte de donnée au-delà de la charge ultime. Conformément aux recommandations de l'ACI T1.101 (2001) [104], 3 cycles de poussant/tirant (Push/Pull) sont effectués à chaque palier de déplacement. L'incrément de déplacement augmente progressivement au cours de l'essai, le Tableau 5 présente la liste des différents paliers de chargement et les numéros de cycle associés. La vitesse de chargement augmente progressivement. Elle est égale à 30 mm/min (soit 4.0 %/min en drift) de 0 à ± 20 mm (± 2.7 % en drift), puis passe à 60 mm/min (8.0 %/min) jusqu'à ± 35 mm (± 4.7 %) et enfin à 90 mm/min (12.0 %/min) jusqu'à ± 50 mm (± 6.7 %). La Fig. 50 présente l'évolution du déplacement et du drift imposé au cours de l'essai ainsi que la vitesse de chargement qui y est associée.

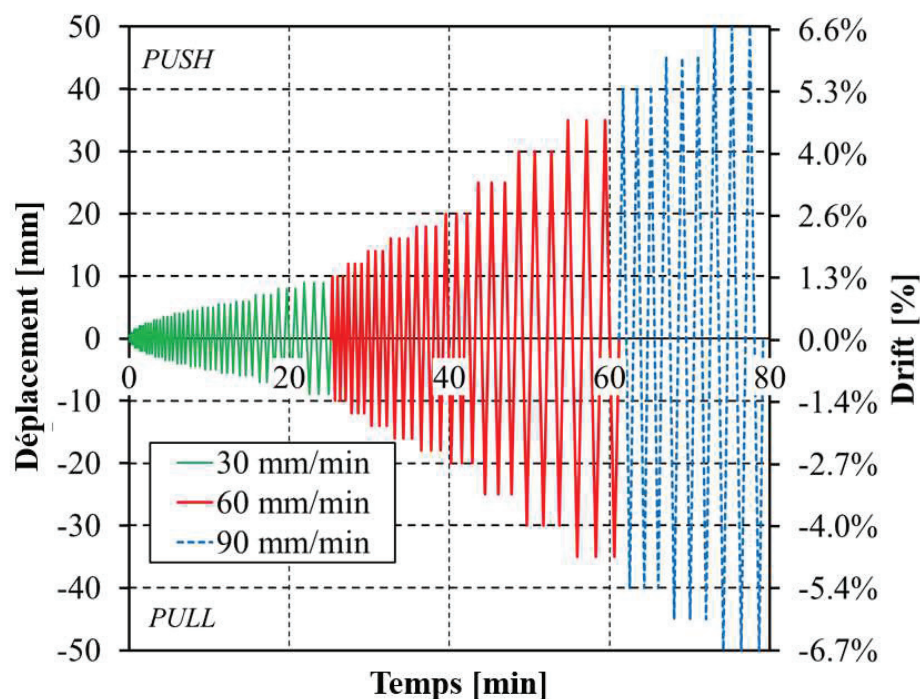


Fig. 50 : Évolution de l'amplitude du déplacement au cours de l'essai.

Cycle	Déplacement	Drift	Vitesse
$[-]$	$[mm]$	$[\%]$	$[mm/min]$
1, 2, 3	0.5	0.1 %	30
4, 5, 6	1	0.1 %	30
7, 8, 9	1.5	0.2 %	30
10, 11, 12	2	0.3 %	30
13, 14, 15	2.5	0.3 %	30
16, 17, 18	3	0.4 %	30
19, 20, 21	3.5	0.5 %	30
22, 23, 24	4	0.5 %	30
25, 26, 27	4.5	0.6 %	30
28, 29, 30	5	0.7 %	30
31, 32, 33	5.5	0.7 %	30
34, 35, 36	6	0.8 %	30
37, 38, 39	7	0.9 %	30
40, 41, 42	8	1.1 %	30
43, 44, 45	9	1.2 %	30
46, 47, 48	10	1.3 %	60
49, 50, 51	12	1.6 %	60
52, 53, 54	14	1.9 %	60
55, 56, 57	16	2.1 %	60
58, 59, 60	18	2.4 %	60
61, 62, 63	20	2.7 %	60
64, 65, 66	25	3.3 %	60
67, 68, 69	30	4.0 %	60
70, 71, 72	35	4.7 %	60
73, 74, 75	40	5.3 %	90
76, 77, 78	45	6.0 %	90
79, 80, 81	50	6.7 %	90

Tableau 5 : Liste des paliers de chargement.

III.2.3.3 Appareillage de mesure

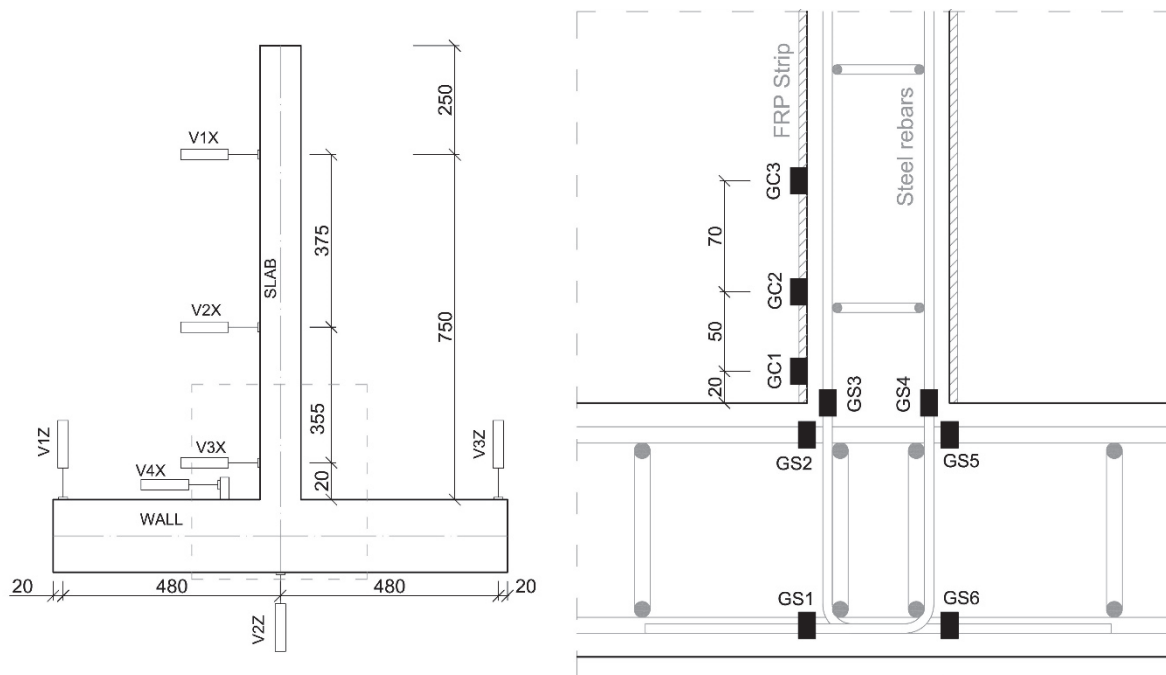


Fig. 51 : Positionnement des capteurs de déplacement et des jauges de déformation.

Afin de mesurer la déformation des aciers et du renfort composite au cours des essais, un ensemble de jauges de déformation a été utilisé. Sur chaque spécimen 6 jauges de déformation d'une résistance de $120 \, \Omega$ sont collées sur les aciers qui entourent le nœud. Sur les barres de diamètre 10 (dans l'élément voile) les jauges mesurent 10 mm et 5 mm de long pour les barres de diamètre 6 (dans l'élément dalle). Elles sont positionnées à la limite entre l'élément en question et le nœud au sein de la section critique. Sur les spécimens renforcés, 3 jauges sont collées sur le composite afin de mesurer la déformation du renfort. Les 3 jauges sont placées à une distance de 20, 70 et 140 mm du nœud. La position de toutes les jauges de déformation est détaillée dans la Fig. 51.

La force appliquée en tête est notée P , elle est mesurée par une cellule d'effort d'une capacité de $\pm 200 \, \text{kN}$. Elle est vissée entre la rotule et la platine de fixation du vérin. Sur certains essais 4 jauges de déformation ont également été collées sur les 4 barres d'application de la charge afin de valider l'absence d'effort parasite.

Afin de mesurer les déplacements, 4 capteurs à fils sont placés sur la hauteur de la dalle, leurs positions sont indiquées dans la Fig. 51. V1X est positionné en haut de la dalle à une distance de 750 mm du nœud ce qui correspond au point d'application du chargement. V2X et V3X sont positionnés en milieu (375 mm) et en bas (20 mm) de dalle, ces capteurs nous permettront de suivre la courbure de la dalle au cours de l'essai. Finalement V4X contrôle le glissement horizontal du voile par rapport au mur de réaction. Le soulèvement et la courbure du voile sont contrôlés à l'aide de 3 LVDT de ± 15 mm (V1Z, V2Z et V3Z). Le contrôle du déplacement du vérin est interne à celui-ci, dans le reste de l'article le déplacement imposé en tête sera noté δ et sera pris égal à $V1X - V4X$. Les valeurs de déplacement sont comptées positives en poussée (Push) et négatives en traction (Pull).

En plus des méthodes de mesure traditionnelles deux montages de corrélation d'images numériques ou digital image correlation (DIC) sont ajoutés en complément du reste de l'appareillage. Une première caméra de 5.3 MPx est placée à une distance de 800 mm perpendiculairement au nœud. Une couche de peinture blanche ainsi qu'un mouchetis noir à haut contraste sont appliqués sur la zone d'intérêt (ZOI). Le mouchetis est constitué de point de 1 mm / 3 pixels de diamètre réalisés à l'aide d'une bombe de peinture noir mat. Cette première caméra nous permet d'étudier la déformation du nœud et de la partie inférieure de la dalle. Elle permet également de suivre l'ouverture des fissures.

Sur les spécimens renforcés un système de stéréo corrélation est utilisé afin de suivre la déformation du renfort à proximité de la liaison (partie inférieure du renfort). L'utilisation de deux caméras est obligatoire à cause des mouvements hors plan de la zone d'étude. Le dispositif est constitué de 2 caméras de 5.3 MPx placées à 1600 mm, l'angle entre les deux caméras est de 18° et le mouchetis est similaire à celui appliqué sur le nœud. Cette installation nous permet d'obtenir le champ de déformation du renfort afin de remonter aux longueurs de transfert dans le renfort ou aux déformations aux abords des mèches transversales. Le choix du matériel et les réglages des caméras sont effectués conformément aux recommandations actuelles [105]. La position et les dimensions des deux zones d'études (ZOI) ainsi que celle des caméras sont détaillées dans la Fig. 52.

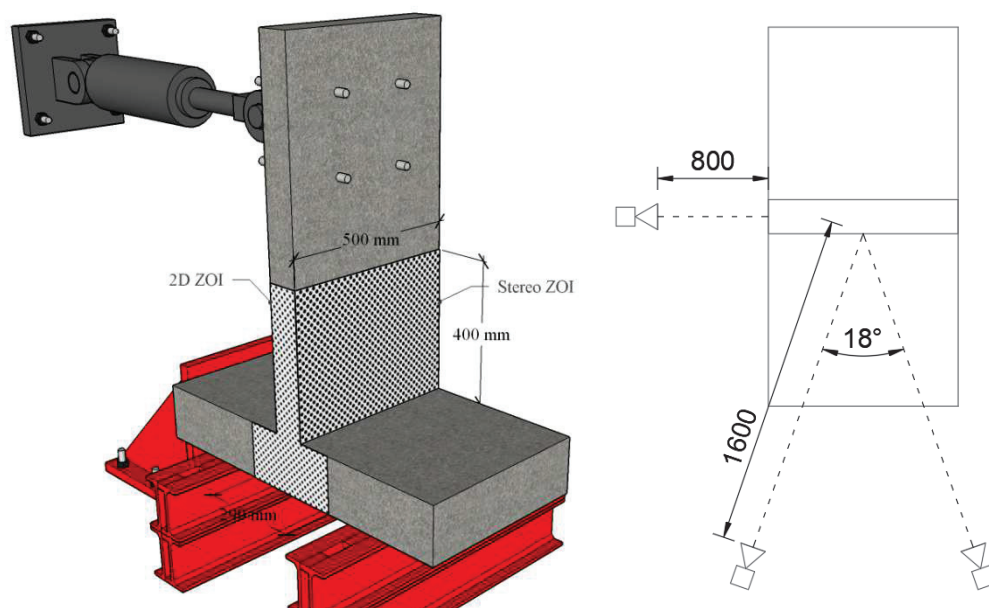


Fig. 52 : Zones d'acquisition de la DIC et position des caméras.

Les données des capteurs de déplacement, des jauges de déformation et de la cellule d'effort sont enregistrées à l'aide d'un système d'acquisition automatique de type VISHAY 5000 à une fréquence de 10 Hz. La DIC est quant à elle réalisée à 1 Hz afin de limiter la quantité de photos. Les photos prises par les deux systèmes de corrélation d'image sont resynchronisées lors de l'étape de post traitement sur le temps de l'acquisition principale.

III.2.4 Caractérisation des matériaux

III.2.4.1 Béton

Afin de garantir une qualité constante, le béton est fabriqué sur place à l'aide d'un malaxeur d'une capacité de 200 l. Comme décrit dans le paragraphe III.2.2.2 le bétonnage est réalisé en deux étapes. Pour la première étape une gâchée d'une centaine de litres est nécessaire à la réalisation de chaque voile (semelle). Le coulage des dalles se fait par groupe de 3 sur une unique gâchée de 200 l. La composition en masse d'un mètre cube de béton est détaillée dans le Tableau 6, son rapport E/C est égal à 0,54.

Constituant	Masse [kg/m ³]
Ciment : CEM 52.5	350
Sable : n / n	850
Gravier : 4 / 10	1020
Eau	190

Tableau 6 : Composition du béton.

Pour chaque gâchée de béton 6 cubes 100 x 100 x 100 mm et 3 cylindres 160 x 320 mm sont également coulés afin de caractériser la résistance en compression du béton et sa résistance en traction par l'intermédiaire d'essais de fendage. Les essais de compression et de fendage sont réalisés sur une presse hydraulique d'une capacité de 3 000 kN après 28 jours de cure. Le protocole d'essai est conforme aux recommandations de la norme NF EN 12390-04 [106]. La résistance en traction par fendage est calculée à l'aide de l'Eq. 12.

$$f_t = \frac{20 F}{\pi D h} \quad \text{Eq. 12}$$

Où :

F : Force maximale appliquée par la machine [kN]

D : Diamètre du cylindre [cm]

h : Hauteur du cylindre [cm]

Afin de passer d'une résistance en compression de cube à la résistance en compression réelle du béton en compression la norme impose de retirer 1,5 MPa au résultat si la résistance du béton est inférieure à 50 MPa. Les résistances moyennes du béton en compression et en traction sont indiquées dans le Tableau 7.

Elément	Compression		Fendage	
	f_{cm}		f_{tm}	
	[MPa]		[MPa]	
	Voile	Dalle	Voile	Dalle
RC1-REF	41.5	37.7	4.4	3.4
RC1-CFRP	40.0	37.7	4.3	3.4
RC1-CFRP-ALi38	39.5	45.5	3.2	3.8
RC1-CFRP-ALi38-At	41.5	37.7	3.9	3.8
RC1-CFRP-ALc38-At	40.4	37.7	3.9	3.8
RC1-REF-ALi38-At	36.5	37.7	3.7	3.8
RC1-CFRP-ALi76	35.9	37.7	3.3	3.4
RC1-CFRP-ALi76-At	46.5	41.0	3.7	3.4
RC1-GFRP1-ALi38-At	40.4	45.5	3.1	3.8
RC1-GFRP2-ALi38-At	44.3	41.0	3.0	3.4
RC2-REF	45.1	45.5	3.3	3.8
RC2-CFRP-ALi38-At	47.6	41.0	3.7	3.4

Tableau 7 : Propriétés mécaniques du béton de chaque spécimen.

En complément des essais de caractérisation réalisés lors de chaque gâchée, 3 cylindres ont été testés en compression et équipés de 3 LVDT afin de suivre la déformation et de remonter au module d'élasticité du béton. La Fig. 53 présente le résultat des 3 essais de compression. L'utilisation de jauge transversale nous permet de calculer le coefficient de Poisson.

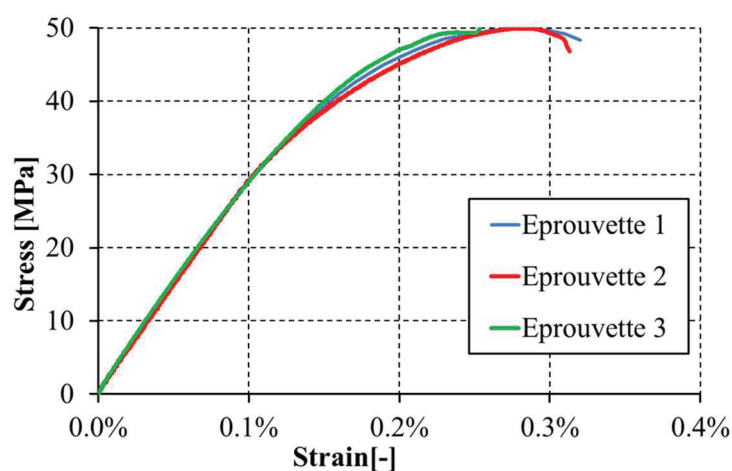


Fig. 53 : Courbe contrainte-déformation : essai de compression du béton.

La résistance en compression moyenne du béton mis en œuvre est de 41.6 MPa avec un écart type de ± 3.7 MPa. La résistance en traction par fendage est égale à 3.5 MPa avec un écart type de ± 0.3 MPa. Le module d'élasticité du béton est de 30.5 GPa et son coefficient de Poisson est égal à 0.24. Les caractéristiques du béton employé lors de cette campagne correspondent à celles d'un béton de classe C30/37 selon la norme NF EN 12390 [107].

III.2.4.2 Acier

Chaque lot de barre d'acier utilisé pour la fabrication des cages d'armatures a été retesté en interne. Les essais de traction sont réalisés conformément aux normes NF EN ISO 15630-1 et NF EN ISO 6892-1 [108], [109] sur des barres de 250 mm de long avec une vitesse d'allongement de 1 %/min. L'allongement est mesuré sur la longueur libre (L_0) de l'éprouvette (150 mm). La vitesse de chargement est de 1.5 mm/min. Les barres de 10 mm de diamètre (HA10) présentent une limite d'élasticité de $f_y = 531$ MPa avec un écart type de ± 8 MPa, leur résistance ultime est égale à $f_u = 581$ MPa (± 4 MPa). Leur module d'élasticité est égal à $E_s = 171$ GPa (± 2 GPa). Les barres de 6 mm de diamètre (HA6) montrent une limite d'élasticité de $f_y = 535$ MPa (± 17 MPa), une résistance à la rupture de $f_u = 590$ MPa (± 10 MPa) et un module d'élasticité de $E_s = 178$ GPa (± 8 MPa). Les aciers sont de classe HA 500 B.

III.2.4.3 Résine

Deux résines époxy ont été utilisées dans le cadre du renforcement des liaisons, elles sont commercialisées sous les appellations Foreva® EPX TFC et Foreva® EPX SC 980. Dans les deux cas il s'agit de résines bi composants qui durcissent à température ambiante. La Foreva® EPX TFC est la résine qui assure l'imprégnation du support béton et des tissus de verre et de carbone. Elle est également appliquée comme couche de fermeture. Il s'agit d'une résine fluide, mais qui dispose d'un seuil important (thixotropie importante) afin d'éviter le glissement des bandes de renfort pendant sa prise. Cette résine est également employée pour imprégner les fils constitutifs des mèches d'ancrages. Elle se présente sous forme de kit prêt à mélanger de 5 kg, son taux résine/durcisseur est de 3,5 pour 1,5. La Foreva® EPX SC 980 est une résine de scellement. Elle est injectée dans les perçages avant la mise en place des ancres composites. Sa viscosité importante et son conditionnement en cartouche permettent d'injecter des ancres en sous-face d'un élément de structure. Le ratio résine durcisseur de cette résine est d'un pour un.

Des éprouvettes de résine pure ont été réalisées au sein du laboratoire conformément à la norme ISO 178 [110]. Elles ont été testées en traction d'après les recommandations de la norme ISO 527-1 [111]. La norme ISO 527-1 [111] impose de calculer le module entre 0.05 et 0.25 % d'allongement quand la norme NF EN 2561 [112] le mesure entre 10 et 50 % de la charge de ruine, les résultats obtenus pour les deux méthodes sont mesurés. La Fig. 54 présente la géométrie des éprouvettes de traction testées et les résultats des essais sont résumés dans le Tableau 8. Pour chaque résine 12 éprouvettes sont testées en traction. Les essais se déroulent 7 jours après la fabrication des éprouvettes et à une température de 18 °C (± 2 °C).

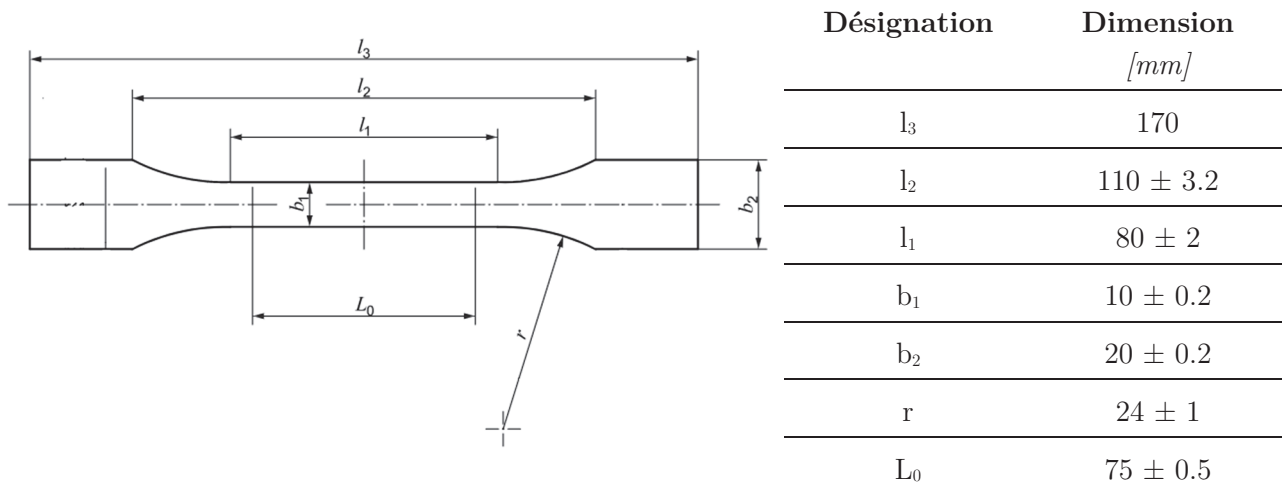


Fig. 54 : Géométrie des éprouvettes de résine NF EN ISO 527-2 [113].

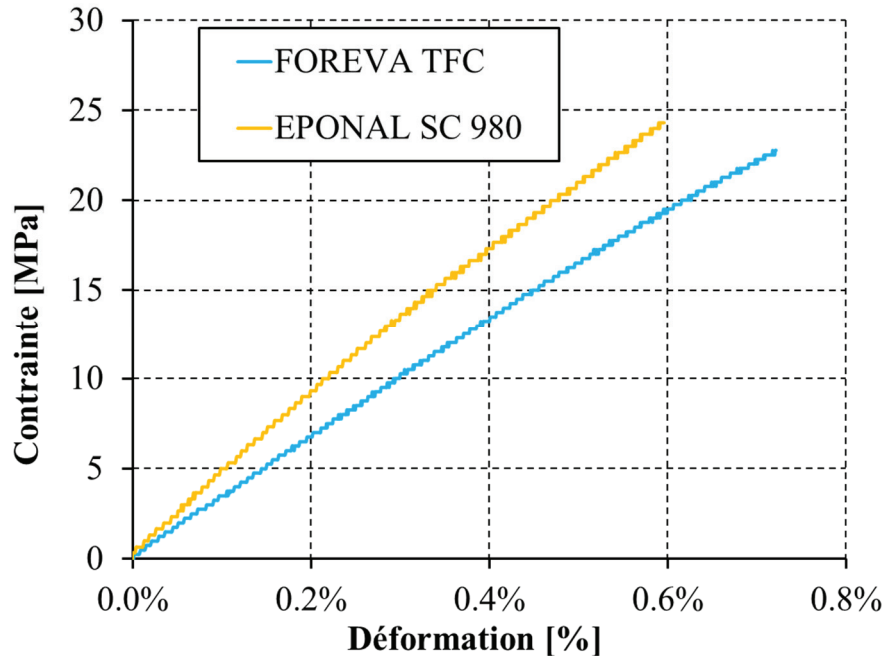


Fig. 55 : Courbe Contrainte-Déformation / Essai de traction résine.

Nom	Contrainte ultime	Module	Module
		NF EN ISO 527-1 [111]	NF EN 2561 [112]
<i>[-]</i>	<i>[MPa]</i>	<i>[GPa]</i>	<i>[GPa]</i>
Foreva® EPX TFC	29.3 / $\pm$ 1.2	3.1 / $\pm$ 0.3	3.3 / $\pm$ 0.2
Foreva® EPX SC 980	22.6 / $\pm$ 4.0	4.0 / $\pm$ 0.3	4.3 / $\pm$ 0.3

Tableau 8 : Propriétés mécaniques des résines.

III.2.4.4 Renfort composite

Dans le cadre de cette campagne expérimentale, deux types de composite ont été utilisés pour le renforcement des liaisons. Le premier est un composite FRP à base de carbone commercialisé sous l'appellation FOREVA TFC. Il se présente sous la forme d'un tissu bidirectionnel 0/90° avec un ratio de 70/30. L'épaisseur nominale du FOREVA TFC est de 0,48 mm, et son grammage est de 600 g/m². Le second renfort est un FRP renforcé par de la fibre de verre. Il est commercialisé sous l'appellation BX300 FG Biax VE et est produit par l'entreprise Sicomin. Le tissu qui le constitue est quadridirectionnel -45 / 0 / 45 / 90° avec un ratio 6/44/6/44. Le grammage du tissu est de 324 g/m². L'épaisseur nominale du PRFV est considérée égale à celle du PRFC (0.48 mm) pour faciliter la comparaison entre les deux tissus.

Les deux composites ont été testés conformément aux normes NF EN ISO 527-5 [114] et NF EN 2561 [112]. La stratification du renfort s'effectue sur des plaques de contreplaqué ciré pour éviter d'endommager les éprouvettes lors du démoulage. Une période de cure de 7 jours est respectée avant la réalisation des essais. Des talons en composite sont collés aux extrémités des éprouvettes pour limiter le risque de rupture dans les mors. La vitesse de chargement est fixée à 1 %/min. Les deux renforts ont été testés dans les deux directions et avec 1 couche de PRFC et de 1, 2 et 3 couches pour PRFV. Pour chaque configuration 2 plaques de 300 mm par 250 mm ont été testées chaque plaque permettant de fabriquer 5 éprouvettes. La géométrie des éprouvettes est détaillée dans la Fig. 56. Certaines éprouvettes ont été équipées d'une jauge de déformation (120 Ω / 20 mm) afin de pouvoir caractériser leur module d'élasticité. D'après la norme NF EN ISO 527-1 [111], le module d'élasticité se calcule à partir des contraintes au point d'allongement 0.05 et 0.25 %. Pour la norme NF EN 2561 le module est calculé à partir des valeurs de déformation au point de contrainte 10 % et 50 % de la contrainte de ruine ($\sigma_{\max}$).

Comme le montre la Fig. 57 et la Fig. 58, le PRFC présente un comportement élastique linéaire et le PRFV un comportement élastique bi-linéaire. Les deux renforts montrent une rupture fragile, les caractéristiques mécaniques des deux FRP sont résumées dans le Tableau 9 et le Tableau 10. Le taux de fibre du PRFV est identique dans les deux directions, mais la tension des fils lors du tissage n'est pas exactement la même ce qui explique l'écart de 22 % entre la contrainte ultime dans la direction principale et celle dans la direction secondaire. Le nombre de couches de PRFV n'a pas d'effet sur la contrainte ultime et sur le module d'élasticité.

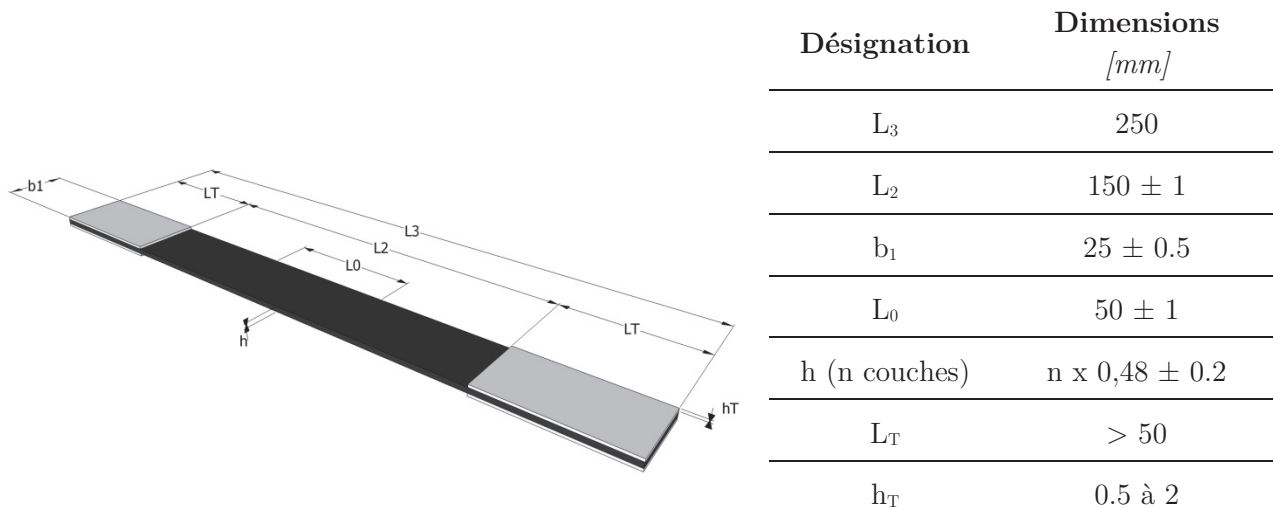


Fig. 56 : Géométrie des éprouvettes de traction de composite NF EN ISO 527-5 [114].

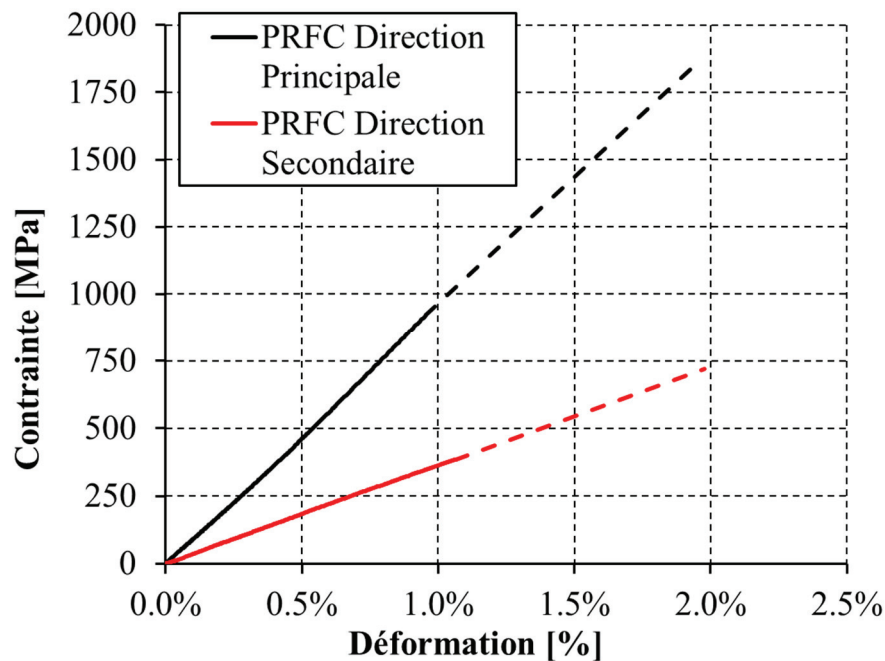


Fig. 57 : Courbe Contrainte-Déformation / Essai de traction sur PRFC.

Direction	Nb couche	Contrainte Ultime	Module		Module	
			NF EN ISO 527-1	[111]	NF EN 2561	[112]
		[MPa]		[GPa]		[GPa]
Principale	1	1727 / $\pm$ 94	83 / $\pm$ 6		93 / $\pm$ 5	
Secondaire	1	612 / $\pm$ 68	37 / $\pm$ 3		36 / $\pm$ 2	

Tableau 9 : Propriétés mécaniques du PRFC / FOREVA TFC.

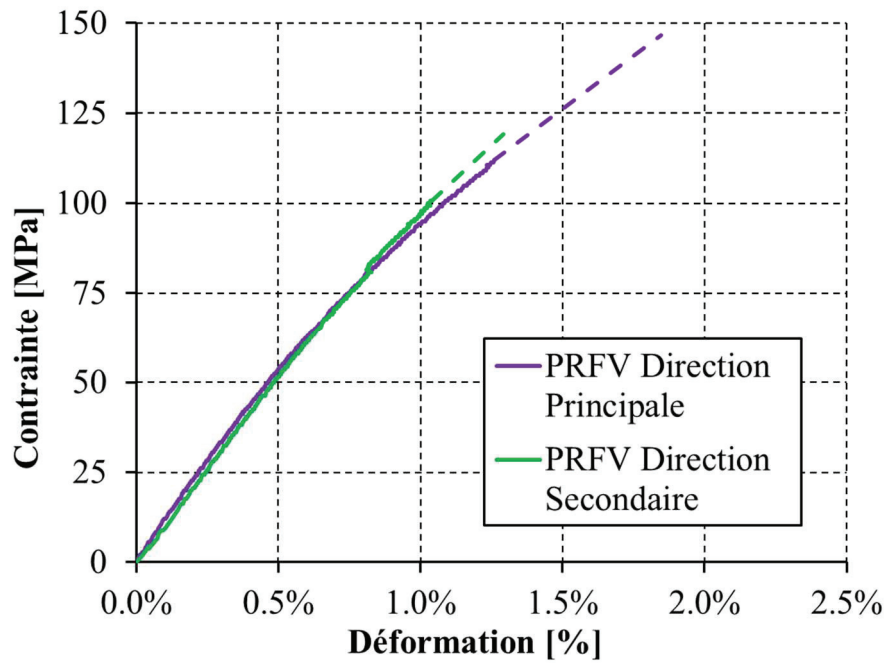


Fig. 58 : Courbe Contrainte-Déformation / Essai de traction PRFV.

Direction	Nombre de couche	Contrainte Ultime	Module		Module	
			NF EN ISO 527-1	[111]	NF EN 2561	[112]
		[MPa]		[GPa]		[GPa]
Principale	1	137 / $\pm$ 10	12 / $\pm$ 1		11 / $\pm$ 1	
Secondaire	1	101 / $\pm$ 9	8 / $\pm$ 0		12 / $\pm$ 1	
Principale	2	146 / $\pm$ 6	9 / $\pm$ 0		9 / $\pm$ 1	
Secondaire	2	106 / $\pm$ 2	11 / $\pm$ 1		10 / $\pm$ 1	
Principale	3	140 / $\pm$ 6	11 / $\pm$ 1		9 / $\pm$ 1	
Secondaire	3	106 / $\pm$ 6	10 / $\pm$ 0		10 / $\pm$ 0	

Tableau 10 : Propriétés mécaniques du PRFV.

III.2.4.5 Ancrage

Les ancrages de la solution FOREVA WFC 100 se composent d'un assemblage de fils en fibre de carbone. Afin de caractériser la résistance des ancrages, plusieurs paramètres sont à étudier. La première caractéristique mécanique à définir est la résistance en traction d'un fil de carbone. La norme ISO 2062 permet de caractériser la résistance d'un fil sans imprégnation. Ce type d'essai n'est pas adapté, car les fils qui constituent l'ancrage vont être imprégnés de résine époxy. Un protocole d'essai a donc été défini en interne pour caractériser la résistance des fils sous forme de FRP.

Des moules pour haltère, identique à ceux employés dans le cadre des essais de traction de la résine (voir Fig. 54 / NF EN ISO 527-2 [113]), ont été dans un premier temps remplis de résine. Des morceaux de fils de 155 mm de long sont ensuite imprégnés de résine avant d'être noyés dans le moule. L'excédent de résine est ensuite raclé à l'aide d'une spatule. 4 séries de 6 éprouvettes ont été fabriquées avec cette méthode avec à chaque fois 2, 4, 6 et 8 fils par éprouvette. Comme dans le cas du PRFC ou du PRFV on néglige la résistance de la résine, car elle est plus de 10 fois plus faible que celle des fibres. En fixant la section de chaque fil à 1 mm^2 on trouve une contrainte à la rupture de 2570 MPa avec un écart type de $\pm 334 \text{ MPa}$, les résultats de chaque série sont détaillés dans le Tableau 11. On remarque que sur la plage de section étudiée de 2 à 8 fils, le nombre de fil ne semble pas avoir d'influence sur la contrainte ultime.

Nombre de fils	F_{rupture} [kN]	F_{fils} [kN]	Contrainte [MPa]
2	5,4 / $\pm 1,1$	2,7	2720
4	9,5 / $\pm 1,4$	2,4	2370
6	15,9 / $\pm 1,2$	2,7	2650
8	20,3 / $\pm 1,5$	2,5	2530

Tableau 11 : Résultats des essais de traction sur fil d'ancrage FOREVA WFC 100

En complément de la résistance en traction directe du renfort utilisé dans leur fabrication, il est important de définir la résistance du système d'ancrage dans son ensemble. Comme présenté dans la partie bibliographie, de nombreux paramètres influencent la résistance de l'ancrage, le diamètre, la longueur, les propriétés mécaniques des différentes résines ainsi que celle du béton. Cette étude se concentre sur les deux paramètres que sont la section de renfort composite de l'ancrage que l'on note N_n en nombre de fil et l'angle entre la partie scellée et la partie externe qui est noté A_n en ° dans la nomenclature des spécimens. La contribution d'une bande de renfort continue entre les deux éléments est également étudiée même si cette disposition ne sera mise en œuvre que dans la prochaine campagne expérimentale (essai liaison en X à l'échelle, voir chapitre IV). Dans cette configuration, 2 ancrages de 20 fils (noté N2*20) sont placés afin de contenir la poussée au vide appliqué sur l'équerre (noté E), il s'agit de la série N2*20-A40-E.

Contrairement à la résistance en traction unitaire des fils, ces deux paramètres sont très dépendants de la méthode de mise en œuvre de l'ancrage ce qui complique l'extrapolation des résultats présents dans la littérature. La réalisation d'essais de type Pull-Out fabriqués à partir de la même méthode est donc obligatoire.

Ces essais ont été réalisés sur des poutres en béton armé de 140 mm de large pour 140 mm de haut et 560 mm de long. Deux perçages de 20 mm de diamètre sont effectués dans la poutre à une distance entre axes de 160 mm. Des blocs de 140 mm de côté pour 280 mm de long sont également coulés. Une tige filetée de 20 mm de diamètre (acier de classe 8.8) est scellée dans chaque bloc, elle sera prise dans les mors de la machine afin d'appliquer l'effort de traction. Le bloc est positionné au centre de la poutre et des mèches d'ancrage de différentes sections sont insérées dans les perçages et épanouies sur les blocs. La poutre est fixée au châssis de la presse par l'intermédiaire de deux profilés métalliques. L'effort de traction appliqué au bloc transite ainsi uniquement par l'intermédiaire des ancrages. Le fait d'avoir un montage symétrique permet de supprimer les efforts parasites.

Le plan des cages d'armatures est détaillé dans la Fig. 59. Le ferrailage des poutres est constitué de 4 barres de diamètre 14 mm en partie supérieure, qui correspond à la zone tendue, et de 2 barres de 14 mm de diamètres (HA14) en partie inférieure, dans la zone comprimée de la poutre. Des cadres en barre de 6 mm de diamètre (HA6) sont positionnés sur toute la longueur de la poutre avec un espacement de 50 mm. Afin de garantir la planéité et le parallélisme des faces supérieures et inférieures, les cages d'armatures sont positionnées sur le côté. Elles sont maintenues en position dans le coffrage à l'aide de calle d'enrobage de 10 mm. Le ferrailage longitudinal des blocs est constitué de 4 barres de diamètre 12 mm (HA12), 4 cadres en HA6 sont également mis en place. Le choix du ferrailage longitudinal et transversal vise à garantir une rupture des ancrages composites avec une marge de sécurité de 2.

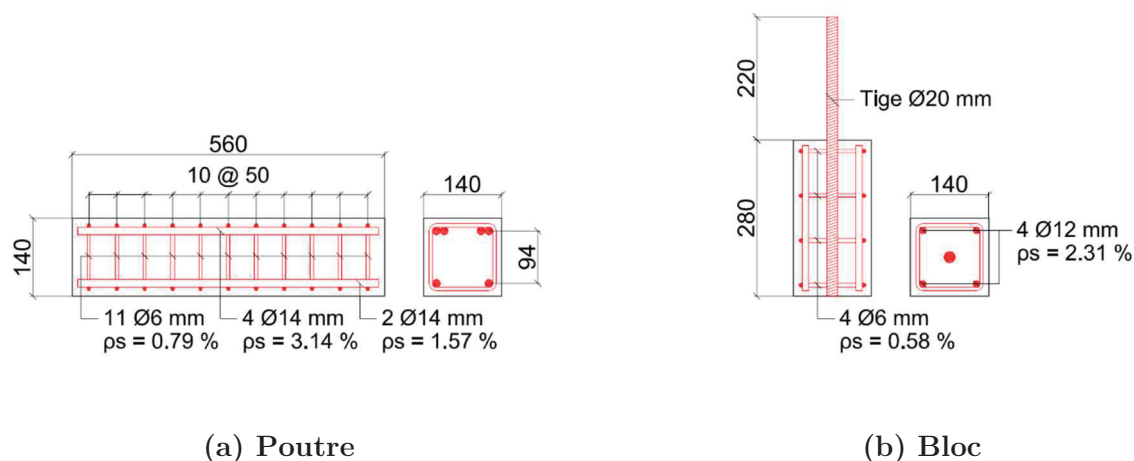


Fig. 59 : Plan de ferrailage des essais Pull-Out.

Ces essais d'arrachement sont réalisés sur une presse d'une capacité de ± 500 kN. Le chargement est piloté en déplacement à une vitesse de 1 mm/min. 4 capteurs de déplacement de type LVDT sont positionnés en 4 coins du bloc afin de mesurer son déplacement par rapport à la poutre, la cellule d'effort interne à la presse indique la charge appliquée au cours de l'essai.

Au total de 18 spécimens sont fabriqués en interne, 6 configurations d'ancrage sont testées avec pour chaque configuration 3 spécimens. La Fig. 60 et le Tableau 12 présentent le détail et la description des différentes solutions d'ancrages testées lors de cette campagne.

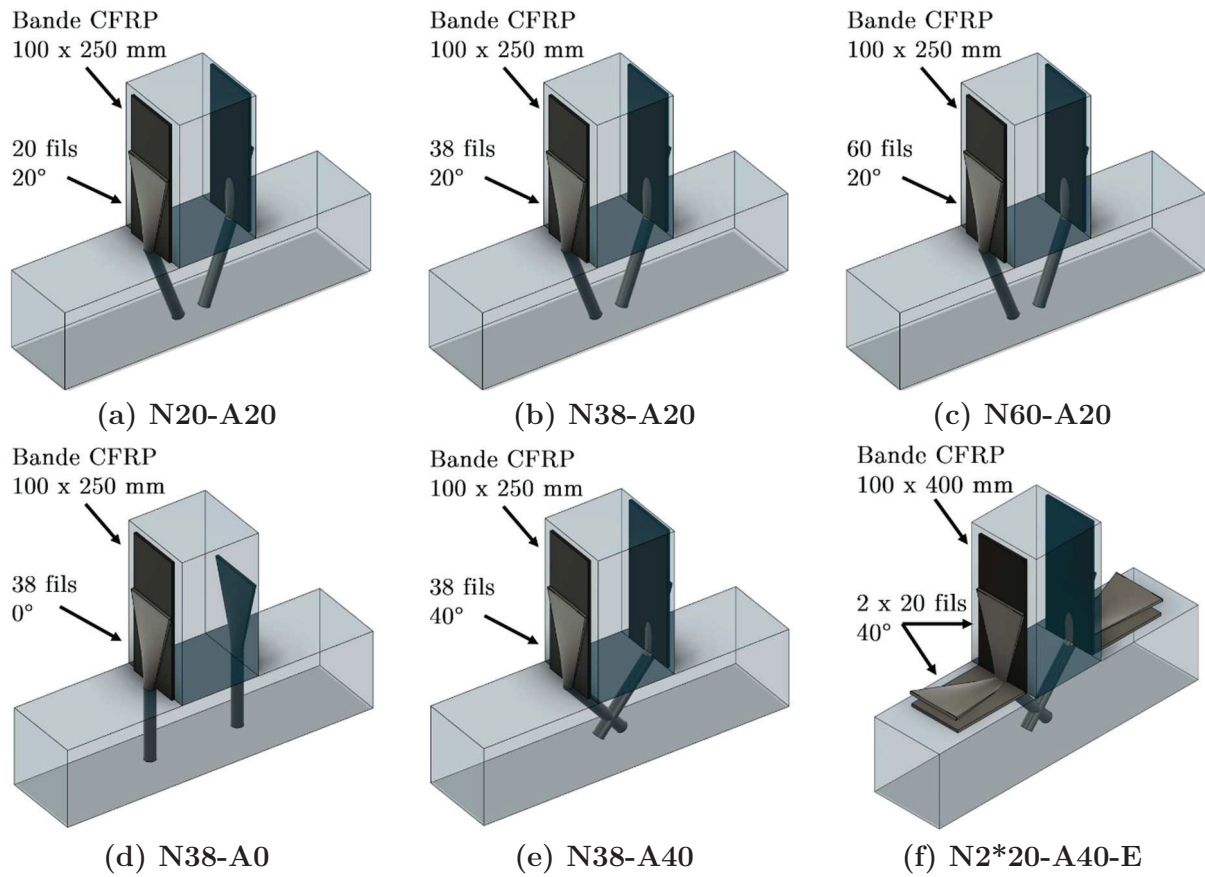


Fig. 60 : Schéma des configurations d'ancrages des essais Pull-Out.

		Nb de fils [-]		
		20	38	60
Angle [°]	0	0	3	0
	20	3	3	3
	40	0	3	0

Tableau 12 : Détails des configurations d'ancrages d'essai Pull-Out.

Le Tableau 13 présente les résultats des 18 spécimens par rapport à la charge de ruine P_u et du taux de travail que l'on note $\%P_{FRP}$. Au niveau des modes de ruine, les séries N20-A20, N38-A20, N38-A40 et N40-A40-E présentent une rupture en traction de l'ancrage. Les séries N60-A20 et N38-A0 montrent un décollement à l'interface fouet/bande CFRP, dans le cas des N38-A0 celui peut s'expliquer par le très léger excentrement des axes de perçage.

Les résultats montrent que le nombre de fils ne semble pas avoir d'effet sur le taux de travail. Par rapport à l'angle, les résultats confirment les recommandations d'usages du bulletin 90 de la FIB [2] qui préconise un angle inférieur à 20° quoiqu'un angle de 40° ne génère qu'une perte de 10 % du taux de travail (passant de 45 à 35 %). D'une manière générale les résultats sont cohérents avec ceux présents dans la littérature notamment Ozdemir et al. (2006) [64] et Ozbakkaloglu et al. (2009) [65]. Une exploitation plus détaillée de l'effet de l'angle et de la section sur la résistance des ancrages sera proposée dans le Chapitre 4 de ce manuscrit.

Spécimen	Nb de fil [-]	Angle [°]	Pu [kN]	%P _{FRP} [%]	%P _{FRP} [%]
N20-A20-S1	20	20	21	41 %	45 %
N20-A20-S2	20	20	19	37 %	
N20-A20-S3	20	20	29	57 %	
N38-A20-S1	38	20	49	50 %	44 %
N38-A20-S2	38	20	37	38 %	
N38-A20-S3	38	20	45	46 %	
N60-A20-S1	60	20	52	34 %	35 %
N60-A20-S2	60	20	57	37 %	
N60-A20-S3	60	20	55	36 %	
N38-A0-S1	38	0	32	33 %	37 %
N38-A0-S2	38	0	37	38 %	
N38-A0-S3	38	0	39	40 %	
N38-A40-S1	38	40	30	30 %	34 %
N38-A40-S2	38	40	33	34 %	
N38-A40-S3	38	40	36	37 %	
N2*20-A40-E-S1	2*20	40	32	63 %	64 %
N2*20-A40-E-S2	2*20	40	29	56 %	
N2*20-A40-E-S3	2*20	40	37	72 %	

Tableau 13 : Résultats des essais Pull-Out sur ancrages FOREVA WFC 100.

III.3 Résultats expérimentaux essai liaison en T

Les 12 spécimens ont subi un chargement cyclique alterné. Les résultats obtenus lors des 12 essais sont présentés et discutés dans cette partie. Dans un premier temps l'analyse se concentre sur le comportement mécanique global des liaisons au cours des essais. Dans un second temps le comportement local des matériaux sera étudié. Finalement différents critères permettant de quantifier l'endommagement comme la chute de raideur ou la quantité d'énergie dissipée seront analysés.

III.3.1 Comportement global

L'étude du comportement global des essais de liaisons porte sur l'analyse de la courbe charge déplacement ainsi que sur le mode de ruine de chacun des essais. Les résultats de chacun des essais sont ici traités séparément. La charge ultime de chaque essai que l'on note $P_{\max}^{\pm}$ ($P_{\max}^+$ en Poussée/Push et $P_{\max}^-$ en Tirant/Pull) correspond à l'effort appliqué maximal mesuré lors de chaque essai. Les déplacements au pic sont notés $\delta_{\max}^+$ et $\delta_{\max}^-$, ils correspondent aux valeurs de déplacement imposées au moment où les efforts appliqués sont maximaux. Les positions des valeurs $P_{\max}^{\pm}$ et $\delta_{\max}^{\pm}$ sont indiquées dans la Fig. 61. Le Tableau 14 récapitule toutes les valeurs de pic relevées au cours des 12 essais. La Fig. 62 présente les courbes enveloppes des 12 spécimens de liaison en T. Une comparaison de l'effet des différents constituants du renfort sur la résistance des liaisons sera présentée dans la conclusion de ce chapitre.

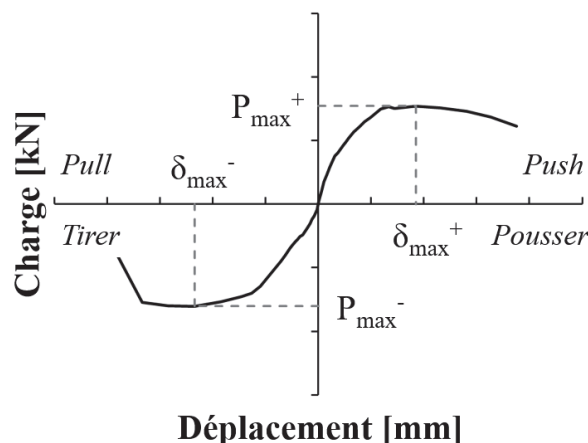
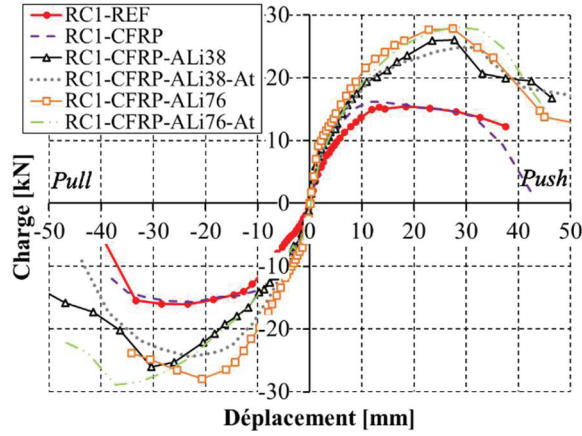


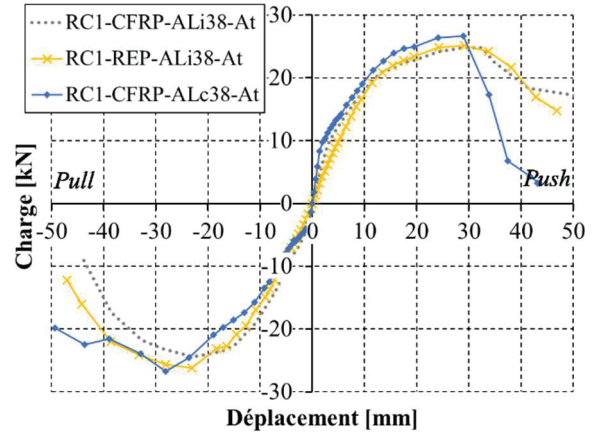
Fig. 61 : Position des valeurs maximales sur la courbe enveloppe.

Spécimen	$P_{\max}^-$	$\Delta P_{\max}^-$	$\delta_{\max}^-$	$\Delta \delta_{\max}^-$	$P_{\max}^+$	$\Delta P_{\max}^+$	$\delta_{\max}^+$	$\Delta \delta_{\max}^+$
	[kN]	[%]	[mm]	[%]	[kN]	[%]	[mm]	[%]
RC1-REF	- 16,1	/	- 23,4	/	15,3	/	13,3	/
RC1-CFRP	- 15,7	- 2 %	- 22,2	- 5 %	16,1	+ 5 %	13,9	+ 4 %
RC1-CFRP-ALi38	- 26,1	+ 62 %	- 30,4	+ 30 %	26,0	+ 70 %	27,8	+ 109 %
RC1-CFRP-ALi38-At	- 24,4	+ 52 %	- 23,0	- 2 %	24,9	+ 62 %	29,0	+ 118 %
RC1-REP-ALi38-At	- 26,2	+ 63 %	- 23,1	- 1 %	25,1	+ 64 %	29,1	+ 118 %
RC1-CFRP-ALc38-At	- 26,7	+ 66 %	- 28,1	+ 20 %	26,6	+ 74 %	28,9	+ 117 %
RC1-CFRP-ALi76	- 28,0	+ 74 %	- 20,6	-12 %	27,8	+ 82 %	27,5	+ 106 %
RC1-CFRP-ALi76-At	- 28,9	+ 80 %	- 37,3	+ 59 %	28,1	+ 84 %	27,9	+ 109 %
RC1-GFRP1-ALi38-At	- 26,0	+ 62 %	- 30,3	+ 29 %	25,1	+ 64 %	22,9	+ 72 %
RC1-GFRP2-ALi38-At	- 29,7	+ 85 %	- 30,3	+ 29 %	27,2	+ 78 %	28,2	+ 112 %
RC2-REF	- 5,3	/	- 11,4	/	5,5	/	11,8	/
RC2-CFRP-ALi38-At	- 16,0	+ 203 %	- 24,4	+ 113 %	15,2	+ 179 %	23,8	+ 102 %

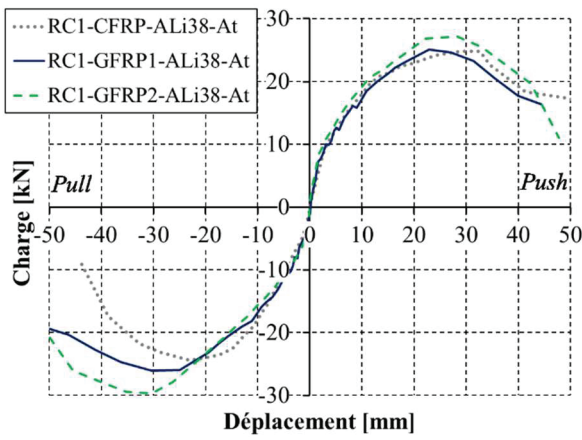
Tableau 14 : Valeurs de charge maximale et de déplacement au pic des essais à échelle réduite.



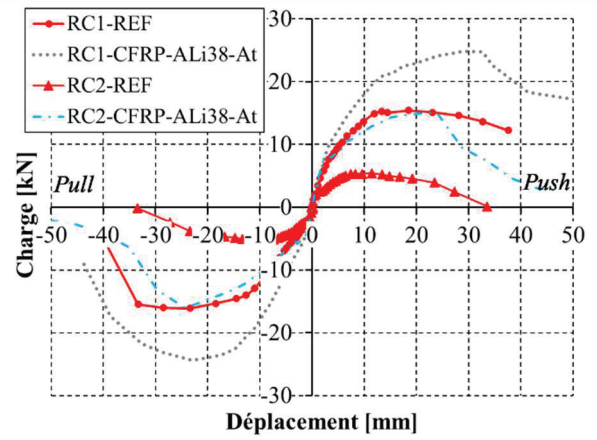
(a) Effet du renfort



(b) Effet de la géométrie de l'ancrage



(c) Effet du taux de ferrailage



(d) Comparaison CFRP vs. GFRP

Fig. 62 : Courbe enveloppe Charge Déplacement.

III.3.1.1 RC1-REF

L'essai RC1-REF est le premier essai témoin, il s'agit de la liaison sans renfort composite et le ferrailage longitudinal de dalle est constitué de 9 barres de diamètre 6 mm. La courbe d'hystérésis (en gris) et la courbe enveloppe (en rouge) de cet essai sont présentées dans la Fig. 63. La charge ultime en Push est égale à 15,3 kN contre - 16,1 kN en Pull, les déplacements au pic sont de 13,3 mm et 23,4 mm.

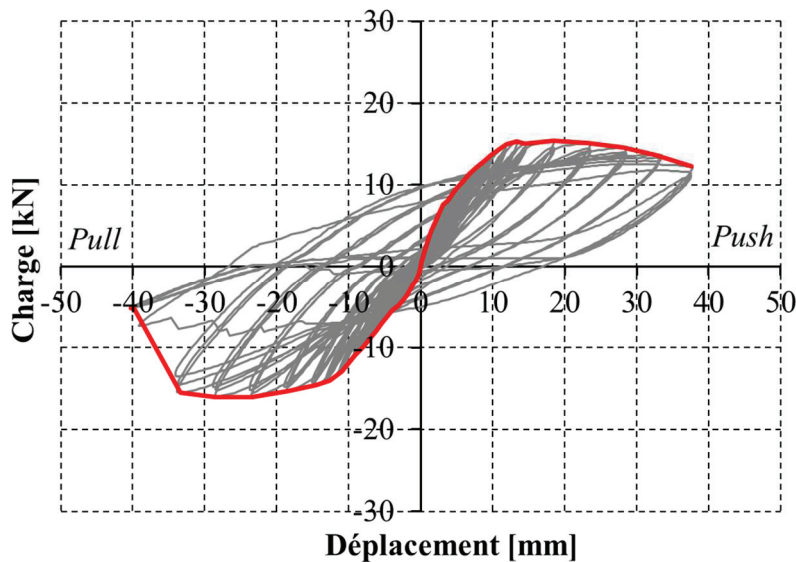


Fig. 63 : Courbe charge-déplacement de l'essai RC1-REF.



Fig. 64 : RC1-REF / Fissure du nœud.

La première fissure du béton se situe à la limite entre le nœud et la dalle. Elle commence à être visible pour un déplacement imposé de ± 2 mm. Elle progresse durant toute la durée de l'essai jusqu'à rejoindre l'autre extrémité de la dalle lorsque $\delta = \pm 25$ mm (voir Fig. 64). D'autres fissures apparaissent dans la dalle et dans le nœud, mais leurs ouvertures ne dépassent pas 0.3 mm. La ruine complète de la liaison survient par rupture des aciers, cet événement marque la fin de l'essai pour des raisons de sécurité, elle se produit lorsque $\delta = + 35 / - 40$ mm. Aucun signe d'écrasement du béton n'est observé. La première liaison présente donc un mode de ruine en flexion de la dalle par plastification des aciers correspondant au Pivote A de l'Eurocode 2. Sachant que le bras de levier est de 750 mm, le moment résistant, que l'on note $M_{rd,exp}$, de cette section est de 20,9 kN.m.

En observant la courbe enveloppe de l'essai (Fig. 63) on note un comportement élasto-plastique en 3 étapes. La première correspond à la partie élastique de la liaison, elle se termine lors de la fissuration du béton dans la zone tendue. La seconde étape correspond à l'évolution de la contrainte dans les aciers et se termine lors de leur plastification. Pendant la troisième étape l'effort appliqué n'augmente plus, car les aciers sont déjà plastifiés.

III.3.1.2 RC1-CFRP

Pour rappel l'essai RC1-CFRP présente un ferrailage similaire à l'essai témoin, mais dispose sur chaque face de la dalle de 3 bandes de PRFC de 60 mm de large, mais sans ancrage. La Fig. 65 présente la courbe charge-déplacement de cet essai. Les charges ultimes mesurées sont égales à $-15,7$ et $16,1$ kN pour des déplacements de $-22,2$ et $13,9$ mm, soit un gain de résistance et de ductilité nul. On remarque que dans ce cas de figure le renfort sans ancrages n'augmente pas les propriétés de la liaison.

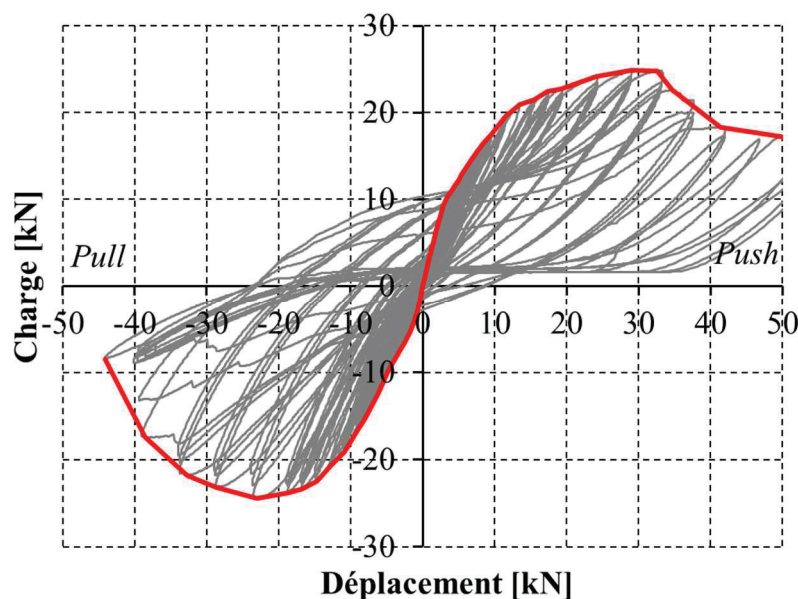


Fig. 65 : Courbe charge-déplacement de l'essai RC1-CFRP.

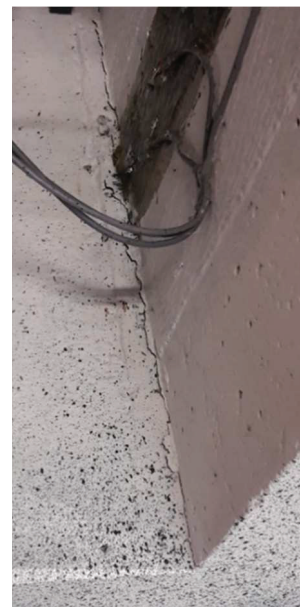


Fig. 66 : Fissure de flexion essai RC1-CFRP.

À l'exception de la raideur pré fissuration, qui est légèrement plus importante, le reste de l'endommagement est similaire à ce qui est observé dans l'essai témoin, on retrouve une fissure qui commence à s'ouvrir quand $\delta = \pm 2$ mm et une rupture des aciers au-delà de $\delta = \pm 35$ mm. La position de la fissure de flexion est également identique à celle observée sur l'essai RC1-REF, comme on peut le voir sur la Fig. 66, la fissure principale se situe précisément sous les bandes de renfort et se propage sur toute la largeur du voile. Aucune autre fissure n'est visible sur le reste du spécimen. Cette fissure est le marqueur de la section critique, le fait qu'elle se situe en dehors de la partie renforcée explique l'absence de gain de résistance.

III.3.1.3 RC1-CFRP-Ali38

L'essai RC1-CFRP-Ali38 présente les mêmes bandes de renfort que l'essai RC1-CFRP, mais des mèches d'ancrages longitudinales sont rajoutées à chaque extrémité des bandes de CFRP. Chaque ancrage est constitué d'un assemblage de 38 fils de carbone. Les résistances ultimes mesurées sont égales à - 26,1 et 26,0 kN pour des déplacements de - 30,4 et 27,8 mm. Le gain de résistance par rapport à l'essai non renforcé est donc de + 10,4 kN soit + 66 %, au niveau de la ductilité on remarque une augmentation moyenne de + 69 %.

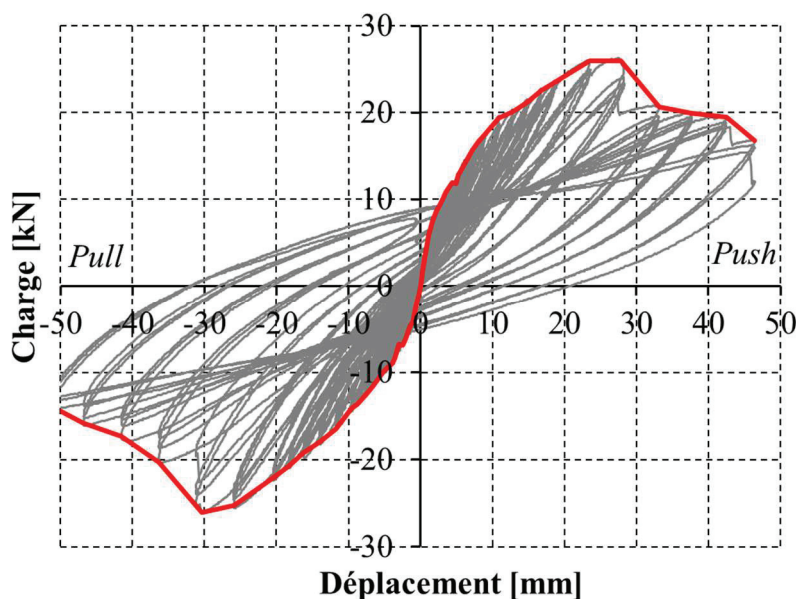


Fig. 67 : Courbe charge-déplacement RC1-CFRP-Ali38.



Fig. 68 : Rupture du renfort RC1-CFRP-Ali38.

En regardant la courbe enveloppe on retrouve toujours un comportement en 3 phases. Une première phase pré fissuration, une phase de fissuration qui se termine pour un $P = \pm 15$ kN et une dernière phase de plastification des aciers. La principale différence avec l'essai témoin réside dans le fait que l'effort résistant continue d'augmenter au cours de la troisième phase, car l'effort repris par le composite continue de croître jusqu'à ce que la liaison reprenne une charge $P = \pm 25$ kN pour un déplacement $\delta = \pm 25$ mm.

La fissure se situe toujours à la liaison dalle/noeud. Elle commence à être visible à partir de $\delta = \pm 4$ mm. L'endommagement de la partie béton armé progresse ensuite et se termine après la ruine du renfort. L'endommagement du renfort commence à être visible quand $\delta = \pm 25$ mm avec une fissure à l'interface mèche/bande sur 3 des 6 bandes de renfort, il progresse jusqu'au décollement des bandes pour $\delta = \pm 35$ mm. Deux autres bandes présentent une rupture à l'interface CFRP/béton, ce phénomène commence à $\delta = \pm 30$ mm et se termine à $\delta = \pm 50$ mm, le décollement commence dans la partie inférieure du renfort et un flambement des bandes est observable lorsqu'elles sont comprimées. Les deux modes de ruine du renfort sont illustrées sur la Fig. 68 avec à gauche et au centre de la photo une rupture de l'interface mèche/bande et à droite un décollement total de bande.

Une fois le renfort complètement endommagé on assiste à la rupture d'une partie des aciers longitudinaux ce qui marque la fin de l'essai. Dans cet essai la chute d'effort est moins brutale que dans l'essai témoin et elle n'est pas initiée par l'endommagement des aciers.

III.3.1.4 RC1-CFRP-Ali38-At

Sur cette configuration, des mèches d'ancrages transversales sont positionnées en travers de la dalle afin d'augmenter l'adhérence du renfort et de limiter le risque de décollement. Le reste du renforcement de cette liaison est similaire à celui de RC1-CFRP-Ali38. Au niveau de la réaction de la liaison, les charges ultimes mesurées sont de - 24,4 et 24,9 kN pour des déplacements associés de - 23,0 et 29,0 mm. Le gain de résistance par rapport à l'essai témoin est de + 57 %. Le gain apporté par le renfort est plus faible (- 10 %) que dans l'essai RC1-CFRP-Ali38. Le gain en ductilité est similaire pour les deux configurations.

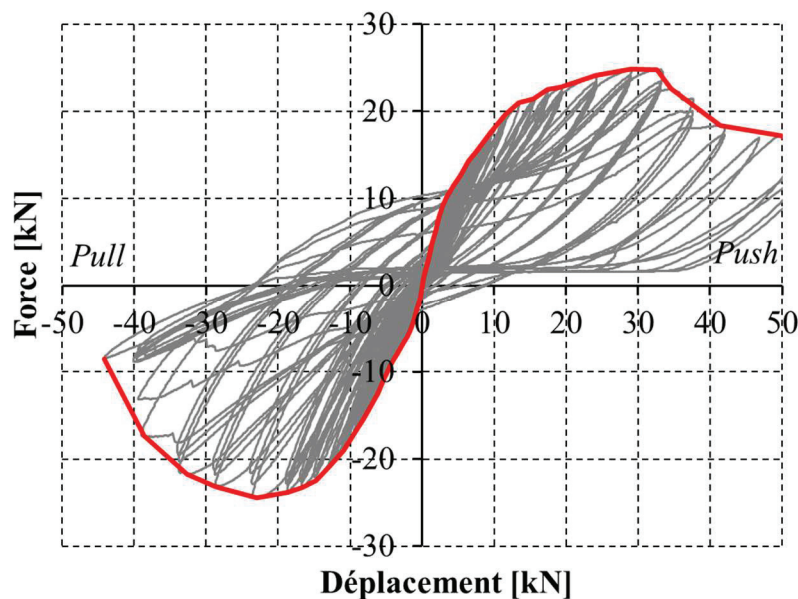


Fig. 69 : Courbe Charge-Déplacement RC1-CFRP-Ali38-At.



Fig. 70 : État du renfort + Fissuration RC1-CFRP-Ali38-At.

Les 3 phases de la courbe enveloppe sont ici encore clairement visible. Au niveau de la cinématique d'endommagement, la fissure de flexion est toujours la première à se développer, mais plusieurs autres fissures apparaissent sur la partie inférieure de la dalle (voir Fig. 70). La position de ces fissures coïncide avec la position des perçages des mèches transversales. La grande différence entre cet essai et la configuration sans mèche anti-flambement concerne l'endommagement du renfort. En effet dans cet essai aucun décollement n'est observé, et ce sur toute la durée de l'essai. La ruine du renfort survient par rupture en traction des ancrages composites au droit du nœud.

III.3.1.5 RC1-CFRP-Ali76

Dans cette configuration la section des ancrages longitudinaux est doublée, passant de 38 à 76 fils par mèche. Les charges maximales observées sont ici égales à - 28,0 et 27,8 kN soit un gain de résistance de 12,2 kN / + 78 %, l'apport du renfort est donc plus important, mais le gain est loin d'être deux fois plus important que dans le cas des mèches de 38 fils (RC1-CFRP-Ali38). La Fig. 71 présente la courbe charge déplacement de l'essai RC1-CFRP-Ali76.

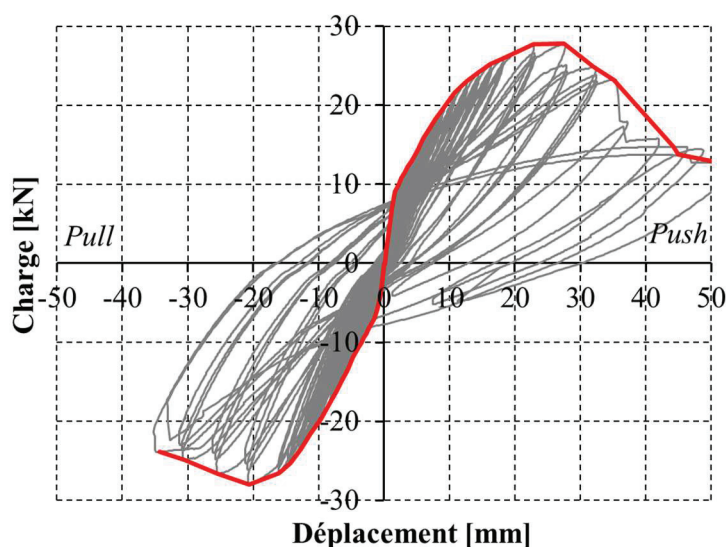


Fig. 71 : Courbe Charge-Déplacement
RC1-CFRP-Ali76.



Fig. 72 : Flambement des
bandes RC1-CFRP-Ali76.

Le décollement des bandes de renfort commence à être visible au niveau du nœud lorsque le déplacement atteint ± 30 mm. Ce phénomène progresse jusqu'au décollement brutal des bandes sur toute leur hauteur lorsque le déplacement atteint ± 45 mm. Comme on peut le voir sur la Fig. 72, le flambement des bandes est clairement visible lorsqu'elles se compriment. Aucune rupture des aciers longitudinaux n'est observée au cours de cet essai ce qui explique l'effort résiduel important en fin d'essai ($\approx 50 \% P_u$). La dissymétrie entre les deux directions s'explique par un glissement important du voile dans la direction Push (jusqu'à - 5 mm de glissement).

On note que l'endommagement du composite commence à être visible une fois la charge ultime dépassée ($\delta_u = - 20,6 / 27,5$ mm). Aucun signe d'arrachement des ancrages composites n'est visible, mais une rupture partielle en traction de la partie tendue de l'ancrage n'est pas pour autant à exclure.

III.3.1.6 RC1-CFRP-Ali76-At

Cet essai combine les ancrages longitudinaux de 76 fils et les mèches anti-flambement. Les charges ultimes mesurées lors de cet essai sont de $-28,9$ et $28,1$ kN soit un gain de $12,8$ kN / 82 % par rapport à l'essai témoin (voir Fig. 73). Si l'on compare ces résultats avec l'essai précédent, on note que les ancrages transversaux augmentent très légèrement l'apport du renfort ($+5$ %). Les déplacements ultimes associés sont de $-37,3$ et $27,9$ mm soit un gain de ductilité de $+84$ %.

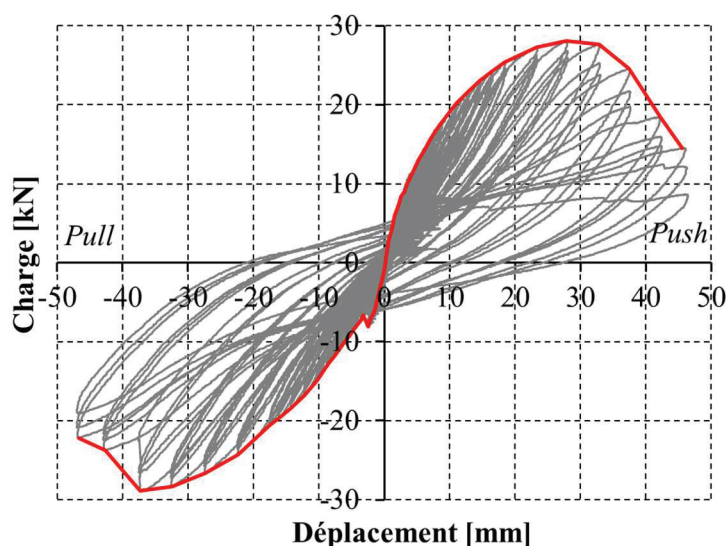


Fig. 73 : Courbe Charge-Déplacement RC1-CFRP-Ali76-At.



Fig. 74 : Décollement mèche RC1-CFRP-Ali76-At.

Dans cet essai la fissure de flexion se situe à la limite entre le nœud et la dalle, elle commence à être visible pour $\delta = \pm 3,5$ mm. On ne remarque aucune fissure autour des bandes renforts ce qui indique qu'aucun décollement n'est présent dans cette zone. Un décollement à l'interface mèche/bande apparaît brutalement lorsque $\delta = \pm 35$ mm, ce phénomène est responsable de la chute de résistance de la liaison (voir Fig. 74).

III.3.1.7 RC1-CFRP-ALc38-At

Cet essai présente des mèches anti-flambement ainsi que des ancrages longitudinaux de 38 fils. La différence avec l'essai RC1-CFRP-Ali38-At concerne la forme de l'ancrage. En effet dans ce cas l'ancrage est vertical et continue autour du nœud. Les forces ultimes mesurées sont de - 26,7 et 26,6 kN soit un gain de 11,0 kN / + 70 %. Ce gain est 22 % plus important que dans la configuration où les mèches sont inclinées.

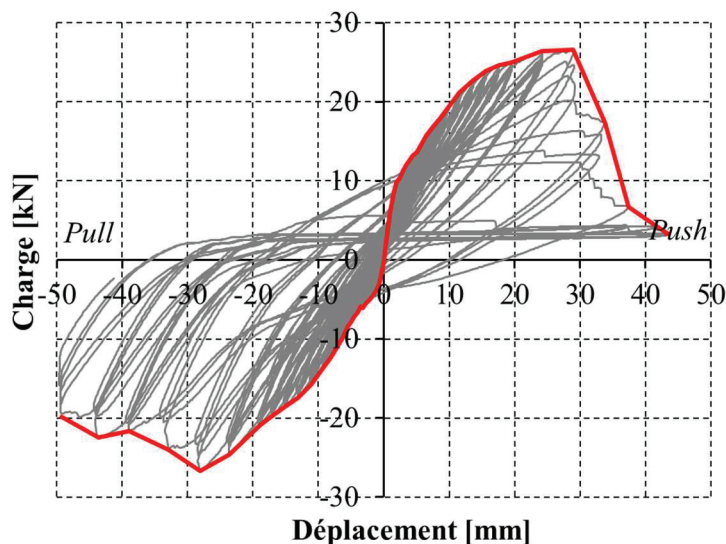


Fig. 75 : Courbe Charge-Déplacement
RC1-CFRP-ALc38-At.

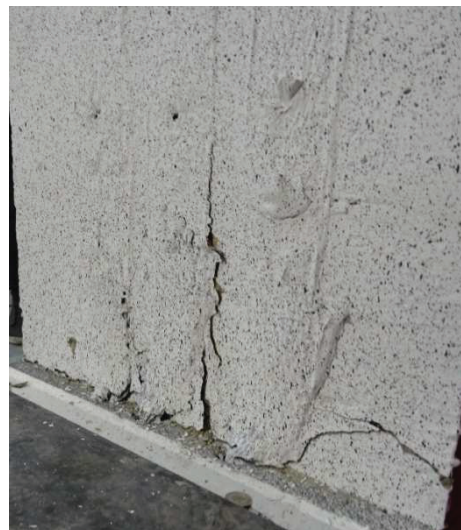


Fig. 76 : Décollement renfort
RC1-CFRP-ALc38-At.

On remarque au cours de cet essai une initiation de décollement ($\delta = \pm 30,0$ mm) dans la partie basse du renfort (voir Fig. 76). Contrairement aux autres cas de décollement observés au cours de cette campagne expérimentale, celui-ci ne progresse pas et reste cantonné aux 150 premiers millimètres des bandes. Ce décollement peut s'expliquer par l'effort de pelage généré par l'excentrement des mèches d'ancrages, un phénomène qui a été observé lors des essais Pull-Out. La rupture du renfort a lieu à l'intérieur de l'ancrage ($\delta = + 35,0$ mm) et ne survient que dans le sens de la poussée (Push) dans l'autre direction (Pull) il n'y a pas de chute brutale et l'on assiste simplement à une perte de raideur de l'ordre de 20%.

III.3.1.8 RC1-REP-ALi38-At

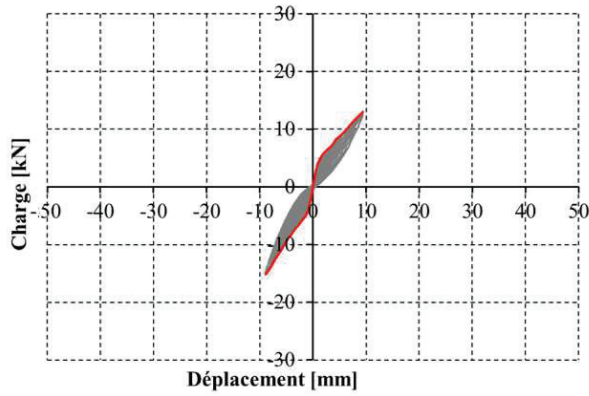


Fig. 77 : Courbe Charge-Déplacement RC1-REP.

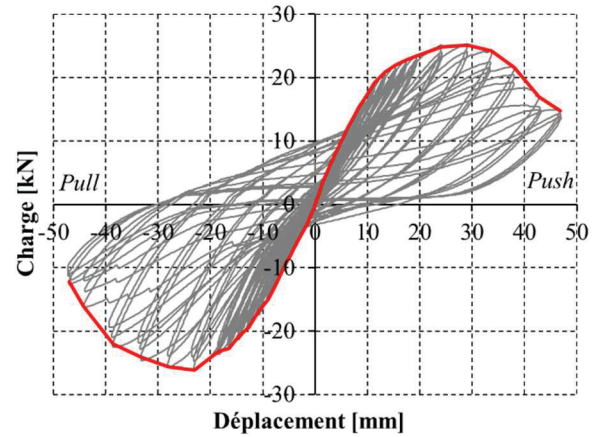


Fig. 78 : Courbe Charge-Déplacement RC1-REP-ALi38-At.

Un premier chargement cyclique est appliqué sur un mur non renforcé. L'objectif étant d'attendre un endommagement du nœud correspondant au début de la plastification des aciers soit $\varepsilon_s = 0.22 \%$. La valeur de déformation est mesurée à l'aide des jauges de déformation 3 et 4. La valeur de déformation cible est atteinte pour un déplacement en tête de 10 mm. Le spécimen est ensuite déchargé puis percé et renforcé avant d'être retesté suivant le même protocole.

Les forces max relevées sont de - 26,2 et 25,1 kN ce qui correspond à un gain de résistance de + 63 % ce qui est légèrement supérieur aux résultats de l'essai simplement renforcé. Les déplacements associés à ces valeurs sont de - 23,1 et 29,1 mm ce qui correspond rigoureusement aux mesures effectuées sur l'essai RC1-CFRP-ALi38-At. Le spécimen ayant été pré fissuré lors du chargement initial (RC1-REP) on ne remarque pas de phase de fissuration lors de l'essai RC1-REP-ALi38-At. La fissure de flexion se développe au même endroit que dans l'essai RC1-CFRP-ALi38-At. La rupture du renfort composite survient par rupture des ancrages lorsque $\delta = \pm 35,0$ mm. On assiste également à la rupture d'une partie des aciers lorsque $\delta = \pm 45,0$ mm ce qui marque la fin de l'essai.

L'écart entre le gain de résistance de l'essai RC1-REP-ALi38-At ($\Delta P_u = + 63 \%$) et l'essai RC1-CFRP-ALi38-At ($\Delta P_u = + 57 \%$) s'explique par la différence de mise en œuvre du renfort. En effet le spécimen a été renforcé en place son déplacement en dehors de la zone de chargement risquant de l'endommager. Pour des raisons de planning, le choix a été fait de chauffer le renfort à l'aide de radiateur électrique afin de faire passer le temps de cure de 7 jours à 24 heures. Ce procédé cause une amélioration des propriétés mécaniques de la résine ce qui explique l'écart (de l'ordre de 10 %) entre les résultats de cet essai et ceux de la solution renforcée sans endommagement (RC1-CFRP-ALi38-At).

III.3.1.9 RC1-GFRP1-Ali38-At

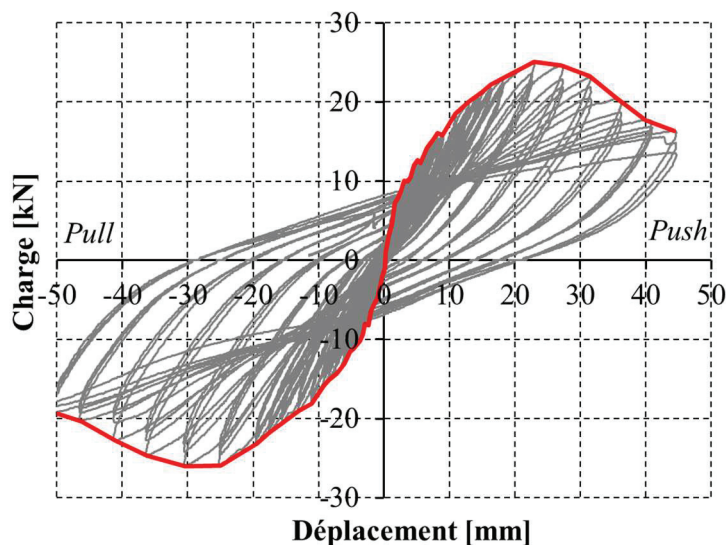


Fig. 79 : Courbe Charge-Déplacement RC1-GFRP1-Ali38-At.



Fig. 80 : Position des fissures RC1-GFRP1-Ali38-At.

Dans cet essai le renforcement longitudinal en PRF carbone est remplacé par un tissu de fibre de verre. Sur chaque face on retrouve 3 bandes de 4 couches 140 mm de large. La longueur des bandes se réduit progressivement de 250 mm pour les deux premières puis 325 mm pour la troisième et 400 mm pour la dernière.

Les charges maximales mesurées sont de - 26,0 et 25,1 kN, elles sont associées à des déplacements de - 30,3 et 22,9 mm (voir Fig. 79). Le gain de résistance est de + 63 % ce qui est très légèrement supérieur (+ 6 %) aux résultats obtenus sur l'essai équivalent renforcé à l'aide de fibre de carbone, avec un gain de ductilité de + 50 % on retombe également sur les résultats de l'essai RC1-CFRP-ALi38-At.

Au niveau de la cinématique d'endommagement la première fissure apparait au niveau du nœud, 4 autres fissures situées à 150, 250, 315 et 400 mm du nœud soit à la hauteur de chaque changement de section dans le renfort (Voir Fig. 80). La rupture du renfort survient par rupture en traction des ancrages composites. On n'observe pas dans cet essai de rupture des aciers longitudinaux.

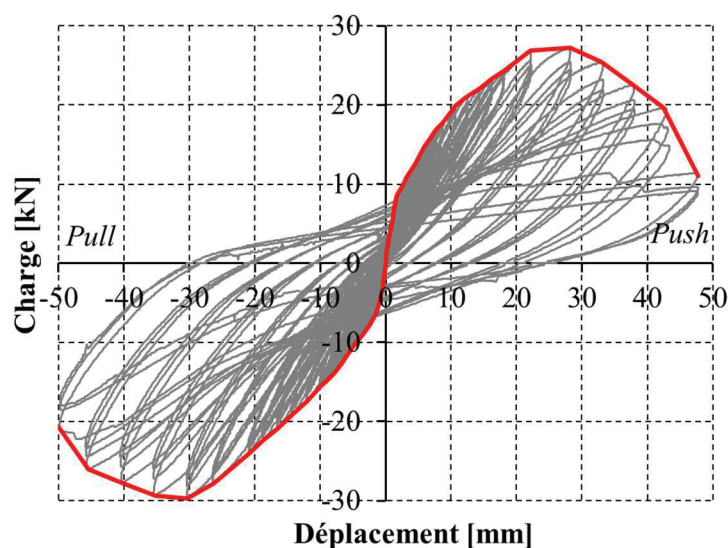
III.3.1.10 RC1-GFRP2-ALi38-At

Fig. 81 : Courbe Charge-Déplacement RC1-GFRP2-ALi38-At.



Fig. 82 : Fissure partie supérieure de la dalle RC1-GFRP2-ALi38-At.

Dans l'essai RC1-GFRP2-ALi38-At, on retrouve une combinaison de bandes de PRFV et d'ancrages composite. Contrairement à la première configuration de PRFV les 4 couches de chaque bande de PRFV font 600 mm de long. Les forces ultimes mesurées sont de - 29,7 et 27,2 kN avec des déplacements imposés associés de - 30,3 et 28,2 mm. Le gain de résistance est de 81 %, il est 20 % plus important que dans l'essai RC1-GFRP1-ALi38-At. Le gain de ductilité observé sur cette configuration est de 71 %.

La fissuration du spécimen est différente de ce qui a été observé dans l'essai précédent. La première fissure se situe bien au niveau du nœud, mais aucune fissure intermédiaire n'est visible sur le reste de la partie renforcée de la dalle. Comme on peut le voir sur la Fig. 82, une fissure apparaît au-dessus des bandes de renfort pour $\delta = \pm 25,0$ mm. On observe clairement à partir de $\delta = \pm 35$ mm une rupture des ancrages similaire à celle observée sur les configurations précédentes. Lorsque $\delta = \pm 45,0$ mm c'est la rupture des aciers longitudinaux qui marque la fin de l'essai.

III.3.1.11 RC2-REF

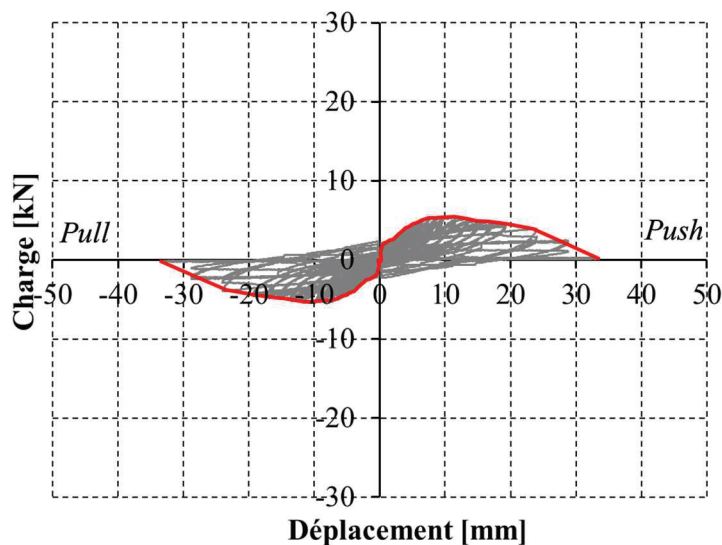


Fig. 83 : Courbe Charge-Déplacement RC2-REF.



Fig. 84 : Fissure principale RC2-REF.

L'essai RC2-REF est le second essai témoin de cette campagne. La seule différence avec l'essai RC1-REF concerne la section d'acier longitudinale. En effet les 9 barres de diamètre 6 mm sont ici remplacées par 3 barres de 6 mm. Le taux de ferrailage de la dalle est égal à 0.18 % ce qui est très proche du taux de ferrailage minimal de l'Eurocode 2 ($\rho_{s,min} = 0.14 \%$).

Les forces ultimes sont de -5,3 et 5,5 kN ce qui correspond à 34 % de la charge de ruine de la première configuration. Les déplacements associés sont de -11,4 et 11,8 mm, ce spécimen est plus fragile que son homologue. La fissure de flexion se situe dans cet essai au niveau de la reprise de bétonnage soit 50 mm au-dessus du nœud. Elle commence à être visible à partir de $\delta = \pm 2,0$ mm. On n'observe pas d'autre fissure sur la hauteur de la dalle. La rupture d'une partie des aciers a lieu lorsque $\delta = \pm 30,0$ mm, les barres restantes rompent pour $\delta = \pm 35,0$ mm ce qui marque la fin de l'essai. Comme dans l'essai RC1-REF, on observe donc une ruine en flexion en pivot A.

III.3.1.12 RC2-CFRP-ALi38-At

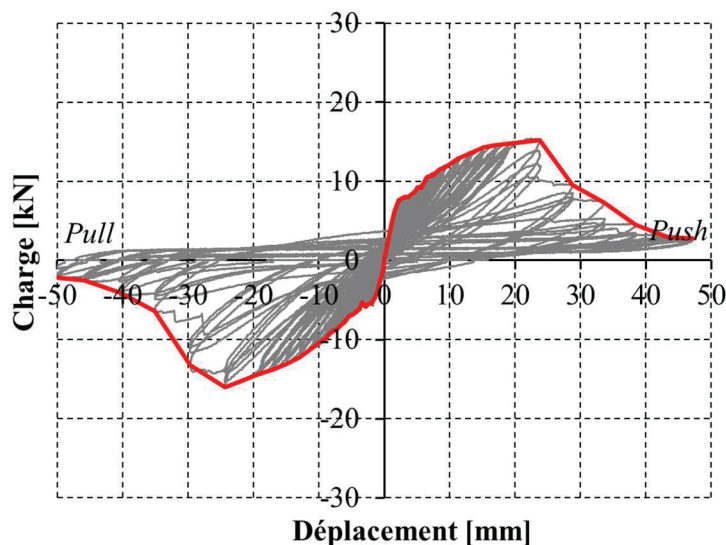


Fig. 85 : Courbe Charge-Déplacement RC2-CFRP-ALi38-At.



Fig. 86 : Fissure principale RC2-CFRP-ALi38-At.

Dans l'essai RC2-CFRP-ALi38-At des bandes de carbone, des ancrages longitudinaux de 38 fils et des ancrages transversaux sont appliqués sur la deuxième configuration du ferrailage. Les charges ultimes sont de -16,0 et 15,2 kN pour des déplacements de -24,4 et 23,8 mm. Le gain de résistance par rapport à l'essai témoin RC2-REF est de 189 % ou 10,2 kN. Ce gain est 14 % plus important que celui observé sur la première configuration du ferrailage. Le gain de ductilité est quant à lui de 108 %, cet apport se justifie par la grande fragilité de l'essai témoin. La rupture de cet essai est similaire à celle observée dans le cas de RC1-CFRP-ALi38-At. Aucun décollement du renfort n'est visible, les ancrages longitudinaux cassent en traction et leur rupture est suivie par celles des aciers longitudinaux.

III.3.2 Comportement local

III.3.2.1 Déformation des aciers

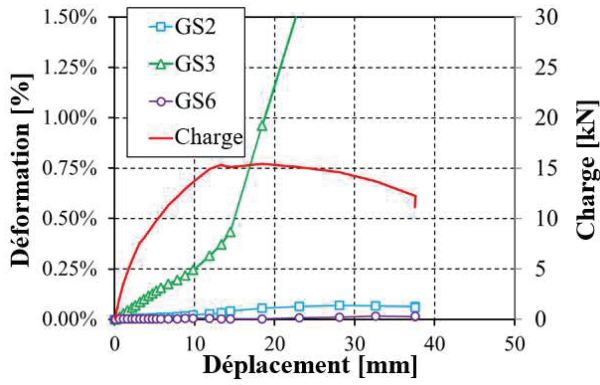
Les jauges de déformations placées autour du nœud nous permettent de suivre l'évolution de la déformation dans l'acier. Elles sont au nombre de 6. Les jauges 1, 2, 5 et 6 (GS1, GS2, GS5 et GS6) se situent dans l'élément voile quand les jauges 3 et 4 (GS3 et GS4) sont positionnées de part et d'autre de la dalle. Certaines jauges (en particulier dans l'essai RC1-REP-Ali38-At) ont été détruites lors du perçage des mèches d'ancrages. Les essais de traction effectués sur les barres nous ont permis d'observer que la plastification s'initie à partir de $\varepsilon = \varepsilon_y = 3.3 \%$ pour les barres de 6 mm (celle de la dalle) et de $\varepsilon = \varepsilon_y = 3.1 \%$ pour les barres de 10 mm (celle du voile). La Fig. 87 présente l'évolution de la déformation des barres tendues lors des cycles en poussée. Ces données nous permettent de mesurer δ_y qui correspond au déplacement imposé qui initie la plastification des barres. Ces valeurs sont listées dans le Tableau 15. Bien que basée sur une mesure locale, les valeurs de δ_y et P_y permettent de comparer l'évolution de la déformation des aciers dans les différents essais.

En premier lieu, on remarque que la déformation des aciers est systématiquement plus importante dans la dalle que dans le voile ce qui est cohérent avec le mode de ruine observé précédemment. L'évolution de la déformation suit la même cinématique dans tous les essais. La déformation augmente dans un premier temps rapidement jusqu'à un déplacement de 2 ou 3 mm (correspondant au début de la fissuration du béton). Une fois ce point atteint la déformation continue d'augmenter, mais à une vitesse plus faible. Le changement suivant survient lorsque les aciers atteignent leur limite de plasticité, au-delà de cette valeur la déformation augmente brutalement jusqu'à dépasser la plage de mesure de la jauge (1,6 %). Cet accroissement brutal n'est pas visible sur tous les essais, car la plastification peut s'initier au dehors de la jauge, dans ce cas on observe un plateau, c'est le cas dans l'essai RC1-CFRP-ALi38-At, voir Fig. 87 (d). Toutes les géométries de renfort réduisent la vitesse de progression de la déformation ce qui retarde le début de la plastification (voir Tableau 15), de plus la présence des bandes de renfort réduit la vitesse d'écrouissage des aciers.

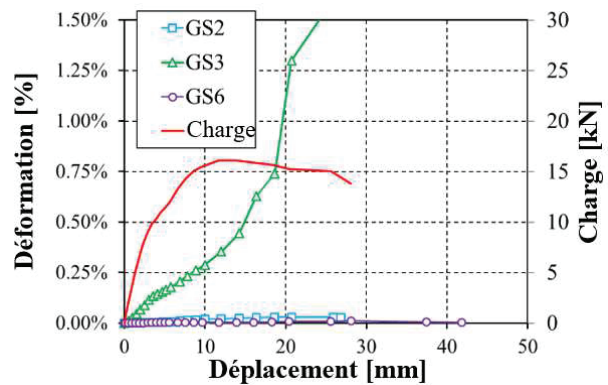
Le spécimen RC1-CFRP-ALi76-At montre une déformation des aciers du voile presque équivalente à celle de la dalle avec une déformation de la jauge 6 égale à 0.45 % en fin d'essai.

Les deux spécimens renforcés par fibre de verre (RC1-GFRP1-Ali38-At et RC2-GFRP2-Ali38-At) présentent un profil de déformation similaire. Avec un début de plastification dans le voile à $\delta_y = 17$ mm. L'augmentation de la déformation au-delà de ce point est moins brutale que dans l'essai témoin, mais plus rapide que dans la configuration RC1-CFRP-Ali38-At. Dans ces deux essais les aciers de la face inférieure de la dalle atteignent leur limite de plasticité avec une déformation maximale de $\varepsilon_{GS6} = 0.26$ % pour la première configuration et de $\varepsilon_{GS6} = 0.35$ % pour la seconde ce qui indique un début de plastification dans le voile.

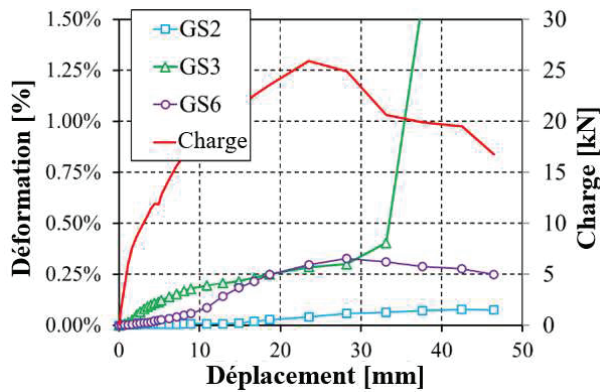
Les spécimens moins ferrailés (RC2-REF et RC2-CFRP-ALi38-At) montrent un comportement plus fragile que les autres configurations. La plastification des barres survient plus tôt avec un $\delta_y = 6$ et 9 mm. On constate par ailleurs que les efforts dans les aciers du voile sont très faibles avec des déformations qui restent inférieures à 0.05 %. Le renfort permet de retarder la plastification des aciers et ralenti grandement l'évolution de la déformation plastique ($\varepsilon_{S3} = 1.5$ % pour $\delta = 25$ mm contre 15 mm dans la REF).



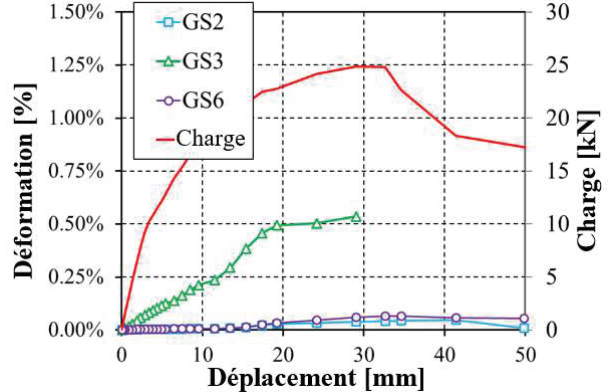
(a) RC1-REF



(b) RC1-CFRP



(c) RC1-CFRP-Ali38



(d) RC1-CFRP-Ali38-At

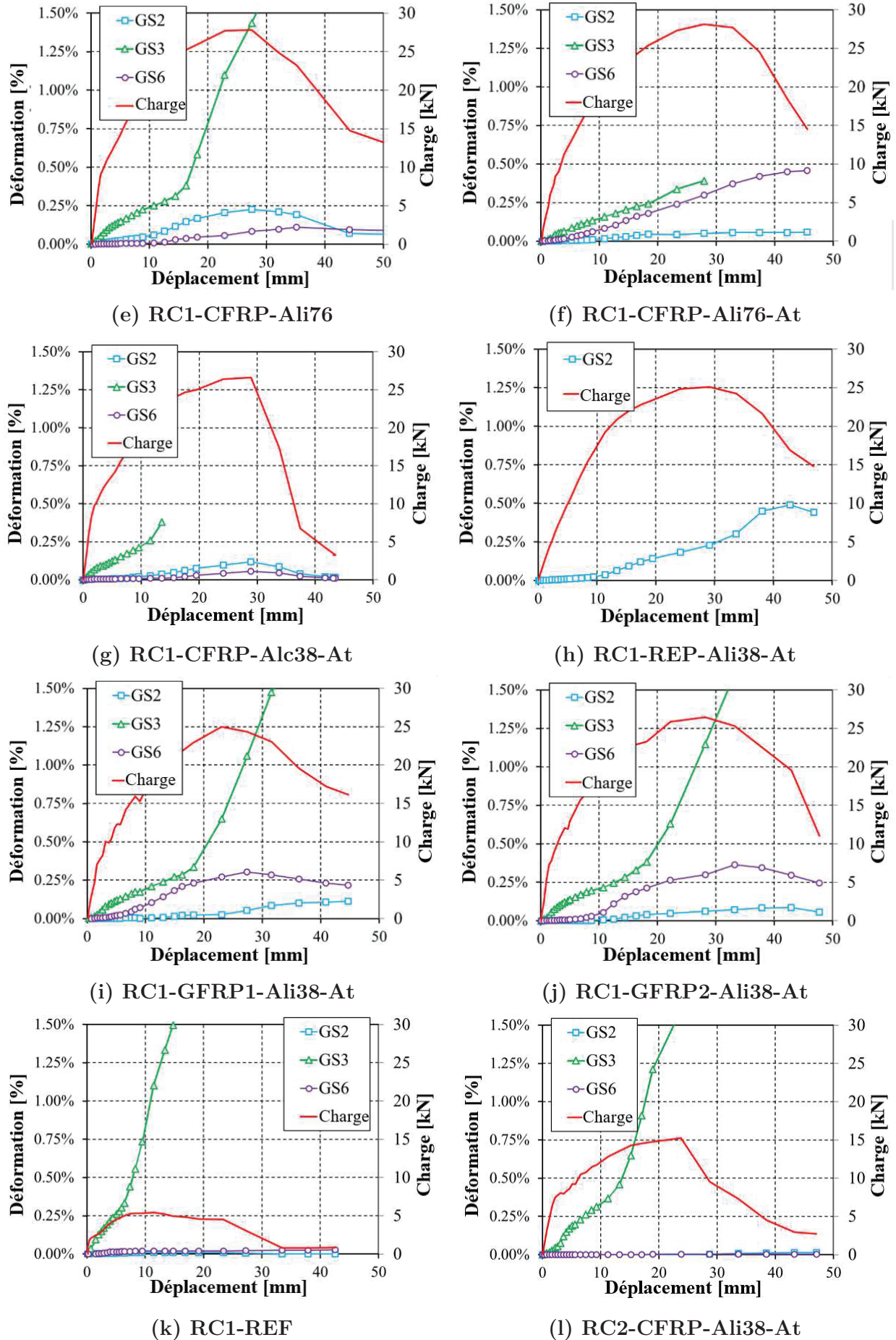


Fig. 87 : Évolution de la déformation des aciers tendus en Push.

Corps d'épreuve	P_y [kN]	δ_y [mm]	$\Delta\delta_y$ [%]
RC1-REF	14,9	11,9	1,0
RC1-CFRP	16,2	8,8	0,7
RC1-CFRP-ALi38	22,1	20,5	1,7
RC1-CFRP-ALi38-At	23,9	10,9	0,9
RC1-REP-ALi38-At	/	/	/
RC1-CFRP-ALc38-At	21,2	11,6	1,0
RC1-CFRP-ALi76	27,8	15,2	1,3
RC1-CFRP-ALi76-At	25,4	18,3	1,5
RC1-GFRP1-ALi38-At	21,2	16,9	1,4
RC1-GFRP2-ALi38-At	20,0	16,6	1,4
RC2-REF	4,7	6,0	1,0
RC2-CFRP-ALi38-At	11,7	9,3	1,6

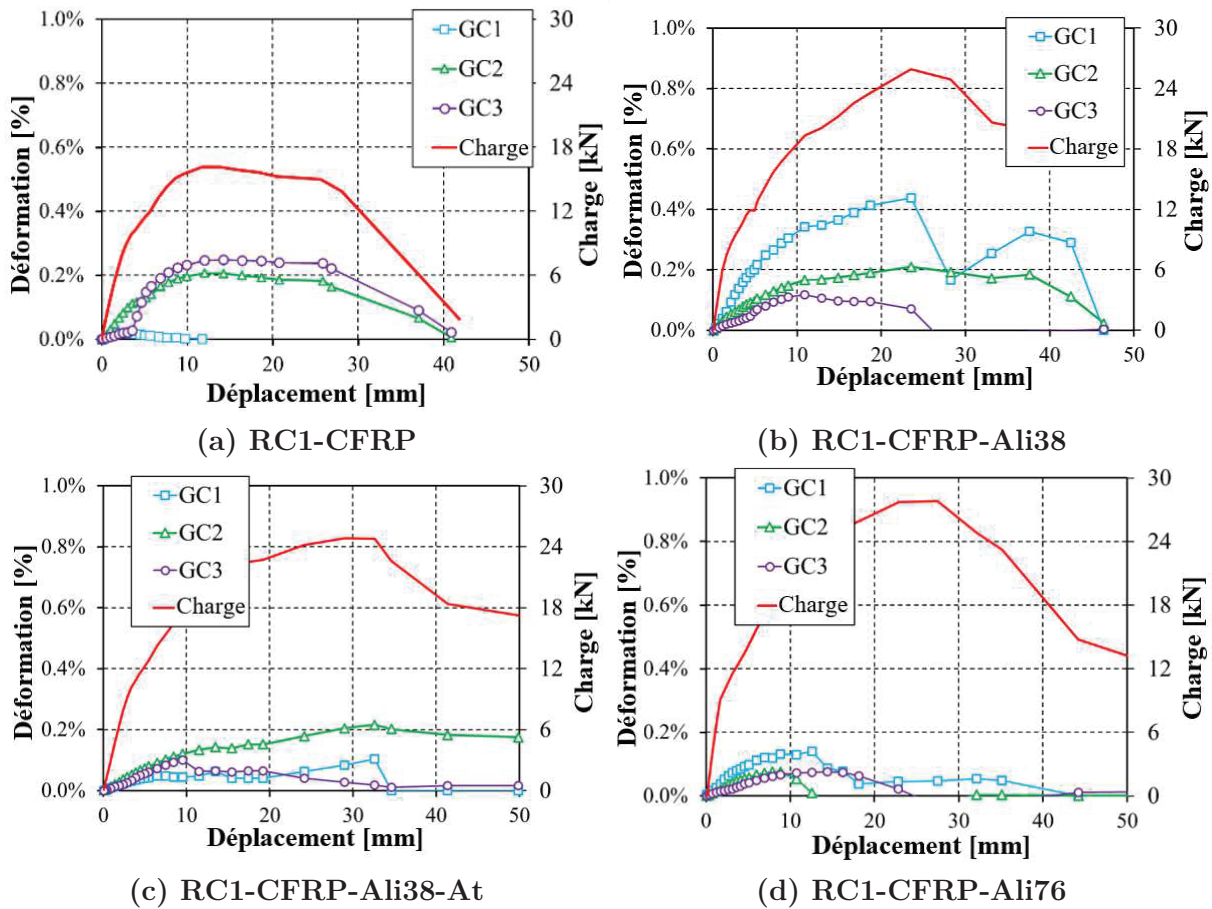
Tableau 15 : Valeur du δ_y .

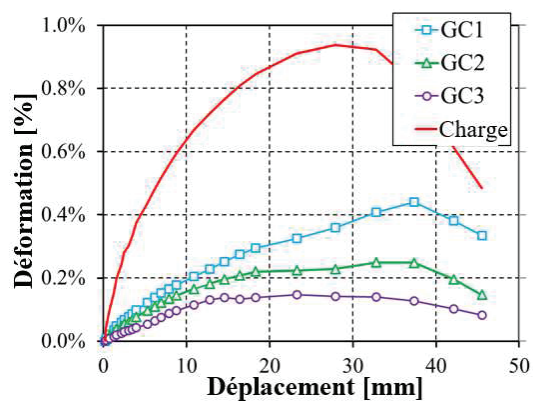
III.3.2.2 Déformation du renfort composite

Les 3 jauges collées sur chaque face du renfort nous permettent de suivre l'évolution de la déformation à la surface du renfort. Les jauges sont collées sur la bande centrale à 20, 70 et 140 mm du nœud. La Fig. 88 présente l'évolution de la déformation au cours de l'essai ainsi que la courbe enveloppe charge-déplacement.

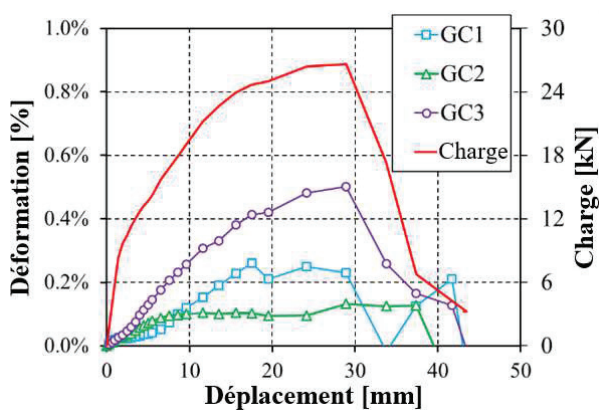
Les valeurs de déformations mesurées restent faibles avec des valeurs qui ne dépassent que rarement les 0,5 %. Sachant que la déformation de ruine des FRP est de 2,0 % le taux de travail du renfort ne dépasse pas les 25 %, une valeur cohérente avec les observations faites dans la littérature. La proximité immédiate de la jauge GC1 avec l'ancrage génère des artéfacts à cause du mauvais alignement des fibres et de la forte épaisseur de renfort composite.

Sur tous les spécimens à l'exception de RC1-CFRP-ALi76 on remarque que la déformation du renfort est proportionnelle à l'effort appliqué ce qui confirme l'absence de décollement à l'interface. L'essai RC1-CFRP-ALi76 montre une chute de la déformation pour un déplacement de $\delta = 15$ mm, cette chute s'explique par l'initiation du décollement de la bande.

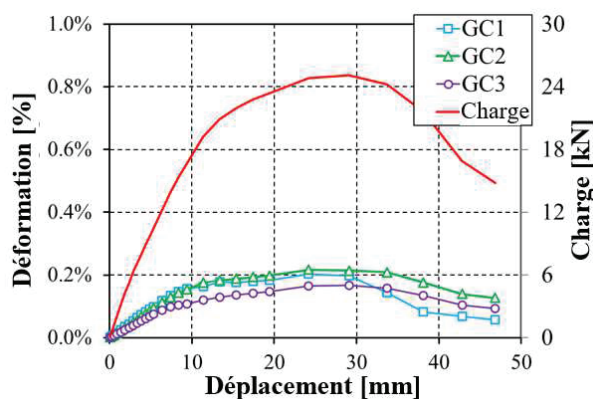




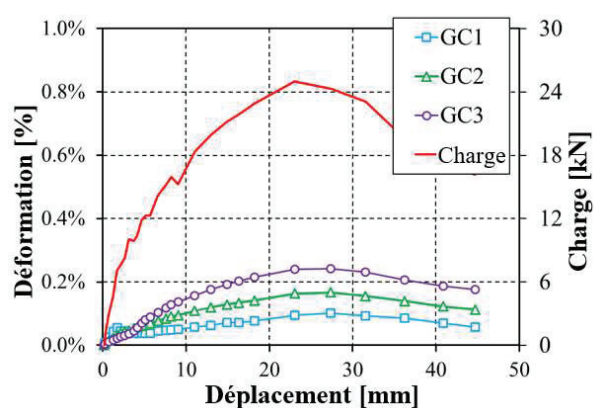
(e) RC1-CFRP-Ali76-At



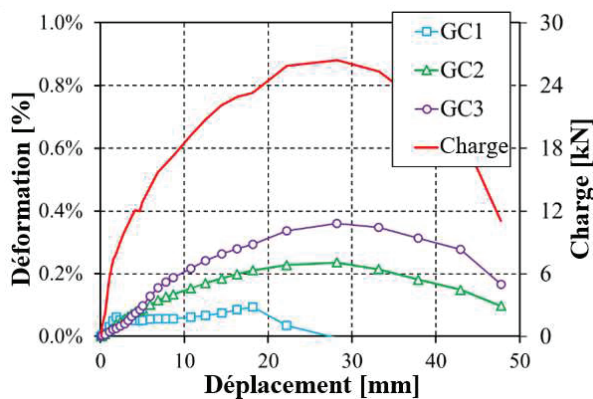
(f) RC1-CFRP-Alc38-At



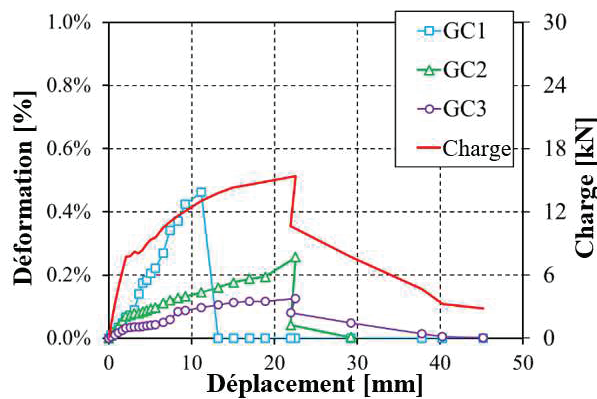
(g) RC1-REP-Ali38-At



(h) RC1-GFRP1-Ali38-At



(i) RC1-GFRP2-Ali38-At



(j) RC2-CFRP-Ali38-At

Fig. 88 : Évolution de la déformation du renfort composite en Push.

III.3.2.3 Fissuration

Comme présenté dans la partie III.3.1 une ruine en flexion située dans la dalle juste au-dessus du nœud est observée sur toutes les configurations. La plastification des aciers tendus et la rupture du renfort tendu entraînent la ruine de la liaison, d'après l'Eurocode 2 il s'agit donc d'une ruine par Pivot A [3]. Ce type de mode de ruine est courant pour des éléments voile ou dalle, car leurs épaisseurs sont choisies pour assurer le confort acoustique et ne font pas l'objet d'une optimisation mécanique comme c'est le cas pour des éléments de type poteau/poutre où l'on cherche à obtenir une ruine en pivot B.

Plusieurs fissures de flexion ont été observées lors des essais. Leurs nombres et leurs espacements varient selon la configuration. On retrouve systématiquement une fissure principale qui se situe au droit de la liaison à la limite entre le nœud et la dalle. La corrélation d'image numérique nous permet de mesurer l'évolution de l'ouverture de cette fissure au cours de l'essai, ces résultats sont présentés dans la Fig. 89. La mesure de la largeur de la fissure s'effectue en mesurant l'évolution de la distance entre deux points placés de part et d'autre de la fissure à la manière d'une mesure par extensomètre. Cette méthode de mesure ne permet pas d'identifier clairement le début de la fissuration, car la mesure est faussée par la déformation du béton, la précision est de ± 0.1 mm.

La première observation concerne la cinématique d'ouverture de fissure. Dans le cas des deux essais témoins on remarque une évolution en 3 phases contre seulement 2 dans le cas des essais renforcés. Pour l'essai RC1-**REF** (voir Fig. 89 (a)) la fissure progresse peu avant le début de la plastification quand $\delta = \delta_y = 10$ mm, son ouverture s'accélère jusqu'à atteindre 1,1 mm pour un déplacement de $\delta = 25$ mm. À la fin de l'essai, l'ouverture de la fissure est de 5 mm. Les 4 configurations renforcées tracées sur ce graphique présentent une cinématique de fissuration similaire avec une ouverture qui progresse linéairement jusqu'à atteindre 1 mm pour un $\delta = 30$ mm, au-delà de ce point la fissure continue de s'ouvrir pour atteindre 4 mm en fin d'essai. Le renfort permet de limiter la fissuration dans la partie post pic des essais.

Sur la Fig. 89 (b) on peut voir que le comportement est similaire pour un déplacement inférieur à 30 mm. Au-delà de ce point, l'essai réparé (RC1-**REP**-ALi38-At) et l'essai à mèche droite (RC1-CFRP-**ALc38**-At) montrent une ouverture de fissure plus importante. Pour l'essai RC1-**REP**-ALi38-At, cette différence peut s'expliquer par la présence d'une fissure antérieure au renfort (fissure générée par le pré chargement). Pour l'essai RC1-CFRP-**ALc38**-At montre une fissuration plus localisée ce qui explique l'écart avec l'essai RC1-CFRP-**ALi38**-At.

La présence d'un ferrailage minimal entraine une augmentation de l'ouverture de fissure (voir Fig. 89 (c)). L'ajout du renfort la réduit, mais celle-ci reste supérieure, les spécimens **RC1-CFRP-ALi38-At** et **RC2-CFRP-ALi38-At** présentent un écart constant de 1 mm. Finalement on constate sur la Fig. 89 (d) que la configuration **RC1-GFRP1-ALi38-At** a une ouverture de fissure plus importante que **RC1-CFRP-ALi38-At** alors que dans l'essai **RC1-GFRP2-ALi38-At** celle-ci est légèrement plus faible.

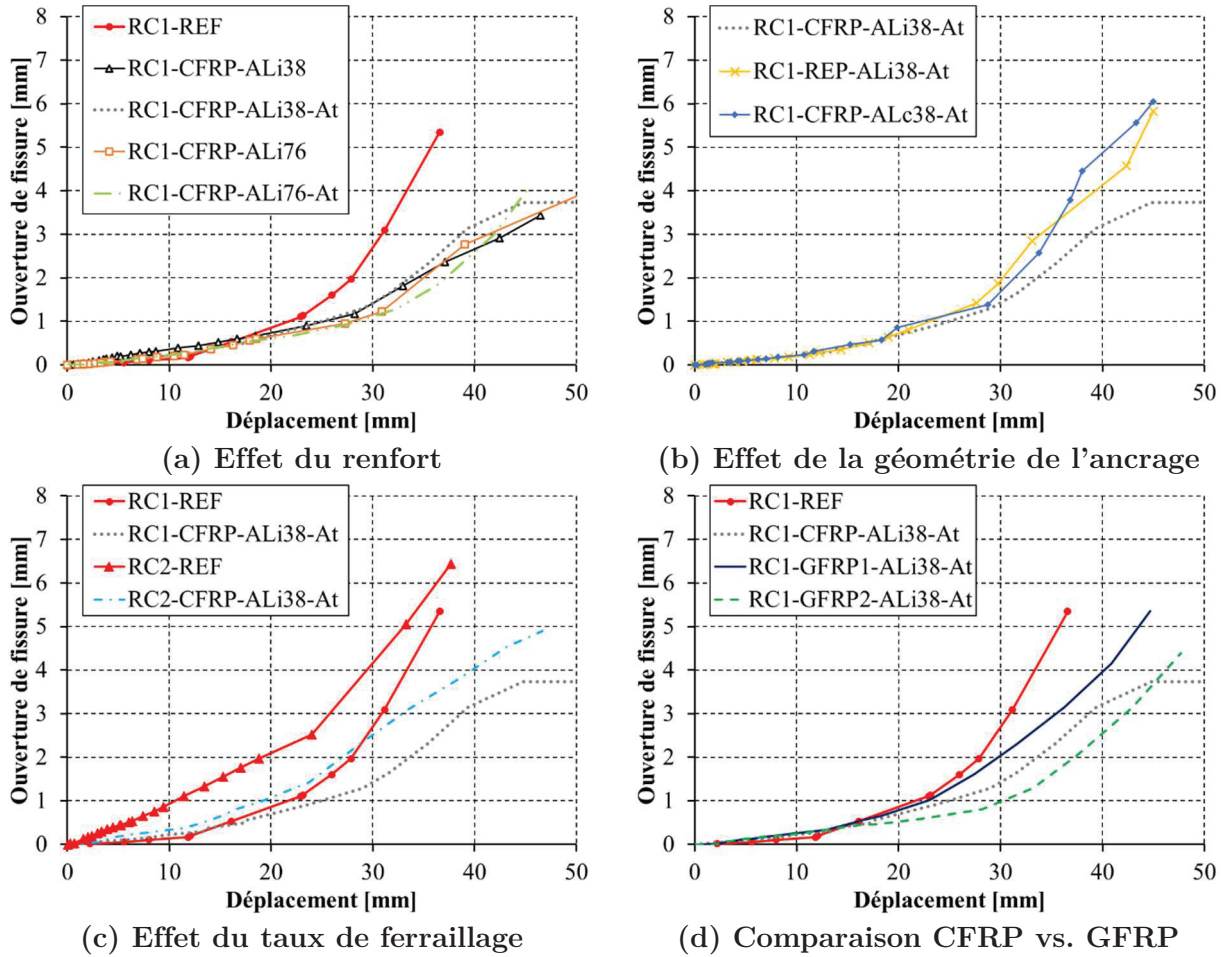


Fig. 89 : Évolution de l'ouverture de fissure.

III.3.3 Analyse de l'endommagement

III.3.3.1 *Énergie élastique et énergie dissipée*

L'énergie dissipée dans un essai cyclique est définie par la surface comprise à l'intérieur de la boucle d'hystérésis de chaque cycle de charge/décharge. Elle constitue un critère important dans le comportement mécanique et vibratoire des liaisons. L'énergie dissipée cumulée (cumulative dissipated energy ou CDE) est égale à la somme de toute l'énergie dissipée entre le début de l'essai et un cycle ou une amplitude donnée. Cette dissipation est liée à l'endommagement des matériaux. Dans une liaison BA renforcée elle peut venir de la fissuration du béton, de la plastification des aciers, au décollement ou à la rupture en traction du renfort composite. La Fig. 90 représente l'évolution de l'énergie dissipée en fonction du déplacement imposé. On remarque que l'ensemble des solutions de renfort proposées permet d'augmenter la CDE. La CDE augmente linéairement jusqu'à ce que la charge ultime soit atteinte, au-delà de ce point la dissipation s'accélère jusqu'à la fin de l'essai.

Les spécimens présentant des ancrages transversaux dissipent moins d'énergie que ceux où ce dispositif est absent. On peut expliquer cet écart par le fait qu'ils garantissent un collage parfait qui empêche tout endommagement de l'interface.

Les configurations qui dissipent le plus d'énergie sont RC1-CFRP-ALi38, RC1-GFRP2-ALi38-At et RC1-GFRP1-ALi38-At avec des gains respectifs de 94, 102 et 120 %. Les solutions renforcées par PRFV présentent de meilleures propriétés dissipatives que les autres, cela s'explique par leur raideur plus faible qui permet au béton de se fissurer en dehors de la zone de ruine. Ce bénéfice est d'autant plus important dans le cas de la première configuration grâce à la réduction progressive du nombre de couche qui facilite encore la fissure de la partie dalle.

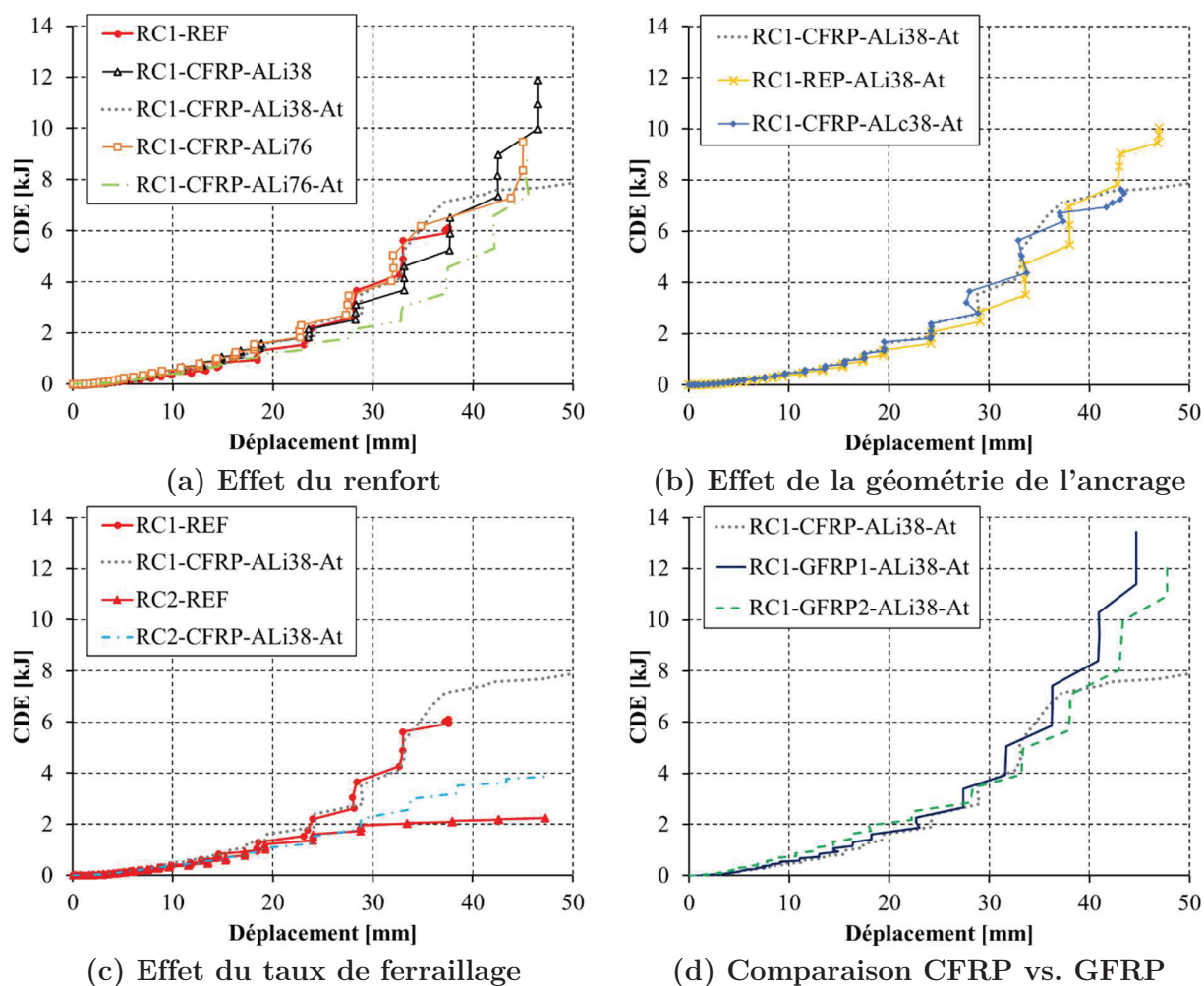


Fig. 90 : Évolution de l'énergie dissipée cumulée.

Corps d'épreuve	CEE [kJ]	CDE [kJ]	Δ_{CDE} [%]
RC1-REF	6.2	6.1	/
RC1-CFRP	6.3	6.6	+ 7 %
RC1-CFRP-ALi38	12.9	11.9	+ 94 %
RC1-CFRP-ALi38-At	12.1	7.9	+ 29 %
RC1-REP-ALi38-At	11.2	9.0	+ 48 %
RC1-CFRP-ALc38-At	12.0	6.9	+ 14 %
RC1-CFRP-ALi76	12.4	10.0	+ 64 %
RC1-CFRP-ALi76-At	14.9	8.8	+ 45 %
RC1-GFRP1-ALi38-At	11.8	13.4	+ 120 %
RC1-GFRP2-ALi38-At	13.7	12.3	+ 102 %
RC2-REF	2.0	2.3	/
RC2-CFRP-ALi38-At	5.8	4.0	+ 75 %

Tableau 16 : Gain d'énergie dissipée cumulée.

III.3.3.2 Ductilité

La ductilité quantifie la capacité d'une structure à se déformer avant sa ruine. Elle peut s'exprimer sous la forme d'une valeur de déplacement ou d'un ratio. En béton armé elle peut être définie par le rapport entre le déplacement ultime et le début de la plastification des aciers (voir **Eq. 13**). Le déplacement ultime correspond à la valeur de déplacement imposé lorsque le spécimen a perdu 20 % de sa résistance. Il existe plusieurs méthodes pour déterminer la valeur de déplacement plastique. Dans la partie III.3.2.1 une méthode d'estimation directe basée sur les mesures de déformation des aciers a été employée. Le principal point faible de cette solution réside dans le fait qu'elle se base sur une mesure ponctuelle de la déformation des aciers. Park (1988) [115] a proposé plusieurs alternatives permettant de mesurer le déplacement plastique directement sur la courbe enveloppe (voir Fig. 91). En comparant les différentes solutions il recommande l'emploi d'une approximation basée sur l'absorption d'énergie Elasto-plastique. Cette méthode (Fig. 91 (c)) consiste à fixer la valeur de telle sorte que les aires entre la courbe enveloppe idéalisée (Elasto plastique parfaite) et la courbe enveloppe réelle s'annulent. Les valeurs numériques de δ_y de δ_u et de μ sont détaillées dans le Tableau 17. Les valeurs de δ_y de δ_u sont des moyennes entre les résultats en Push et en Pull.

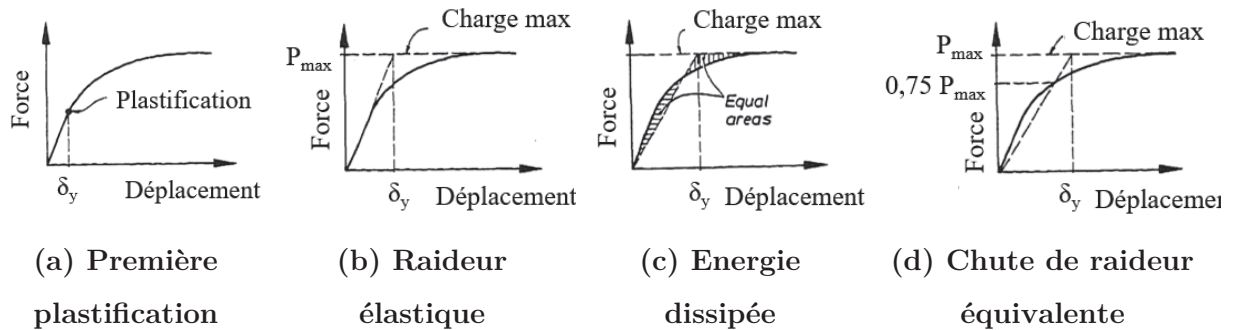


Fig. 91 : Méthodes alternatives du déplacement plastique. Park et al. (1988) [115]

$$\mu = \left(\frac{\delta_u^+}{\delta_y^+} + \frac{\delta_u^-}{\delta_y^-} \right) * 0.5 \quad \text{Eq. 13}$$

Corps d'épreuve	δu^+ [mm]	δy^+ [mm]	δu^- [mm]	δy^- [mm]	μ [-]	μ^+ [%]
RC1-REF	37,6	8,9	-33,8	-13,9	3,3	100 %
RC1-CFRP	23,4	6,9	-36,7	-10	3,5	106 %
RC1-CFRP-ALi38	32,9	14,5	-36,2	-19,9	2	61 %
RC1-CFRP-ALi38-At	41,4	14,3	-33,7	-13,6	2,7	81 %
RC1-REP-ALi38-At	38,1	15,7	-38,5	-17,7	2,3	69 %
RC1-CFRP-ALc38-At	28,9	13,1	-32,9	-21,2	1,9	56 %
RC1-CFRP-ALi76	44,2	13	-30,6	-13,3	2,9	86 %
RC1-CFRP-ALi76-At	37,4	15,6	-46,7	-23,3	2,2	66 %
RC1-GFRP1-ALi38-At	31,4	14,3	-41,1	-16,5	2,3	70 %
RC1-GFRP2-ALi38-At	33	14,4	-40,3	-21,6	2,1	62 %
RC2-REF	23,4	5,2	-23,4	-5,1	4,5	100 %
RC2-CFRP-ALi38-At	23,8	10,4	-29,7	-15,7	2,1	46 %

Tableau 17 : Valeurs de ductilité par rapport au déplacement.

En premier lieu, on peut remarquer que le renfort augmente légèrement la valeur de déplacement ultime avec un maximum de $\delta_u = 42,0$ mm pour le spécimen RC1-CFRP-ALi76-At ce qui correspond à un gain de + 38 %. Si l'on compare ce gain avec ceux de résistance (jusqu'à + 80 %) on constate que le renfort améliore davantage la résistance que la ductilité. Comme vue dans la partie III.3.2.1, le renfort retarde la plastification des aciers. La combinaison de ces deux phénomènes entraîne une chute du rapport δ_y / δ_u avec des valeurs de μ^+ qui varie de 80 à 60 %.

Naaman et Jeong (1995) proposent une autre approche basée sur l'énergie pour quantifier la ductilité d'un élément. Elle se base sur le rapport entre l'énergie totale (la somme de l'énergie dissipée et de l'énergie élastique) et l'énergie dissipée cumulée au moment où la charge maximale est atteinte. Avec cette méthode, la ductilité se calcule selon l'**Eq. 14**. Les résultats sont listés dans le Tableau 18.

$$\mu_n = 0.5 * \left(\frac{E_{tot}}{E_{ela}} + 1 \right) \quad \text{Eq. 14}$$

Corps d'épreuve	$\delta_{\max}^+$ [mm]	E_{ela} [kJ]	E_{tot} [kJ]	μ_n [-]	$\Delta\mu_n$ [%]
RC1-REF	13	2,1	2,6	1,13	/
RC1-CFRP	14	2,4	3	1,13	0 %
RC1-CFRP-ALi38	27,8	7,2	9,4	1,15	2 %
RC1-CFRP-ALi38-At	29	8,9	12,4	1,2	6 %
RC1-REF-ALi38-At	29,1	7,5	10	1,16	3 %
RC1-CFRP-ALc38-At	28,9	9,2	12	1,15	2 %
RC1-CFRP-ALi76	27,5	8,6	11,7	1,18	5 %
RC1-CFRP-ALi76-At	27,9	8,6	10,4	1,11	- 2 %
RC1-GFRP1-ALi38-At	22,9	6,6	8,9	1,17	4 %
RC1-GFRP2-ALi38-At	28,2	8,1	10,9	1,18	4 %
RC2-REF	11,8	0,8	1,3	1,25	/
RC2-CFRP-ALi38-At	23,8	4,1	5,3	1,15	- 8 %

Tableau 18 : Valeurs de ductilité par rapport à l'énergie.

Cette méthode présente une tendance similaire à la précédente avec des réductions/gains de ductilité qui varient de -8 à $+6$ %. Avec une valeur de 1,20 c'est le spécimen RC1-CFRP-ALi38-At qui est le plus ductile. Les deux spécimens renforcés par fibre de verre présentent également de bons résultats avec un indice égal à 1,18. Le faible apport du composite s'explique ici par le fait que les spécimens renforcés ont un comportement plus élastique en début d'essai et ne dissipe plus d'énergie qu'après avoir dépassé leur charge maximale.

III.3.3.3 Chute de résistance

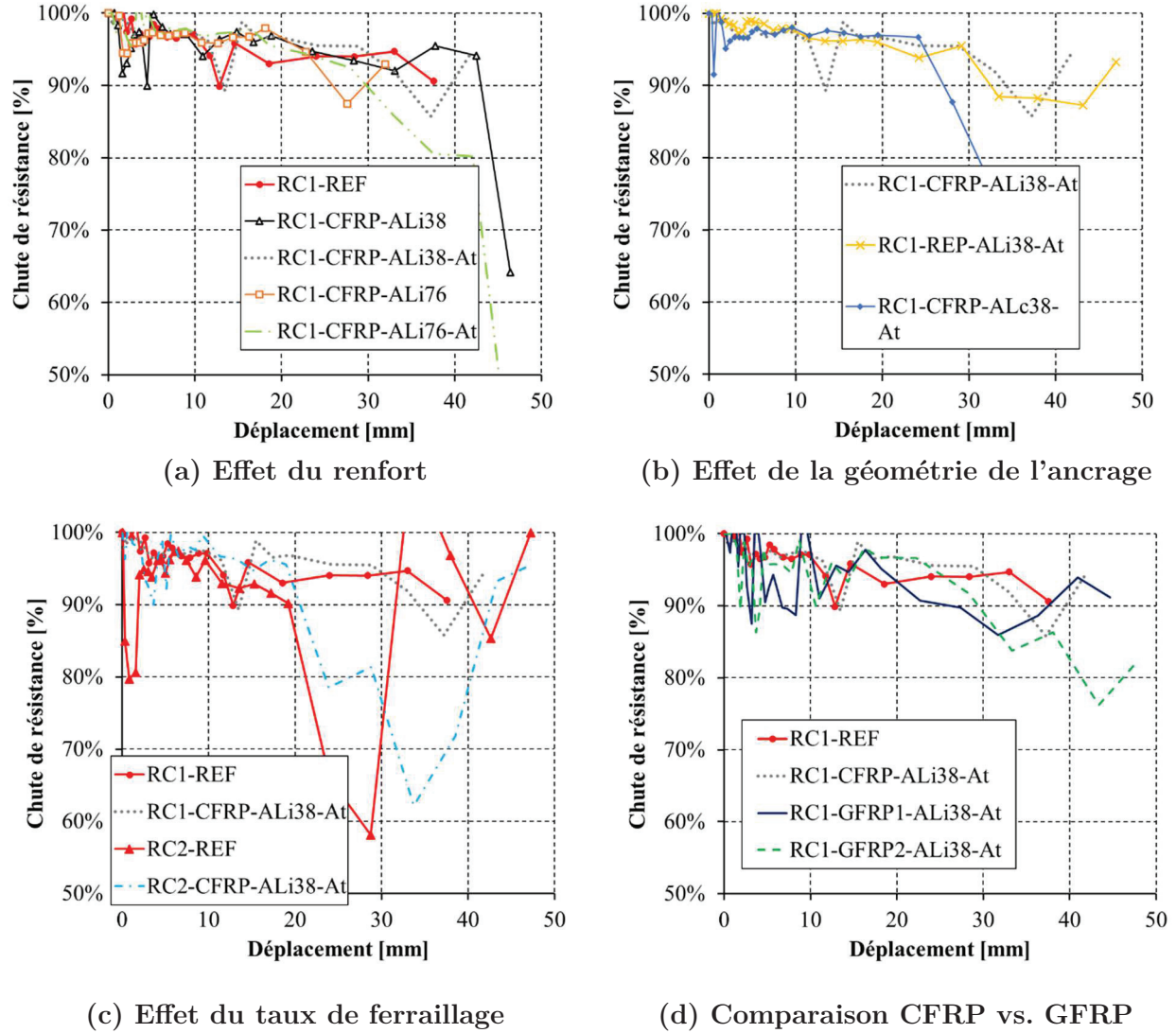


Fig. 92 : Évolution de la chute de résistance.

La chute de résistance correspond au rapport entre la charge maximale mesurée lors du troisième et du premier cycle de chargement. Ce rapport permet de suivre l'évolution de l'endommagement dans les liaisons. La Fig. 92 présente l'évolution de la chute de résistance en fonction du déplacement imposé. La majorité des spécimens présente un comportement similaire avec une dégradation qui varie entre 100 et 90 %. Plus le chargement imposé augmente plus ces valeurs sont importantes. Les liaisons renforcées par PRFV montrent une dégradation plus importante que leurs homologues renforcées par PRFC ce qui signale un endommagement plus important de ces liaisons. Les spécimens faiblement ferrailés montrent une chute très importante lorsque $\delta = 25$ mm. Cette chute est imputable à la rupture progressive des aciers.

III.3.3.4 Évolution de la raideur

Les courbes enveloppes montrent une diminution de leurs pentes lorsque le déplacement imposé augmente, cela traduit une diminution de la raideur des spécimens. Elle est causée par la dégradation des propriétés mécaniques des matériaux constituant les liaisons (fissuration du béton, plastification des aciers, décollement du renfort). La raideur constitue donc l'un des marqueurs de l'endommagement. Les structures en béton armé présentent généralement un comportement non linéaire. Un certain nombre d'outils ont donc été proposés au cours des années pour quantifier la raideur, car celle-ci joue un rôle important dans le comportement vibratoire des structures. Sullivan et al. (2004) [116] ont montré que la raideur sécante permet une bonne estimation du comportement des structures BA.

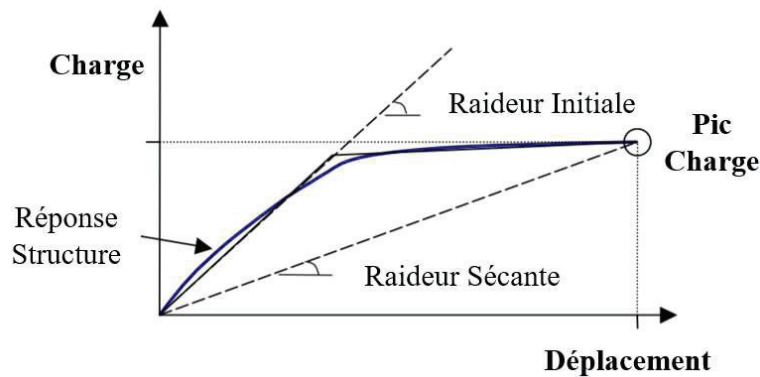


Fig. 93 : Schéma de la raideur sécante. Sullivan et al. (2004) [116]

$$K_i = \frac{|P_i^+| + |P_i^-|}{|\delta_i^+| + |\delta_i^-|} \quad \text{Eq. 15}$$

Comme le montre la Fig. 93, la raideur sécante peut s'exprimer sous la forme d'un rapport entre le déplacement maximal et la charge maximale mesurée lors du premier cycle de chaque palier de chargement (voir **Eq. 15**). Elle est maximale dans la phase de pré fissuration et diminue au cours de l'essai. La Fig. 94 présente l'évolution de la raideur sécante en fonction du déplacement imposé, les valeurs affichées sont les moyennes des deux directions.

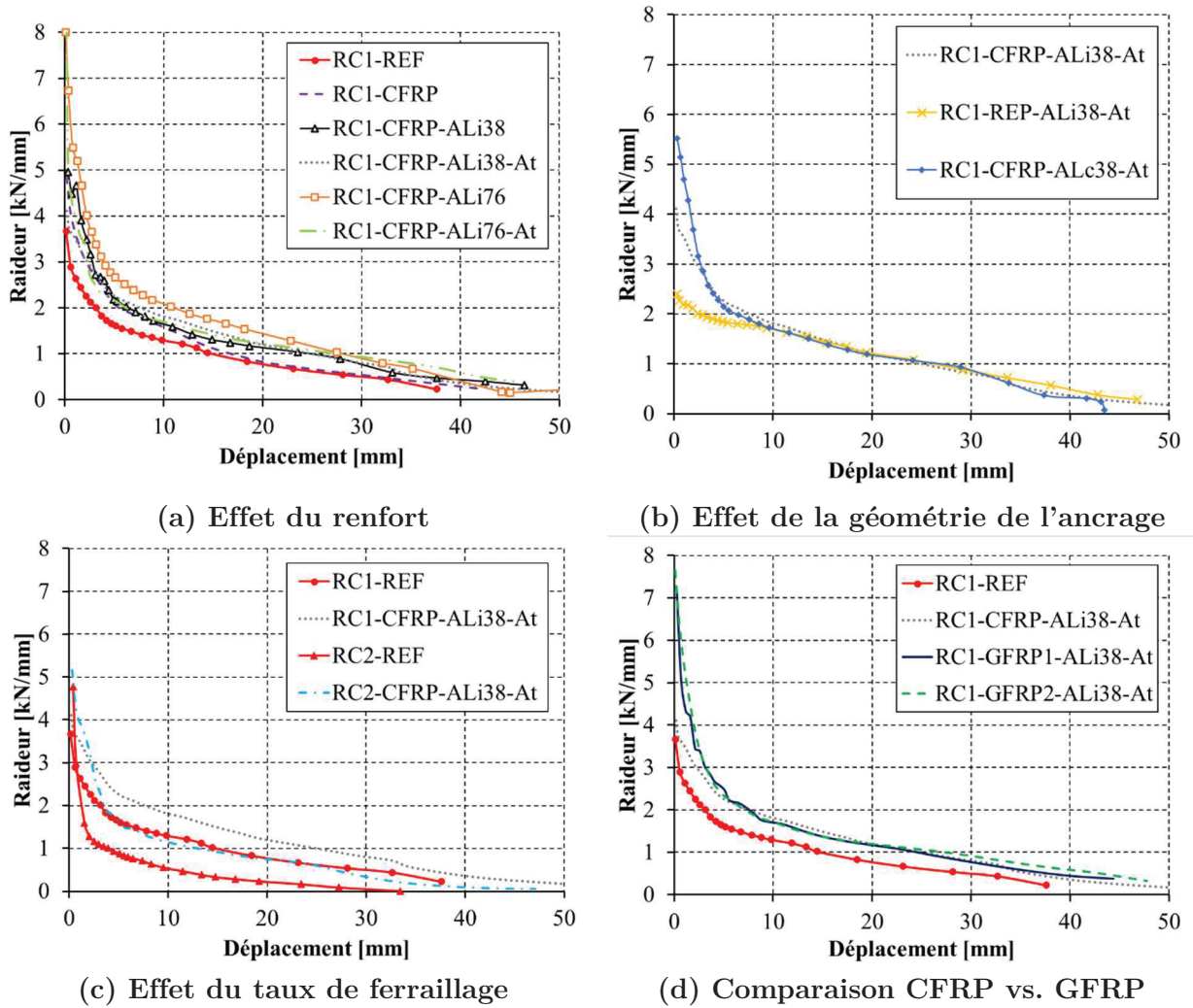


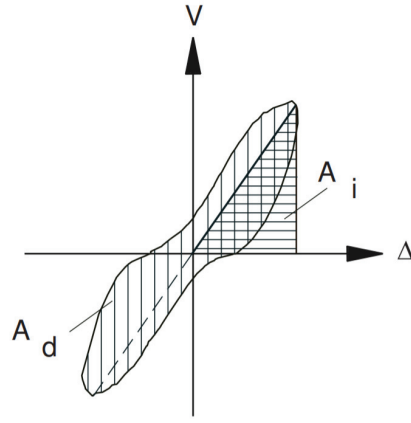
Fig. 94 : Évolution de la raideur sécante.

Les spécimens renforcés ont une raideur plus importante que les spécimens non renforcés, c'est le spécimen RC1-CFRP-ALi76 qui montre la raideur la plus importante. La forme de l'ancrage et le remplacement du PRFC par du PRFV ne modifient pas la raideur sécante. Pour un déplacement inférieur à $\delta = \delta_u = 30$ mm, l'écart de raideur entre les essais témoins et les essais renforcés reste constant sur toute la durée. Cette mesure confirme l'absence d'endommagement au niveau des bandes de renfort au cours de l'essai.

III.3.3.5 Amortissement équivalent

L'amortissement équivalent (Equivalent damping) est un moyen de prendre en compte les capacités dissipatives d'un élément dans un calcul dynamique. L'amortissement équivalent est défini par Greifenhagen (2006) [117] comme un rapport entre l'énergie dissipée et l'énergie élastique et se calcule à l'aide de l'Eq. 16.

$$\xi_{eq} = \frac{A_d}{4\pi A_i} \quad \text{Eq. 16}$$


 Fig. 95 : Définition de A_d et A_i .

La Fig. 95 illustre la définition des termes A_d et A_i qui sont employés dans l'Eq. 16. Le terme A_d correspond à l'énergie dissipée à chaque cycle et le terme A_i à une expression simplifiée de l'énergie élastique ($A_i = V_{\max}^+ \times \Delta_{\max}^+ / 2$). La Fig. 96 présente les résultats des différentes configurations.

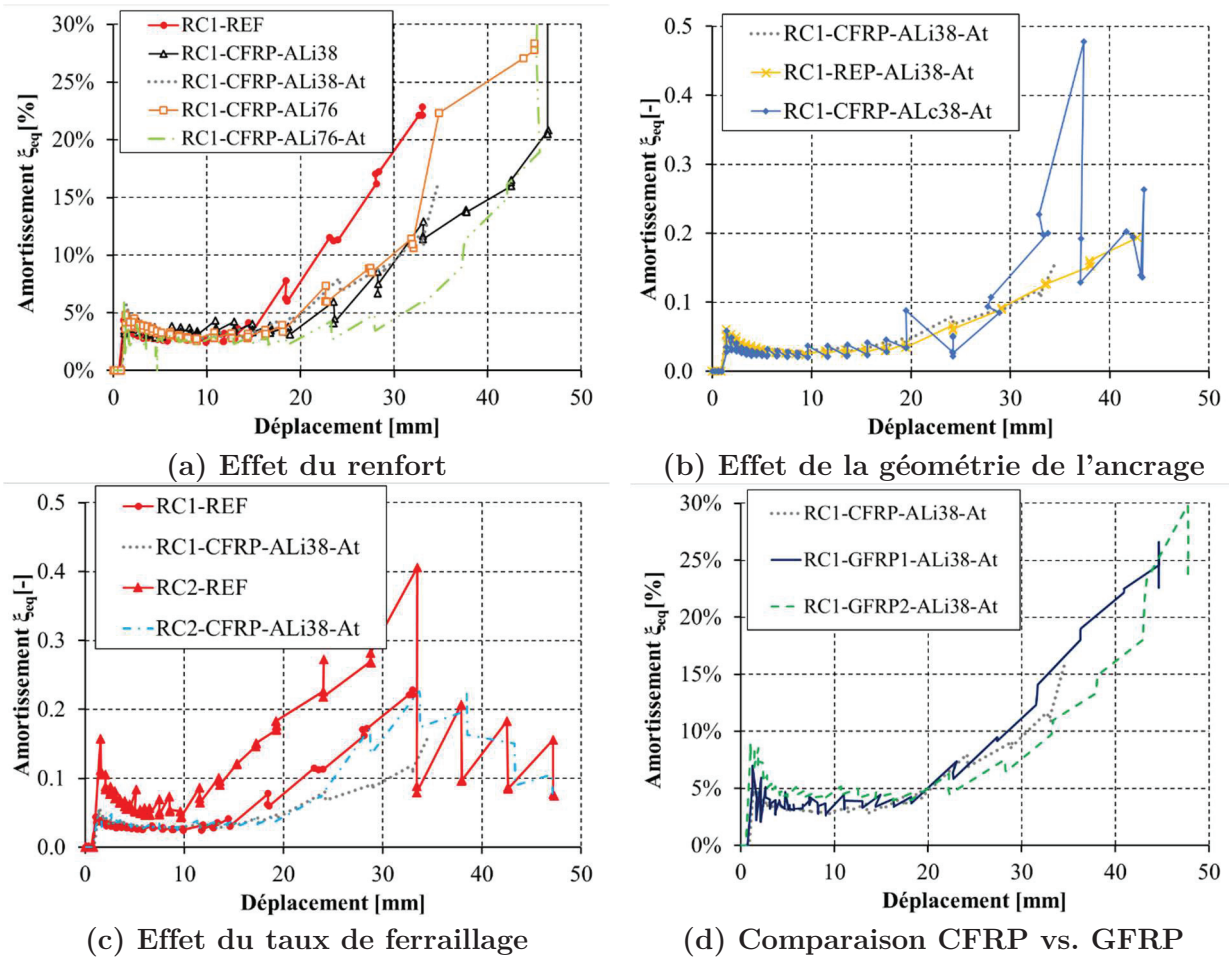


Fig. 96 : Évolution de taux d'amortissement équivalent.

Les courbes montrent qu'à l'exception du spécimen RC1-CFRP-Ali38-At tous les spécimens présentent un taux d'amortissement supérieur ou égal à l'essai témoin. On observe un pic d'amortissement sur le spécimen RC1-CFRP-ALc38-At, celui-ci s'explique par la grande quantité d'énergie dissipée ponctuellement au moment de la rupture d'une partie des ancrages.

D'une manière générale les spécimens présentent un taux d'amortissement de 0.03 à 0.05 avant le début de la plastification des aciers. Une fois celle-ci initiée, le taux monte jusqu'à 0.2 / 0.3. Les spécimens témoins atteignent leurs maximums pour un déplacement de $\delta = \delta_u = 30$ mm, pour les spécimens renforcés l'optimum est atteint pour un déplacement de $\delta = 1.5 \times \delta_u = 45$ mm. Cet écart peut s'expliquer par le fait que malgré une rupture partielle du renfort (arrachement et/ou décollement) celui-ci assure toujours la reprise d'une partie des efforts permettant ainsi la poursuite des phénomènes de dissipation.

Ces valeurs sont bien supérieures aux taux d'amortissement de calcul imposés par l'Eurocode 8. En effet la norme préconise pour les calculs des structures BA à l'ELU où la plastification des aciers est donc autorisée un taux de 0.05 ce qui correspond aux résultats de pré plastification des liaisons testées.

III.3.3.6 Indice d'endommagement de Park

L'indice de Park, formulé par Park et Ang (1985) [118], permet de suivre l'évolution de l'endommagement d'un élément ou d'une structure en fonction de sa ductilité et de la quantité d'énergie dissipée. Il se note D et se calcule à partir de l'Eq. 17.

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \frac{DE}{\delta_u P_y} \quad \text{Eq. 17}$$

Le terme δ_m est égal au déplacement imposé lors du cycle. δ_u est égal au déplacement ultime. P_y est égale à la charge au moment de la plastification ce qui correspond à la charge associée au déplacement δ_y . Les valeurs de δ_u et δ_y sont détaillées dans le paragraphe III.3.3.2. DE correspond à la quantité d'énergie dissipée lors des trois cycles. Le paramètre β permet de définir le ratio entre la contribution de la ductilité et de la dissipation d'énergie dans l'évolution de l'endommagement. Plusieurs méthodes permettent de calculer ce rapport. Promis et al. (2009) [119] proposent une valeur de 0.25 pour les structures faiblement renforcées. L'indice de Park varie entre 0 et 1 en fonction du niveau d'endommagement de la structure, afin de relier cette valeur à un état de l'ouvrage une échelle d'endommagement, comme celle proposée dans le Tableau 19, peut être définie. Cette échelle se base sur les travaux de Promis et al. (2009 et 2012) [119], [120].

Valeur	Niveau d'endommagement
$D < 0.10$	Pas d'endommagement / Faible fissuration
$0.10 < D < 0.25$	Faible endommagement
$0.25 < D < 0.40$	Endommagement modéré / Fissuration importante
$0.40 < D < 0.80$	Endommagement important
$0.80 < D$	Ruine

Tableau 19 : Échelle de l'endommagement.

La Fig. 97 montre l'évolution de l'indice de Park en fonction du déplacement. La majorité des spécimens présente une évolution de l'endommagement bilinéaire, avec une première phase qui se termine lorsque la charge ultime est atteinte, au-delà de ce point c'est la dissipation d'énergie qui entraîne une accélération de l'endommagement.

En comparant les différentes configurations, on observe que les spécimens renforcés s'endommagent moins rapidement que le spécimen témoin. Cette différence s'explique par le comportement élastique des FRP qui entraîne une plus faible dissipation d'énergie tant que le déplacement ne dépasse pas les 30 mm. L'augmentation de la section des ancres longitudinaux réduit le niveau d'endommagement. Le comportement plus fragile du spécimen RC1-CFRP-**ALc38**-At induit un endommagement plus rapide. Un taux de ferrailage plus faible augmente la vitesse de l'endommagement. Les deux configurations renforcées par PRFV présentent une cinématique d'endommagement similaire à celles renforcées par PRFC.

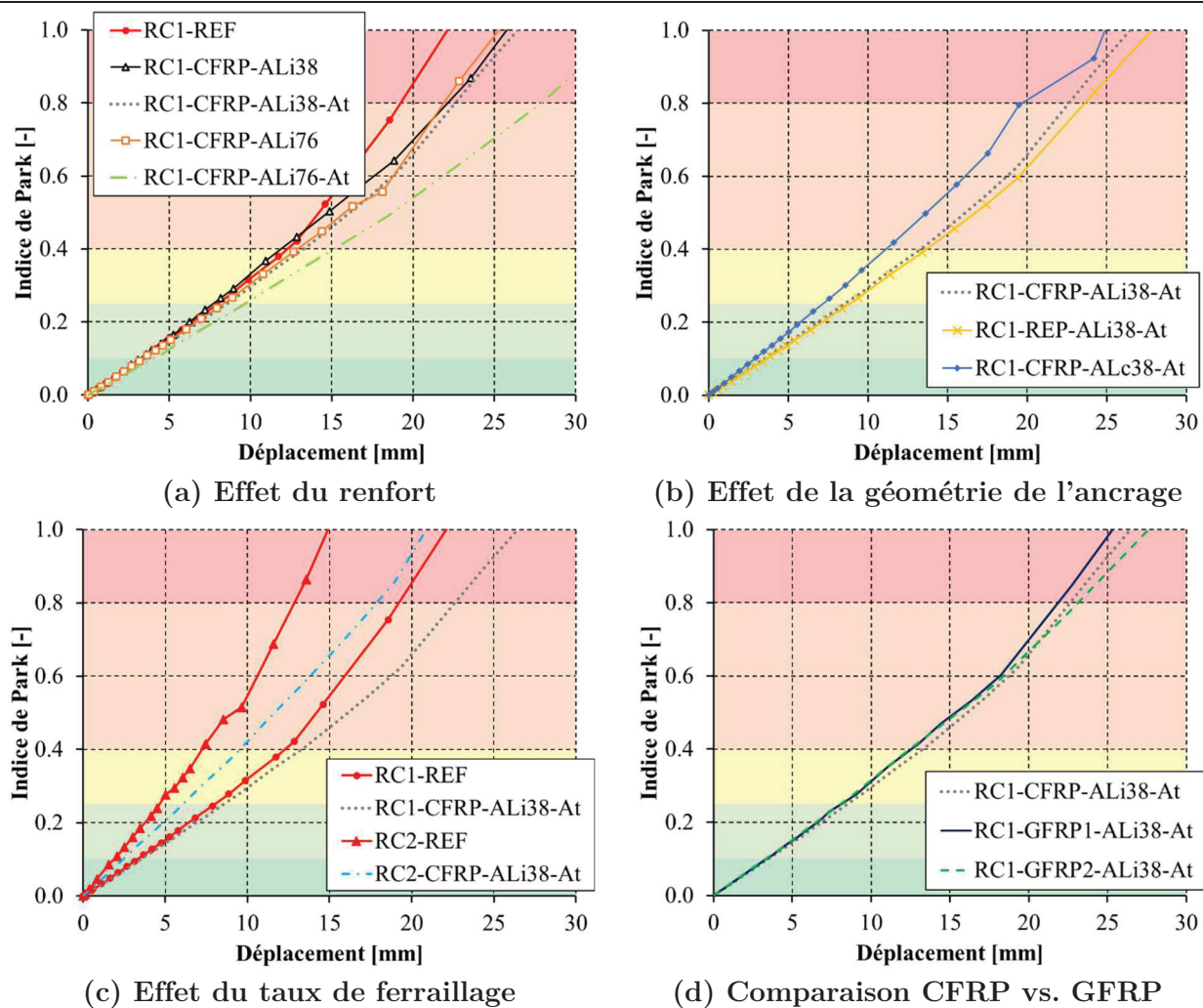


Fig. 97 : Évolution de l'indice de Park en fonction du déplacement.

III.4 Conclusion

III.4.1 Introduction

Cette campagne expérimentale avait pour objectif de déterminer la viabilité de différentes solutions de renforcement pour les liaisons dalle/voile. Elle a été réalisée sur des liaisons dalle/voile en T à échelle $\frac{1}{2}$. Cette configuration d'essai de flexion avec un élément dalle encastré a permis de tester différentes solutions d'ancrage pour le renfort. 4 configurations de renfort, 2 sections d'ancrages longitudinaux, 2 formes d'ancrages et deux taux de ferrailage ont été étudiés. Les essais ont montré que le renfort par matériaux composites est très efficace pour augmenter la résistance des liaisons. L'influence des différents éléments qui composent le renfort sur la résistance des liaisons, la ductilité et l'énergie dissipée vont être détaillées dans les paragraphes suivants.

III.4.2 Effets de la section des ancrages longitudinaux

La Fig. 98 présente l'effet de la section des mèches longitudinales (en nombre de fil) sur la résistance des liaisons en termes de valeur ($P_{\max}$) et de gain ($\Delta P_{\max}$). Ces courbes montrent que la charge ultime et le gain de résistance sont proportionnels à la section des fils d'ancrages. On notera tout de même que pour des ancrages de 38 fils le gain est en moyenne de 60 % et que le doublement de la section (passant à 76 fils) ne génère qu'un gain de 80 % soit un bénéfice de 20 %. Cette non-linéarité entre la section de l'ancrage et la résistance du spécimen a été observée de nombreuses fois dans la littérature comme dans les essais de liaison poteau/poutre réalisés par Antonopoulos et Triantafillou (2003) [87]. Elle est généralement associée à un changement de mode de ruine. Dans notre cas les mèches d'ancrages de 38 fils présentent une rupture en traction alors que celles de 76 montrent une rupture à l'interface mèche/bande et Bande/béton. En partant de ce constat, **nous pouvons conclure qu'un gain de 80 % constitue un plafond** et que des changements au niveau de la forme des ancrages ou du mode de collage doivent être prévus pour le dépasser.

La combinaison du renfort et de mèche d'ancrage entraîne une augmentation de la raideur sécante, une légère diminution de la ductilité, un gain d'énergie dissipée et une réduction de l'ouverture de fissure. En comparant les résultats des configurations ALi38 et ALi76 on remarque que les essais présentent des résultats proches sur toutes ces variables ce qui permet de conclure que **la section des ancrages longitudinaux n'a peu voire pas d'effet sur l'ouverture de fissure, la quantité d'énergie dissipée et la ductilité des liaisons.**

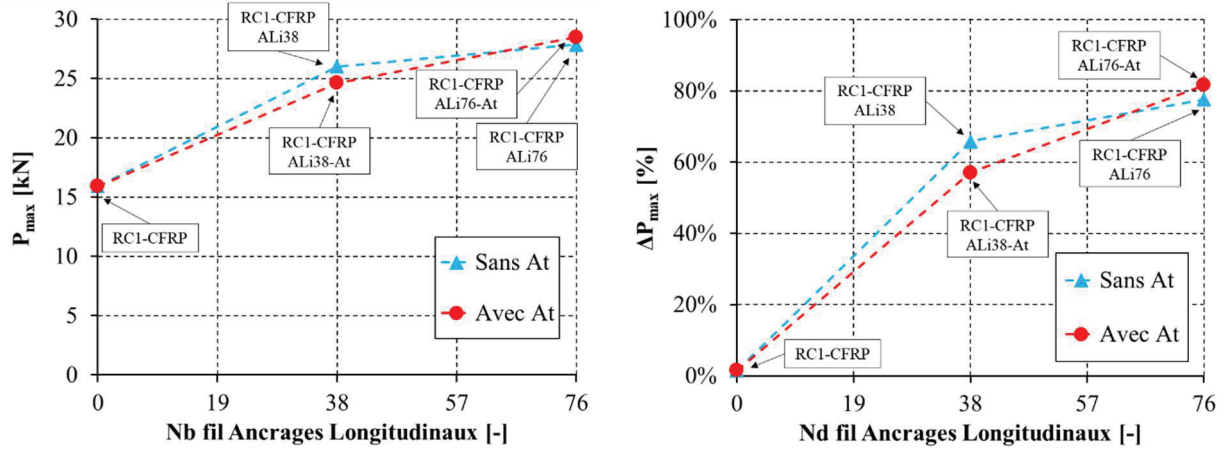


Fig. 98 : Effet de la section des ancrages longitudinaux sur la résistance.

III.4.3 Effets des ancrages transversaux

La Fig. 99 présente l'effet des mèches transversales sur la résistance des liaisons en termes de valeur (P_{max}) et de gain (ΔP_{max}). Les résultats nous montrent que l'ajout de mèches d'ancrages transversaux n'a pas d'effet sur la résistance des liaisons. Le spécimen RC1-CFRP-ALi76 présente une ruine par décollement à l'interface bande CFRP/béton et que l'ajout des ancrages transversaux déplacent la rupture à l'interface Mèche/bande CFRP. Les ancrages transversaux assurent donc leur rôle en augmentant la résistance de l'interface, mais ils ne modifient presque pas la charge de ruine. **On peut donc conclure que la résistance de ces deux interfaces est proche.** Par ailleurs, l'ajout des ancrages transversaux, en empêchant le décollement des bandes, réduit la quantité d'énergie dissipée de 33 % dans le cas des ALi38 et de 12 % dans le cas des ALi76.

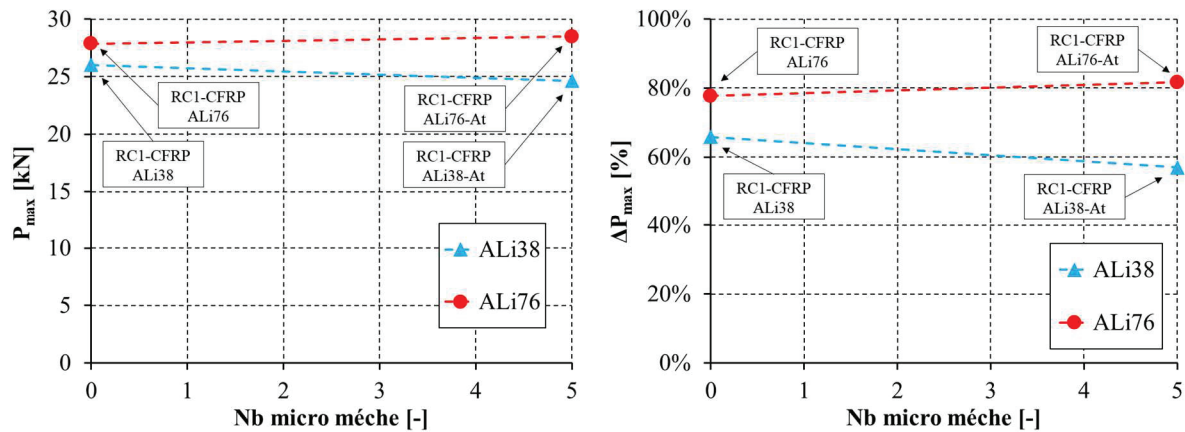


Fig. 99 : Effet du nombre de mèches transversales sur la résistance.

III.4.4 Comparaison PRFC/PRFV

La position des fissures au droit des changements de section dans l'essai RC1-GFRP1-Ali38-At montre bien qu'il est possible d'adapter le mode d'endommagement d'une liaison afin de la rendre plus ductile. En plus de proposer un gain de résistance égal, ce mode de renforcement permet d'accroître de manière très importante la quantité d'énergie dissipée (13.4 kJ / + 120 %). En comparant les configurations GFRP1 et GFRP2, on remarque que le gain de dissipation se fait au détriment de la résistance, car la configuration GFRP1 présente un gain de + 63 % contre + 82 % pour l'essai GFRP2. Ces essais démontrent l'intérêt de la fibre de verre dans le cadre du renforcement de liaison.

III.4.5 Effets du taux de ferrailage

La Fig. 100 présente l'effet du taux de ferrailage longitudinal sur la résistance des liaisons en termes de valeur ($P_{\max}$) et de gain ($\Delta P_{\max}$). En premier lieu, on constate qu'un taux de ferrailage 3 fois plus faible entraine une charge ultime également 3 fois plus faible ce qui confirme le mode de ruine par pivot A en flexion. Dans les deux configurations, le renfort permet d'augmenter de manière importante la résistance des liaisons en termes de valeur et de gain. Le gain est inversement proportionnel au taux de ferrailage. On peut estimer que pour cette configuration de renfort le gain maximal est égal à 200 % dans le cas d'un taux de ferrailage minimum $\rho_s = \rho_{s,\min} = 0.14 \%$ [3].

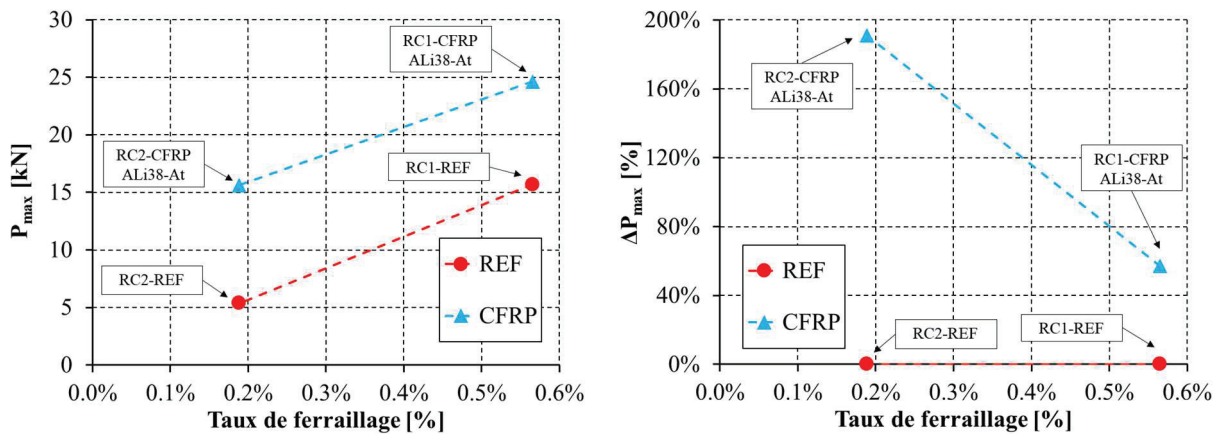


Fig. 100 : Effet du taux de ferrailage longitudinal sur la résistance.

III.4.6 Perspective

Maintenant que la participation de chaque élément a été clairement identifiée la prochaine étape consiste à proposer une solution qui combinera des bandes PRFC et de PRFV, des micro-mèches et des ancrages transversaux. Le choix d'appliquer un renforcement à une géométrie de liaison fidèle à la réalité et soumise à un chargement réaliste permettra de prouver la pertinence de ce type de solution dans le cadre du renforcement d'un ouvrage existant.

Chapitre IV : Etude du comportement de liaison dalle voile à échelle réelle

IV.1 Introduction

La première campagne expérimentale nous a permis d’analyser le comportement mécanique des différents constituants d’une solution de renfort appliquée sur une liaison dalle voile en béton armé. L’effet du ferrailage, de la section des ancrages longitudinaux, des ancrages transversaux et le type de renfort ont pu être définis.

Cette seconde campagne d’essai vise à combiner ces éléments afin de proposer une solution de renforcement réaliste d’une liaison dalle/voile. Le choix de la géométrie a été dicté par les dispositions constructives du bâti existant en France. Le ferrailage a été dimensionné selon les normes actuellement en vigueur [3]. Contrairement à la campagne précédente, le mode de ruine ne sera pas défini lors du dimensionnement. L’objectif de ces essais est d’étudier le comportement mécanique d’une liaison dalle voile en flexion, et d’observer les effets du renfort sur sa résistance, sa ductilité, ses capacités dissipatives et son endommagement.

Les deux liaisons mises en œuvre lors de cette campagne se situent dans un bâtiment résidentiel de 3 étages (R+3). La Fig. 101 présente une coupe de l’ouvrage. Pour une question de clarté, la structure a été épurée au maximum, en effet seule une tranche de 1 m de large est étudiée. La redistribution des efforts dans la seconde direction est négligée, des travaux ayant déjà traité de ce sujet [43]. Le choix a également été fait de ne pas ajouter de voile de contreventement, celui-ci est donc uniquement assuré par l’encastrement des nœuds. La liaison étudiée se situe dans le plancher haut du rez-de-chaussée (RDC), c’est elle qui reprend le plus d’effort en cas de sollicitation horizontale. Toujours dans un souci de fidélité, la partie voile du spécimen sera post-contraint afin de simuler la charge verticale de service appliquée par les étages supérieurs.

Ce chapitre s’organise en 4 parties. La première étape consistera à décrire le bâtiment où se situe la liaison testée, le choix de la géométrie, le calcul du ferrailage et la justification du renfort mis en œuvre sur l’essai renforcé (FRP). La seconde partie portera sur les dimensions des spécimens testés, le choix du montage expérimental, les conditions d’appuis et l’appareillage. Les caractéristiques des matériaux mis en œuvre seront également détaillées. La troisième partie traitera des données collectées ainsi que des observations faites au cours des essais. Dans un quatrième temps, les résultats seront analysés, l’effet du renfort sur le mode de ruine et sur l’évolution de l’endommagement sera également détaillé. La conclusion portera sur les effets locaux et globaux du renfort sur le comportement mécanique de la liaison.

Ces essais ont été réalisés dans le cadre d'un échange international entre le LMC2 et l'université de Sherbrooke et sous la supervision de la professeure Nathalie ROY. Le stage a été financé par une bourse d'études Mittac GLOBAL LINK, par Campus France, par la région AURA et également par l'université de Sherbrooke. Les matériaux de renforcement ont été livrés sur place par l'entreprise Freysinet.

IV.2 Contexte et description de la structure

IV.2.1 Le bâtiment

IV.2.1.1 Géométrie du bâtiment

Une étude se basant sur les constructions existantes en France a été réalisée. Le choix de se concentrer sur le parc immobilier français est justifié par la forte utilisation du système constructif dalle/voile quand la majorité des autres pays préfèrent des systèmes poteau/poutre/dalle. En effet la majorité des bâtiments d'habitation collectifs et des bâtiments tertiaires de faible à moyenne hauteur (de 2 à 8 étages) sont réalisés à l'aide de cette méthode. Le bâtiment qui a été choisi dispose de 3 étages (R+3) en plus d'un rez-de-chaussée (RDC). La hauteur totale de chaque niveau est de 3 m. Le cloisonnement de chaque niveau est identique, au centre on retrouve une zone de passage d'une portée de 3 m avec de part et d'autre des zones d'habitation où la portée de la dalle est de 6 m (les portées sont mesurées entre axes). La descente de charge est assurée par des voiles BA de 180 mm d'épaisseurs. L'épaisseur de toutes les dalles est fixée à 200 mm. Dans ce type d'ouvrage, le choix des épaisseurs est motivé par des raisons acoustiques. La Fig. 101 présente une vue en coupe du bâtiment.

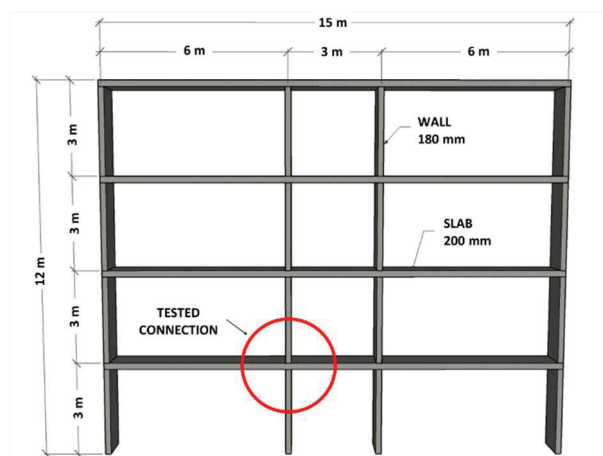


Fig. 101 : Coupe du bâtiment d'origine.

IV.2.1.2 Choix de la méthode constructive

On distingue deux méthodes pour la réalisation de structure en béton armé. La première consiste à couler les éléments en place à l'aide de coffrage, Fig. 102 (a) et (b). Les armatures sont généralement présentes sous forme de treillis soudé et la continuité du ferrailage au niveau des nœuds est obtenue par recouvrement des aciers. On parle dans ce cas de voile banché. La seconde méthode passe par l'utilisation d'éléments préfabriqués. L'utilisation d'éléments préfabriqués est une alternative aux éléments BA coulés en place. En France, ils ont été massivement utilisés dans les années 70/80 notamment dans le cadre de la construction des grands ensembles. On observe depuis une dizaine d'années un retour de ces méthodes notamment avec l'utilisation de prédalle, voir Fig. 102 (d), et de prémur (voir Fig. 102 (c)) qui sont préfabriqués en usine ou directement sur site. En plus d'assurer un rôle structurel, ces éléments constituent des coffrages perdus ce qui réduit le temps de mise en œuvre. Avec des portées pouvant aller jusqu'à 10 m contre 6 m pour des dalles coulées en place (chiffre donné pour une épaisseur de 200 mm), l'utilisation de prédalle précontrainte permet d'augmenter l'espacement entre les porteurs verticaux. L'emploi des prémurs est quant à lui principalement motivé par des raisons économiques.

Une fois mis en place les éléments préfabriqués ont un comportement mécanique similaire aux éléments coulés en place. Pour la réalisation de ces essais, c'est la méthode de coulage en place qui a été retenue afin d'avoir un meilleur contrôle de la réalisation et ainsi limiter la dispersion des résultats.



(a) Banche



(b) Coffrage dalle BA



(c) Prémur



(d) Prédalle

Fig. 102 : Différentes méthodes de mise en œuvre des éléments dalle/voile.

IV.2.1.3 Le contreventement

Le contreventement des structures dalle/voile est généralement assuré par des voiles placés parallèlement à la charge horizontale. Les bâtiments récents disposent d'une quantité de contreventement égale dans les deux directions ce qui garantit leur stabilité face aux efforts horizontaux comme les charges de vent ou les sollicitations sismiques. Plusieurs raisons peuvent mener à un déficit de contreventement dans une structure dalle/voile comme de mauvais choix de conception, la nécessité de supprimer les contreventements existants pour des raisons architecturales voir leur absence dans le cas de certain ouvrage du génie civil (bâtiment industriel et ouvrage d'art).

Les travaux de Yuksel et Kalkan (2007) [1] ont montré que même dans le cas d'une structure correctement contreventée la rupture se situe systématiquement au sein des liaisons. Le bâtiment étudié ne dispose d'aucun voile de contreventement. Ce choix place la structure dans le cas le plus défavorable où la stabilité de l'ensemble est garantie pas l'encastrement au niveau des liaisons. Par ailleurs le dimensionnement du ferrailage ne prendra pas en compte les efforts horizontaux.

IV.2.2 Descente de charge et calcul des efforts sollicitant

La descente de charge est effectuée conformément aux recommandations de l'Eurocode 1 [121]. La répartition des charges surfaciques est détaillée dans la Fig. 103. Le poids propre des finitions de sol et des cloisons est pris égal à 100 kg/m^2 , les charges d'exploitations sont de 250 kg/m^2 dans les parties habitations et de 350 kg/m^2 dans la zone centrale. La masse volumique du béton armé est prise égale à 2500 kg/m^3 . Pour les hypothèses du calcul de la structure, on considère que la liaison entre voiles et les fondations sont des rotules, et que toutes les liaisons dalle/voile sont encastrées. Les dalles sont dimensionnées comme des poutres hyperstatiques.

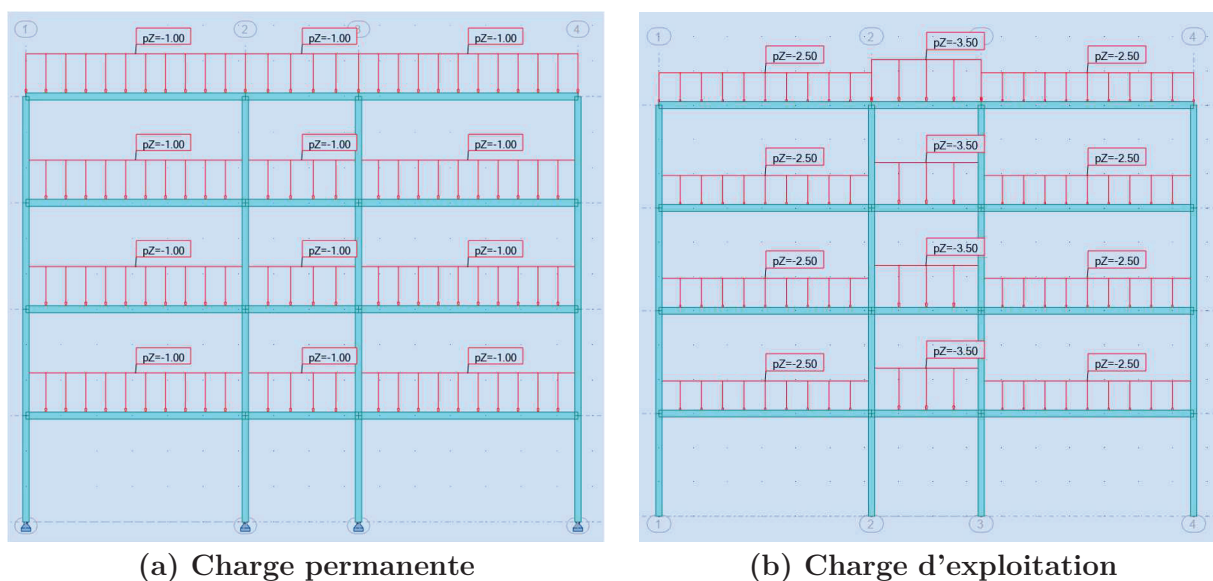


Fig. 103 : Distribution des charges surfaciques.

IV.2.3 Dimensionnement du ferrailage

Le dimensionnement du ferrailage est effectué à partir des efforts sollicitants calculés à partir de la descente de charge. Ce dimensionnement est effectué conformément à l'EUROCODE 2 [3] et il répond également aux exigences de la norme canadienne [122]. On identifie 3 sections dont les sollicitations et la géométrie sont différentes. La première section est celle du voile, le ferrailage y est symétrique sur les deux faces. La seconde section d'acier étudiée se situe sur la face inférieure de la dalle et la troisième au niveau de face supérieure, étant donné les portées on considère le ferrailage continu sur toute la longueur des éléments. Le béton est de classe C30/37 et les aciers de nuance S500B.

Le calcul des moments résistants des différentes sections ainsi que la validation des critères de service (flèche, fissuration, contrainte limite) sont détaillés dans l'annexe A pour le voile et dans l'annexe B pour la dalle. Le Tableau 20 présente les valeurs de moment résistant et de moment sollicitant à l'état limite ultime. Le ferrailage longitudinal du voile est fixé par la condition de non-fragilité : $\rho_s = \rho_{s,min} = 0.14 \%$. Comme c'est généralement le cas dans les structures en béton armé c'est l'état limite ultime qui pilote le calcul des sections. Comme c'est généralement le cas dans les structures dalle/voile, la résistance à l'effort tranchant est assurée par le béton seul.

Section	N_{ed} [kN]	$M_{ed,REF}$ [kN.m]	$M_{rd,REF}$ [kN.m]	A_{sl} [mm ²]	ρ_{sl} [%]	V_{ed} [kN]	V_{rd} [kN]
VOILE	340	9	42	250	0.14	100	369
Deux faces							
DALLE	0	45	64	700	0.35	100	140
Face inférieure							
DALLE	0	32	46	500	0.25		
Face supérieure							

Tableau 20 : Calcul des sections d'aciers.

IV.2.4 Description du renfort composite

Le premier objectif du renfort composite est d'éviter une rupture en flexion du voile en changeant le mode de ruine. Le second est d'augmenter la résistance, la ductilité et la dissipation d'énergie de la liaison. La conception d'un renfort exclusivement basée sur des matériaux composites est également un élément clé du projet, en effet l'utilisation d'autres matériaux comme l'acier qui présente un risque de corrosion dans le temps ou le béton projeté qui génère un encombrement et une augmentation de la masse de l'ouvrage n'est pas envisageable. La solution de renfort appliquée dans cette campagne reprend les éléments testés lors des essais à échelle réduite. Il s'agit de la solution FOREVA TFC [19] qui est commercialisée par l'entreprise Freyssinet. Le calcul du renfort est effectué conformément à l'avis technique du produit et aux recommandations de l'AFGC [55], [80].

Des bandes de carbone sont appliquées sur les deux tiers de la hauteur du voile à proximité du nœud, car il s'agit de la zone la plus sollicitée. Du fait de sa section et de son taux de ferrailage plus important, la dalle nécessite moins de renfort. Le choix a été fait de la renforcer à l'aide de PRFV, ce type de matériaux ayant montré leur efficacité en termes de résistance et d'augmentation de la capacité dissipative dans le renforcement des liaisons à échelle réduite. Pour maximiser la fissuration de la dalle (afin d'augmenter sa capacité dissipative) la section de PRFV se réduit progressivement. La longueur du renfort est plus importante sur la face supérieure, car le taux de ferrailage y est plus faible. Le moment résistant de calcul des différentes sections est détaillé dans le Tableau 21.

Le risque de décollement est l'un des principaux points faibles des renforts composites. Dans le cas du renfort de liaison poteau/poutre présentée dans la littérature, l'ancrage du renfort est garanti par des systèmes de confinement réalisé à l'aide de bandes de tissu enroulées autour des éléments BA. Cette disposition n'est pas applicable dans le cadre des liaisons dalle/voile c'est pourquoi l'intégralité de l'ancrage est garantie par l'application des mèches d'ancrages composites. L'ancrage longitudinal des bandes est garanti par des mèches qui traversent le nœud en diagonale et qui assurent la connexion entre les faces du renfort. Le choix de la section de ces ancrages se base sur un taux de travail du renfort, celui-ci est pris égal à 40 % pour les ancrages du voile et à 50 % pour ceux de la dalle. 3 mèches de 60 fils assurent l'ancrage des bandes de PRFC et 3 mèches de 20 fils assurent la continuité des bandes de PRFV. Afin de limiter le flambement, des bandes de renforts des 6 ancrages transversaux sont également mis en place. Leurs positions seront détaillées dans le paragraphe qui traite de la description du renfort.

Section	N_{ed} [kN]	Zone [mm]	$M_{ed,frp}$ [kN.m]	M_{rd} [kN.m]	$A_{f,PRFC}$ [mm ²]	$A_{f,PRFV}$ [mm ²]
VOILE	250	{0 → 1000}	84	112	432	0
Deux faces		{1000 → 1500}	14	42	0	0
DALLE Face inférieure	0	{0 → 200}	84	89	0	900
		{200 → 300}	71	79	0	600
		{300 → 400}	65	67	0	300
		{400 → 1500}	58	64	0	0
DALLE Face supérieure	0	{0 → 300}	84	72	0	900
		{300 → 500}	65	62	0	600
		{500 → 700}	52	52	0	300
		{700 → 1500}	39	48	0	0

Tableau 21 : Calcul des sections de renfort composite.

IV.3 Protocole expérimental

IV.3.1 Description des spécimens

IV.3.1.1 Plan de ferrailage

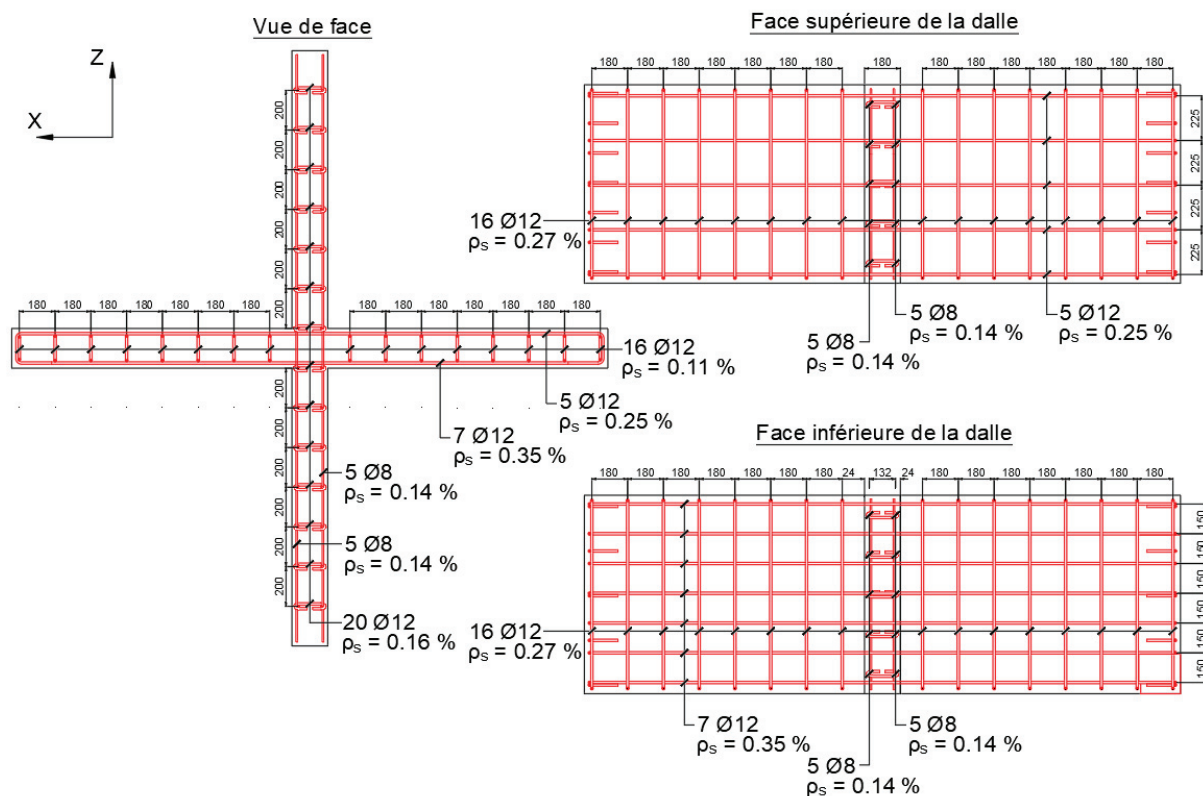


Fig. 104 : Plan de ferrailage de la liaison.

Les calculs préalables ont permis de fixer les sections d'acier des différents éléments. La Fig. 104 présente le plan de ferrailage des deux liaisons. L'enrobage des aciers longitudinaux est de 20 mm et tous les aciers sont continus au niveau du nœud.

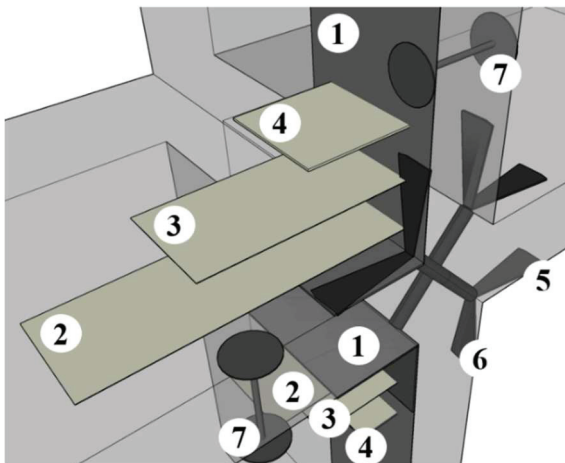
Le ferrailage longitudinal du voile est constitué d'un treillis soudé de barre de 8 mm avec un espacement dans les deux directions de 200 mm. En termes de section cela équivaut à un treillis européen ST25C. Dans les directions longitudinales et transversales les taux de ferrailage sont de $\rho_s = 0,14\%$. L'espacement entre les deux treillis soudés est maintenu à l'aide d'épingle en barre de 12 mm, ces épingle assurent également le rôle d'armature à l'effort tranchant. D'après les calculs préalables, l'ajout d'armatures d'âme n'est pas nécessaire, mais augmente la sécurité du spécimen en supprimant le risque de rupture fragile. On retrouve sur l'ensemble du voile 20 épingle ce qui donne un taux de ferrailage de $\rho_s = 0,16\%$.

Dans la dalle le ferrailage longitudinal de la face inférieure est constitué de 7 barres de diamètre 12 mm ($\rho_s = 0,35 \%$), sur la face supérieure on retrouve 5 barres de diamètre 12 mm ($\rho_s = 0,25 \%$). 8 cadres en barre de 12 mm sont installés sur chaque dalle afin de valider la condition de non-fragilité et de maintenir le bon espacement entre les barres ($\rho_s = 0,27 \%$).

IV.3.1.2 Plan du renforcement composite

La Fig. 105 présente une vue éclatée du renfort, sur la Fig. 106 on retrouve une vue d'ensemble de celui-ci. La justification du choix de sections de renfort a été détaillée plus haut dans le paragraphe IV.2.4. Le renfort du voile est constitué de 3 bandes de PRFC de 300 mm de large (1) collées sur chaque face du voile ($\rho_{f,c} = 0,25\%$). Ces bandes de PRFC mesurent 1200 mm de long avec 1000 mm appliqués sur le voile et un retour de 200 mm sur la dalle afin de garantir une meilleure continuité du renfort. Le renfort de la dalle est constitué d'une superposition de 3 couches de PRFV de 200 mm de large et de longueur variable. La première couche de PRFV (2) mesure 700 mm de long sur la face supérieure et 400 mm sur la face inférieure ($\rho_{f,g1} = 0,15 \%$). La seconde couche de PRFV (3) mesure 500 mm de long sur la face supérieure et 300 mm sur la face inférieure ($\rho_{f,g2} = 0,30 \%$). La troisième et dernière couche de PRFV (4) mesure 300 mm de long sur la face supérieure et 200 mm sur la face inférieure ($\rho_{f,g3} = 0,45 \%$).

Les mèches d'ancrages longitudinales mesurent 670 mm de long, la partie centrale de 270 mm est scellée dans le béton et les 2*200 mm restants sont épanouis sur les bandes. Chaque bande est ancrée par 3 mèches de 80 fils qui se répartissent entre la dalle (20 fils) (5) et le voile (60 fils) (6). Les mèches transversales (7) mesurent 300 mm de long avec 200 mm scellés dans le voile et 2*50 mm épanouis en cercle sur la surface des bandes. Elles sont placées par paire à 50, 150 et 350 mm du nœud. Au total le renforcement est constitué de 18 mèches longitudinales et de 72 mèches transversales.



Num	Description
(1)	Bande PRFC : L = 1000 + 200 mm
(2)	Bande PRFV : L = 700 / 400 mm
(3)	Bande PRFV : L = 500 / 300 mm
(4)	Bande PRFV : L = 300 / 200 mm
(5)	Mèche PRFC : n = 20 fils
(6)	Mèche PRFC : n = 60 fils
(7)	Mèche PRFC : n = 10 fils

Fig. 105 : Vue éclatée du renfort composite.

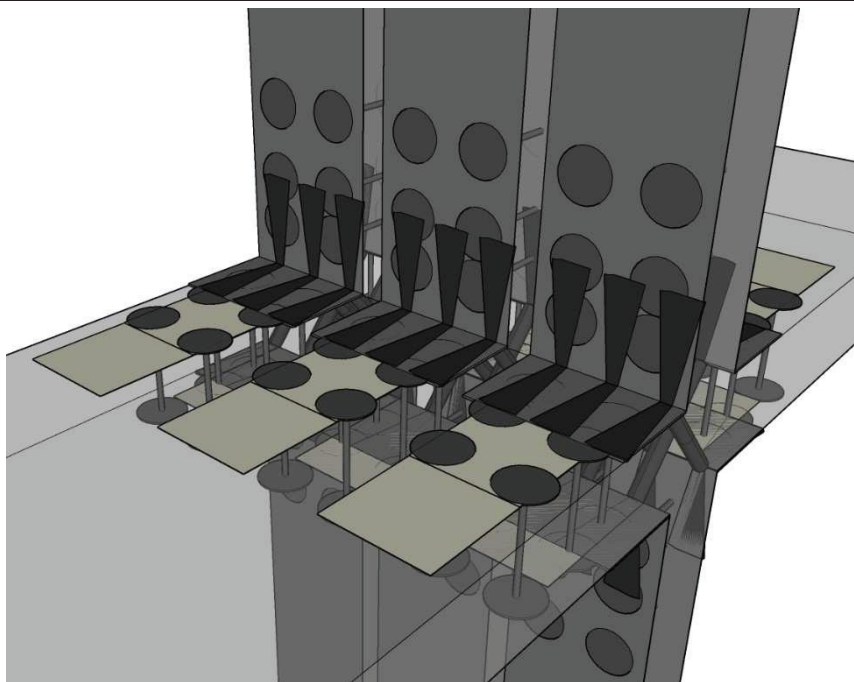


Fig. 106 : Vue d'ensemble de la solution de renfort composite.

Comme cité précédemment, l'un des avantages du renfort composite par rapport à d'autres techniques comme le béton projeté ou le collage de plaque d'acier est sa faible masse. La masse du renfort composite appliqué lors de cette campagne est de 75 kg. Sachant la masse de béton retirée lors du perçage est de 10 kg et que la masse totale de la liaison avoisine les 2,6 t, le renfort représente une augmentation de la masse de 2,5 %. Cette augmentation est clairement négligeable dans la descente de charge de l'ouvrage.

IV.3.2 Fabrication

IV.3.2.1 Ferrailage

Les deux cages d'armatures sont fabriquées sur place. Les cadres et les épingles sont cintrés et les treillis soudés sont découpés à la bonne cote. Une fois fabriqués les différents éléments sont ligaturés ensemble. Des cales d'épaisseurs de 20 mm sont ensuite placées sur toutes les faces du coffrage afin de garantir un enrobage conforme aux recommandations. Au cours du processus de fabrication, des échantillons sont prélevés sur 4 barres de M10 ($\Phi 12$) et sur les deux treillis soudés de D8 ($\Phi 8$) afin d'effectuer des essais de traction.

IV.3.2.2 Coffrage

Afin de pouvoir effectuer le coulage du béton en une unique étape, les spécimens sont coulés à plat dans des coffrages en X. Dans une construction réelle le coulage aurait été effectué en 3 fois, mais l'ensemble des essais devant être réalisé en moins de 2 mois ne nous permettait pas de respecter cette disposition. Les faces du coffrage sont constituées de 2 couches de contreplaqué de 18 mm, Fig. 107 (1). La poussée du béton est contenue par des tiges filetées placées de part en part du coffrage, Fig. 107 (2). Les 6 platines qui serviront à la fixation des rotules sont maintenues en position par des boulons qui débouchent en dehors du coffrage, Fig. 107 (3). Les réservations qui serviront à la fixation de la platine du chargement horizontal et aux barres de post-contrainte sont réalisées à l'aide de tube PVC de 50 mm de diamètre, Fig. 107 (4). La Fig. 107 présente une photo du coulage du spécimen FRP ainsi qu'une vue de l'intérieur du coffrage.

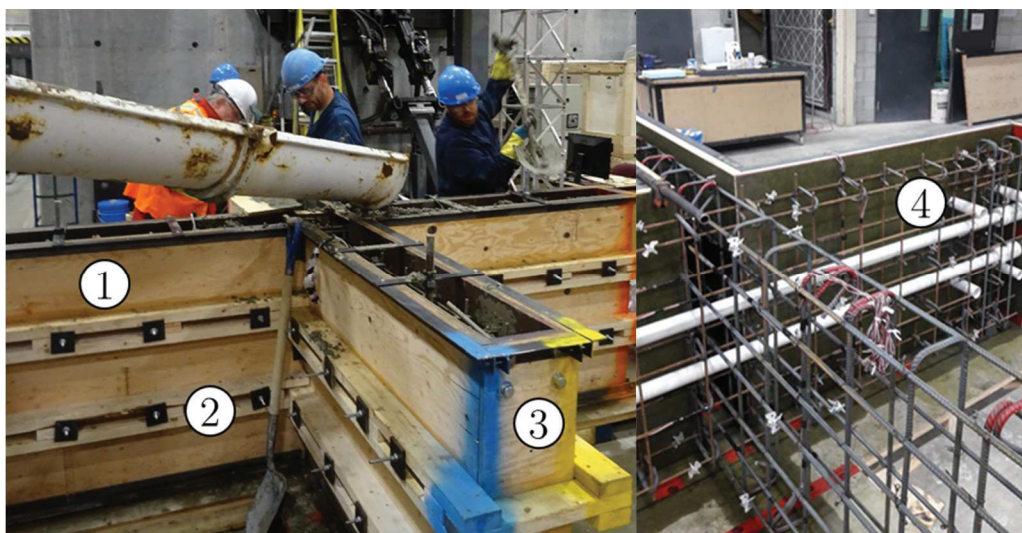


Fig. 107 : Vue du ferrailage / Coulage du spécimen FRP.

IV.3.2.3 Bétonnage

Le béton est fabriqué en centrale avant d'être livré sur site par camion-toupie. Le rapport de masse Eau/Ciment/Gravier/Sable du béton est de 0.07/0.13/0.41/0.40. Son rapport E/C est de 0.54. Au moment de la livraison, un essai d'affaissement au cône d'Abrams [123] est effectué. La fluidité du béton est ajustée au besoin par l'ajout de super plastifiant (afin de ne pas modifier le rapport E/C). La densité du béton frais [124] ainsi que sa teneur en air [125] sont également mesurées conformément à la norme NF EN 12350. Les résultats de ces essais ainsi que les conditions climatiques les jours de coulages sont détaillés dans le Tableau 22. Le béton est ensuite coulé dans le coffrage puis vibré. 6 prismes de 100 x 100 x 400 mm et 18 blocs sont également coulés et vibrés afin de tester les propriétés mécaniques du béton durci.

Spécimen	Date	Température	Affaissement	Densité	Teneur en air
	$[d/m/y]$	$[^{\circ}C]$	$[mm]$	$[t/m^3]$	$[\%]$
REF	25/06/2018	19.4	110	2.56	2.3 %
FRP	04/10/2018	19.2	105	2.55	2.2 %

Tableau 22 : Condition de bétonnage, et propriété du béton frais.

IV.3.2.4 Composite

La préparation du support et la mise en place des bandes suivent les recommandations de l'avis technique du produit. Le processus est identique à celui mis en œuvre lors des essais de liaisons à échelle réduite. Il a donc déjà été entièrement détaillé dans la partie fabrication du troisième chapitre au paragraphe III.2.4.4. La seule différence concerne l'application des ancrages longitudinaux. En effet ceux-ci sont continus, ils sont donc mis en place dans des perçages traversants. Le fait de pousser l'ancrage en place est toujours une opération délicate c'est pourquoi le choix a été fait de les appliquer par traction. Cette opération est réalisée à l'aide d'un simple fil de fer accroché à l'extrémité de la mèche. Une fois en place cette extrémité est coupée et les fouets sont épanouis sur les bandes de renfort composite. Le perçage est préalablement imprégné de résine de scellement et les mèches sont soigneusement imprégnées de résine avant leurs insertions.

Afin de valider la bonne mise en œuvre des ancrages longitudinaux, une mèche a été extraite du spécimen FRP une fois l'essai terminé. La Fig. 108 présente une photo de cette mèche d'ancrage ainsi que celle d'une mèche transversale encore en place dans la dalle. Sur la Fig. 108 (a), on remarque que le béton est collé sur toute la surface de l'ancrage ce qui indique un collage de qualité. Par ailleurs aucune trace d'endommagement n'est visible sur la longueur de l'ancrage, celui-ci se concentre aux extrémités dans les zones où les brins sont pliés. Sur la Fig. 108 (b), on remarque que le perçage est partiellement vide. On peut considérer que les mèches transversales peuvent s'y déplacer librement. Aucune trace d'arrachement ou d'endommagement n'est visible sur ces mèches.



(a) Mèche longitudinale (60 + 20 fils)



(b) Mèche transversale (10 fils)

Fig. 108 : Photos des ancrages composites.

IV.3.3 Montage et appareillage

Maintenant que la géométrie des liaisons a été définie, nous pouvons passer à la description du protocole expérimental mis en œuvre pour les tester. Cette partie détaillera les conditions d'appuis, le chargement et l'appareillage de mesure employé lors de ces essais.

IV.3.3.1 Condition d'appuis

Des plaques d'acier de 40 mm d'épaisseur sont fixées à la dalle d'essai par l'intermédiaire de tige filetée de 25.4 mm de diamètre. L'ensemble du montage est directement vissé sur ces plaques métalliques. Deux rotules sont placées en pied de voile, ces rotules bloquent la translation dans toutes directions et n'autorisent la rotation qu'autour de l'axe Y. Quatre poteaux de 1.5 mètre de haut sont placés à chaque extrémité des dalles. Ils sont fixés aux dalles et à la dalle d'essai par l'intermédiaire de rotule. Ces appuis peuvent être considérés comme des appuis glissants dans la direction X. Ils autorisent également la rotation autour de l'axe Y. Une tige filetée installée en leurs centres permet de régler leurs hauteurs. Le vérin qui applique la charge horizontale est fixé à une de ces extrémités au mur de réaction et de l'autre à une plaque métallique. La Fig. 109 présente le schéma de principe des conditions d'appuis.

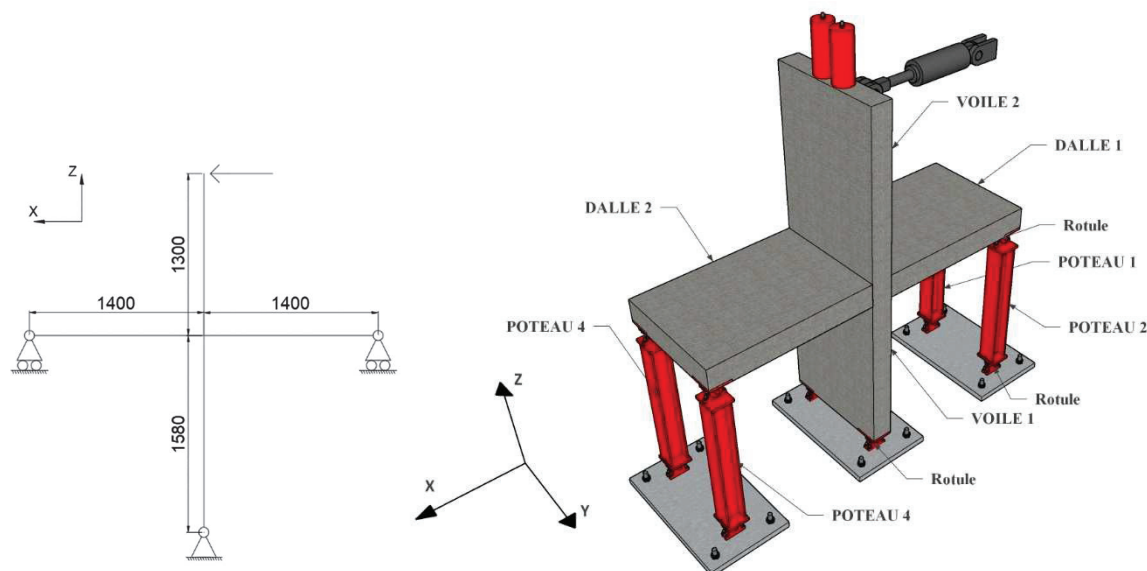


Fig. 109 : Schéma des conditions d'appuis.

Ce montage n'ayant jamais été expérimenté par les équipes de l'université de Sherbrooke il était indispensable de valider les hypothèses des conditions d'appuis. Pour ce faire des capteurs ont été placés pour mesurer le glissement des plaques d'appuis et le déplacement vertical aux extrémités de la dalle. Le dépouillement des résultats montre qu'aucun glissement supérieur à 0,05 mm n'est survenu au cours de l'essai. Le déplacement vertical (Direction Z) en tête de poteau reste qu'en à lui 20 fois inférieurs au déplacement horizontal (Direction X). Les hypothèses de conditions d'appuis exposé plus haut sont donc validées.

IV.3.3.2 Chargement

Afin de simuler la descente de charge des étages, une charge axiale est appliquée dans le voile. L'intensité de cet effort est calculée par rapport à la descente de charge en service du bâtiment. Elle est fixée à 250 kN ce qui correspond à un taux de compression de 4 % de f_{cm} . Elle est appliquée par l'intermédiaire de deux vérins creux d'une capacité de ± 500 kN qui mettent en tension des tiges filetées de 25,4 mm de diamètre. Ces tiges sont placées dans des réservations réalisées lors du coulage du voile et sont boulonnées sur la face inférieure. La répartition de l'effort est assurée par l'intermédiaire de plaques d'acier de 20 mm d'épaisseur qui sont placées à chaque extrémité du voile. La charge est appliquée avant le début de l'essai et est maintenue constante pendant toute sa durée. Le contrôle du chargement est piloté manuellement par un opérateur pendant toute la durée de l'essai.

Le chargement horizontal est appliqué par l'intermédiaire d'un vérin hydraulique d'une capacité de ± 250 kN et d'une course de ± 250 mm. Le vérin est fixé à une extrémité au mur de réaction et de l'autre à une plaque métallique (voir Fig. 112). Une rotule est placée à chaque une des extrémités afin de supprimer les efforts parasites. La charge est de type cyclique alterné, le vérin pousse dans un premier temps le mur jusqu'à une valeur de déplacement imposé (Push) puis le tire dans l'autre direction (Pull) avant de revenir à 0 mm.

Le chargement horizontal est type cyclique alterné et est piloté en déplacement. Le déplacement du vérin est contrôlé par le capteur à fil V1X (voir Fig. 111). Pour chaque amplitude de déplacement, 3 cycles sont effectués. La vitesse de chargement augmente graduellement de 30 à 90 mm/min. L'évolution de l'amplitude du chargement et de la vitesse sont détaillées dans la Fig. 110 et dans le Tableau 23.

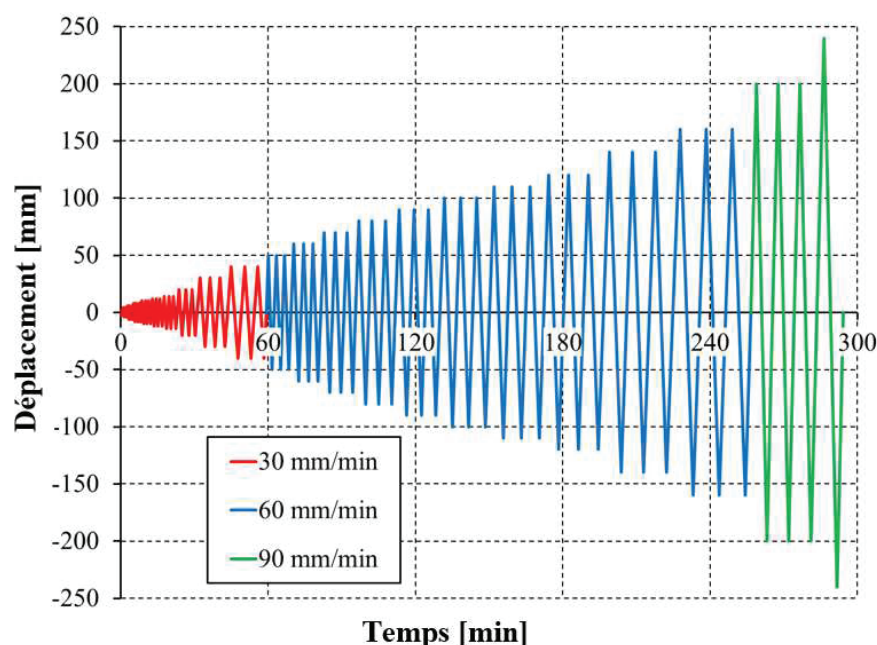


Fig. 110 : Évolution de l'amplitude du déplacement au cours de l'essai.

Cycle	Déplacement	Drift	Vitesse
<i>[-]</i>	<i>[mm]</i>	<i>[%]</i>	<i>[mm/min]</i>
1, 2, 3	2	0,07 %	30
4, 5, 6	4	0,14 %	30
7, 8, 9	6	0,21 %	30
10, 11, 12	8	0,29 %	30
13, 14, 15	10	0,36 %	30
16, 17, 18	12	0,43 %	30
19, 20, 21	14	0,50 %	30
22, 23, 24	20	0,71 %	30
25, 26, 27	30	1,07 %	30
28, 29, 30	40	1,43 %	30
31, 32, 33	50	1,79 %	60
34, 35, 36	60	2,14 %	60
37, 38, 39	70	2,50 %	60
40, 41, 42	80	2,86 %	60
43, 44, 45	90	3,21 %	60
46, 47, 48	100	3,57 %	60
49, 50, 51	110	3,93 %	60
52, 53, 54	120	4,29 %	60
55, 56, 57	140	5,00 %	60
58, 59, 60	160	5,71 %	60
61, 62, 63	200	7,14 %	90
64	240	8,57 %	90

Tableau 23 : Détail de cycle de chargement.

IV.3.3.3 Appareillage de mesure

Au total, 64 voix de mesure ont été exploitées pour contrôler les déformations, les efforts appliqués, les réactions d'appuis et les déplacements des spécimens au cours des essais.

La Fig. 113 détaille la position des jauges de déformation autour du nœud. Toutes les jauges employées lors de ces essais ont une zone de mesure de 20 mm de long, une résistance de 120 Ω et une déformation ultime de $\pm 1,6$ %. 16 jauges de déformation ont été collées sur les aciers autour du nœud à une distance de 30 mm. Le spécimen renforcé est également équipé de 16 jauges collées sur les bandes de renfort composite, elles sont également positionnées à 30 mm du nœud. Certains essais réalisés précédemment ont montré un comportement légèrement dissymétrique conséquence d'une légère torsion. Pour pallier ce problème, deux jauges sont collées sur chaque face. Les résultats présentés dans la partie exploitation considèrent la valeur de déformation moyenne de chaque face. 4 jauges sont également collées sur les poteaux afin de mesurer l'intensité des réactions d'appuis.

La charge appliquée est mesurée par une cellule d'effort d'une capacité de ± 500 kN placée entre le vérin et la platine de distribution de la charge. La valeur d'effort appliquée à ce point est notée P. Deux cellules creuses de ± 1000 kN sont placées dans le dispositif de précontrainte afin de contrôler et d'ajuster la charge axiale appliquée au cours de l'essai. La somme des deux charges axiales est notée N.

La Fig. 111 présente la position des capteurs de déplacement. Les capteurs PnX, PnZ et RnX (P1X, P1Z, P2X, P2Z, P3X, P3Z, P4X, P4Z, R1X et R2X) contrôlent les conditions d'appuis. Les capteurs DnZ (D1Z, D2Z, D3Z et D4Z) permettent de mesurer la courbure de la dalle quand les capteurs VnX (V1X, V2X, V3X, V4X et V5X) mesurent la courbure du voile. Le déplacement imposé par le vérin en tête de voile est noté δ et est égal à V1X. Le cisaillement du nœud est mesuré par un montage de 6 LVDTs placé à 45° (N1XZ, N2XZ, N3XZ, N4XZ), verticalement (N5Z) et horizontalement (N6X).

En complément de cet appareillage, une installation de corrélation d'image numérique est mise en place sur une des faces du nœud, elle vise à mesurer l'ouverture de fissure et les déformations du nœud au cours de l'essai.

Un relevé manuel des fissures de la dalle 2 et du voile est effectué pendant toute la durée de l'essai. Les photos de ces relevés permettent de suivre la cinématique de fissuration des liaisons.

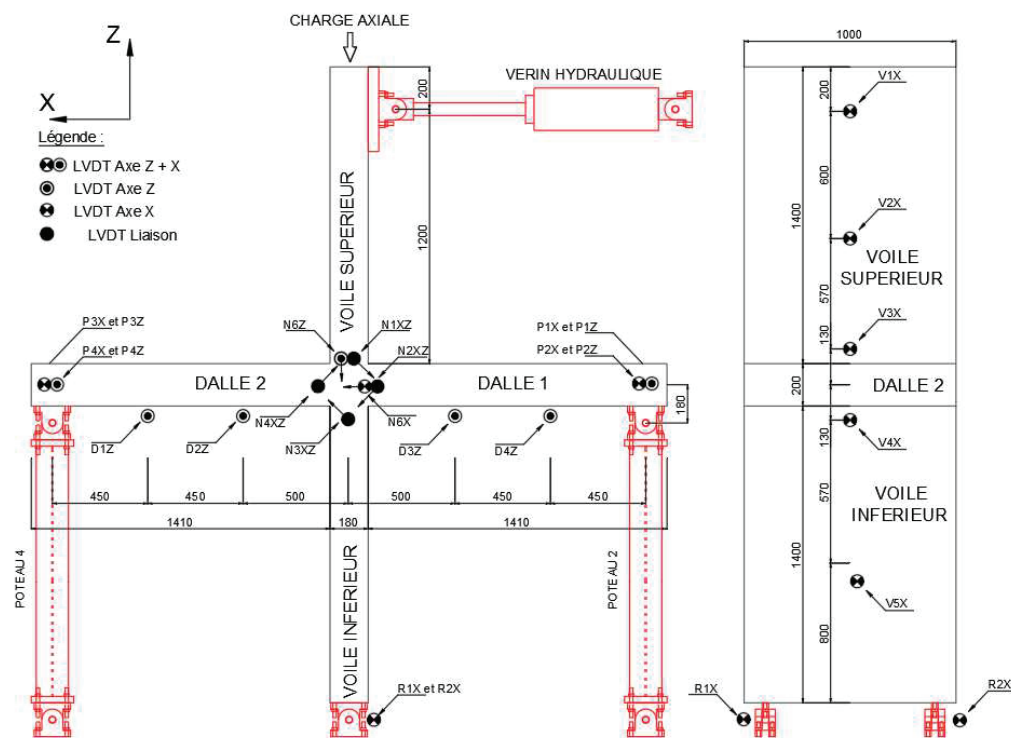


Fig. 111 : Plan du montage et position des capteurs de déplacement.

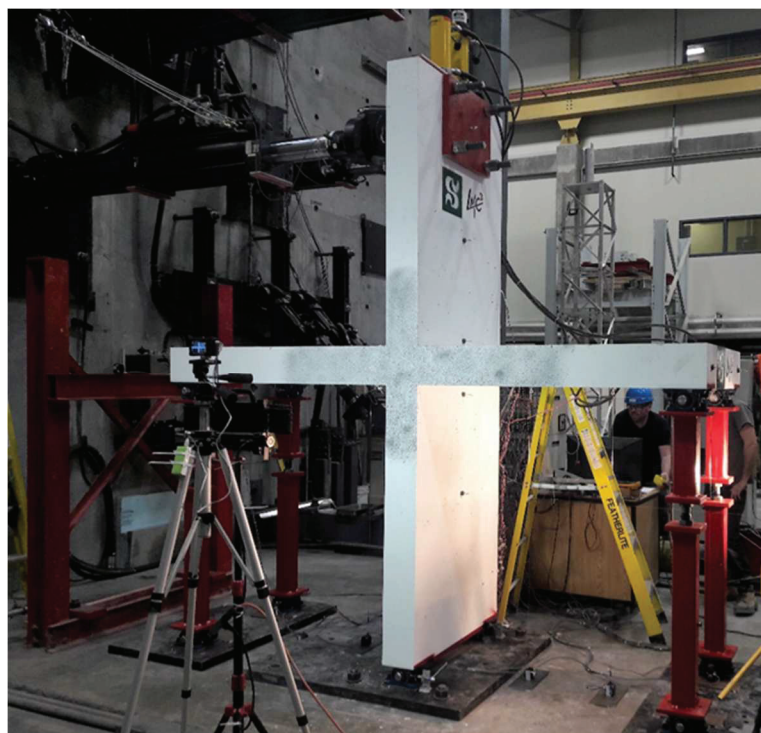
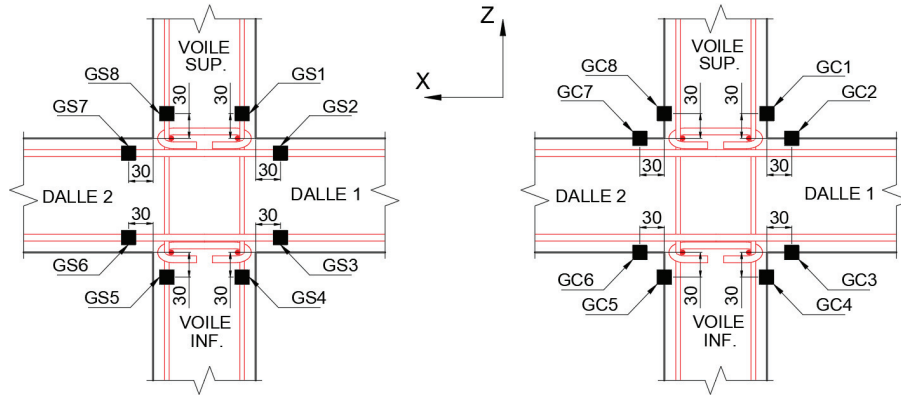


Fig. 112 : Photo du montage expérimental.



(a) Jauges de déformation acier.

(b) Jauges de déformation FRP.

Fig. 113 : Position des jauges de déformation.

IV.3.4 Caractérisation des matériaux

IV.3.4.1 Béton

La fabrication de chaque spécimen nécessite 1200 litres de béton. Le béton est livré sur site par camion-toupie et chaque spécimen est coulé à partir d'une unique livraison. Durant chaque bétonnage 18 cylindres de 150/300 mm sont coulés pour tester la résistance en compression ainsi que 6 prismes de 100/100/400 mm afin de tester la résistance en traction par flexion. Les éprouvettes subissent une cure humide similaire à celle appliquée sur les liaisons. Des essais de compression sont réalisés à 7, 14 et 28 jours afin de suivre l'évolution de la résistance du béton. Les résultats de tous les essais sont détaillés dans le Tableau 24.

Pour le spécimen témoin, la résistance en compression du béton à 28 jours est de $f_{cm} = 30,6$ MPa avec un écart type de $\pm 0,6$ MPa et sa résistance en traction par flexion est égale à $f_{ct} = 5,4$ MPa avec un écart type de $\pm 0,6$ MPa. Pour l'essai renforcé (FRP), la résistance en compression du béton est de $f_{cm} = 32,0$ MPa avec un écart type de $\pm 0,6$ MPa et sa résistance en traction par flexion est égale à $f_{ct} = 4,6$ MPa avec un écart type de $\pm 0,3$ MPa.

Les cylindres testés à 28 jours sont équipés de LVDT afin de mesurer leur module d'élasticité. Le béton du spécimen REF possède un module d'élasticité de $E_c = 20,9$ GPa avec un écart type de $\pm 0,3$ GPa. Le béton du spécimen FRP possède un module d'élasticité $E_c = 23,1$ GPa avec un écart type de $\pm 0,2$ GPa. La Fig. 114 présente les courbes contraintes déformations de deux essais de compression sur cylindre.

Spécimen	Compression			Module	Traction
	f_{cm}			E_c	f_{tm}
	[MPa]			[GPa]	[MPa]
Temps [jour]	7	14	28	28	28
REF	22,9	27,4	30,6	20,9	5,4
FRP	23,3	29,6	31,2	23,1	4,6

Tableau 24 : Propriétés mécaniques du béton à 28 jours.

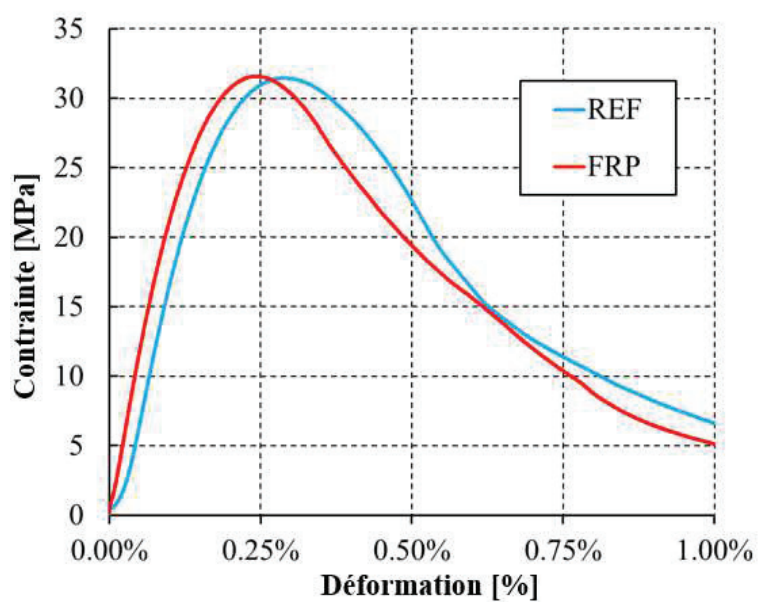


Fig. 114 : Courbe contrainte-déformation essai compression béton.

IV.3.4.2 Acier

Deux types de barres ont été utilisés pour la réalisation des cages d'armatures des liaisons. Les barres de type D8 ont un diamètre nominal de 8 mm et sont assemblées en treillis soudé d'espacement 200 mm, ces barres forment le ferrailage des deux voiles. Les barres de type M10 ont un diamètre de 12 mm et une section de 100 mm². Elles se présentent sous forme de barre droite de 6 mètres. Les deux types de barre sont de type haute adhérence (équivalent au HA européen).

Les deux types de barres sont testés conformément aux normes NF EN ISO 15630-1 et NF EN ISO 6892-1 [108], [109]. Les éprouvettes mesurent 350 mm de long et la distance entre mors est de 250 mm. La vitesse de chargement est fixée à 1 mm/min. La déformation est mesurée en cours d'essai par l'intermédiaire d'un extensomètre. 12 éprouvettes de D8 (6 par treillis soudés) et 6 éprouvettes de M10 sont testées. La déformation est mesurée sur une zone de 25 mm de long à l'aide d'un extensomètre. La Fig. 115 présente les courbes contraintes-déformation de deux essais.

Les barres de 8 mm de diamètre (D8) présentent une limite d'élasticité de $f_y = 629 \text{ MPa}$ avec un écart type de $\pm 22 \text{ MPa}$, leur contrainte ultime est égale à $f_u = 728 \text{ MPa}$ ($\pm 21 \text{ MPa}$). Leur module d'élasticité est égal à $E_s = 202 \text{ GPa}$ ($\pm 7 \text{ GPa}$) et leur déformation élastique est de $\epsilon_y = 0,31 \%$. Les barres de 12 mm de diamètre (M10) montrent une limite d'élasticité de $f_y = 438 \text{ MPa}$ ($\pm 9 \text{ MPa}$) et une contrainte ultime de $f_u = 628 \text{ MPa}$ ($\pm 9 \text{ MPa}$). Leur module d'élasticité est égal à $E_s = 179 \text{ GPa}$ ($\pm 5 \text{ MPa}$) et leur déformation élastique est de $\epsilon_y = 0,24 \%$.

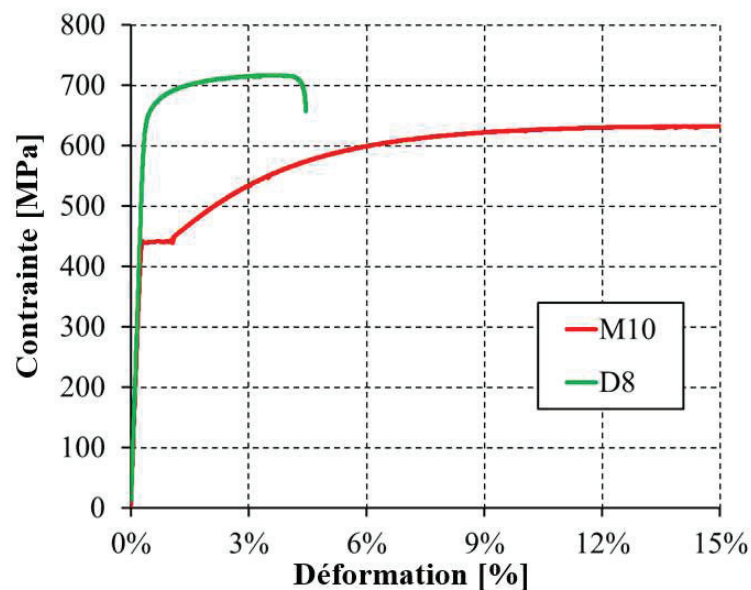


Fig. 115 : Courbe Contrainte-Déformation Essai Traction acier.

IV.3.4.3 Renforcements composites et résines

Les matériaux composites mis en œuvre dans ce renforcement sont identiques à ceux utilisés lors de la campagne sur les liaisons en T à échelle réduite. Le protocole expérimental, les normes de références et les propriétés mécaniques du PRFC, du PRFV et des deux résines de scellement sont détaillés dans le chapitre précédent au paragraphe III.2.4.3. Le Tableau 25 rappelle les caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs du renfort composite.

Direction	Nb couche	Contrainte Ultime	Module	
			NF EN ISO 527-1	Module NF EN 2561
<i>[-]</i>	<i>[-]</i>	<i>[MPa]</i>	<i>[GPa]</i>	<i>[GPa]</i>
Principale	1	1727 / $\pm$ 94	83 / $\pm$ 6	93 / $\pm$ 5
Secondaire	1	612 / $\pm$ 68	37 / $\pm$ 3	36 / $\pm$ 2

(a) Propriétés du PRFC

Direction	Nombre de couche	Contrainte Ultime	Module	
			NF EN ISO 527-1	Module NF EN 2561
<i>[-]</i>	<i>[-]</i>	<i>[MPa]</i>	<i>[GPa]</i>	<i>[GPa]</i>
Principale	1	137 / $\pm$ 10	12 / $\pm$ 1	11 / $\pm$ 1
Secondaire	1	101 / $\pm$ 9	8 / $\pm$ 0	12 / $\pm$ 1
Principale	2	146 / $\pm$ 6	9 / $\pm$ 0	9 / $\pm$ 1
Secondaire	2	106 / $\pm$ 2	11 / $\pm$ 1	10 / $\pm$ 1
Principale	3	140 / $\pm$ 6	11 / $\pm$ 1	9 / $\pm$ 1
Secondaire	3	106 / $\pm$ 6	10 / $\pm$ 0	10 / $\pm$ 0

(b) Propriétés du PRFV

Nom	Contrainte ultime	Module	
		NF EN ISO 527-1	Module NF EN 2561
<i>[-]</i>	<i>[MPa]</i>	<i>[GPa]</i>	<i>[GPa]</i>
Foreva® EPX TFC	17,7 / $\pm$ 3.4	3,1 / $\pm$ 0.3	3,3 / $\pm$ 0.2
Foreva® EPX SC 980	22,6 / $\pm$ 4.0	4,0 / $\pm$ 0.3	4,3 / $\pm$ 0.3

(c) Propriétés des résines

Tableau 25 : Rappel des propriétés mécaniques du renfort.

IV.3.4.4 Ancrage composite

La caractérisation en traction des ancrages composites a fait l'objet d'une campagne expérimentale donc le protocole et les résultats ont été traités dans le chapitre III au paragraphe III.2.4.5. La configuration de renfort de l'essai FRP utilise des bandes carbonées qui assurent la continuité du renfort dans la dalle. Il n'existe pas dans la littérature de moyen de caractériser la résistance en traction de ce genre de disposition. En complément des 15 essais Pull-Out, 3 essais combinant des mèches de 20 fils placées à 40° et une bande continue de 100 mm de large ont été réalisés (voir Fig. 116). En moyenne, ces essais montrent une charge ultime de 32.7 kN. À partir des résultats des autres essais Pull-Out on peut estimer la résistance de la mèche de 20 fils à 40° est de 17.5 kN soit un écart de 15.1 kN. Sachant que la résistance en traction d'une bande PRFC de 100 mm de large est de 82.9 kN, nous pouvons conclure que ce montage permet de solliciter la bande à **18 %** de sa capacité. Pour remettre cette valeur en contexte, nous pouvons rappeler qu'une bande de FOREVA TFC collée à plat sous une poutre sans disposition d'ancrage particulière ne peut pas dépasser un taux de travail de 21 %.

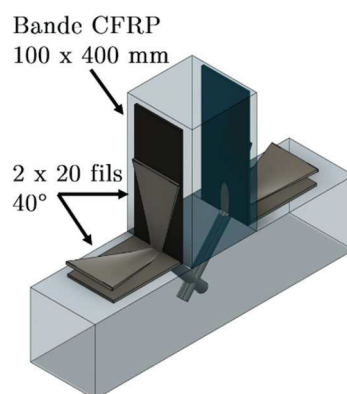


Fig. 116 : Schéma N2*20-A40-E.

IV.4 Résultats expérimentaux

IV.4.1 Comportement global

L'étude du comportement global des essais de liaisons porte sur l'analyse de la courbe charge déplacement ainsi que sur le mode de ruine de chacun des essais. Les résultats de chacun des essais sont ici traités séparément. La charge ultime de chaque essai que l'on note P_u (P_u^+ et Poussé/Push et P_u^- en Tirant/Pull) correspond à l'effort résistant maximal mesuré lors de chaque essai. Les déplacements ultimes (noté δ_u^+ et δ_u^-) correspondent aux valeurs de déplacement imposé au moment quand l'effort appliqué est maximal. Les résultats des deux essais sont listés dans le Tableau 26.

Spécimen	$P_{\max}^-$ [kN]	$\Delta P_{\max}^-$ [%]	$\delta_{\max}^-$ [mm]	$\Delta \delta_{\max}^-$ [%]	$P_{\max}^+$ [kN]	$\Delta P_{\max}^+$ [%]	$\delta_{\max}^+$ [mm]	$\Delta \delta_{\max}^+$ [%]
REF	-33,6	-	-80	-	27,2	-	50	-
FRP	-57,3	+ 70%	-80	0%	51,7	+ 90%	80	+ 61%

Tableau 26 : Valeurs maximales des essais de liaison en X à l'échelle 1.

IV.4.1.1 Essai de référence REF

La Fig. 117 présente les boucles d'hystérésis et la courbe enveloppe de l'essai REF. La courbe enveloppe se décompose en 3 phases. La première correspond à la phase élastique de l'essai, elle se termine pour un $\delta = \pm 10$ mm, la première fissure visible se situe à la liaison entre le voile et le nœud. Une fois la fissuration initiée la raideur de la liaison chute rapidement, mais l'effort repris continue de croître jusqu'à l'initiation de la plastification des aciers. Cet événement correspond à la charge maximale mesurée, elle est de 27,2 kN en poussée pour un déplacement imposé de $\delta = 50$ mm et de - 33,6 kN en tirant pour un déplacement imposé de $\delta = - 80$ mm. Une fois la charge maximale atteinte on observe un palier sur la courbe enveloppe. La ruine survient par rupture des aciers tendus du voile lorsque $\delta = \pm 100$ mm, pour des raisons de sécurité cet événement marque la fin de l'essai. Le mode de ruine de la liaison non renforcée est une rupture en flexion du porteur vertical par plastification des aciers (pivot A), ce mode de ruine est cohérent avec les calculs préalables. Le moment résistant de calcul étant de 42 kN/m ce qui correspond à une charge appliquée de 28,4 kN, l'écart entre la résistance de calcul et celle mesurée expérimentalement n'est que de 6,5 %.

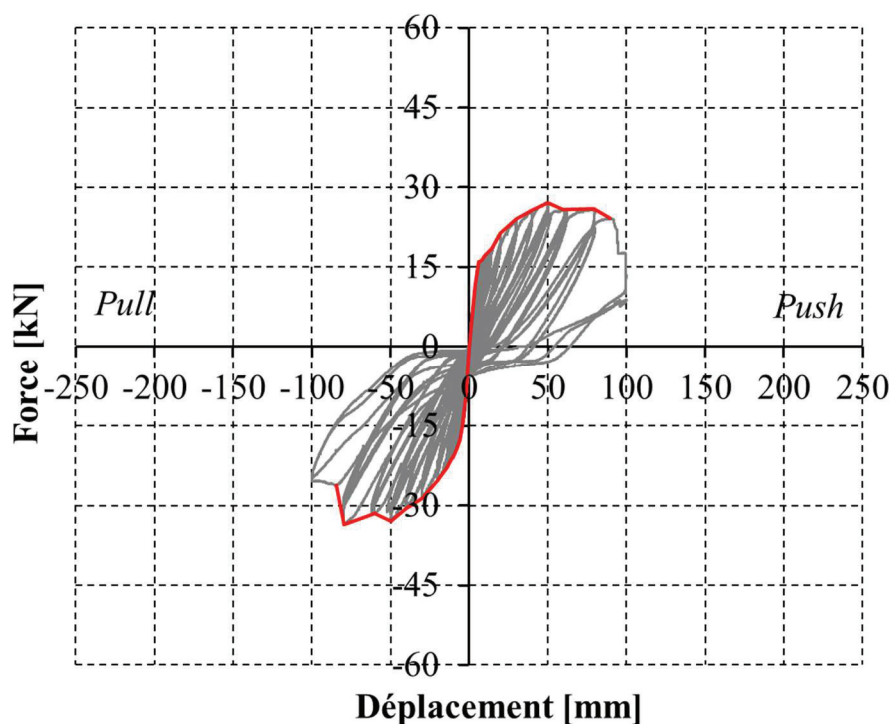


Fig. 117 : Courbe Force-Déplacement : Essai REF.

La position et le cycle d'apparition des fissures du spécimen REF sont détaillés dans la Fig. 118. Les premières fissures de flexion (tracées en jaune) s'initient dans la dalle plutôt que dans le voile, en effet la précontrainte du voile retarde sa fissuration malgré un taux de ferrailage et une section plus faible. La fissuration du voile inférieur commence à partir de $\delta = 14$ mm et à partir de $\delta = 20$ mm dans la partie supérieure du voile. La liaison est entièrement fissurée à partir de $\delta = 30$ mm. On relève un grand nombre de fissures dans le voile ainsi que sur la face supérieure de la dalle. Aucune fissure n'est visible sur la face inférieure de la dalle qui est la zone la plus ferrailée du spécimen. Il n'y a pas non plus de fissure dans la zone tendue du nœud ce qui valide le mode de ruine décrit précédemment.

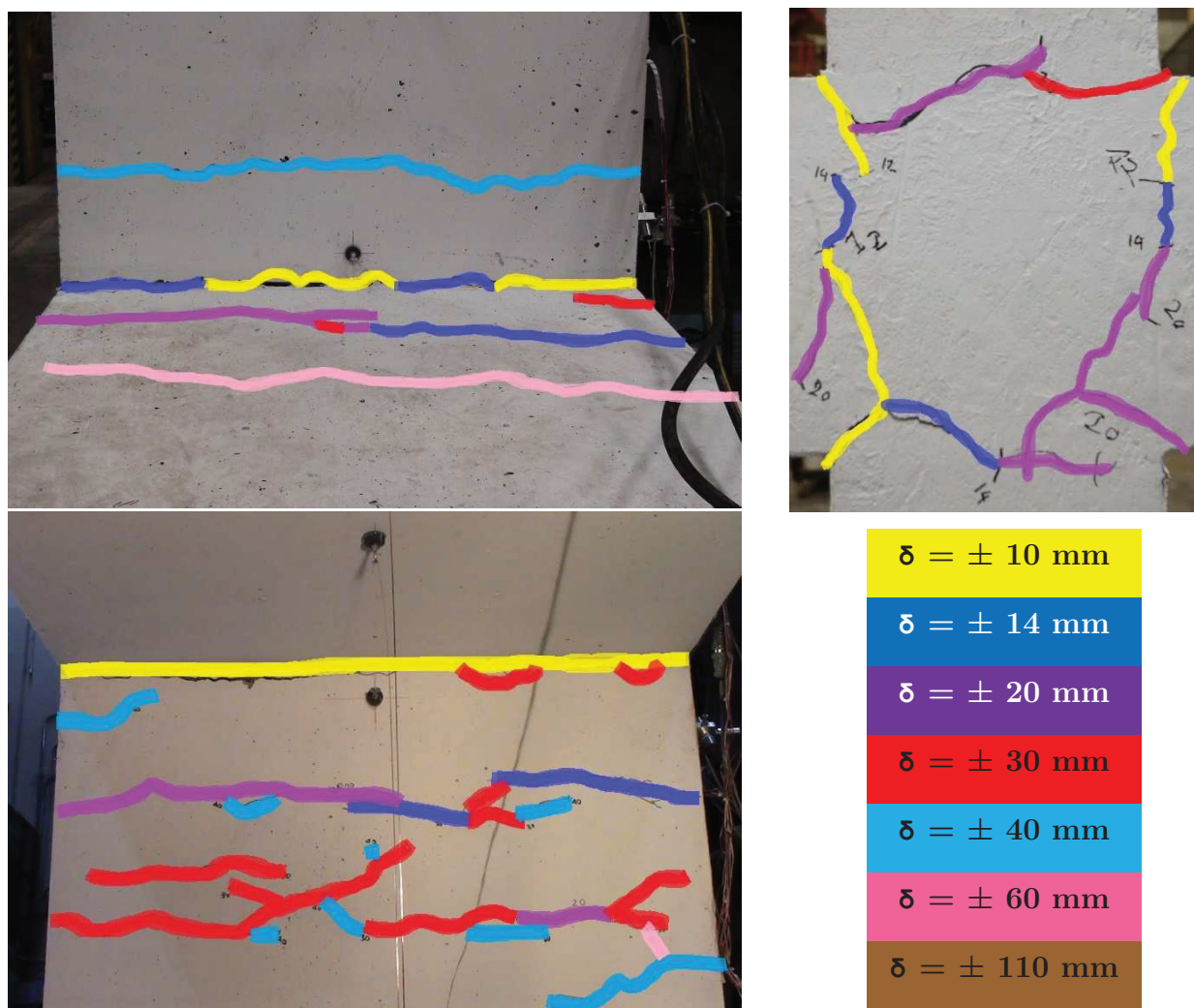


Fig. 118 : Positions et historique des fissures : Essai REF.

IV.4.1.2 Essai du spécimen renforcé (FRP)

La Fig. 119 présente les courbes charge déplacement de l'essai sur le spécimen renforcé (FRP). Ce spécimen présente un comportement en 3 phases jusqu'à la force max, la phase élastique, la fissuration et la plastification des aciers. Comme pour l'essai de référence (REF), la phase élastique est comprise entre 0 et ± 10 mm. On notera un gain de raideur avec une force de fissuration de ± 25 kN, contre ± 15 kN dans le cas de l'essai témoin. La fissuration progresse de 10 à 50 mm jusqu'à la fissuration complète du nœud. La plastification des aciers marque le début de la troisième zone, l'effort appliqué continue d'augmenter jusqu'à atteindre sa valeur quand $\delta = \delta_{\max} = \pm 80$ mm. Les charges maximales mesurées sont de $-57,3$ et $+51,7$ kN soit des gains de $+70\%$ et $+90\%$ par rapport à la liaison du spécimen non renforcé (REF). Une fois la charge maximale atteinte une première chute de résistance correspondant à 33% de $P_{\max}$ s'étale de 80 à 120 mm. Cette chute est suivie d'un palier qui se termine à 200 mm. Cette charge résiduelle est supérieure à la charge max de l'essai témoin (± 35 kN vs. ± 30 kN). Dans la littérature, il est considéré qu'une chute d'effort de 20% marque la fin d'un essai, mais le fait que dans cette campagne l'effort résiduel soit supérieur à la charge max de l'essai témoin permet de considérer qu'en plus d'augmenter la résistance, le renfort accroît la ductilité de la liaison. Le spécimen présente une brutale chute de résistance lors des cycles à 220 et 250 mm, celle-ci marque la fin de l'essai. Le profil de fissuration en X visible sur les deux faces du nœud, nous permet de dire que cette liaison présente une rupture par cisaillement du nœud. Le renfort composite empêche donc la rupture du voile en flexion.

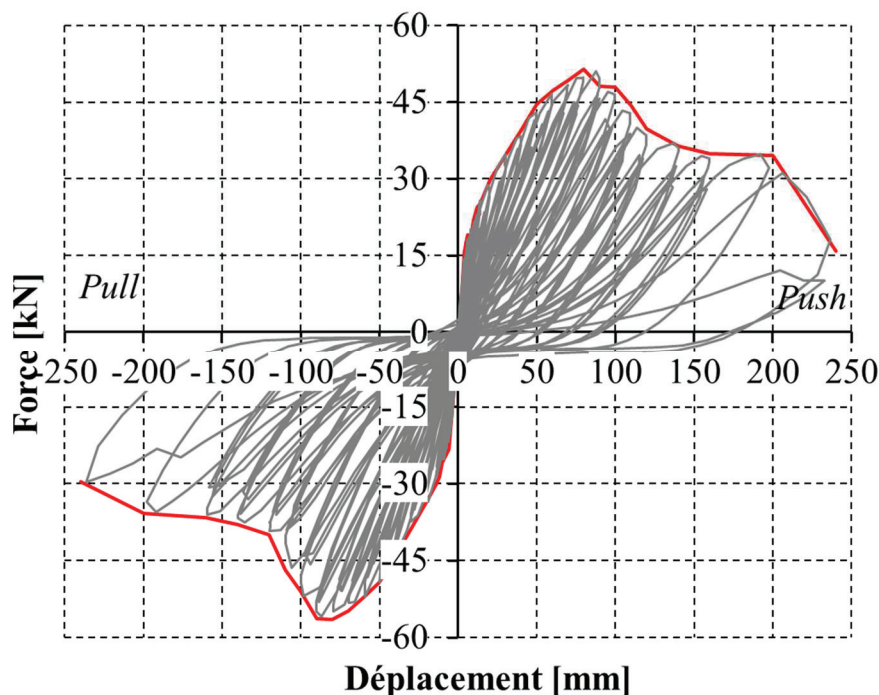


Fig. 119 : Courbe Force-Déplacement : Essai du système renforcé FRP.

La Fig. 120 indique la position des fissures de l'essai renforcé. La première fissure se situe au même endroit que celle de l'essai témoin (A), au droit de la dalle inférieure et du nœud. Dans un premier temps cette fissure ne progresse pas sur toute la largeur de l'élément. Une fissure diagonale à 45° commence à apparaître au centre du nœud à partir de 20 mm (B), elle est suivie au cycle suivant d'une autre fissure à -45° toujours localisée dans la zone centrale du nœud (C). Elles poursuivent leurs ouvertures jusqu'à atteindre les 4 coins de la liaison lorsque $\delta = \pm 40$ mm (D). Des fissures de flexion se développent sur toute la hauteur des dalles au droit du nœud lorsque $\delta = \pm 60$ mm. Ce schéma de fissuration en X est caractéristique d'une ruine en cisaillement. Plusieurs fissures de flexion apparaissent sur les deux faces de la dalle (à 30 et 60 mm) et plus tardivement dans le voile (60 / 110 mm). Sur le voile, le renfort permet de limiter le nombre de fissures de flexion et retarde leur apparition. Le nombre de fissures de la dalle est plus important sur la face supérieure que sur la face inférieure et leur espacement est plus faible. Aucun signe d'endommagement du renfort composite n'a été observé lors de l'essai. Une osculation post ruine a permis de mettre en évidence des zones de décollement sur les 50 mm de renfort les plus proches du nœud.

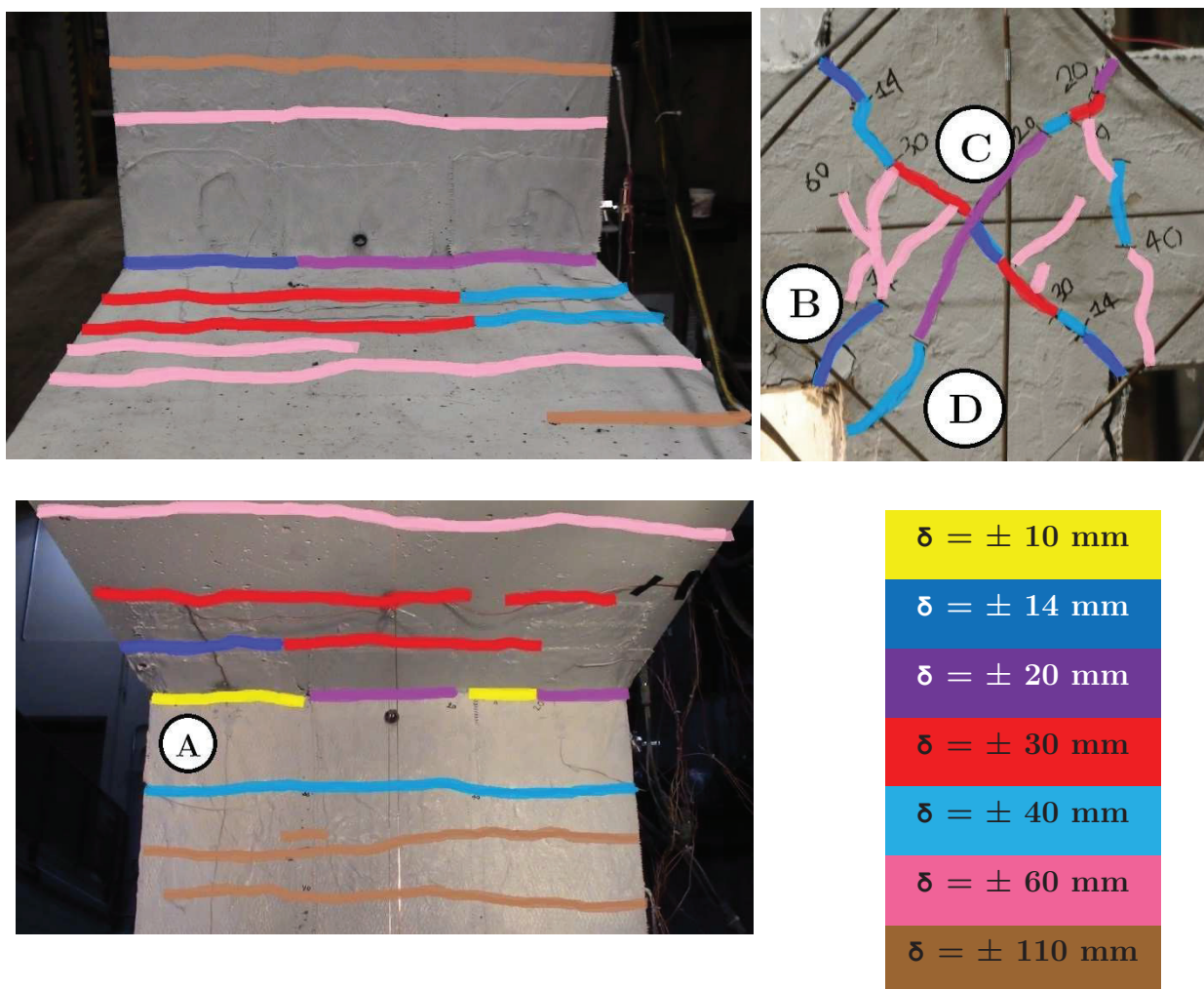


Fig. 120 : Position et historique des fissures : Essai FRP.

IV.4.1.3 Déformée globale

La Fig. 121 présente les déformés globales des deux liaisons pour 3 amplitudes de déplacement + 12 mm, + 50 mm et + 80 mm. Le cycle de chargement à 12 mm marque la partie élastique des spécimens et le début de la fissuration. La dalle et le voile présentent une déformée similaire sur les deux liaisons avec une flèche de dalle égale à ± 0.5 mm et une courbure du voile identique. Le cycle à 50 mm correspond au début de la plastification des aciers, un évènement qui coïncide avec la charge maximale de l'essai témoin. Pour l'essai de référence (REF), une discontinuité est clairement notée dans la déformation du voile signe de l'apparition d'une ou plusieurs rotules plastiques dans le voile. Les courbures des parties supérieures et inférieures du voile sont faibles ce qui confirme l'apparition de deux rotules plastiques de part et d'autre du nœud. Le flèche du voile est plus faible (1.5 contre 2.5 mm) que dans l'essai FRP signe que le relâchement de la liaison réduit le moment sollicitant de la dalle. Lors du cycle à 80 mm, on peut voir que la flèche de la dalle continue d'augmenter pour l'essai FRP alors que le relâchement de la dalle de droite est total dans l'essai de référence (REF).

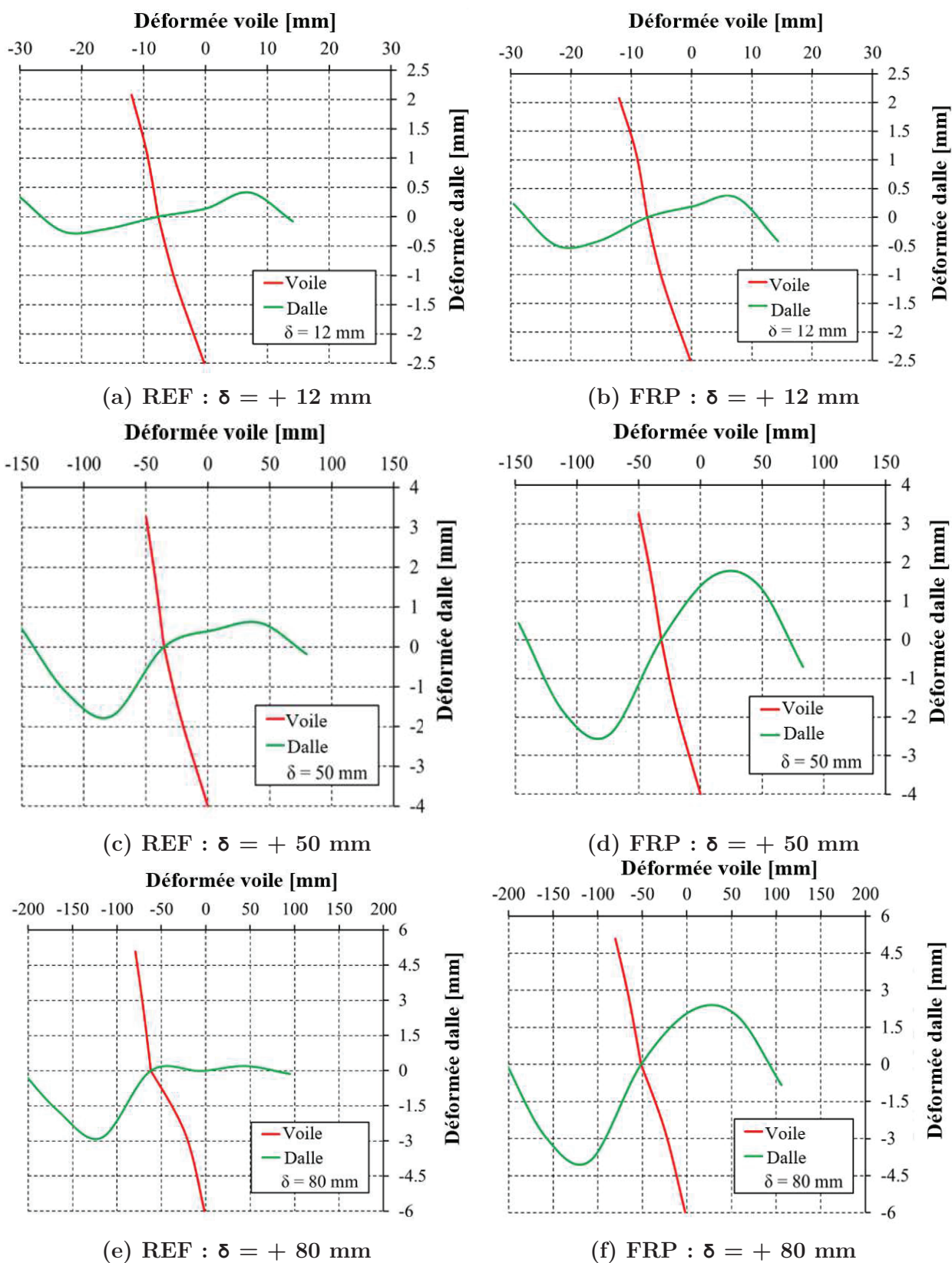


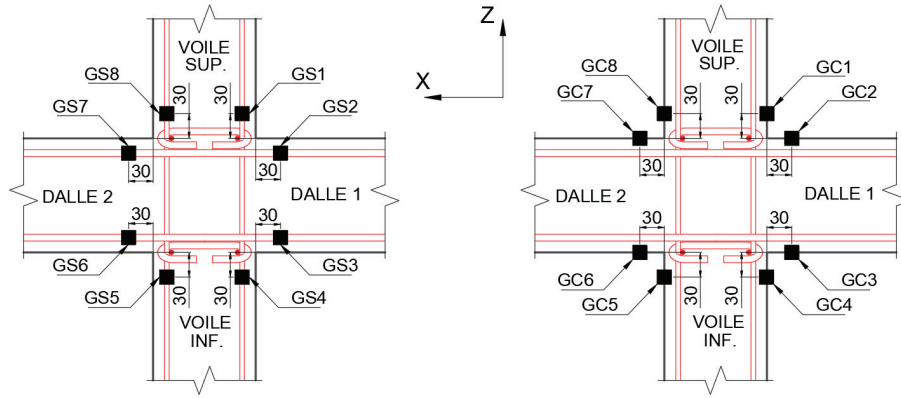
Fig. 121 : Déformées globales des liaisons dalle/voile.

IV.4.2 Comportement local

IV.4.2.1 Déformation des aciers

16 jauges de déformation ont été collées sur les aciers entourant le nœud. La Fig. 123 présente l'évolution de la déformation dans les armatures qui entourent le nœud des deux liaisons. Les jauges sont isolées en fonction du sens de poussée pour faciliter la lecture des graphiques. La Fig. 122 rappelle la position des jauges de déformation dans le nœud. Dans l'essai témoin, voir Fig. 123 (a) et Fig. 123 (b), la déformation est maximale dans les aciers du voile inférieur soit au niveau des jauges 4 et 5. Dans cette zone la déformation augmente progressivement jusqu'à atteindre $\varepsilon = \varepsilon_y = 0.3 \%$ pour un déplacement de ± 50 mm. Une fois la plastification des aciers initiée la vitesse de déformation augmente jusqu'au dépassement de la plage de mesure des jauges ($\varepsilon = 1.6 \%$) pour un déplacement de ± 70 mm. Les aciers du voile continuent de se déformer jusqu'à casser en traction lors du dernier cycle à $\delta = 100$ mm. Les barres du voile supérieur présentent des déformations plus faibles avec des valeurs max de 0.25% pour GS8 et 0.15% du côté de GS1. La déformation des aciers de la dalle reste également inférieure à 0.25% . Ces observations confirment la ruine par rotule plastique à la liaison entre le voile inférieur et le nœud. Une importante fissure de flexion a également été observée au niveau de la jauge GS8, mais la zone plastifiée de la barre se situe probablement en dehors de la zone de mesure de la jauge ce qui ne nous permet pas de confirmer la plastification des aciers dans le voile supérieur.

Sur le spécimen FRP, Fig. 123 (c) et Fig. 123 (d), les aciers les plus sollicités sont ceux situés sur la face supérieure de la dalle. La déformation des jauges GS2 et GS7 augmente progressivement jusqu'à atteindre leur limite de plasticité ($\varepsilon_y = 0.25 \%$) pour un déplacement de 80 mm. La déformation de ces barres progresse ensuite rapidement jusqu'à dépasser les 1.6% . Les aciers du voile inférieur atteignent également leur limite de plasticité, mais contrairement à l'essai REF l'écrouissage est progressif et n'est pas suivi d'une rupture des aciers. Le renfort composite assurant la reprise des efforts. Les aciers du voile supérieur et de la face inférieure de dalle présentent une déformation inférieure à 0.25% pendant toute la durée de l'essai.



(a) Jauges de déformation acier.

(b) Jauges de déformation FRP.

Fig. 122 : Position des jauges de déformation.

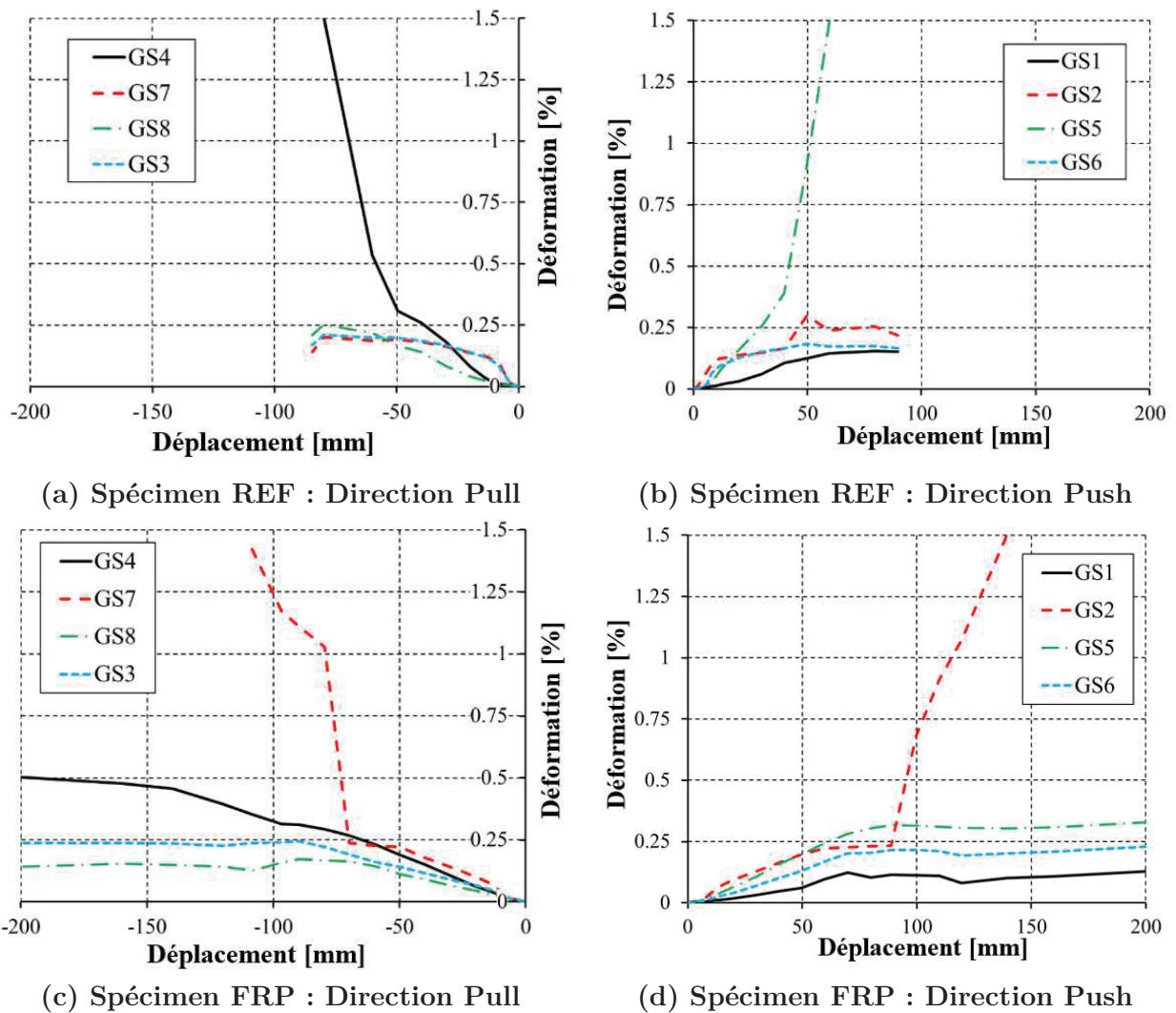


Fig. 123 : Déformation des aciers.

IV.4.2.2 Déformation du renfort composite

16 Jauges de déformation ont été collées sur le renfort composite afin de suivre l'évolution de leur déformation au cours de l'essai. La Fig. 124 présente la courbe enveloppe de ces jauges. La position des jauges autour du nœud a été rappelée dans la Fig. 122. Les données sont uniquement exploitées lorsque le renfort composite est tendu, car la déformation d'un composite comprimé peut venir de la contrainte de compression ou de microflambement. L'appareillage mis en œuvre ne permet pas d'identifier le rôle de chaque un de ces effets.

La déformation du renfort augmente linéairement de 0 à 80 mm. Une fois la charge ultime atteinte et le cisaillement du nœud initié la déformation du renfort de dalle diminue brutalement sur la face supérieure jusqu'à devenir négative. Sur la face inférieure, la déformation chute, mais elle reste positive. Les jauges les plus sollicitées sont GC4, GC5 et GC8 avec des déformations en fin d'essai comprises entre 0.4 et 0.5 %. Le renfort du voile est donc très sollicité pendant toute la durée de l'essai. On remarque que les déformations du renfort sont très inférieures à la déformation ultime du renfort qui est de 2 %.

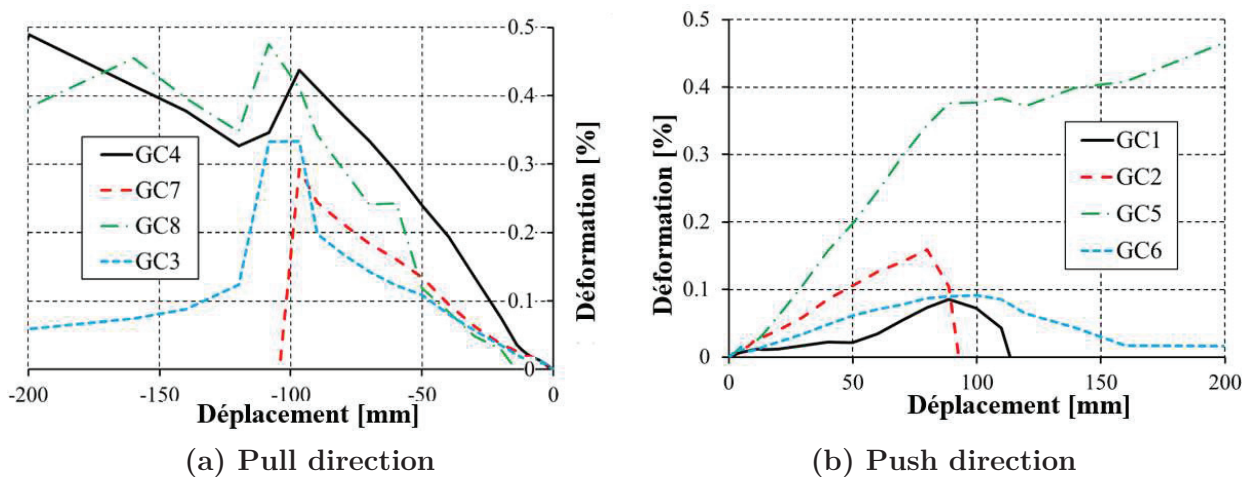


Fig. 124 : Déformation du renfort composite pendant l'essai FRP.

IV.4.2.3 Cisaillement du nœud

Le schéma de fissuration a permis de mettre en évidence une rupture en cisaillement de l'essai FRP. Une autre méthode pour observer la rupture en cisaillement du nœud consiste à tracer l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction de la déformation du nœud. 6 LVDT ont été collés autour du nœud afin de mesurer les déplacements. Les capteurs N1XZ, N2XZ, N3XZ et N4XZ présentent des valeurs de déplacement négligeable pendant toute la durée de l'essai. La déformation de cisaillement γ peut donc se calculer à partir de l'Eq. 18, voir Fig. 125. L'effort tranchant dans le nœud (V_{jh}) se calcule à partir de l'Eq. 19 où P est la charge appliquée en tête de voile, H la hauteur totale du voile (2880 mm) et z_b le bras de levier de la poutre pris égal à $0.8 h_b = 160$ mm. La contrainte de cisaillement se calcule à partir de l'Eq. 20 où V_{jh} est égal à l'effort tranchant dans la liaison, b_w est égale à profondeur du voile et h_w à son épaisseur.

$$\gamma = \frac{\sqrt{3}}{2\sqrt{2}a} (\delta_{N5X} - \delta_{N6Z}) \quad \text{Eq. 18}$$

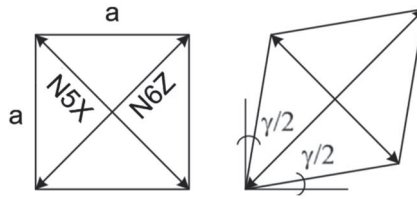


Fig. 125 : Déformation de cisaillement du nœud.

$$V_{jh} = P * \left(\frac{H}{z_b} - 1 \right) \quad \text{Eq. 19}$$

$$\tau_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_w h_w} \quad \text{Eq. 20}$$

La Fig. 126 présente l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction de la déformation du nœud. Pour l'essai REF, la déformation reste nulle jusqu'à ce que la contrainte atteigne ± 2 MPa, à partir de ce point la déformation augmente jusqu'à atteindre ± 0.005 rad et ± 3 MPa. Cette augmentation progressive est causée par la rotation des éléments périphériques du nœud. En effet en présence d'une ruine en cisaillement la contrainte diminue une fois le cisaillement du nœud initié avec un couplage de la chute de résistance et de l'augmentation de la déformation. On observe clairement ce phénomène dans l'essai FRP. La contrainte atteint ± 5 MPa pour une déformation nulle, à partir de ce point la déformation augmente graduellement et l'effort repris diminue progressivement jusqu'à atteindre un palier à ± 3 MPa.

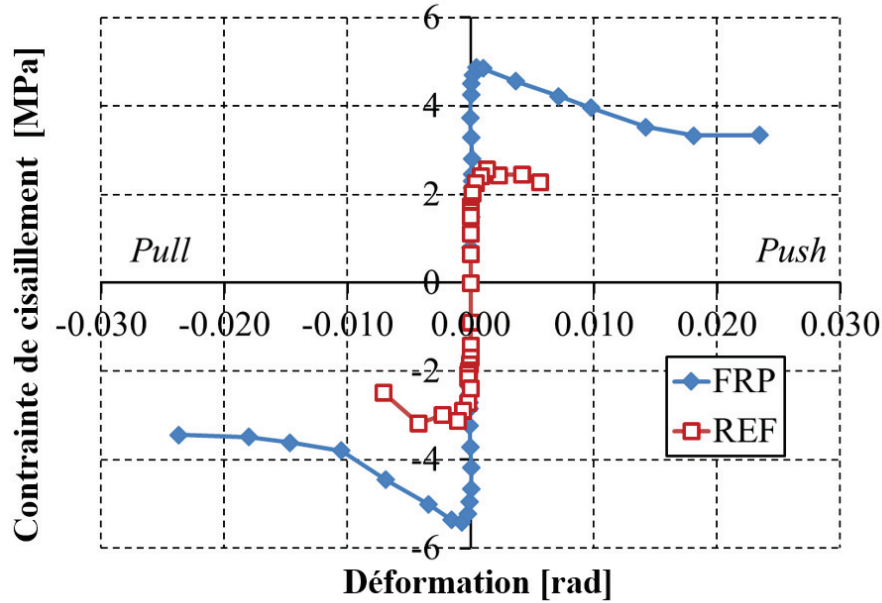


Fig. 126 : Cisaillement du nœud : Courbe Contrainte-Déformation.

IV.4.2.4 Ouverture de fissure

Le montage de stéréo corrélation nous permet de mesurer l'ouverture de fissure au cours des deux essais. 8 capteurs virtuels sont placés autour du nœud, leur position est indiquée dans la Fig. 127 et leur numérotation correspond à celle des jauges de déformation.

La Fig. 128 présente l'évolution des ouvertures de fissures au cours des essais. Dans l'essai REF toutes les fissures s'ouvrent à la même vitesse jusqu'à 25 mm. Une fois ce point passé, l'ouverture des fissures 5 et 8 accélère jusqu'à atteindre 8 mm à la fin de l'essai. Les fissures de la face inférieure de la dalle restent inférieures à 0.5 mm. Dans l'essai FRP la fissuration est plus homogène, l'ouverture des fissures est inférieure à 1 mm au moment de la charge maximale et varie entre 2.5 et 5 mm à la fin de l'essai. Comme dans l'essai témoin l'ouverture est minimale dans la dalle inférieure, mais les 6 autres capteurs montrent des résultats similaires (de 4 à 5 mm).

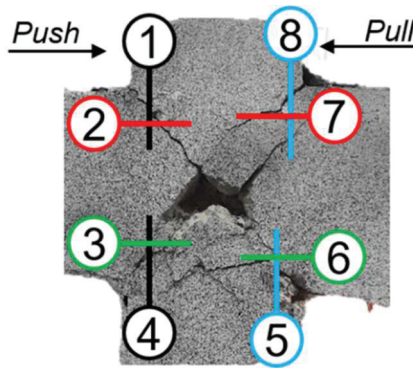


Fig. 127 : Position des capteurs virtuels DIC.

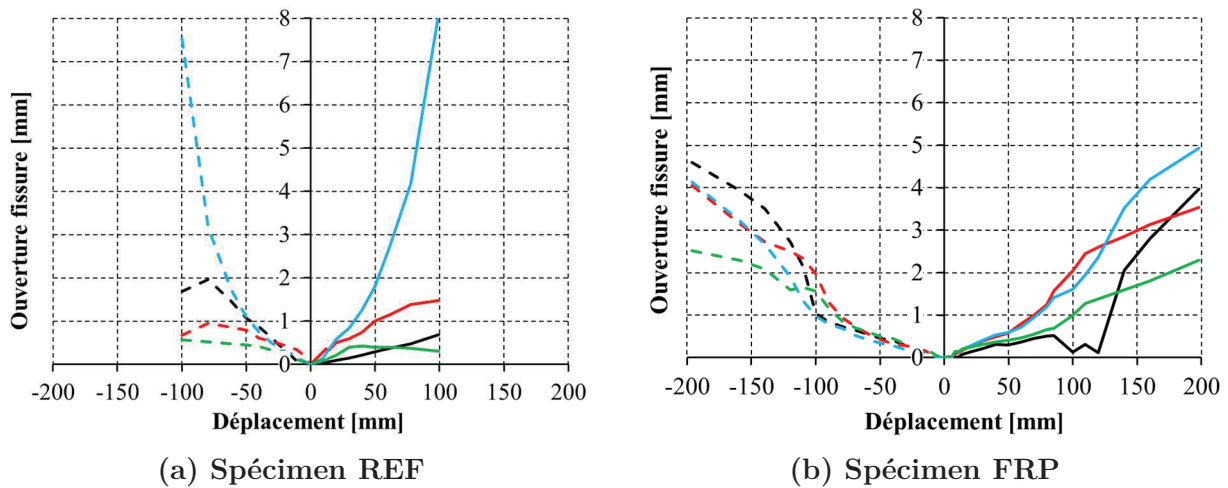


Fig. 128 : Évolution de l'ouverture de fissure.

IV.4.3 Analyse de l'endommagement

IV.4.3.1 Énergie élastique et énergie dissipée

L'énergie élastique (notée EE) est égale à l'aire sous la courbe de déchargement de chaque cycle, la Fig. 129 présente son évolution sur la durée de l'essai. Le spécimen non renforcé présente une énergie élastique plus faible que la liaison FRP. Au moment de la charge maximale $\delta = \delta_{\max} = 80$ mm l'écart entre les deux spécimens est de 2.2 kJ soit un gain de 169 %, une valeur largement supérieure au gain de résistance qui est de 90 %. Cet écart confirme que dans cette configuration et pour ce niveau d'endommagement le renfort composite présente bien un comportement élastique.

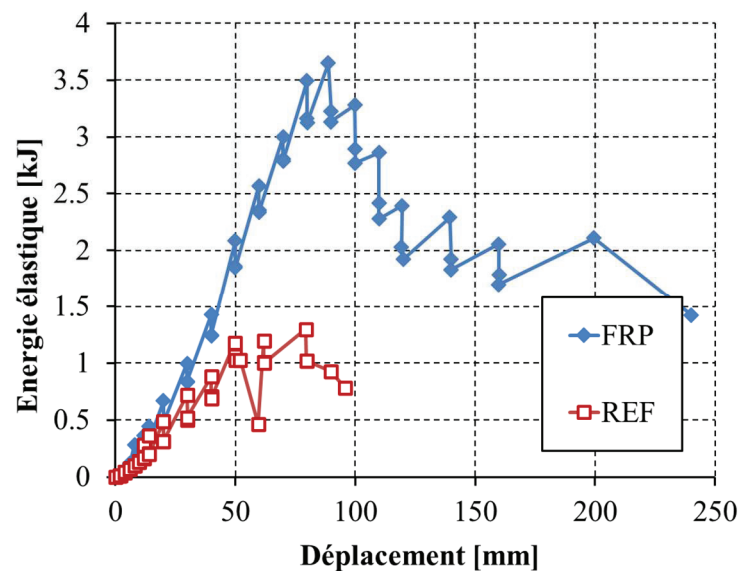


Fig. 129 : Évolution de l'énergie élastique.

L'énergie dissipée que l'on note DE (Dissipated Energy) correspond à l'aire à l'intérieur de la courbe d'hystérésis. L'évolution de la quantité d'énergie dissipée lors de chaque cycle est détaillée dans la Fig. 130. D'une manière générale, on remarque que la quantité d'énergie est maximale lors du premier cycle de chaque amplitude. Plus l'amplitude du chargement augmente plus la quantité d'énergie est importante. Pour un déplacement inférieur à 15 mm, les deux spécimens dissipent la même quantité d'énergie. Au-delà de ce point, le spécimen renforcé commence à dissiper plus d'énergie. On observe un palier de 100 à 160 mm avant une augmentation rapide qui signale la rupture finale du spécimen. Ce palier coïncide à la période suivant la chute d'effort, il est causé par la plastification progressive des aciers de la dalle.

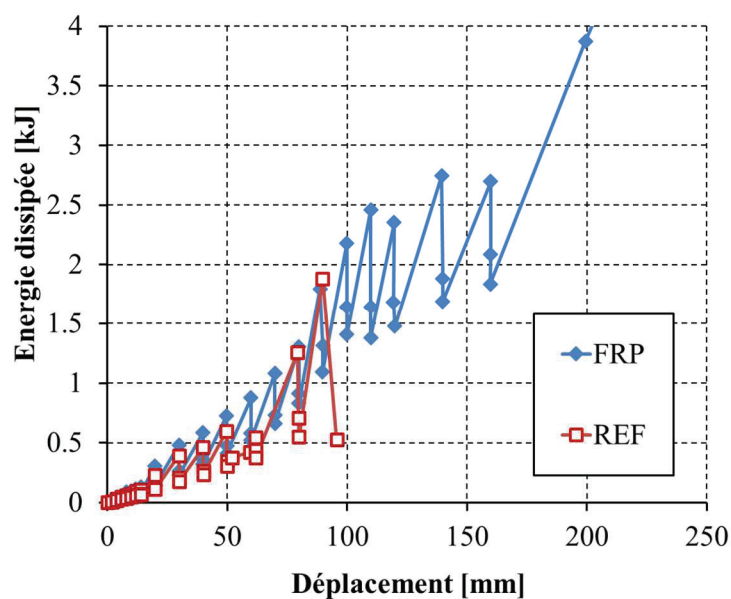


Fig. 130 : Évolution de l'énergie dissipée.

La Fig. 131 présente l'évolution de l'énergie dissipée des deux spécimens de liaison à échelle 1. Pour un déplacement inférieur à 50 mm les deux spécimens dissipent une quantité d'énergie égale. Au-delà de ce point, le spécimen renforcé dissipe une quantité d'énergie plus importante. Pour un déplacement imposé $\delta = \pm 100$ mm (qui correspond à la rupture de l'essai REF) la quantité d'énergie dissipée de l'essai FRP est de 23 kJ contre 12 kJ pour l'essai REF soit un gain de 95 %. En fin d'essai, le spécimen FRP a dissipé 56 kJ contre seulement 12 kJ pour l'essai REF soit un gain de 385 %. Cet écart très important peut s'expliquer par le changement de mode de ruine. En effet dans l'essai FRP la zone endommagée est bien plus grande, elle couvre l'intégralité du nœud, et la moitié de la surface de dalle. De plus toutes les barres qui entourent le nœud plastifient ce qui augmente encore la quantité d'énergie dissipée. Dans l'essai REF l'endommagement se concentre dans le voile autour du nœud et seuls les aciers longitudinaux du voile plastifient. En complément la force résiduelle importante relevée dans la liaison FRP lui permet de continuer à dissiper de l'énergie même pour de grandes amplitudes de déplacement.

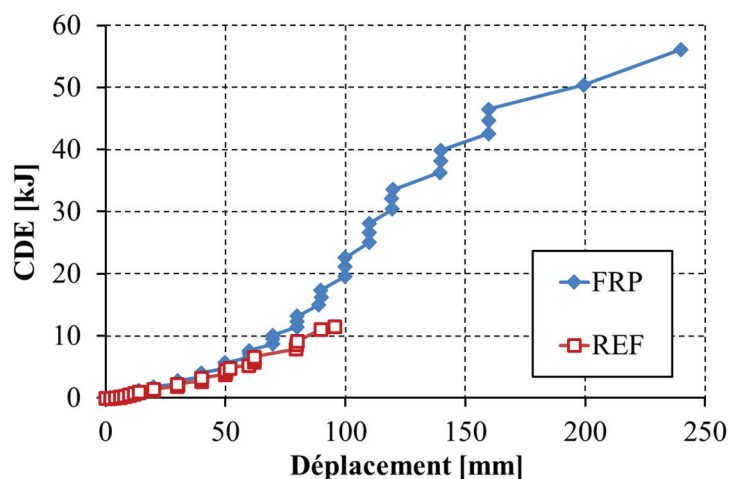


Fig. 131 : Évolution de l'énergie dissipée cumulée.

IV.4.3.2 Ductilité

Nous avons vu dans le chapitre précédent deux manières de quantifier la ductilité d'une liaison. La première se base sur un rapport entre le déplacement ultime et le déplacement élastique (résultats dans le Tableau 27) alors que la seconde dépend de la dissipation d'énergie (résultats dans le Tableau 28). Les deux méthodes sont détaillées dans le chapitre précédent au paragraphe III.3.3.2. En comparant les valeurs de $\delta_u^\pm$ on constate que le renfort composite augmente la ductilité de 35 %. Le spécimen renforcé présente des valeurs de δ_y plus importantes ce qui a pour effet de réduire la valeur de μ la faisant passer de 3,6 à 2,7 soit une diminution de 26 %.

Spécimen	δ_u^+ [mm]	δ_y^+ [mm]	δ_u^- [mm]	δ_y^- [mm]	μ [-]	μ^+ [%]
REF	90	22	- 81	- 26,4	3,6	100 %
FRP	120	44,2	- 110	- 42,1	2,7	74 %

Tableau 27 : Valeurs de ductilité par rapport au déplacement.

Nous avons vu dans le paragraphe IV.4.3.1 que le renfort augmente de manière très importante la quantité d'énergie élastique et dans une moindre mesure celle de l'énergie dissipée. La combinaison de ces deux effets génère une très légère réduction du μ_n avec une chute de 4 %.

Spécimen	$\delta_{\max}^+$ [mm]	E_{ela} [kJ]	E_{tot} [kJ]	μ_n [-]	$\Delta\mu_n$ [%]
REF	50	10,9	15,4	1,2	/
FRP	80	43,3	56,5	1,2	- 4 %

Tableau 28 : Valeurs de ductilité par rapport à l'énergie.

Les valeurs de ductilité obtenue lors de cette campagne correspondent à celles mesurées sur les essais à échelle réduite. En effet l'essai RC1-REF avait une valeur $\mu = 3,3$ contre 3,6 pour l'essai REF. La configuration RC1-CFRP-Ali38-At avec un $\mu = 2,7$ est la solution qui se rapproche le plus de celle mise en œuvre sur le spécimen FRP. Les essais à échelle réduite sont pertinents pour quantifier la ductilité des liaisons renforcées ou non par matériaux composites à échelle réelle.

IV.4.3.3 Évolution de la raideur

La Fig. 132 présente l'évolution de la raideur sécante au cours de l'essai. En complément des valeurs de raideur des essais REF et FRP, l'évolution de l'écart entre les deux courbes est également tracée. Sachant que l'unique différence entre les deux spécimens est le renfort cet écart correspond à la raideur du renfort. La raideur des deux spécimens décroît en suivant la tendance d'une fonction inverse. La chute initiale est causée par la fissuration progressive du béton, à partir de $\delta = \pm 15$ mm c'est la plastification progressive des aciers qui est en cause. Le spécimen renforcé présente une raideur plus importante que l'essai témoin. Le delta entre les deux courbes que l'on note ΔK nous permet de suivre l'endommagement du renfort. Il est égal à 0.5 kN/mm de 0 à 15 mm puis chute à 0.35 kN/mm, cette chute peut être attribuée à la fissuration de la résine au niveau du nœud. Au-delà de ce point, la valeur reste constante ce qui nous indique qu'il n'y a pas d'endommagement du renfort de type rupture ou arrachement.

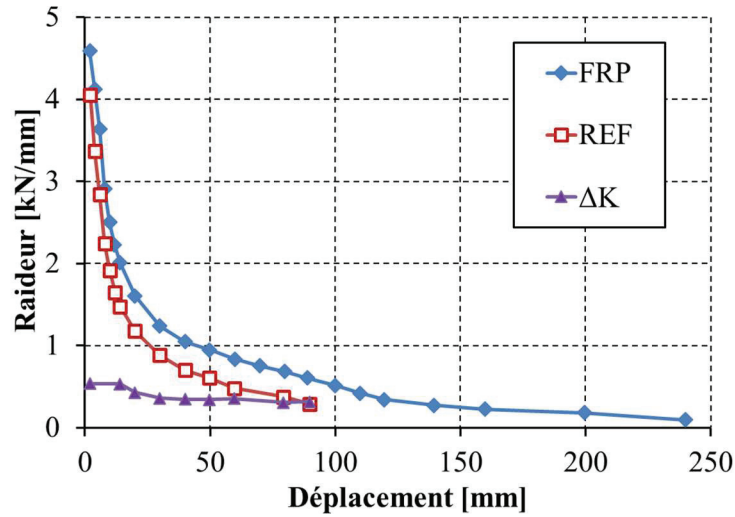


Fig. 132 : Évolution de la raideur sécante.

IV.4.3.4 Chute de résistance

La chute de résistance ou « Strength degradation » correspond au rapport entre la charge max mesurée lors du troisième et celle du premier cycle de chaque amplitude de chargement (voir Eq. 21). Son évolution est présentée dans la Fig. 133. Dans un premier temps le rapport varie de 98 à 100 % signe que les liaisons ont un comportement élastique parfait. On observe sur l'essai REF une chute brutale pour $\delta = 10$ mm, celle-ci correspond au début de la fissuration du béton. Les valeurs varient ensuite entre 95 et 90 % jusqu'à ce que le déplacement ultime soit dépassé.

$$\% \Delta P_{1-3} = \frac{|P_3^+| + |P_3^-|}{|P_1^+| + |P_1^-|} \quad \text{Eq. 21}$$

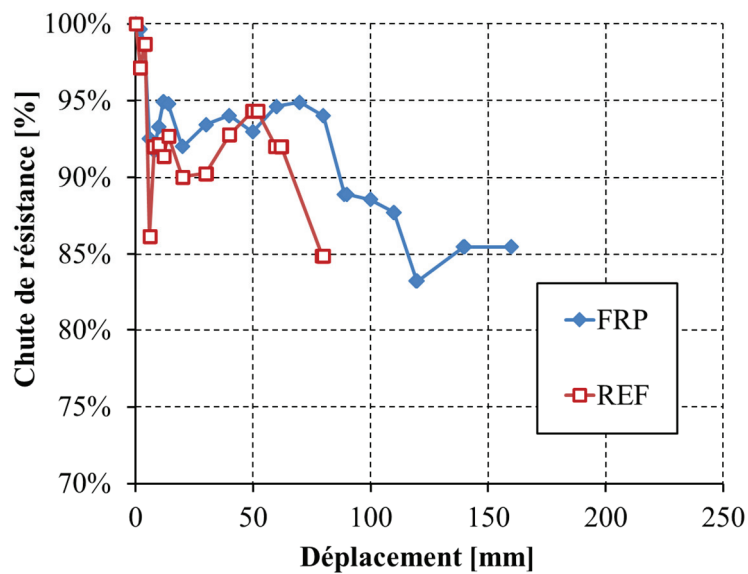


Fig. 133 : Évolution de la chute de résistance.

IV.4.3.5 Amortissement équivalent

La Fig. 134 présente l'évolution de l'amortissement équivalent des deux liaisons en fonction du déplacement imposé. La liaison témoin montre un amortissement qui varie entre 6 et 10 % pour les premiers cycles et des valeurs comprises entre 4 et 5 % pour les cycles suivants. Les valeurs restent constantes sur toute la durée des essais. Pour le spécimen FRP l'écart entre les cycles est plus faible. Dans un premier temps les valeurs diminuent jusqu'à atteindre un minimum de 3 % au moment où la charge maximale est atteinte. Au-delà de ce point l'amortissement remonte se stabilise autour de 5 à 7 % avant d'augmenter brutalement au moment de la rupture. Le renfort entraîne une très légère baisse de la raideur, mais cette baisse n'est pas dommageable, car l'amortissement reste supérieur à 4 %, la valeur recommandée pour le calcul des ouvrages en béton armé.

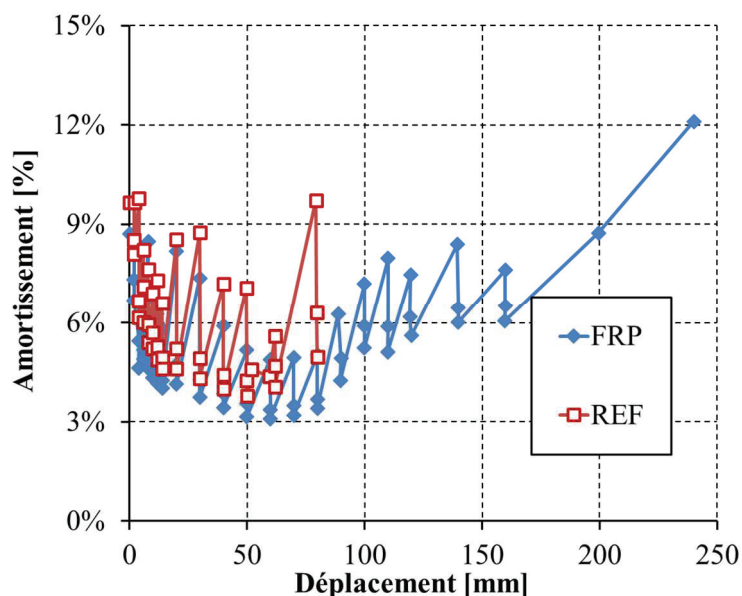


Fig. 134 : Évolution de l'amortissement équivalent.

IV.4.3.6 Indice de Park

La Fig. 135 présente l'évolution de l'indice de Park au cours de l'essai. L'indice de Park évolue de manière linéaire pendant toute la durée de l'essai. L'ajout du renfort permet de retarder l'endommagement de la liaison. Ce gain s'explique par une valeur de déplacement ultime plus importante δ_u et par une force de plastification P_y 2 fois supérieure dans le spécimen REF. La combinaison de ces deux facteurs permet de réduire de manière significative l'endommagement de la liaison (- 20 %).

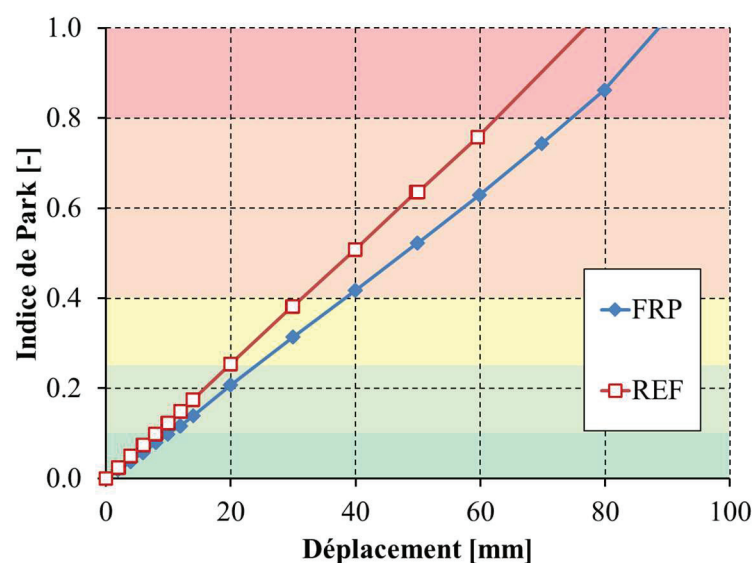


Fig. 135 : Évolution de l'indice de Park.

IV.5 Conclusion

Dans ce chapitre les résultats des essais de liaison dalle/voile en X ont été présentés. Cette campagne expérimentale s'inscrit dans la continuité des essais de liaison à échelle réduite présentée dans le troisième chapitre de ce manuscrit. Elle avait pour objectif de prouver la viabilité d'une solution de renfort entièrement composite. Afin d'augmenter la pertinence de ces essais, le choix a été fait de proposer une géométrie de spécimen fidèle au bâti existant en France. Les conclusions suivantes peuvent être tirées de l'exploitation et de l'analyse des résultats.

Les solutions de renforcement disponibles sur le marché permettent de proposer des solutions de renforcement efficaces. La solution appliquée combine des bandes de PRFC bidirectionnelles, des bandes de PRFV multidirectionnelles et des mèches d'ancrages en carbone. Au total la préparation du support et percement des réservations ont nécessité 20 heures de travail. La découpe des différents éléments du renfort et leurs applications ont nécessité 16 h de travail. La mise en œuvre totale du renfort ne représente donc qu'une semaine de travail pour un compagnon. Au total l'application totale du renfort ne représente qu'une augmentation de masse de 2.5 %. Le temps de mise en œuvre et le poids négligeable sont donc largement plus faibles pour le renforcement par matériaux composites que pour les autres solutions de renforcement comme le béton projeté ou le collage de plaque acier.

L'application du renfort permet d'augmenter de manière significative la charge de rupture de la liaison. Avec un gain de résistance de + 70 % en Push et + 90 % en Pull cette solution présente des performances comparables aux meilleures solutions de renfort proposées dans la littérature pour des liaisons poteau/poutre. Le gain de déplacement ultime n'est quant à lui que de 35 %, en effet l'ajout du renfort entraîne une augmentation de la raideur de la liaison. En retardant la plastification des aciers et en augmentant de manière significative l'énergie élastique de la liaison le spécimen FRP présente des indices de ductilité légèrement plus faible que ceux du spécimen de référence (REF).

Prota et al. (2001, 2004) [83], [84] ainsi que Antonopoulos et Triantafillou (2003) [87] ont mis en lumière dans leurs travaux l'importance du mode de ruine dans le choix du renforcement. Ce point a été central lors du choix du renforcement, en effet la solution proposée se concentre sur l'augmentation de la résistance en flexion du voile. Le renfort de dalle est quant à lui plus faible afin de s'assurer que la ruine ne se produise pas de nouveau dans le voile. Conformément au calcul préalable, le spécimen témoin présente une ruine en flexion du voile inférieure qui va jusqu'à la rupture des aciers. Ce mode de ruine est particulièrement préjudiciable, car il implique une instabilité globale de l'ouvrage. Dans le spécimen renforcé, la ruine survient par cisaillement du nœud, mais la présence des ancrages longitudinaux permet de maintenir un effort résistant bien au-delà du déplacement ultime ce qui permet de garantir la stabilité de l'ouvrage malgré la ruine de la liaison.

L'emploi des fibres de verre et la réduction progressive de la section du renfort permettent d'espacer la fissuration et de maximiser la dissipation d'énergie. De plus la faible résistance des PRFV permet d'optimiser la résistance de chaque section à partir de la courbe enveloppe du moment sollicitant. Finalement le spécimen renforcé dissipe une quantité d'énergie plus importante avec un delta de 385 % à la fin de l'essai. Cet écart s'explique par la plus grande quantité d'acier plastifié et par la multi fissuration de la dalle sur ces deux faces.

Une méthode innovante permettant d'assurer la continuité des bandes de renfort entre deux plans perpendiculaires a été expérimentée lors de cette campagne. De nombreux travaux comme ceux de Le Trung (2010) [91] ont prouvé que sans ancrage ce type de système n'apporte aucun bénéfice à cause du phénomène de poussé au vide. Les bandes de PRFC qui assurent le renforcement du voile se prolongent sur 200 mm sur les dalles. Les ancrages longitudinaux sont placés au-dessus des bandes ce qui permet de les retenir en place. Cette solution s'est avérée pertinente, car aucun décollement significatif n'a été observé au niveau du nœud. Des essais pull-out ont été réalisés en complément. Ils ont permis de mettre en évidence que dans cette configuration la bande de carbone est sollicitée à 20 % de sa capacité ultime au moment de la rupture de l'ancrage.

Chapitre V : Modélisation du comportement mécanique des liaisons renforcées par matériaux composites

V.1 Introduction

Les deux campagnes d'essais ont permis de démontrer l'efficacité du renforcement par matériaux composites des liaisons dalle/voile en béton armé. En parallèle des 12 essais à échelle réduite et des 2 essais à l'échelle 1, les caractéristiques mécaniques de l'ensemble des matériaux mis en œuvre ont été testées. L'exploitation des résultats a permis de mettre en évidence des gains de résistances importants. Les solutions étudiées n'ont pas montré de gain substantiel de ductilité. La suite logique de ce travail est de proposer un modèle permettant de prédire le comportement mécanique des liaisons dalle/voile renforcées par matériaux composites. La finalité étant de définir une méthodologie provisoire pour le dimensionnement de ce type de renfort.

V.1.1 Objectifs du modèle

L'utilisation d'un renforcement peut être motivé par trois facteurs, un changement du mode de calcul des actions accidentelles comme par exemple les actions sismiques, un changement dans la géométrie de la structure (suppression de porteur verticaux) ou dans son affectation avec une modification des actions variables. Dans ces 3 cas le renfort a pour but d'améliorer la résistance de l'élément face aux différentes combinaisons d'action à l'état limite Ultime (ELU). Le modèle proposé doit permettre d'estimer le plus finement possible la charge ultime des liaisons. Les essais ont présenté différents modes de ruine. La prévision des différents modes de ruine est donc un des éléments clés du modèle. Le modèle développé dans cette partie se concentre sur le dimensionnement des liaisons dalle/voile à l'état limite ultime.

V.1.2 Définition de la géométrie

La Fig. 136 détaille la géométrie d'une liaison en béton armé. Les termes b_c et h_c correspondent respectivement à la largeur et la hauteur du porteur vertical (voile ou poutre), b_b est la largeur du porteur horizontal quand h_b est égale à sa hauteur. L est égale à la longueur totale de la poutre ou de la dalle et H à celle du poteau. Les positions des différentes sections d'acier et de composite présentent dans une liaison sont présentées sur la Fig. 137. A_{sb1} et A_{sb2} sont les sections d'armatures tendues de chaque face du porteur horizontal. A_{sc} est la section des armatures de peau du voile. A_{sjh} et A_{sjv} sont les sections des armatures assurant la reprise de l'effort tranchant dans le nœud. Ce type d'armature est rare dans les liaisons dalle/voile, mais elles sont rendues obligatoires dans les liaisons poteau/poutre afin de limiter la fragilité des liaisons. La Fig. 137 (b) détaille la position des sections de renfort composite : A_{fjv} et A_{fjh} ainsi que leurs angles par rapport au porteur vertical (φ_{fjv} et φ_{fjh}).

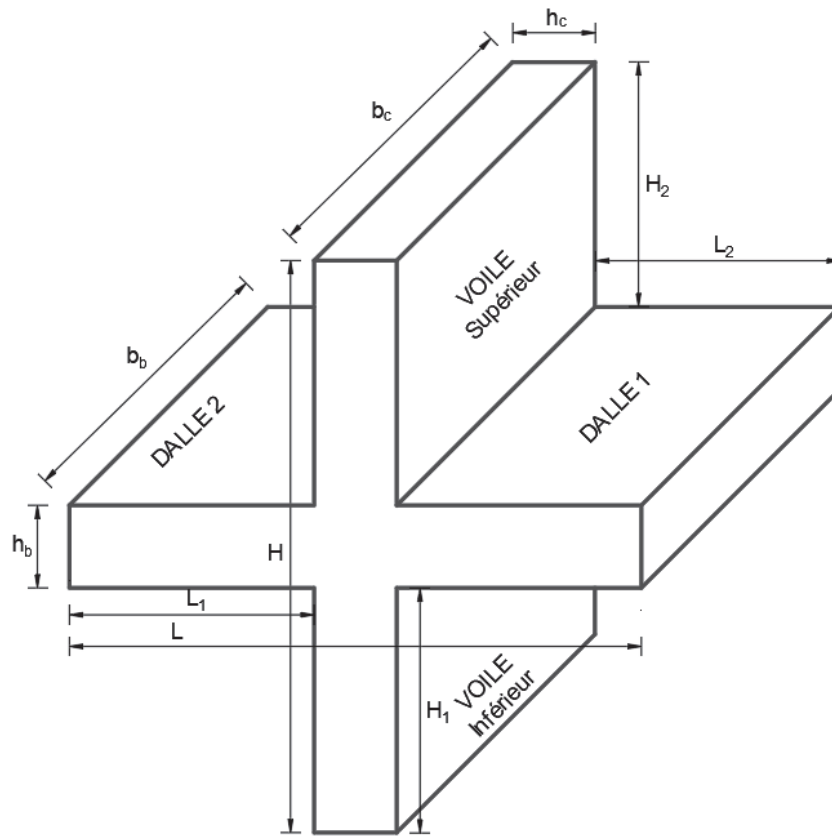


Fig. 136 : Géométrie d'une liaison BA.

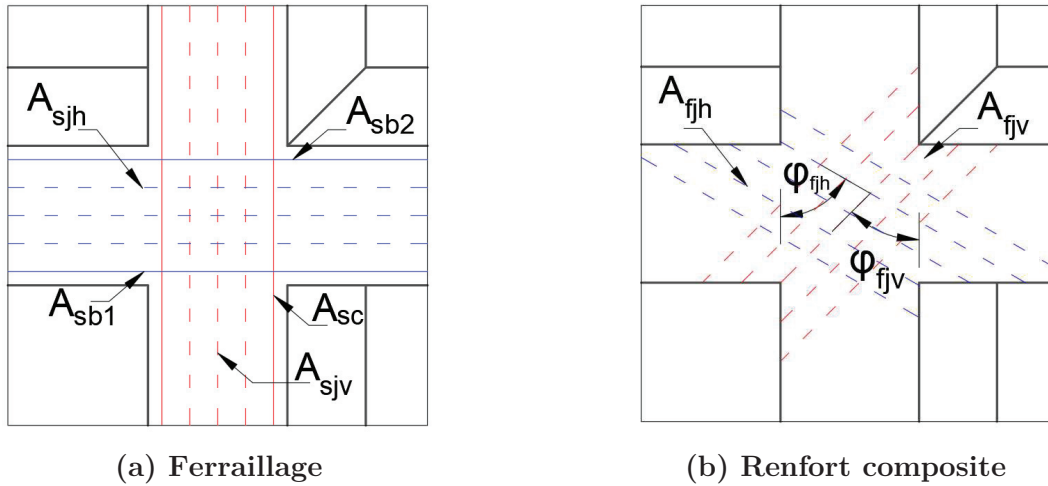


Fig. 137 : Nomenclature des sections d'aciers et de composite d'une liaison

V.1.3 Comportement mécanique d'une liaison

Les charges inertielles causées par un évènement sismique causent une augmentation des efforts horizontaux. Lorsqu'une liaison dalle/voile ou poteau/poutre est soumise à un effort latéral celui-ci entraîne une augmentation du moment sollicitant et de l'effort tranchant dans le nœud (V_{jh}). Cette augmentation des efforts peut mener à une ruine de la liaison.

Les efforts appliqués sur une liaison extérieure avec un voile/poteau continue et une dalle/poutre en porte-à-faux sont détaillés dans la Fig. 138 (a). Dans ce cas de figure l'effort tranchant dans le nœud peut s'exprimer à partir de l'Eq. 22.

$$\begin{aligned} V_{jh} &= T_{sb} - V_c && \text{Dans une liaison en T / Fig. 138 (b)} \\ V_{jh} &= T_{sb1} + T_{sb2} - V_c && \text{Dans une liaison en X / Fig. 139 (b)} \end{aligned} \quad \text{Eq. 22}$$

L'effort de traction qui sollicite les barres tendues du porteur horizontal (T_{sb}) dépend de la charge verticale appliquée à l'extrémité de celui-ci. T_{sb} peut s'exprimer à partir de l'Eq. 23, l'Eq. 24 permet de calculer l'effort tranchant dans le porteur vertical (V_c).

$$T_{sb} = \frac{M_b}{z_b} = \frac{V_b * L_0}{z_b} \quad \text{Eq. 23}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{V_b(L_0 + 0.5 * h_c)}{H} && \text{Liaison en T} \\ V_c &= \frac{V_b * L}{H} && \text{Liaison en X} \end{aligned} \quad \text{Eq. 24}$$

Le terme M_b désigne le moment sollicitant dans la dalle ou la poutre au droit du nœud, V_b est égal à l'effort appliqué ou à la réaction d'appui à l'extrémité de l'élément et z_b correspond au bras de levier interne de la section. Il est d'usage de considérer en prédimensionnement que $z_b = 0.8 h_b$. h_c est égale à l'épaisseur du voile ou du poteau.

Pour un essai de liaison en T la charge est généralement appliquée à l'extrémité de l'élément en porte à faux, l'effort tranchant dans le nœud s'exprime donc en fonction de V_b (voir Eq. 25). Dans une liaison en X la charge est généralement appliquée à l'extrémité de l'élément vertical, l'effort tranchant se calcule à partir de V_c , voir Eq. 26.

$$V_{jh} = V_b \left(\frac{L_0}{z_b} - \frac{L_0 + 0.5 * h_c}{H} \right) \quad \text{Eq. 25}$$

$$V_{jh} = V_c \left(\frac{H}{z_b} - 1 \right) \quad \text{Eq. 26}$$

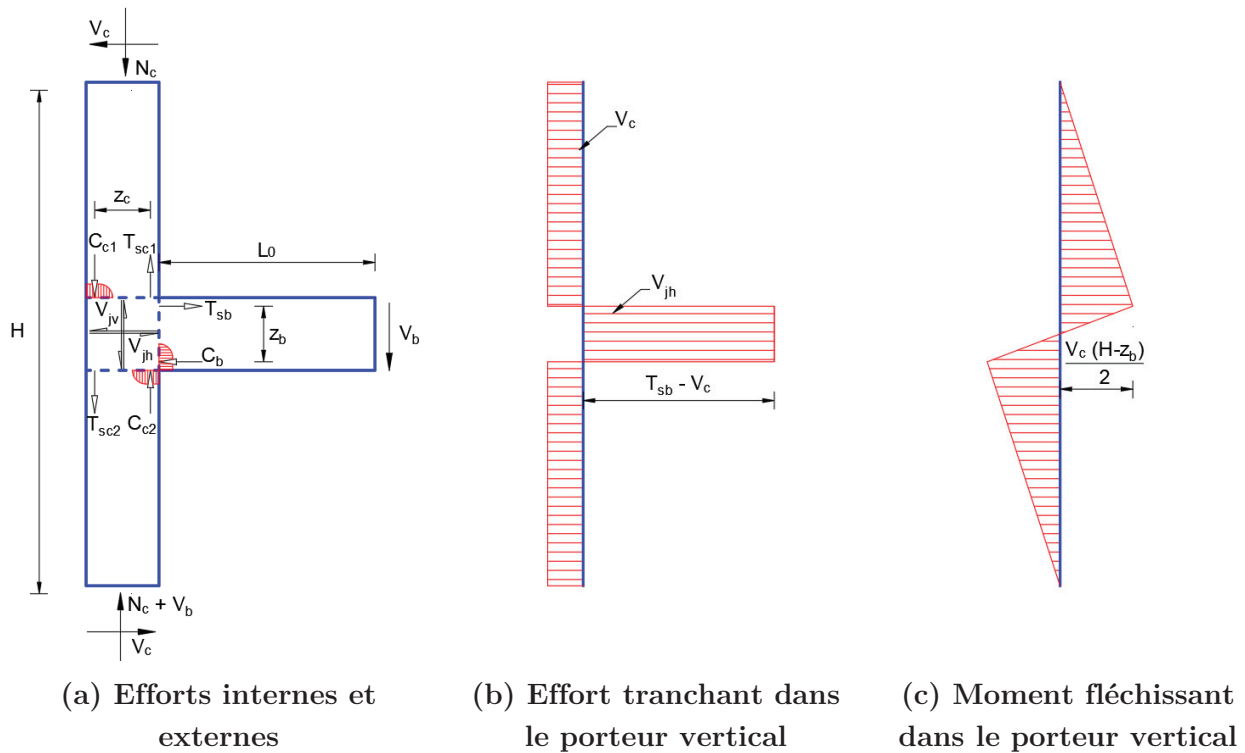


Fig. 138 : Fonctionnement d'une liaison périphérique / liaison en T.

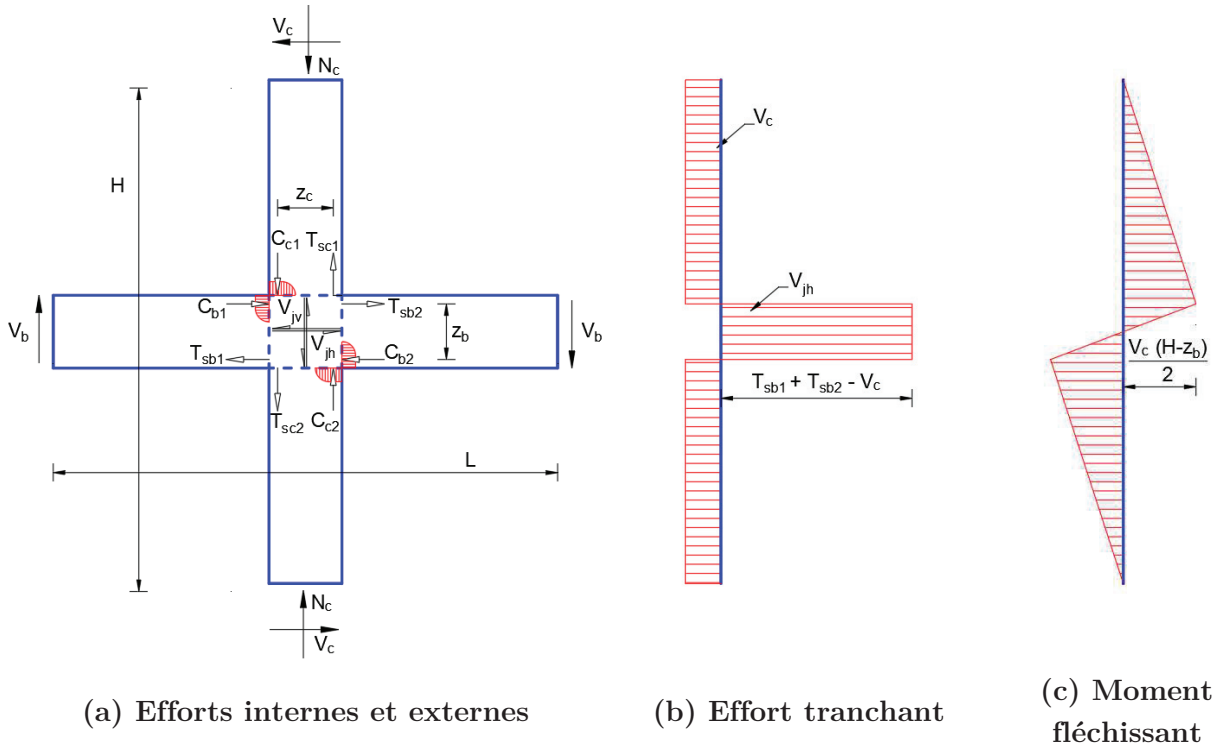


Fig. 139 : Fonctionnement d'une liaison intérieure / liaison en X.

V.2 Normes et recommandations existantes

Avant de commencer à développer notre modèle, il est important d'effectuer une revue des ressources de calcul présentes dans la littérature. Dans un premier temps plusieurs méthodes permettent de calculer la résistance au cisaillement d'une liaison seront étudiées. Les solutions permettant de calculer le moment résistant d'une section seront ensuite passées en revue. Finalement les trois derniers paragraphes porteront sur le comportement mécanique de l'interface FRP/béton, l'effet des ancrages transversaux et la résistance des ancrages longitudinaux.

V.2.1 Cisaillement des liaisons

V.2.1.1 ACI

L'ACI 352R-02 (2002) [126] et l'ACI 318R-08 (2008) [127] définissent la résistance au cisaillement des liaisons poteau/poutre selon l'Eq. 27 :

$$V_{jh} = \gamma_{ACI} \sqrt{f_c} b_j h_c \quad \text{Eq. 27}$$

f_c est égale à la résistance en compression du béton. γ_{ACI} est un facteur qui dépend du confinement du nœud. Pour une liaison extérieure avec 3 faces confinées, il est égal à 1. Dans le cas d'une liaison intérieure en X avec 4 faces confinées il est de 1.25 et pour une liaison confinée sur ces 6 faces il passe à 1.66. La largeur de la liaison efficace b_j se calcule à partir de l'Eq. 28.

$$b_j = \min \left\{ \frac{b_b + b_c}{2}, b_b + \frac{h_c}{2}, b_c \right\} \quad \text{Eq. 28}$$

V.2.1.2 EN 1998-1

Dans l'EN 1998-1 [4] l'Eq. 29 permet de calculer la résistance au cisaillement d'un liaison poteau/poutre. Cette équation est proche de celle proposée par l'ACI à la différence que l'état de contrainte du nœud y est pris en compte. Le terme v_d est égal à l'effort normal appliqué dans le nœud. Le terme η est un coefficient de sécurité qui dépend de la résistance en compression du béton (Eq. 30). La hauteur du nœud, h_{jc} , est égale à la distance entre les armatures tendues et comprimées du porteur vertical. La largeur de la liaison se calcule à partir de l'Eq. 31.

$$V_{jh} = \eta f_c \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} b_j h_{jc} \quad \text{Eq. 29}$$

$$\eta = 0.6 (1 - f_{ck}/250) \quad \text{Eq. 30}$$

$$\begin{cases} b_c > b_b & b_j = \min\{b_c; (b_w + 0.5 * h_c)\} \\ b_c < b_b & b_j = \min\{b_b; (b_c + 0.5 * h_c)\} \end{cases} \quad \text{Eq. 31}$$

V.2.2 Résistance en flexion

V.2.2.1 Calcul détaillé

Le calcul du moment résistant d'une section de béton armé renforcée par matériaux composites se base sur le même principe que le calcul d'un élément BA fléchi (voir Fig. 140). La première étape consiste à fixer l'axe neutre par rapport à l'état de déformation de la section. Une fois la position de l'axe neutre connue le calcul des contraintes permet de définir un moment résistant de la section.

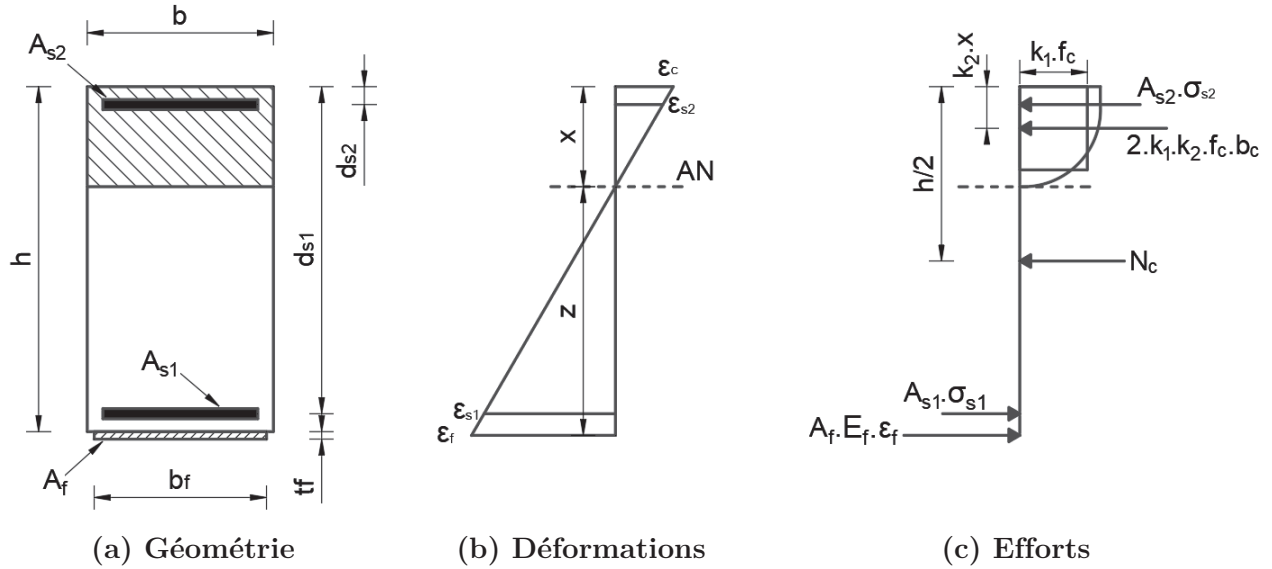


Fig. 140 : Analyse de la section.

L'équilibre de la section est donné par l'Eq. 32 :

$$k_1 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} - A_{s1} \cdot \sigma_{s1} - A_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_f = N_c \quad \text{Eq. 32}$$

La contrainte dans les aciers se calcule à partir de l'Eq. 33 et de l'Eq. 34.

$$\sigma_{s1} = \min \left(\varepsilon_c \frac{d_{s1} - x}{x}, \frac{f_{yd}}{E_s} \right) E_s \quad \text{Eq. 33}$$

$$\sigma_{s2} = \min \left(\varepsilon_c \frac{x - d_{s2}}{x}, \frac{f_{yd}}{E_s} \right) E_s \quad \text{Eq. 34}$$

Les termes k_1 et k_2 dépendent du niveau de déformation du béton (Eq. 35 et Eq. 36)

$$k_1 = \begin{cases} 1000 \varepsilon_c \left(0.5 - \frac{1000}{12} \varepsilon_c \right) & \text{si } \varepsilon_c < 0.002 \\ 1 - \frac{2}{3000 \varepsilon_c} & \text{si } 0.002 < \varepsilon_c < 0.035 \end{cases} \quad \text{Eq. 35}$$

$$k_2 = \begin{cases} \frac{8 - 1000 \varepsilon_c}{4 (6 - 1000 \varepsilon_c)} & \text{si } \varepsilon_c < 0.002 \\ \frac{1000 \varepsilon_c (3000 \varepsilon_c - 4) + 2}{2000 \varepsilon_c (3000 \varepsilon_c - 2)} & \text{si } 0.002 < \varepsilon_c < 0.035 \end{cases} \quad \text{Eq. 36}$$

Le moment résistant (M_{rd}) de la section se calcule à partir de l'Eq. 37.

$$M_{rd} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} (d_{s1} - k_2 \cdot x) + A_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fe} (h - k_2 \cdot x) + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} (k_2 \cdot x - d_{s2}) + N_c (k_2 \cdot x - \frac{h}{2}) \quad \text{Eq. 37}$$

V.2.2.2 Calcul simplifié

Dans le paragraphe précédent, la position de l'axe neutre est calculée à partir de l'équilibre des efforts dans la section. Une autre solution consiste à faire l'hypothèse que l'axe neutre est égal à une fraction de la hauteur de l'élément. Dans le cas des dalles on peut faire l'hypothèse que le bras de levier $z_{s1} = d_{s1} - k_2 \cdot x$ est égal à $0.8 h$. Sachant que l'enrobage est généralement égal à $0,1 h$ le bras de levier du renfort peut être estimé à $z_f = 0,9 h$.

En faisant l'hypothèse d'une rupture par pivot A avec une rupture du renfort associée à une plastification des aciers, le moment résistant d'une section renforcée peut s'exprimer sous la forme suivante (**Eq. 38**) :

$$M_{rd} = M_{s1} + M_f \begin{cases} M_{s1} = A_{s1} * f_{ys1} * 0.8 h \\ M_f = A_f * E_f * \varepsilon_{fe} * 0.9 h \end{cases} \quad \text{Eq. 38}$$

La déformation effective du composite ε_{fe} dépend du mode de ruine du renfort composite, rupture en traction, décollement ou arrachement dans le cas des ancrages.

V.2.2.3 Calcul itératif

Une troisième solution pour calculer le moment résistant d'un élément BA renforcé par matériaux composites consiste à réaliser un calcul itératif. Celui-ci permet à partir des caractéristiques géométriques de la section, des lois de comportement des matériaux et d'un état de déformation, de calculer le moment sollicitant de la section. Cette méthode de calcul permet d'établir la relation moment courbure d'une section et donc de définir la courbe charge déplacement des essais de liaison à échelle réduite.

Il existe un certain nombre de logiciels de dimensionnement qui utilise ce genre de méthode, mais ceux-ci ne prennent pas en compte la raideur du béton ce qui conduit à une sur estimation de la flèche. Afin de pallier ce manque, une procédure de calcul a été programmée en interne au cours de cette thèse.

La première étape du calcul consiste à fixer la géométrie de la section, cela comprend les différentes sections d'acier et de renfort composite ainsi que la hauteur et la largeur du coffrage. Les lois de comportement mécanique du béton, de l'acier et du renfort composite sont ensuite définies en fonction des essais réalisés au laboratoire et/ou des lois de comportements simplifiées proposées dans l'Eurocode 2 [3]. Il s'agit des relations contraintes/déformations de chaque matériau.

Afin d'initier le calcul on fixe arbitrairement la déformation du béton comprimé à $\varepsilon_c = -10^{-5}$ m/m, cette valeur de déformation doit être inférieure à celle de la fissuration du béton ($\varepsilon_{ct} = 10^{-4}$ m/m). La position de l'axe neutre par rapport à la fibre inférieure est notée z (Fig. 141), sa valeur initiale est fixée à 0 mm. La première étape du calcul consiste à définir l'état de déformation de la section en fonction de ε_c et de z . La déformation en tout point i de la section se calcule à partir de l'Eq. 39. La hauteur z_i est égale à la distance entre le centre de gravité de la couche et la fibre inférieure de la poutre et h est égal à la hauteur de la section étudiée.

$$\varepsilon_i = \frac{z - z_i}{h - z} \quad \text{Eq. 39}$$

La section de béton est subdivisée en couche de 1 mm d'épaisseur et les sections d'acier et de renfort composite sont considérées comme étant ponctuelles et centrées sur leur centre de gravité. Une fois le profil de déformation fixé on en déduit le profil de contrainte à partir des lois de comportement, celle-ci seront détaillées plus tard dans la partie V.3.1. On calcule à partir de ce profil l'effort normal et en cas de déséquilibre on incrémente la hauteur de $\Delta z = 0,1$ mm jusqu'à obtenir un équilibre de la section. Dans les faits, l'algorithme calcule l'équilibre de la section pour toutes les valeurs de z et conserve la valeur z qui respecte au mieux l'équation d'équilibre de la section (Eq. 40). Une fois l'équilibre atteint, on calcule le moment dans la section M_{rd} à partir de l'Eq. 41. On incrémente ensuite la déformation de la fibre supérieure d'un $\Delta \varepsilon_c = -10^{-5}$ et on poursuit le calcul jusqu'à ce que le moment diminue. La Fig. 142 présente l'organigramme du calcul itératif.

$$\sum F = F_{As1} + F_{As2} + F_f + N_c + \sum F_{ct,i} + \sum F_{c,i} = 0 \quad \text{Eq. 40}$$

$$M_{rd} = F_f * z_f + \sum F_{s,i} * z_{s,i} + \sum F_{ct,i} * z_i + \sum F_{c,i} * z_i + N_c * \frac{h}{2} \quad \text{Eq. 41}$$

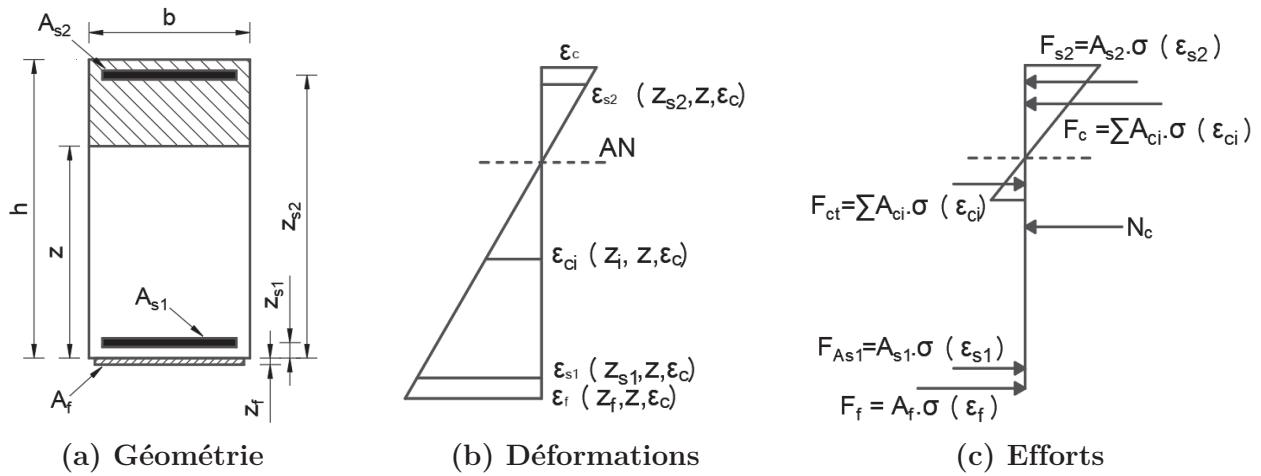


Fig. 141 : Profil de déformation et des efforts de la section.

Le rayon de courbure de la section se calcule à partir de l'Eq. 42. Cette méthode nous permet donc d'obtenir la relation moment/courbure de la section. En intégrant la courbure le long de la section pour un effort donné, la relation moment/courbure permet de remonter à la courbe charge/flèche d'un essai de flexion.

$$\varphi = \frac{h - z}{\varepsilon_c} \qquad \text{Eq. 42}$$

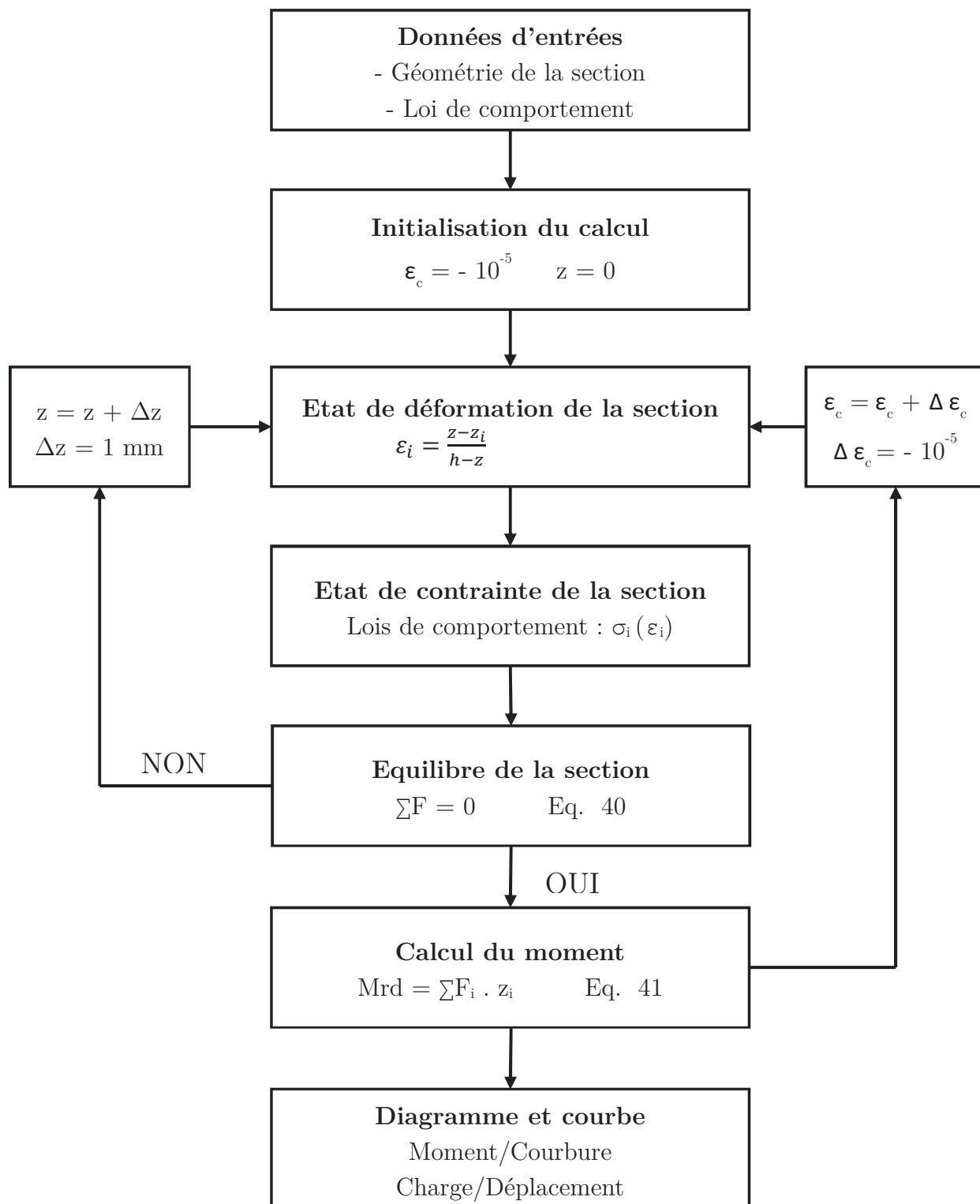


Fig. 142 : Procédure de calcul itératif.

V.2.3 Décollement

Le décollement est un mode de ruine récurant des matériaux composites stratifiés au contact. La compréhension des phénomènes de décollement est donc un point clé dans l'étude de leur comportement mécanique. Plusieurs auteurs ont proposé des lois de comportement permettant de prévoir la résistance d'une interface.

Le Tableau 29 détaille les équations proposées par Chen et Teng (2001) [57], Ko et al. (2004) [128] et Seracino et al. (2007) [129]. La méthodologie proposée dans le bulletin FIB 90 (2019) [2] y est également décrite. Tous ces modèles sont légèrement différents, mais ils reprennent tous la notion de longueur de transfert (noté L_e) et la résistance en traction du béton qui est intégrée au modèle comme une fonction de f_{cm} .

Fib bulletin 90 (2019) [2] $k_b = \sqrt{\frac{2 - b_f/b}{1 + b_f/b}}$ $k = 0.25$ $G_f = k^2 \cdot k_b^2 \cdot f_{cm}^{2/3}$ $L_e = \frac{\pi}{k_b} \sqrt{\frac{E_f t_f}{8 f_{cm}^{2/3}}}$ $\beta_L = \begin{cases} \frac{L_f}{L_e} \left(2 - \frac{L_f}{L_e}\right) & \text{si } L_f < L_e \\ 1 & \text{si } L_f > L_e \end{cases}$ $P_u = \beta_L b_f \sqrt{2 E_f \cdot t_f \cdot G_f}$	Chen et Teng (2001) [57] $\beta_w = \sqrt{\frac{2 - b_f/b}{1 + b_f/b}}$ $\alpha = 0.427$ $G_f = k^2 \cdot k_b^2 \cdot f_{cm}^{2/3}$ $L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{f_{cm}}}$ $\beta_L = \begin{cases} \sin\left(\frac{\pi L_f}{2 L_e}\right) & \text{si } L_f < L_e \\ 1 & \text{si } L_f > L_e \end{cases}$ $P_u = \alpha \beta_w \beta_L b_f L_e \sqrt{f_{cm}}$
Ko et al. (2007) [128] $P_u = 5.065 \cdot 10^{-5} (b_f + 2\Delta b) \cdot f_{cm}^{0.2} \cdot (t_f E_f)^{1.4}$ $L_e = 1.89 \cdot (t_f E_f)^{0.4}$	Seracino et al. (2007) [129] $P_u = \left(\frac{d_f}{b_f}\right)^{0.25} f_{cm}^{0.33} \sqrt{L_{per} E_f A_f}$ $L_e = \frac{\pi}{2\sqrt{\tau_f L_{per} / \delta_f E_f A_f}}$ $\tau_f = \left(0.802 + 0.078 \frac{d_f}{b_f}\right) f_{cm}^{0.6}$ $\delta_f = \frac{0.73}{\tau_f} \left(\frac{d_f}{b_f}\right)^{0.5} f_{cm}^{0.67}$ $P_{(L_f < L_e)} = \frac{L_f}{L_e} P_u ; L_{per} = 2 d_f + b_f$

Tableau 29 : Méthodes de calcul de modèles prédictifs de la longueur d'ancrage et de la charge ultime.

Afin de comparer lesquels de ces modèles est le plus pertinent, nous pouvons comparer leurs prédictions avec les résultats d'essai de double cisaillement effectués au sein du LMC2 sur le PRFC FOREVA TFC lors de précédentes campagnes expérimentales, Chalot et al. (2018) [130]. Le dépouillement des résultats de ces essais nous permet de mesurer une charge ultime P_u de 14.5 kN et une longueur de transfert L_e de 70 mm. La comparaison entre les résultats expérimentaux et les différents modèles est détaillée dans le Tableau 30 et dans la Fig. 143.

	Fib bulletin 90 (2019) [2]		Chen et Teng (2001) [57]		Ko et al. (2007) [131]		Seracino et al. (2007) [129]	
	$P_{u,exp}$	$L_{e,exp}$	$P_{u,model}$	$L_{e,model}$	$P_{u,model}$	$L_{e,model}$	$P_{u,model}$	$L_{e,model}$
	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
CFRP	14.5	70	14.7	67	13.1	90	23.1	144
Delta	/	/	+ 1 %	- 4 %	- 10 %	+ 29%	+59 %	+105%
							- 1 %	- 34%

Tableau 30 : Charge à la rupture / Longueur de transfert : Essai vs. Modèles

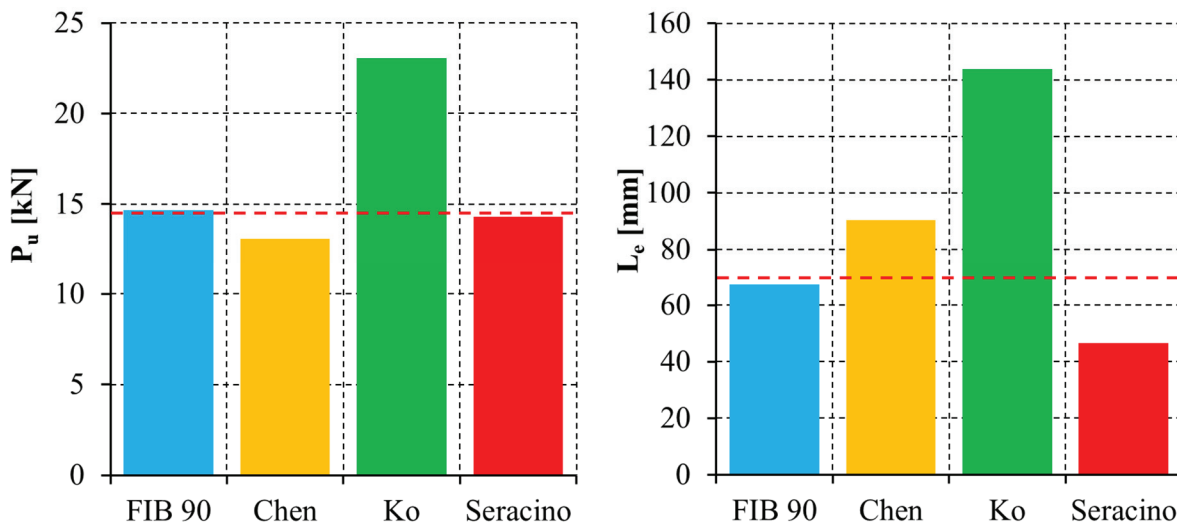


Fig. 143 : Valeurs théoriques de charge à rupture et de longueur d'ancrage.

Le modèle de Chen et Teng [57] sous-estime la charge ultime de 10 % et surestime la longueur de transfert de 30 %. Le modèle de Ko [131] surestime les deux paramètres de 40 % et 105 %. Les équations proposées par Seracino [129] permettent une bonne estimation de la charge ultime avec seulement 1 % d'erreur, mais elles sous-estiment la longueur de transfert de 35 %. La méthode proposée par les recommandations du FIB permet d'obtenir une estimation très fiable des deux paramètres avec des erreurs inférieures à 5 %.

V.2.4 Ancrages transversaux

Une des solutions employées dans le cadre des essais pour améliorer la résistance de l'interface béton/composite consiste à insérer les ancres transversaux. Plusieurs auteurs ont démontré l'efficacité de cette méthode comme Qazi (2013) [101] ou Orton et al. (2007) [5], les résultats de leurs campagnes ont montré des gains de résistance allant jusqu'à 220 % et à une ruine des bandes en traction. Les normes actuelles ne proposent pas de méthodologie pour le dimensionnement de ce type d'ancrage et les recommandations fournisseur sont pour des raisons de sécurité encore très conservatrices. A titre d'exemple l'avis technique du FOREVA TFC [132] impose sur une bande de 75 mm l'application de 11 micros-mèches pour doubler la résistance de l'interface.

V.2.5 Ancrage composite

Les mèches d'ancrages longitudinales sont constituées de fibres de carbone collées les unes aux autres par l'intermédiaire d'une résine époxy. Elles permettent d'assurer l'ancrage longitudinal des bandes au droit du nœud. Il s'agit de l'élément le plus important lors du renforcement des liaisons dalle/voile, car il n'existe pas à l'heure actuelle d'autres solutions d'ancrage applicables dans ce cas de figure. La prise en compte du mode de ruine des ancres longitudinaux est donc un des points clés dans la prévision du comportement mécanique des liaisons dalle/voile. On distingue 3 modes de ruine pour les ancres longitudinaux, l'arrachement de la mèche du support béton, la rupture en traction de l'ancrage et la délamination à l'interface mèche/bande de renfort. La Fig. 144 illustre les 3 modes de ruine. Les 3 paragraphes suivants permettront d'identifier la résistance de chacun de ces modes. Le dernier paragraphe portera sur l'état des recommandations actuelles.

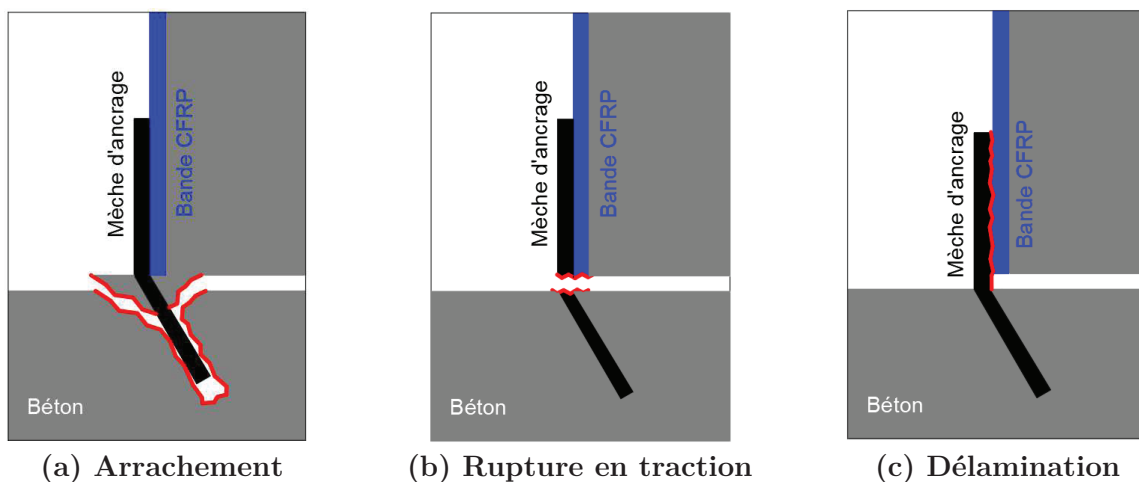


Fig. 144 : Modes de ruine d'un ancrage longitudinal.

V.2.5.1 Rupture par arrachement

Plusieurs auteurs ont étudié le comportement mécanique des ancrages longitudinaux. Dans le premier chapitre de ce manuscrit, les travaux de Ozdemir et al. (2006) [64] et de Ozbakaloglu et al. (2009) [65] ont été présentés. Les essais réalisés par ces auteurs ont permis de comprendre les phénomènes d'arrachement. L'arrachement d'une mèche d'ancrage est toujours associé à l'apparition d'un cône béton qui reste adhérent à la mèche avec un glissement de la partie restante. Leurs observations permettent de fixer la longueur du cône $h_c = 50$ mm et son angle à 45° . La charge ultime d'arrachement se calcule à partir de l'Eq. 43. Le terme d correspond au diamètre de l'ancrage en mm. La longueur de scellement de la mèche est notée L_s en mm. La résistance au cisaillement de l'interface béton/mèche que l'on note τ^* est estimée à 8.8 MPa par Kim et al. (2009) [98].

$$\begin{aligned} P_{arrachement} &= \pi f_{ct} L_s \left(1 + \frac{d}{L_s}\right) & \text{si } L_s < h_c \\ P_{arrachement} &= \pi f_{ct} h_c^2 \left(1 + \frac{d}{h_c}\right) + \tau^* \pi d (L_s - h_c) & \text{si } L_s > h_c \end{aligned} \quad \text{Eq. 43}$$

Les travaux existants nous assurent une bonne compréhension des phénomènes d'arrachement. Notre modèle de liaison se basera donc sur cette équation pour prédire ce mode de ruine. Par ailleurs, une longueur de 150 mm associée à un béton de plus de 30 MPa permet de se prémunir de ce mode de ruine.

V.2.5.2 Rupture en traction

La résistance en traction des ancrages composites dépend principalement de deux paramètres, la section et l'angle d'inclinaison de l'ancrage. Les travaux présents dans la littérature montrent bien l'importance du protocole de mise en œuvre sur la résistance en traction dans ancrages. Le choix a donc été fait de réaliser des essais Pull-out sur des ancrages composites afin d'estimer leur résistance en traction. 18 essais d'arrachement ont été réalisés en faisant varier la section des ancrages (20, 38 et 60 fils) ainsi que l'angle d'inclinaison (0° , 20° et 40°). Les spécimens sont constitués de deux blocs de béton uniquement reliés par l'intermédiaire des ancrages composites. Le choix des spécimens garantit une rupture des ancrages. Les essais ont présenté une bonne répétabilité. Le protocole expérimental complet est détaillé dans le chapitre III au paragraphe III.2.4.5.

La Fig. 145 présente l'influence du nombre de fils sur la résistance en traction de l'ancrage, la courbe de tendance représentée sur ce graphique montre une bonne corrélation avec les résultats obtenus. Les résultats des essais de traction directe réalisés sur les fils sont également indiqués.

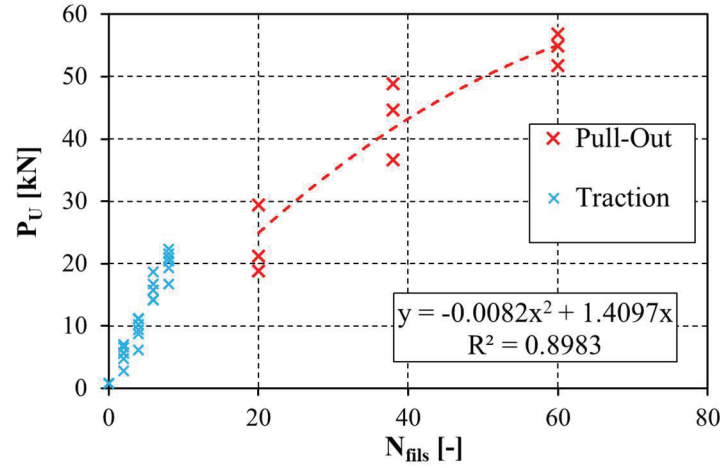


Fig. 145 : Effet du nombre de fils sur la résistance en traction des ancrages.

$$P_u = -0.0082 N_{\text{fils}}^2 + 1.4097 N_{\text{fils}} \quad \text{Eq. 44}$$

La Fig. 146 présente la comparaison entre les essais de 38 fils à 0°, 20° et 40°. Les essais des ancrages de 38 fils inclinés à 0° présentent une charge ultime inférieure à ceux inclinés à 20°. Ce résultat est incohérent et il s'explique par l'excentrement des perçages par rapport à la surface de collage. Cet excentrement entraîne un phénomène de poussée au vide qui réduit la charge ultime et cause un décollement prématuré au niveau de l'interface Ancrage/Bande CFRP. Ce problème rend difficile l'extrapolation des résultats vers un modèle prédictif.

Si l'on se concentre sur la différence entre les ancrages à 20 et 40°, on remarque que plus l'angle est important plus la résistance de l'ancrage est faible. Les résultats des essais de Ozbakkaloglu et al. (2009) [65] sont également représentées et on retrouve une tendance équivalente à celle observée sur nos essais. Il s'agit d'essai de simple Pull-out qui supprime le risque de décollement de l'ancrage à cause de la poussée au vide. Le décalage vertical entre les deux courbes de tendance vient du fait que les essais ne sont pas réalisés sur des mèches de même section et que le protocole de mise en œuvre est légèrement différent. Maintenant que nous avons observé que les deux campagnes présentent des tendances similaires et que les résultats des essais de Ozbakkaloglu et al. (2009) [65] montrent une bien meilleure régression ($R^2 = 0.94$ contre 0.62). Il semble donc pertinent de se baser sur ses résultats pour la prédiction de l'effet de l'angle. La Fig. 147 présente l'effet de l'angle par rapport à la charge ultime normalisée par rapport une mèche de même section à 20°.

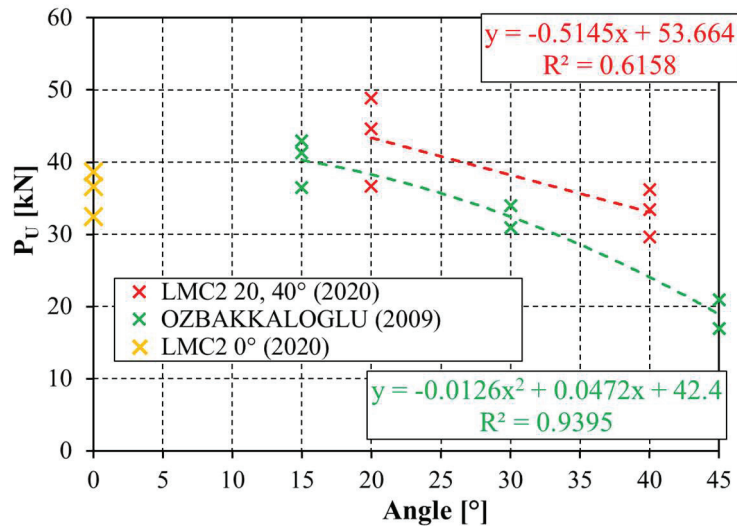


Fig. 146 : Effet de l'angle sur la résistance en traction des ancrages.

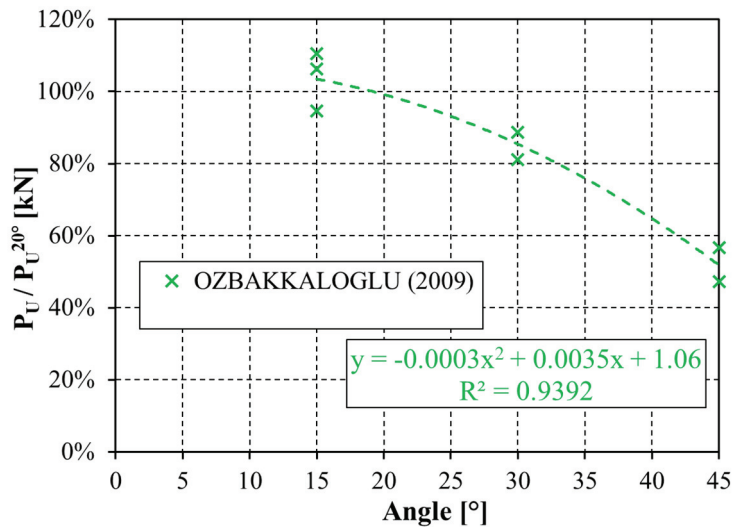


Fig. 147 : Relation entre $P_U / P_U^{20^\circ}$ et l'angle de la mèche.

$$\frac{P_U}{P_U^{20^\circ}} = -0.0003 \varphi^2 + 0.0035 \varphi + 1 \quad \text{Eq. 45}$$

En combinant l'Eq. 44 et l'Eq. 45, on peut exprimer la résistance en traction de l'ancrage en fonction de l'angle et du nombre de fils sous la forme suivante (Eq. 46) :

$$P_U = N_{fils}(-0.0082 N_{fils} + 1.4097)(-0.0003 \varphi^2 + 0.0035 \varphi + 1.06) \quad \text{Eq. 46}$$

Rey Castillo et al. (2019) [66] ont étudié l'effet de la section et de l'angle de fouet (noté α) sur la résistance en traction des ancrages composites. Ils ont mis en évidence que plus cet angle est large plus la résistance de l'ancrage est faible. L'intensité de ce phénomène est faible, à section équivalente le fait de passer d'un angle de 15° à un angle de 30° n'entraîne qu'une perte de 3 % de résistance. L'angle d'épanouissement étant généralement compris entre ces deux valeurs, cette variable est négligée dans notre modèle.

V.2.5.3 Délamination

Le spécimen de liaison à échelle réduite RC1-CFRP-ALi76-At présente une rupture à l'interface entre l'ancrage et la bande carbone. Il est donc impératif de connaître la résistance de cette interface pour prévoir le comportement mécanique de l'ancrage composite.

He et Xian (2016) [133] ont réalisé des essais de cisaillement sur des interfaces CFRP/acier. 3 adhésifs différents ont été testés avec à chaque fois 5 spécimens. Les résultats montrent une très bonne répétabilité. Deux des trois adhésifs testés génèrent une ruine par délamination dans le renfort. Les résultats montrent l'existence d'une longueur de transfert d'une longueur de 85 mm et que la contrainte de cisaillement interlaminaire est uniforme sur cette zone. Les auteurs remarquent que cette contrainte de cisaillement est égale à la moitié de la résistance en traction de la résine.

Afin de déterminer cette contrainte de cisaillement avec plus de précision, des essais de cisaillement ont été réalisés en interne selon la norme américaine ASTM D3165-07 [134]. Les éprouvettes mesurent 190 mm de long pour 25 mm de large et la longueur de la zone de collage est de 20 mm. La contrainte de cisaillement laminaire moyenne ($\tau_{f,u}$) obtenue est de 10.6 MPa soit approximativement 60 % de la résistance en traction de la résine (17.8 MPa). Dans le cas où la mèche est directement collée sur le support, la résistance de l'interface se calcule à partir de l'Eq. 47. Le terme L_e est égal à la longueur de transfert, sa valeur est fixée à 85 mm. d est le diamètre du perçage, α est égal à l'angle d'épanouissement. L_{cf} est égal à la longueur du fouet, une valeur minimum de 150 mm est recommandée par le bulletin FIB 90 [2].

$$\begin{aligned} P_{u,delam} &= \tau_{f,u} * L_e^2 \left(\frac{d}{L_e} + \tan(\alpha) \right) \\ L_e &= \min(85 ; L_{cf}) \end{aligned} \quad \text{Eq. 47}$$

La mise en œuvre des ancrages Foreva WFC 100 recommande d'appliquer une bande de tissu par-dessus le fouet. Cette bande permet une meilleure répartition des efforts de cisaillement, on peut donc considérer que la largeur de la zone est égale à la largeur de bande b_f . Dès lors, la résistance de l'interface se calcule à partir de l'Eq. 48.

$$P_{u,delam} = \tau_{f,u} * L_e * b_f \quad \text{Eq. 48}$$

V.2.5.4 Normes et recommandations

Il n'existe pour le moment aucune norme pour le dimensionnement de ce type d'ancrage. La majorité des guides de recommandations se contente d'indiquer l'existence de cette technique et de rappeler les bonnes pratiques de mise en œuvre. Le bulletin FIB 90 (2019) [2] liste tout de même quelques recommandations pour le dimensionnement, mais celle-ci sont limitées. En effet, il limite l'angle d'inclinaison à 20° et recommande un rapport de section de 1.5 entre l'ancrage et la bande.

L'estimation de la résistance des ancrages dans notre modèle se basera donc sur les travaux trouvés dans la littérature et sur les essais menés en interne plutôt que sur les recommandations et normes existantes.

V.3 Modèle de comportement

Maintenant que la revue des méthodes de calcul est terminée, nous pouvons passer à la rédaction du modèle. La première sous partie portera sur la définition des lois de comportement des matériaux. Dans la seconde, le calcul de la résistance face à chaque mode de ruine sera détaillé.

V.3.1 Lois de comportement

Cette partie présente les lois de comportement des différents matériaux constitutifs des liaisons dalle/voile. Ces lois sont tirées de l'Eurocode 2 ainsi que des essais de caractérisation mécanique réalisés au cours des deux campagnes expérimentales. Le modèle itératif permet de prendre en compte le comportement à la ruine des matériaux, ceux-ci sont donc indiqués dans les relations contraintes/déformations de chacun.

V.3.1.1 Béton

La loi de comportement du béton est issue de l'Eurocode 2 [3], il s'agit de la loi parabole rectangle. Le comportement mécanique du béton est illustré dans la Fig. 148. Le béton présente un comportement élastique fragile en traction et un comportement élastique plastique en compression. Le comportement du béton en compression est régi par l' Eq. 49.

$$\begin{aligned}\sigma_c(\varepsilon) &= f'_c * \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c2}} \right)^2 \right] && \text{pour } 0 < \varepsilon < \varepsilon_{c2} \\ \sigma_c(\varepsilon) &= f'_c && \text{pour } \varepsilon_{c2} < \varepsilon < \varepsilon_{cu2}\end{aligned}\tag{Eq. 49}$$

f'_c est la résistance moyenne en compression du béton le jour de l'essai, ε_{c2} est égale à la déformation limite élastique et ε_{cu2} est la déformation limite plastique. La valeur de f'_c est obtenue expérimentalement. Les valeurs de ε_{c2} et de ε_{cu2} sont définies par l'EC2 [3] et dépendent de la classe de béton employé.

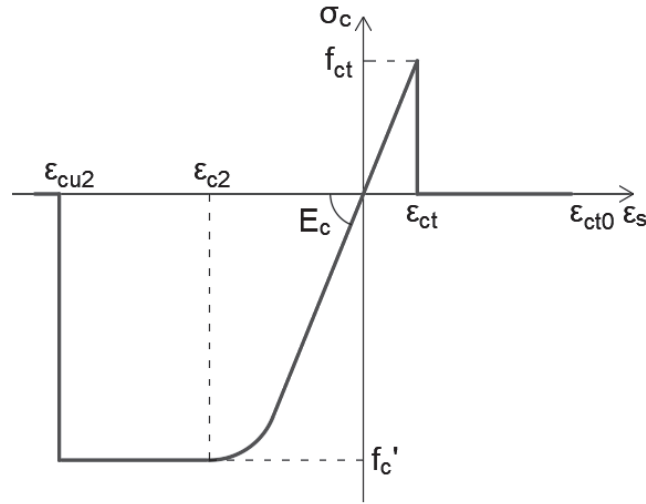


Fig. 148 : Loi de comportement du béton.

Les essais de liaison à échelle réduite ont été réalisés à partir d'un béton de classe C30/37 d'après la norme NF EN 12390 [135]. Ils présentent des résistances en compression à 28 jours qui varient de 35.9 à 47.6 MPa et des résistances en traction de 3.0 à 4.4 MPa.

Pour les essais de liaison à l'échelle 1 le béton est de classe C25/30 et présente une résistance en compression allant de 30.6 à 31.2 MPa et de 4.6 à 5.4 MPa en traction.

V.3.1.2 Acier

Les aciers construction haute adhérence (HA) sont de classe S 500 B. On considère qu'ils ont un comportement simplifié élastique plastique avec écrouissage. La loi de comportement est celle définie dans l'Eurocode 2 [3]. Cette loi simplifiée est utilisée pour décrire le comportements des aciers des deux campagnes expérimentales.

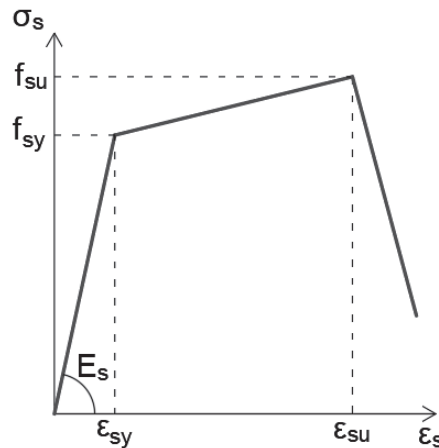


Fig. 149 : Loi de comportement des aciers.

Les valeurs de limite de plasticité (f_{sy}), de limite ultime (f_{su}), de module d'élasticité (E_s) et de déformation ultime des aciers (ϵ_{su}) ont été mesurées dans des essais de traction. Les valeurs retenues dans le modèle sont résumées dans le Tableau 31.

Campagne	Nom	Diamètre	Section	f_{sy}	f_{su}	E_s	ϵ_{sy}	ϵ_{su}
	$[-]$	$[mm]$	$[mm^2]$	$[MPa]$	$[MPa]$	$[GPa]$	$[\%]$	$[\%]$
Lyon <i>Liaison T</i> <i>Echelle 1/2</i>	HA6	6	28	535	590	180	0.3	4
	HA10	10	79	530	580	170	0.3	10
Sherbrooke <i>Liaison X</i> <i>Echelle 1</i>	D8	8	50	630	730	200	0.3	4
	M10	12	100	440	630	180	0.25	10

Tableau 31 : Caractéristiques mécaniques des aciers.

V.3.1.3 Renfort

3 types de renfort composite ont été employés lors de ces campagnes expérimentales, des CFRP, des PRFV et des ancrages carbonés. Les essais de caractérisation mécanique menés sur ces 3 matériaux ont montré un comportement élastique fragile. Le comportement mécanique des renforts composites est représenté dans la Fig. 150.

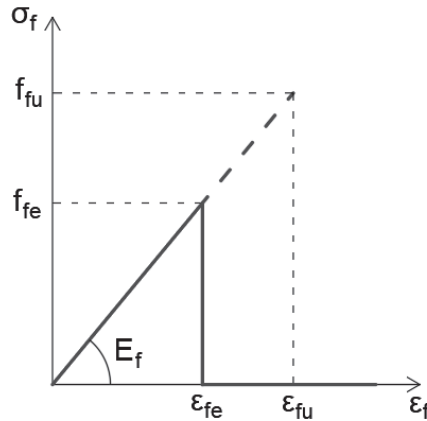


Fig. 150 : Loi de comportement des composites.

Il est admis que dans le cadre du renforcement des structures les matériaux composites n'atteignent jamais leur capacité ultime (f_{fu}). Afin de prendre en compte cette limitation dans notre modèle la contrainte maximale du renfort est prise égale à la contrainte effective f_{fe} . La contrainte effective se calcule à partir de la déformation effective ϵ_{fe} qui elle-même dépend du mode de ruine du renfort. Les équations permettant de calculer la résistance associée à chacun des modes des ruines sont détaillées dans les paragraphes V.2.3, V.2.4 et V.2.5. Les propriétés mécaniques des différents renforts sont résumées dans le Tableau 32.

Nom	Type	f_{fu}	E_f	ϵ_{fu}
$[-]$	$[-]$	$[MPa]$	$[GPa]$	$[\%]$
FOREVA TFC	PRFC	1730	90	1.9
BX300 FG Biax VE	PRFV	140	10	1.8
FOREVA WFC 100	PRFC	1270	98	1.3

Tableau 32 : Caractéristiques mécaniques des renforts composites.

V.3.2 Modes de ruine

Une revue de la littérature et les essais réalisés ont permis de définir les différents modes de ruine d'une liaison. Les modes de ruine d'une liaison dalle/voile sont similaires à ceux que l'on peut observer dans une liaison poteau/poutre. La rupture peut survenir par cisaillement du nœud. Les nœuds ont un comportement en bielle/tirant. Leur ruine peut être initiée par un écrasement de la bielle comprimée ou par rupture de la zone tendue (tirant). En cas de rupture en traction du nœud, il est important de connaître l'état de déformation des différents matériaux en présence.

V.3.2.1 Cisaillement du nœud

La méthode de calcul de la résistance au cisaillement du nœud se base sur les travaux de Tran (2014) [94]. Ce modèle a été choisi, car il permet de prendre en compte la présence du renfort ainsi que ces différents modes de ruine (décollement, rupture) et prend en compte l'interaction entre le renfort et le béton. Les modifications de celui-ci concernent la possibilité de prendre en compte un renfort qui n'est pas parallèle au porteur (comme les ancrages transversaux) et son emploi dans une liaison intérieure.

La résistance du nœud dépend également de l'angle d'inclinaison de la bielle que l'on note θ . Cet angle dépend de la résistance en compression du béton et de la résistance en traction combinées du béton, des aciers de confinement et du renfort composite. L'état de sollicitation axiale du nœud modifie également l'angle d'inclinaison de la bielle. L'angle θ se calcule à partir de l'Eq. 50. Au moment de la rupture, la contrainte de la zone tendue peut se définir comme une résistance en traction modifiée que l'on notera f_{ct}^* (voir Eq. 51). La valeur σ_c est égale à la compression axiale du nœud et est égale à $N_c/(b_j.h_c)$. Lorsqu'aucune charge verticale n'est appliquée sur nœud, l'angle θ est de 45° .

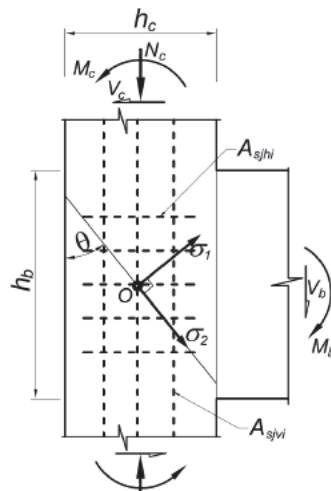


Fig. 151 : Etat de sollicitation du nœud.

$$\tan \theta = \sqrt{\frac{\sigma_1}{-\sigma_c + \sigma_1}} \quad \text{Eq. 50}$$

$$\tan \theta = \sqrt{\frac{f_{ct}^*}{-\sigma_c + f_{ct}^*}} \quad \text{Eq. 51}$$

La ruine en cisaillement du nœud des liaisons en béton armé survient généralement en traction. Dans le cas d'une liaison renforcée par matériaux composites il est indispensable de connaître la contribution de chaque matériau. Tran (2014) [94] a mis en évidence que la rupture du béton en traction ne coïncide pas avec le moment où l'effort est maximal dans le composite, ce décalage s'explique par une valeur de déformation critique du béton ε_{cr} inférieure à la déformation plastique de l'acier de confinement $\varepsilon_{sy} = 0.3 \%$, elle-même inférieure à celle du FRP $\varepsilon_{fu} = 2.0 \%$. Afin de quantifier la contribution de chaque matériau dans la résistance du nœud, Tran (2014) [94] propose une contrainte en traction modifiée qu'il note f_{ct}^* et qui se calcule à partir de l'**Eq. 52**.

$$f_{ct}^* = \max \left\{ f_{ct} + \frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_y} f_{sjy} + \frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{fe}} f_{fj} \right\} \quad \text{Eq. 52}$$

Le terme f_{sjy} représente la contribution des aciers à la résistance en traction nœud. Les aciers de flexion des porteurs ne contribuent pas à la résistance en cisaillement du nœud, ils ne rentrent pas en compte dans ce calcul. L'Eq. 53 permet de calculer f_{sjy} . La contribution du renfort est notée f_{fj} (voir Eq. 54). Ce terme dépend de l'angle du renfort (noté φ), de sa section A_{fj} et de sa résistance effective f_{fe} . La résistance effective du renfort dépend de sa forme, de la qualité de l'ancrage et de son mode de ruine, elle varie entre 20 et 90 % de f_{fu} (voir **Eq. 55**).

$$f_{sjy} = \frac{A_{sjh} f_{yjh} \cos(\theta) + A_{sjv} f_{yjh} \sin(\theta)}{b_j h_c / \sin(\theta)} \quad \text{Eq. 53}$$

$$f_{fj} = \frac{A_{fjh} f_{fe} \cos(\theta - \varphi) + A_{fjv} f_{fe} \sin(\theta - \varphi)}{b_j h_c / \sin(\theta)} \quad \text{Eq. 54}$$

$$\varepsilon_{fe} = \min \begin{cases} \varepsilon_{fd} < \varepsilon_{fu} & \text{Déformation ruine par décollement} \\ \varepsilon_{fr} < \varepsilon_{fu} & \text{Déformation ruine en traction} \end{cases} \quad \text{Eq. 55}$$

L'angle de la bielle et la résistance en traction nœud sont interdépendants. Il existe deux possibilités pour estimer leurs valeurs. La première consiste à réaliser une approximation de l'angle en supposant que $f_{ct}^* = 1.15 f_{ct}$. La seconde solution est plus juste, elle consiste à effectuer un calcul itératif en ajustant la valeur de l'angle jusqu'à la voir converger. Finalement la résistance au cisaillement V_{jh} se calcule à partir de l'Eq. 56. Le coefficient β dépend de la disposition des aciers dans le nœud et varie entre 0.5 et 1. Après analyse d'une importante base de données Tran [94] propose de fixer sa valeur à 0.84.

$$V_{jh} = \frac{h_c b_j}{\beta \tan \theta} \frac{1 + \frac{\sigma_c}{f_{cm}}}{\frac{1}{f_{ct}^*} + \frac{1}{f_{cm}}} \quad \text{Eq. 56}$$

V.3.2.2 Rupture en flexion de la dalle et du voile

Deux méthodes de calcul du moment résistant seront appliquées dans notre modèle ; la méthode simplifiée qui se base sur l'Eq. 38, les justifications sont détaillées dans le paragraphe V.2.2.2. et la méthode de calcul itérative sera également employée afin de prendre en compte le comportement poste pic et d'estimer la raideur des éléments fléchis. Cette méthode est décrite dans le paragraphe V.2.2.3 et se base sur l'organigramme de la Fig. 142.

Le calcul du moment résistant est effectué en différent point car la section de renfort n'est pas constante. À proximité immédiate du nœud, seuls les ancrages composites sont tendus, leur résistance dépend de leur mode de ruine qui a été défini dans le paragraphe V.2.5. La résistance de la bande de renfort face au décollement est également un paramètre important qui peut limiter le travail du renfort, elle peut être estimée à partir des équations du bulletin FIB 90, listées dans le paragraphe V.2.3.

Les sections de renfort b_f et t_f dépendent de la géométrie du renfort. Les résistances en traction f_f , les modules d'élasticité E_f et les déformations ultimes de chaque renfort ε_{fu} ont été testés en interne. La sollicitation effective du renfort lors de la ruine de la section est notée ε_{fe} , elle est toujours inférieure à la déformation ultime du renfort et se calcule à partir de l'**Eq. 55** (paragraphe V.3.2.1). Dans le cas des ancrages composites, elle dépend de la déformation de rupture en traction ε_{fr} et de la déformation de rupture par décollement ε_{fd} . Dans le cas des bandes de FRP collé à plat on considère que $\varepsilon_{fr} = \varepsilon_{fu}$. Lorsque la bande est continue au droit du nœud des essais ont montré que $\varepsilon_{fr} = 0.20 \varepsilon_{fu}$, en cas de discontinuité la contribution de la bande est nulle et seule la participation de l'ancrage longitudinal est prise en compte dans le calcul du moment résistant. Finalement la résistance en flexion des différentes sections renforcées peut se calculer à partir de l'Eq. 57.

$$M_{rd,model} = M_s + M_f$$

$$M_s = A_s * f_{us} * 0.8 h$$

Eq. 57

$$M_f = 0.9 h \sum A_{f,i} * f_{f,i} * \frac{\varepsilon_{fe,i}}{\varepsilon_{fu,i}}$$

V.3.2.3 Calcul de la résistance des ancrages

Afin d'alléger la partie suivante, la résistance des ancrages est traitée séparément du reste des calculs. Les caractéristiques géométriques des différents ancrages sont listées dans le Tableau 33. Le calcul des déformations effectives (ε_{fe}) des différents ancrages longitudinaux est détaillé dans le Tableau 34. On remarque qu'à l'exception des ancrages de 76 fils la ruine des mèches est pilotée par leur résistance en traction. Une longueur de scellement de 150 mm permettant de supprimer le risque d'arrachement. La résistance des mèches de 76 fils est limitée par le délaminage prématuré au niveau de l'interface avec la bande de carbone, ce problème pourrait être résolu en augmentant la largeur de bande de carbone. Par ailleurs le passage d'un angle de 0 à 20° sur les ancrages des 38 fils ne représente qu'une perte de 5 %. L'angle important des mèches mises en œuvre sur la liaison en X réduit grandement leur résistance en traction avec des taux de travail proche de 25 %.

Campagne	Partie scellée				Fouet		Support	
	Nb fils	Angle θ	d	L _s	Angle α	L _{cf}	f _{cm}	f _{ct}
	[-]	[°]	[mm]	[mm]	[°]	[mm]	[MPa]	[MPa]
Lyon <i>Liaison T</i> <i>Echelle 1/2</i>	38	20	20	150	7.7	150	37.7 / 45.5	3.8
	38	20	20	150	23.6	150	41.0 / 45.5	3.4 / 3.8
	38	0	20	160	7.7	150	37.7	3.8
	76	20	20	150	7.7	150	37.7 / 41.1	3.4
Sherbrooke <i>Liaison X</i> <i>Echelle 1</i>	20	48	25.4	270	10.7	200	31.2	4.6
	60	42	25.4	270	5.9	200	31.2	4.6

Tableau 33 : Rappel de la géométrie des ancrages.

Campagne	Géométrie		Arrachement		Rupture		Délaminage		Résultat	
	Nb fils	Angle	P _U	ε_{fd}	P _U	ε_{fr}	P _U	ε_{fd}	$\frac{P_{U,min}}{P_{FRP}}$	ε_{fe}
	[-]	[°]	[kN]	[%]	[kN]	[%]	[kN]	[%]	[%]	[%]
Lyon <i>Liaison T</i> <i>Echelle 1/2</i>	38	20	112	1.3 %	42	0.6 %	54	0.7 %	44 %	0.6 %
	38	20	112	1.3 %	42	0.6 %	126	1.7 %	44 %	0.6 %
	38	0	112	1.3 %	44	0.6 %	54	0.7 %	46 %	0.6 %
	76	20	112	0.8 %	60	0.4 %	54	0.4 %	28 %	0.4 %
Sherbrooke <i>Liaison X</i> <i>Echelle 1</i>	20	48	208	1.3 %	13	0.3 %	60	1.5 %	26 %	0.3 %
	60	42	208	1.3 %	37	0.3 %	90	0.8 %	24 %	0.3 %

Tableau 34 : Calcul de la résistance des ancrages composites.

V.3.2.4 Calcul de la résistance des bandes de renfort

Le paragraphe précédent portait sur le calcul de la résistance des ancrages. La résistance des bandes est également un point important à prendre en compte. La rupture des bandes de renfort peut avoir deux origines, le décollement que nous calculons à partir des équations du Tableau 33 et la rupture en traction que l'on calcule à partir des propriétés mécaniques des FRP. Le calcul de la résistance de l'interface fait l'hypothèse qu'en présence de mèches transversales, l'adhérence est parfaite. Le Tableau 35 détaille les résultats des différentes bandes employées lors des deux campagnes expérimentales.

Campagne	Spécimen	Décollement				Traction		
		f_{cm}	t_f	P_u	ϵ_{fd}	A_f	P_u	ϵ_{fr}
		$[MPa]$	$[mm]$	$[kN]$	$[\%]$	$[mm^2]$	$[kN]$	$[kN]$
Lyon Liaison T Echelle 1/2	RC1-CFRP	37.7	0.48	18	0.6 %			
	RC1-CFRP-ALi38	45.5	2.23	40	1.5 %			
	RC1-CFRP-ALi38-At							
	RC1-REP-ALi38-At							
	RC1-CFRP-ALc38-At			/		29	50	1.8 %
	RC2-CFRP-ALi38-At							
	RC1-CFRP-ALi76	37.7	3.49	47	1.7 %			
	RC1-CFRP-ALi76-At			/				
	RC1-GFRP1-ALi38-At			/		269	140	1.8 %
	RC1-GFRP2-ALi38-At							
Sherbrooke Liaison X Echelle 1	FRP : PRFV Dalle					288	140	1.8 %
	FRP : PRFC Dalle			/		144	1730	1.8 %

Tableau 35 : Résistance des bandes de renfort.

V.4 Exploitation du modèle

Maintenant que les lois de comportement des matériaux et les équations permettant de calculer la résistance des sections vis-à-vis des différents modes de ruine ont été définies, nous pouvons passer à l'analyse des prédictions faites par le modèle. Nous avons vu dans la partie V.2.2 qu'il existait plusieurs méthodes permettant de calculer le moment résistant des sections renforcées par matériaux composites. Les deux premiers paragraphes de cette partie nous permettront de comparer les différences de résultats entre la méthode simplifiée (paragraphe V.2.2.2) et le calcul itératif (paragraphe V.2.2.3). Les courbes charge/déplacement obtenues à l'aide du modèle itératif seront également comparées avec celles des essais. Dans un troisième temps, le modèle sera appliqué sur les essais de liaison à échelle 1 afin de comparer en termes de charge ultime et de mode de ruine.

V.4.1 Essai de liaison à échelle réduite, mode de ruine du renfort

La première étape dans l'utilisation du modèle consiste à définir le mode de ruine du renfort. En effet c'est celui-ci qui pilote la contrainte ultime effective dans le renfort f_{te} et in-fine la résistance de la liaison. Le Tableau 36 présente les modes de ruine théoriques et le ou les modes de ruines du renfort observés sur les essais de liaison effectués. Le calcul du mode de ruine du renfort se base sur les équations développées dans les paragraphes V.2.3, V.2.4 et V.2.5. Les valeurs de charges ultimes associées à chaque mode de ruine sont détaillées dans le Tableau 34 pour les ancrages et dans le Tableau 35 pour les bandes. Les modes de ruine théorique concordent avec ceux observés expérimentalement. Pour le spécimen RC1-CFRP-ALi38 le décollement est antérieur au signe de délaminage à l'interface mèche/bande.

Corps d'épreuves	Mode de ruine	
	Théorique	Expérimental
RC1-CFRP-ALi38	Décollement Bande	Décollement / Délaminage
RC1-CFRP-ALi38-At	Traction Ancrage	Traction Ancrage
RC1-REP-ALi38-At	Traction Ancrage	Traction Ancrage
RC1-CFRP-ALc38-At	Traction Ancrage	Traction Ancrage
RC1-CFRP-ALi76	Décollement Bande	Décollement Bande
RC1-CFRP-ALi76-At	Délaminage Ancrage	Délaminage Ancrage
RC1-GFRP1-ALi38-At	Traction Ancrage	Traction Ancrage
RC1-GFRP2-ALi38-At	Traction Ancrage	Traction Ancrage
RC2-CFRP-ALi38-At	Traction Ancrage	Traction Ancrage

Tableau 36 : Mode de ruine du renfort, essai de liaison en T.

V.4.2 Essai de liaison à échelle réduite, modèle simplifié

La première étape est de tester la viabilité du modèle simplifié dans la prédiction du moment résistant des liaisons dalle/voile à échelle réduite. La géométrie des différentes sections est rappelée dans le Tableau 37. Les prédictions en termes d'effort appliqué et les modes de ruine des renforts qui leur sont associés sont listés dans le Tableau 38. La nomenclature des différentes sections de matériaux est détaillée dans la Fig. 151 du paragraphe V.3.2.1.

Corps d'épreuves	Acier		Composite				Béton		
	N_{barre}	A_{sb}	N_{fils}	N_{meche}	Angle	A_{fb}	f_{fe}	f_{cm}	f_{ct}
	$[-]$	$[mm^2]$	$[-]$	$[-]$	$[^\circ]$	$[mm^2]$	$[MPa]$	$[MPa]$	$[MPa]$
RC1-REF	9 HA6	254	0	0	0	0	0	37,7	3.4
RC1-CFRP	9 HA6	254	0	0	0	0	0	37,7	3.4
RC1-CFRP-ALi38	9 HA6	254	38	3	20	228	529	45,5	3.8
RC1-CFRP-ALi38-At	9 HA6	254	38	3	20	228	556	37,7	3.8
RC1-REP-ALi38-At	9 HA6	254	38	3	20	228	556	37,7	3.8
RC1-CFRP-ALc38-At	9 HA6	254	38	3	0	228	585	37,7	3.8
RC1-CFRP-ALi76	9 HA6	254	76	3	20	456	311	37,7	3.4
RC1-CFRP-ALi76-At	9 HA6	254	76	3	20	456	351	41,0	3.4
RC1-GFRP1-ALi38-At	9 HA6	254	38	3	20	228	556	45,5	3.8
RC1-GFRP2-ALi38-At	9 HA6	254	38	3	20	228	556	41,0	3.4
RC2-REF	3 HA6	85	0	0	0	0	0	45,5	3.8
RC2-CFRP-ALi38-At	3 HA6	85	38	3	20	228	556	41,0	3.1

Tableau 37 : Géométrie des spécimens de liaison en T.

Spécimen	Essai		Modèle simplifié				
	$P_{u,exp}^{\pm}$	$M_{u,exp}^{\pm}$	M_s	M_f	$M_{u,model}^{\pm}$	$\frac{M_{u,model}}{M_{u,exp}}$	Delta
	[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[-]	[%]
RC1-REF	15,7	11,8	10,8	0	10,8	0,92	- 8 %
RC1-CFRP	15,9	11,9	10,8	0	10,8	0,9	- 10 %
RC1-CFRP-ALi38	26	19,5	10,8	9,2	20,6	1,05	5 %
RC1-CFRP-ALi38-At	24,6	18,5	10,8	10,3	21,1	1,14	14 %
RC1-REP-ALi38-At	25,7	19,2	10,8	10,3	21,1	1,09	9 %
RC1-CFRP-ALc38-At	26,7	20	10,8	10,8	21,6	1,08	8 %
RC1-CFRP-ALi76	27,9	20,9	10,8	10,8	22,3	1,07	7%
RC1-CFRP-ALi76-At	28,5	21,4	10,8	13	23,8	1,11	11 %
RC1-GFRP1-ALi38-At	25,6	19,2	10,8	10,3	21,1	1,1	10 %
RC1-GFRP2-ALi38-At	28,5	21,3	10,8	10,3	21,1	0,99	- 1 %
RC2-REF	5,4	4	3,6	0	3,6	0,89	- 11 %
RC2-CFRP-ALi38-At	15,6	11,7	3,6	10,3	13,9	1,18	18 %
Moyenne						1,04	
COV						7,6 %	

Tableau 38 : Résultats du modèle simplifié (liaison en T).

Cette première version du modèle proposé permet une bonne estimation du moment résistant et du mode de ruine des ancrages. La méthode de calcul simplifiée du calcul du moment résistant entraine une sous-estimation de la résistance des spécimens non renforcés avec un rapport $M_{u,model}/M_{u,exp}$ moyen de 0,9 et une erreur moyenne de 9 %. Pour ce qui est des liaisons renforcées par matériaux composites le modèle surestime la résistance, le rapport $M_{u,model}/M_{u,exp}$ est alors de 1,09 et l'erreur moyenne de 9 %. L'erreur maximale étant observée sur le spécimen RC2-CFRP-ALi38-At avec un moment ultime de 13,9 kN.m contre 10,3 kN.m dans l'essai.

Les erreurs du modèle peuvent avoir deux origines. La première est l'hypothèse faite sur la position de l'axe neutre, en considérant que celui-ci se situe à 0,75 h et que sa position n'est pas influencée par la présence de renfort est une hypothèse forte qui n'est pas vérifiée dans ce cas de figure. La deuxième concerne l'état de sollicitation des matériaux. L'Eq. 57 considère que le renfort et l'acier atteignent leur contrainte ultime simultanément, ce qui dans les faits n'est pas le cas et entraîne une surestimation de la contrainte dans les aciers tendus. La solution pour pallier ces deux limites consiste à effectuer un calcul itératif qui pour chaque niveau de courbure déduit précisément la position de l'axe neutre et l'état de sollicitation réel des matériaux.

La Fig. 152 présente les moments résistants calculés en fonction de ceux mesurés expérimentalement. Malgré des erreurs les données montrent globalement une bonne corrélation avec un $R^2 < 0,95$. Bien qu'imparfait, ce modèle permet d'estimer le moment résistant de la section ainsi que le mode de ruine du renfort, mais son usage est à réserver au prédimensionnement.

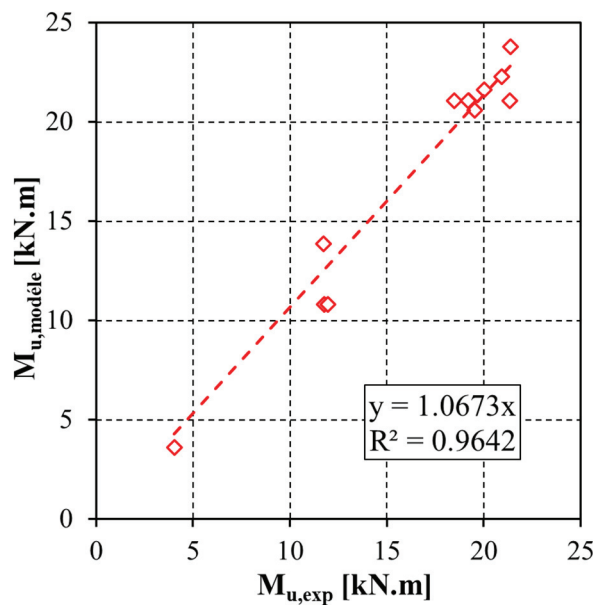


Fig. 152 : Moment ultime théorique vs $M_{u,exp}$ (Modèle simplifié).

V.4.3 Essai de liaison à échelle réduite, modèle itératif

Nous avons vu dans le paragraphe précédent que le modèle simplifié permet une bonne estimation de la résistance des sections non renforcées par matériaux composites, mais qu'il surestime la résistance des spécimens renforcés. Afin d'identifier la cause de cette erreur nous avons proposé un calcul itératif permettant de calculer la relation moment/courbure de chaque section. Le détail de la procédure de calcul est expliqué dans le paragraphe V.2.2.3. Les valeurs obtenues à l'aide du modèle itératif sont détaillées dans le Tableau 39.

Spécimen	Essai		Modèle itératif		
	$P_{u,exp}^{\pm}$	$M_{u,exp}^{\pm}$	$M_{u,model}^{\pm}$	$\frac{M_{u,model}}{M_{u,exp}}$	Delta
	[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[-]	[%]
RC1-REF	15,7	11,8	10,74	0,91	- 9 %
RC1-CFRP	15,9	11,9	10,74	0,9	- 10 %
RC1-CFRP-ALi38	26	19,5	19,42	0,99	1%
RC1-CFRP-ALi38-At	24,6	18,5	19,79	1,07	7 %
RC1-REP-ALi38-At	25,7	19,2	19,79	1,03	3 %
RC1-CFRP-ALc38-At	26,7	20	20,27	1,01	1 %
RC1-CFRP-ALi76	27,9	20,9	19,45	0,93	7%
RC1-CFRP-ALi76-At	28,5	21,4	21,86	1,02	2 %
RC1-GFRP1-ALi38-At	25,6	19,2	19,91	1,04	4 %
RC1-GFRP2-ALi38-At	28,5	21,3	19,8	0,93	- 7 %
RC2-REF	5,4	4	4,14	1,03	3 %
RC2-CFRP-ALi38-At	15,6	11,7	13,5	1,15	15 %
			Moyenne	1,00	
			COV	5,7 %	

Tableau 39 : Résultat du modèle itératif.

L'analyse des résultats montre que le modèle itératif permet une meilleure estimation du moment résistant des liaisons renforcées par matériaux composites. Avec un rapport $M_{u,model}/M_{u,exp}$ moyen de 1.00 le calcul itératif est 5.7 % plus fiable que le calcul simplifié. En regardant l'ensemble des résultats le rapport est de 1.00 contre 1.04 pour le modèle simplifié. Sachant que la détermination de la contrainte ultime effective du composite est la même pour les modèles on retrouve les mêmes prédictions de mode de ruine des ancrages. La Fig. 153 montre la corrélation entre les résultats du modèle et ceux obtenus expérimentalement. On observe une bonne corrélation avec un R^2 de 0.96 et un facteur de 1.00. Au vu des résultats il semble pertinent de favoriser le calcul itératif pour la détermination du moment résistant des éléments en périphérie d'une liaison BA.

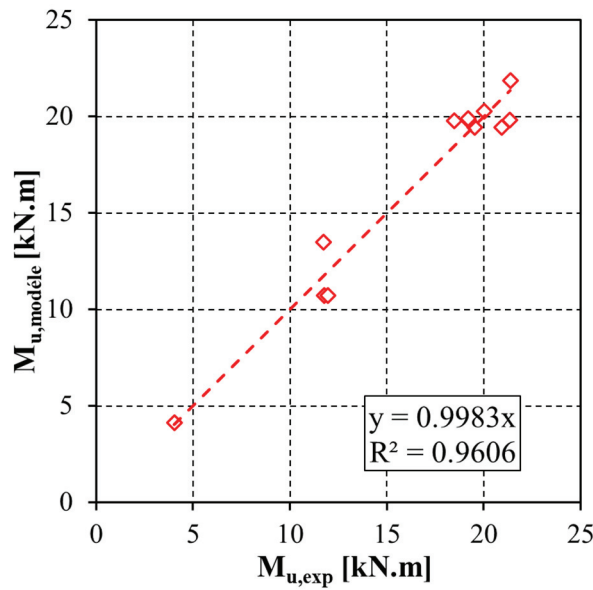
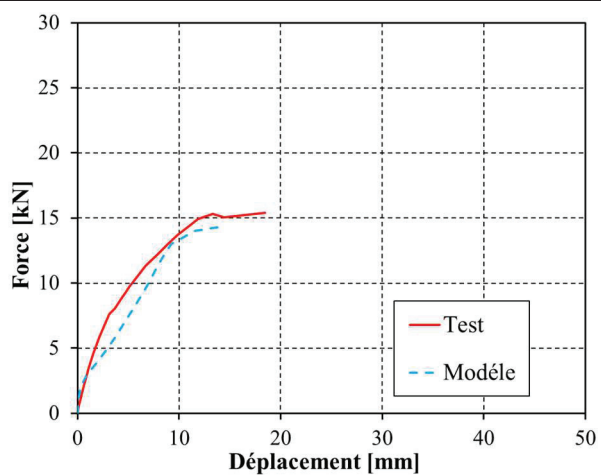
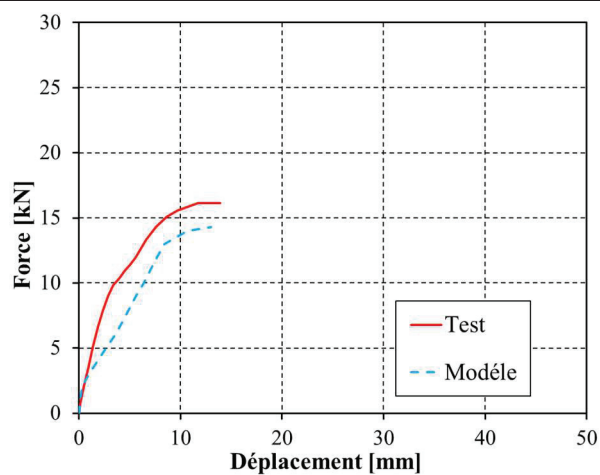


Fig. 153 : Moment ultime théorique vs. $M_{u,exp}$ (Calcul itératif).

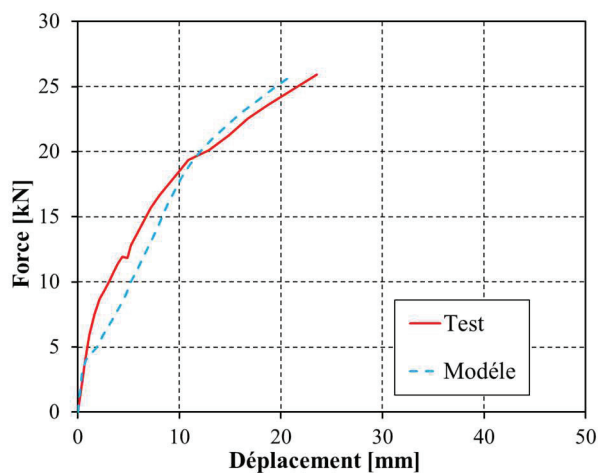
En permettant de calculer les relations moment/courbure des différentes sections il est possible de remonter à partir des résultats du modèle aux courbes charge/flèche des différents essais. La Fig. 154 présente une comparaison entre les courbes charge/déplacement des 12 spécimens de liaison. Le modèle permet de reproduire le comportement des liaisons. On retrouve sur les courbes charge/déplacement le comportement en 3 pentes observé sur les essais avec la première phase pré fissuration, la seconde où le béton est fissuré et la troisième où les aciers plastifient. Le modèle itératif sous-estime le moment de fissuration, mais cela n'affecte que peut la tendance globale.



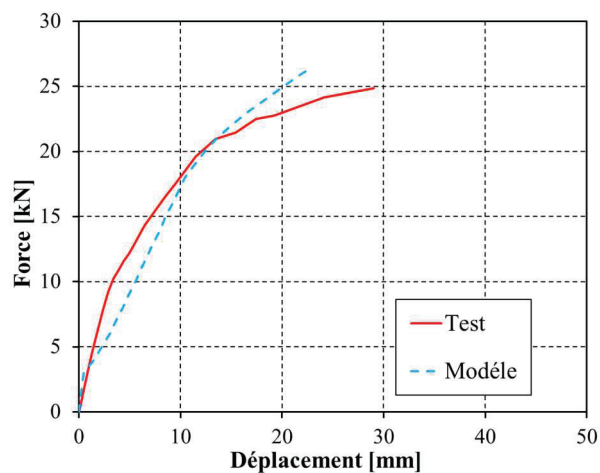
(a) RC1-REF



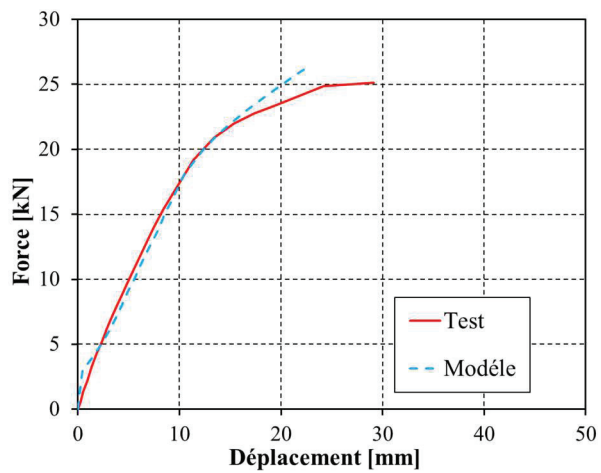
(b) RC1-CFRP



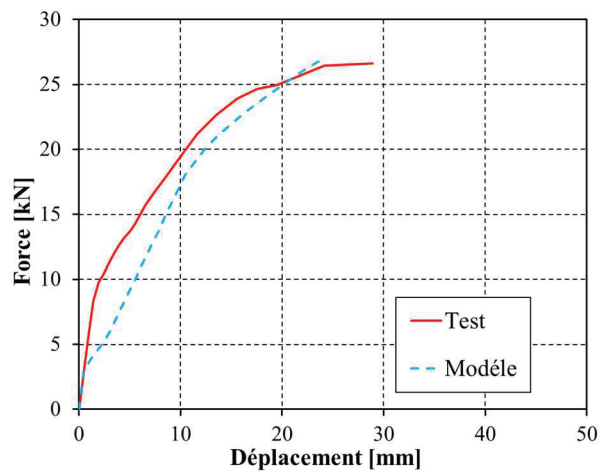
(c) RC1-CFRP-Ali38



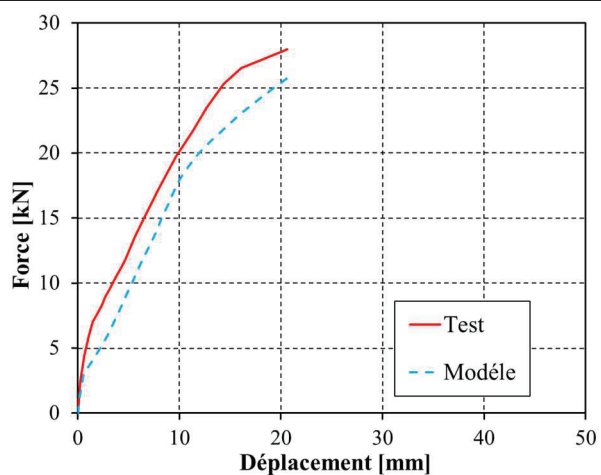
(d) RC1-CFRP-Ali38-At



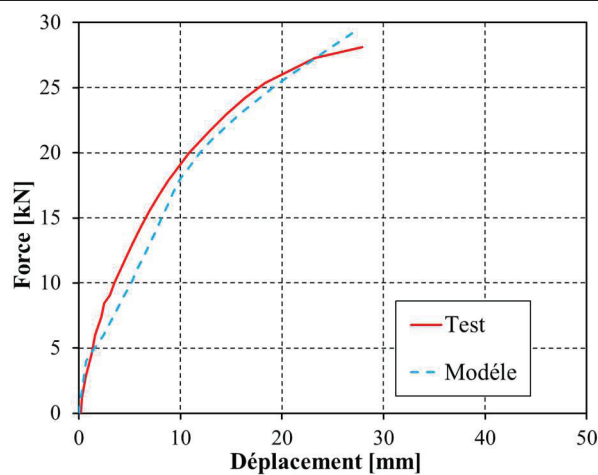
(e) RC1-REP-Ali38-At



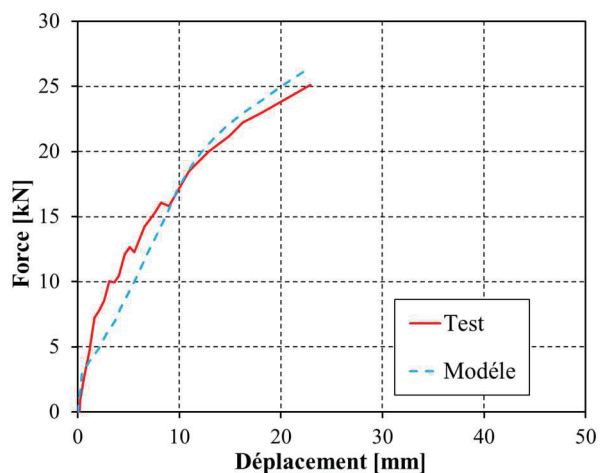
(f) RC1-CFRP-Alc38-At



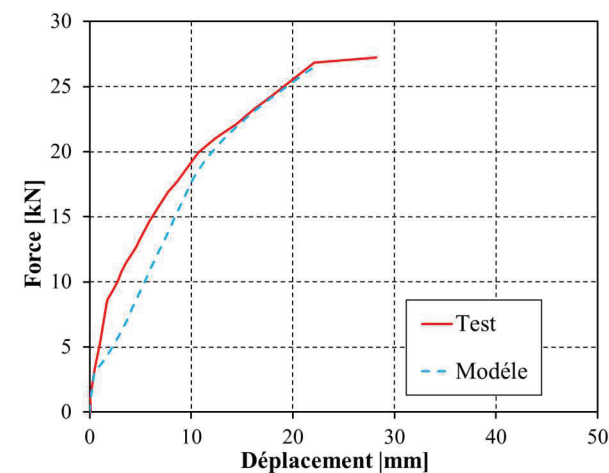
(g) RC1-CFRP-Ali76



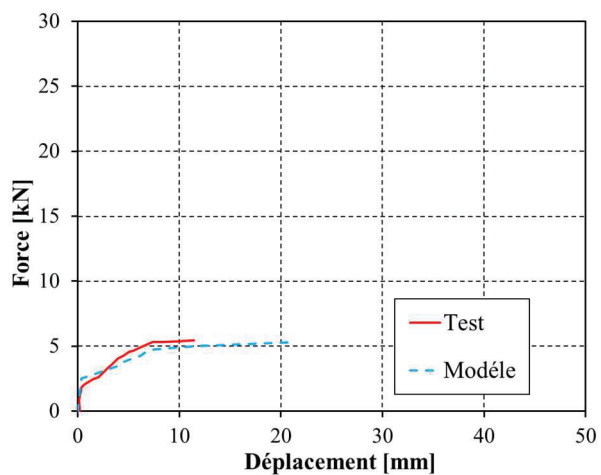
(h) RC1-CFRP-Ali76-At



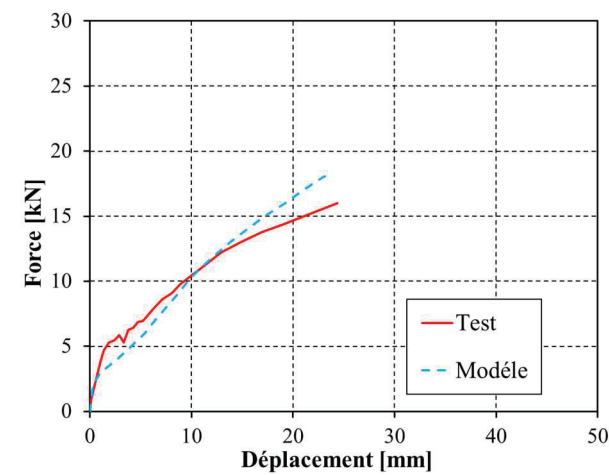
(i) RC1-GFRP1-Ali38-At



(j) RC1-GFRP2-Ali38-At



(k) RC2-REF



(l) RC2-CFRP-Ali38-At

Fig. 154 : Courbe Charge déplacement, modèle et essai.

En plus de prédire avec rigueur la forme globale de la courbe charge/flèche, le modèle permet d'estimer le déplacement associé à la charge ultime. Le Tableau 40 présente la comparaison entre les résultats du modèle et ceux de la campagne expérimentale. Le modèle permet d'obtenir une valeur approchée du déplacement max ($\delta_{\max}^{\pm}$). La qualité des prédictions est nettement moins bonne que pour les valeurs d'efforts avec un rapport moyen de 0.92 et coefficient de variation de 16 %. Le modèle a globalement tendance à sous-estimer la ductilité des liaisons. Un élément qui peut expliquer cette différence est l'hypothèse sur le comportement à la ruine du renfort. Le modèle considère que le renfort a un comportement élastique fragile, mais les essais ont montré qu'en cas de décollement l'endommagement est moins brutal, une plus grande quantité de données et une analyse détaillée des phénomènes d'endommagement locaux seraient nécessaires pour mieux appréhender ce genre de comportement.

Spécimen	Essai				Modèle	
	$\delta_{\max,exp}^-$	$\delta_{\max,exp}^+$	$\delta_{\max,exp}^{\pm}$	$\delta_{\max,model}^{\pm}$	$\frac{\delta_{\max,model}}{\delta_{\max,exp}}$	Delta
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[%]
RC1-REF	- 23,4	13,3	18,4	13,9	0,8	- 24 %
RC1-CFRP	- 22,2	13,9	18,1	13,0	0,7	- 28 %
RC1-CFRP-ALi38	- 30,4	23,5	27,0	21,1	0,8	- 22 %
RC1-CFRP-ALi38-At	- 23,0	29,0	26,0	22,7	0,9	- 13 %
RC1-REP-ALi38-At	- 23,1	29,1	26,1	22,7	0,9	- 13 %
RC1-CFRP-ALc38-At	- 28,1	28,9	28,5	24,1	0,8	- 15 %
RC1-CFRP-ALi76	- 20,6	27,5	24,1	20,9	0,9	- 13 %
RC1-CFRP-ALi76-At	- 37,3	27,9	32,6	27,2	0,8	- 17 %
RC1-GFRP1-ALi38-At	- 30,3	22,9	26,6	22,9	0,9	- 14 %
RC1-GFRP2-ALi38-At	- 30,3	28,2	29,3	22,0	0,8	- 25 %
RC2-REF	- 11,4	11,8	11,6	21,5	1,9	85 %
RC2-CFRP-ALi38-At	- 24,4	23,8	24,1	23,2	1	- 4 %
Moyenne					0,92	
COV					16 %	

Tableau 40 : Résultat ductilité du modèle itératif.

V.4.4 Essai de liaison en X à l'échelle 1

Maintenant que le modèle a montré son efficacité dans la détermination de la résistance des liaisons à échelle réduite, nous allons comparer ses prédictions avec les résultats des essais de liaison dalle/voile à l'échelle 1. Pour rappel le protocole expérimental et tous les résultats de ces essais ont été présentés dans le Chapitre IV de ce manuscrit.

Afin d'estimer la résistance d'une liaison renforcée par matériaux composites la première étape consiste à identifier les différentes sections critiques. Le montage en X mis en œuvre lors de la campagne expérimentale de Sherbrooke maximise la sollicitation aux abords du nœud. On peut donc identifier 5 zones où la ruine est susceptible de survenir, le voile supérieur (WALL 1), le voile inférieur (WALL 2), les deux dalles (SLAB 1 et 2) et le nœud (JOINT). Pour rappel, le montage réalisé lors de cette campagne est hyperstatique. Afin d'obtenir une ruine dans la dalle il est obligatoire que les moments ultimes des deux sections soient atteints, la charge ultime pouvant donc s'écrire sous la forme : $P_{u,SLAB} = \text{Max}(P_{u,SLAB1}, P_{u,SLAB2})$. La Fig. 155 présente la position de ces sections ainsi que la nomenclature des sections d'acier et de renfort. Les différentes valeurs des sections d'acier et de renfort sont reportées dans le Tableau 41.

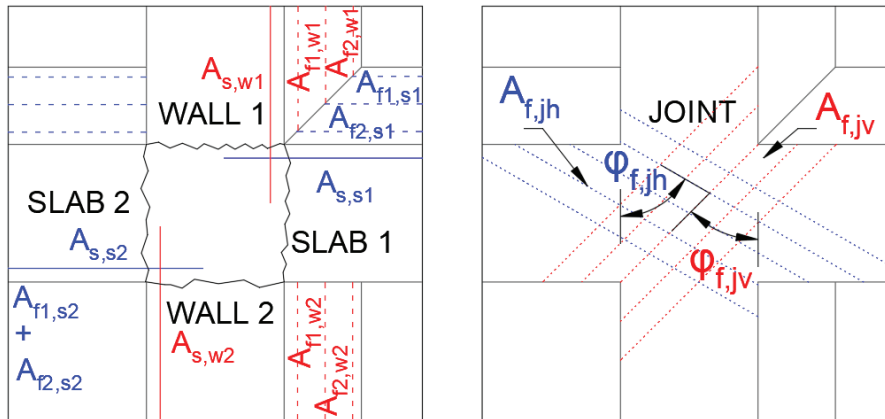


Fig. 155 : Schémas des sections critiques d'une liaison en X.

Zone	Variable	FRP	REF	Unité
VOILE SUPERIEUR	Acier	5 D8	5 D8	-
	$A_{s,w1}$	251	251	mm^2
	Mèche	/	9 x 60 fils	-
	$A_{fl,w1}$	0	1080	mm^2
	Bande	/	3 x 1 x PRFC	-
	$A_{f2,w1}$	0	432	mm^2
VOILE INFERIEUR	Acier	5 D8	5 D8	-
	$A_{s,w1}$	251	251	mm^2
	Mèche	/	9 x 60 fils	-
	$A_{fl,w2}$	0	1080	mm^2
	Bande	/	3 x 1 x PRFC	-
	$A_{f2,w2}$	0	432	mm^2
DALLE 1 Face Supérieure	Acier	5 M10	5 M10	-
	$A_{s,w1}$	500	500	mm^2
	Mèche	/	9 x 20 fils	-
	$A_{fl,s1}$	0	360	mm^2
	Bande	/	3 x 3 PRFV	-
	$A_{f2,s1}$	0	864	mm^2
DALLE 2 Face inférieure	Acier	7 M10	7 M10	-
	$A_{s,w2}$	700	700	mm^2
	Mèche	/	9 x 20 fils	-
	$A_{fl,s2}$	0	360	mm^2
	Bande	/	3 x 3 PRFV	-
	$A_{f2,s2}$	0	864	mm^2
NOEUD	Barre	/	/	-
	$A_{s,jv}$	0	0	mm^2
	Barre	/	/	-
	$A_{s,jh}$	0	0	mm^2
	Mèche	/	9 x 60 + 9 x 20 fils	-
	$A_{f,jv}$	0	1440	mm^2
	$\varphi_{f,jv}$	0	42	°
	$A_{f,jh}$	0	1440	mm^2
	$\varphi_{f,jh}$	0	42	°

Tableau 41 : Géométrie des spécimens de liaison en X.

En se basant sur les lois de comportement des ancrages et des bandes de renfort, on peut calculer la contrainte effective de chacune d'elles. Les valeurs de contrainte effective employées dans le calcul des moments résistants et de l'effort tranchant résistant sont compilées dans le Tableau 42. Les modes de ruine des renforts y sont également indiqués.

Zone	Type	Section	f_{fe}	Mode de ruine
$[-]$	$[-]$	$[-]$	$[MPa]$	$[-]$
VOILE SUPERIEUR	Mèche	$A_{f1,w1}$	305	Traction
	Bande	$A_{f2,w1}$	346	Traction
VOILE INFERIEUR	Mèche	$A_{f1,w2}$	305	Traction
	Bande	$A_{f2,w2}$	346	Traction
DALLE 1	Mèche	$A_{f1,s1}$	330	Traction
	Bande	$A_{f2,s1}$	346	Traction
DALLE 2	Mèche	$A_{f1,s2}$	330	Traction
	Bande	$A_{f2,s2}$	346	Traction
NOEUD	Mèche	$A_{f,jh}$	533	Traction
	Mèche	$A_{f,jv}$	533	Traction

Tableau 42 : Valeurs de contrainte effective.

Les résultats du modèle sont détaillés dans le Tableau 43. Le modèle permet d'estimer la résistance de la liaison non renforcée avec un rapport $P_{u,model}/P_{u,exp}$ de 1,01. Toujours d'après le modèle, la section critique se situe dans le voile inférieur au droit du nœud ce qui concorde avec les observations faites au cours de l'essai (Chapitre 4). Avec l'ajout du renfort, le moment résistant théorique du voile passe de 45,5 à 104,5 kN soit une augmentation de 129 %, le mode de ruine change. Pour l'essai FRP, la ruine théorique survient par cisaillement du nœud, ce qui concorde avec les observations faites lors de l'essai. La charge ultime théorique associée à ce mode de ruine est de 53.1 kN. Avec un rapport $P_{u,model}/P_{u,exp} = 0.97$, le modèle permet une très bonne approximation de la résistance des liaisons.

Le modèle prédit une rupture mixte du béton et des ancrages composites. Une rupture en cisaillement est généralement fragile avec une perte totale d'effort, mais dans l'essai FRP un effort résiduel important a été mesuré ($P \approx 35 \text{ kN} \approx 65 \% \text{ de } P_u$) et sur une grande amplitude (jusqu'à $\delta = 200 \text{ mm}$). Le rôle des ancrages est ici primordial, en effet si la fissuration du béton est rapide leur endommagement est progressif ce qui lisse la perte d'effort dans le temps et aboutit à une rupture en cisaillement ductile. En ne prenant en compte que la contribution des ancrages le modèle prédit une résistance de 25 kN soit $70 \% \text{ de l'effort post pic}$ mesuré expérimentalement. En regardant les moments résistants des autres sections, on constate que la face supérieure du voile (DALLE 1) est la seconde section la plus critique du spécimen ce qui explique les grandes valeurs de déformation observées sur les aciers de cette zone lors de l'essai.

Spécimen	Section	$M_{u,model}$	L	$P_{u,model}$	$P_{u,exp}$	$P_{u,model}/P_{u,exp}$	Mode de ruine
	$[-]$	$[kN.m]$	$[m]$	$[kN]$	$[kN]$	$[-]$	$[-]$
REF	VOILE Supérieur	45,5	1200	37,9	30,4	1,25	Flexion VOILE Supérieur
	VOILE Inférieur	45,5	1480	30,7		1,01	
	DALLE 1	43,1	1310	32,9		1,44	
	DALLE 2	57,4	1310	43,8			
	Section	$V_{u,model}$	V_u/P_u	$P_{u,model}$			
	$[-]$	$[kN]$	$[-]$	$[kN]$		1,77	
	NOEUD	917	17	53,9			
FRP	Section	$M_{u,model}$	L	$P_{u,model}$	$P_{u,exp}$	$P_{u,model}/P_{u,exp}$	Mode de ruine
	$[-]$	$[kN.m]$	$[m]$	$[kN]$	$[kN]$		$[-]$
	VOILE Supérieur	104,5	1200	87,1	54,5	1,60	Cisaillement NOEUD
	VOILE Inférieur	104,5	1480	70,6		1,30	
	DALLE 1	79,1	1310	60,4		1,31	
	DALLE 2	93,8	1310	71,6			
	Section	$V_{u,model}$	V_u/P_u	$P_{u,model}$			
	$[-]$	$[kN]$	$[-]$	$[kN]$		0,97	
	NOEUD	903	17	53,1			

Tableau 43 : Résultat du modèle, liaison dalle/voile à l'échelle 1.

V.5 Conclusion

Ce chapitre traite du développement d'un modèle analytique permettant de calculer la résistance d'une liaison en béton armé renforcée par matériaux composites. Ce modèle permet de calculer la résistance d'une liaison en fonction du moment résistant des éléments périphériques et de la résistance au cisaillement du nœud. A la différence des modèles présents dans la littérature, il permet de prendre en compte la résistance des mèches d'ancrage composites, une disposition obligatoire dans la cadre du renforcement de liaison dalle/voile. La résistance des ancrages composites dépend de la section de l'ancrage, de son angle d'inclinaison, de la longueur de collage. Une revue de la littérature ainsi qu'une campagne expérimentale d'essai Pull-Out ont permis d'identifier les 3 modes de ruine d'un ancrage (arrachement, traction et délaminage) et d'obtenir une estimation des efforts associés à chacun d'entre eux.

La fiabilité du modèle a été testée sur les résultats de 12 spécimens de liaison dalle/voile à échelle réduite. Au niveau des résultats, le modèle permet une bonne estimation du comportement global des liaisons et notamment sur le plan de la résistance avec un rapport $M_{u,model}/M_{u,exp} = 1.00$ et une erreur moyenne de 5.7 %, de plus les modes de ruines théoriques concordent avec ceux observés expérimentalement. Le modèle permet également, mais dans une moindre mesure d'estimer la ductilité des liaisons avec une précision satisfaisante avec un rapport $\delta_{u,model}/\delta_{u,exp} = 0.92$ et une erreur moyenne de 16 %. Le modèle a également été employé pour prédire la résistance de deux essais de liaison dalle/voile en X à l'échelle 1. Comme pour les spécimens à échelle réduite le modèle permet d'estimer avec rigueur le mode de ruine et la charge ultime des deux spécimens.

Au vu des résultats obtenus dans ce chapitre, il semble pertinent de dire que le modèle proposé pourrait être employé pour le dimensionnement du renfort de liaison. Une attention toute particulière devant être portée à la résistance du type d'ancrage et à l'effet du processus de mise en œuvre. En effet, les équations prédictives proposées plus haut ne valent que pour des ancrages FOREVA WFC100 appliqués conformément aux recommandations techniques du produit [132].

Chapitre VI : Conclusions générales

Les matériaux composites sont aujourd'hui employés dans le cadre du renforcement de poteaux, de poutres et de dalles. De nombreuses législations proposent des guides de recommandations ainsi que des codes permettent leur dimensionnement dans diverses applications. Il subsiste encore des verrous scientifiques sur certaines applications comme pour le renforcement de liaison. L'objectif de la thèse était d'identifier l'effet du renforcement par matériaux composites stratifiés au contact sur des liaisons de type dalle/voile en béton armé face aux sollicitations sismiques. Les événements sismiques récents ont mis en évidence que les liaisons constituent un des points faibles des ouvrages en béton armé, c'est ce constat qui a motivé la création du projet dans lequel s'inscrit cette thèse, l'ANR ILISBAR.

La revue de la littérature a mis en évidence qu'il existait de nombreuses solutions pour le renforcement de liaison poteau/poutre. Ces travaux montrent que les FRP stratifiées au contact constituent la meilleure solution pour le renforcement des liaisons. Il n'existe pas dans la littérature de travaux portant sur le renforcement de liaison dalle/voile, mais des études réalisées sur des portiques dalle/voile en BA non renforcés ont montré que même en présence de contreventement la ruine est localisée dans les liaisons. Afin de caractériser ces liaisons dalle-voile renforcées, deux campagnes expérimentales distinctes ont été menées dans le cadre de ma thèse.

Dans la première campagne expérimentale, réalisée au sein du LMC²-Lyon 1, 12 spécimens de liaison ont été testés. Le choix a été fait de réaliser cette première campagne sur des spécimens à échelle 1/2° afin de maximiser le nombre de configurations. Le montage permet de solliciter la dalle en flexion et ainsi de tester la continuité du renfort entre le nœud et la dalle. D'une manière générale le renfort permet d'augmenter la résistance (jusqu'à + 80 %), la quantité d'énergie dissipée (jusqu'à + 120 %) et réduit la vitesse d'endommagement des liaisons selon l'indice de Park. Tous les spécimens ont présenté le même mode de ruine, à savoir une rupture en flexion de la dalle au droit du nœud. En comparant deux sections d'ancrage longitudinaux (38 et 76 fils) on constate que le gain de résistance n'est pas proportionnel à la section de l'ancrage. Cela s'explique par le changement de mode ruine du renfort (rupture de l'ancrage VS. délaminage à l'interface ancrage/bande). L'ajout d'ancrages transversaux n'a qu'un effet réduit sur les liaisons, la résistance au décollement des bandes n'étant que très légèrement inférieure (- 5 %) à la résistance en traction des ancres.

Le remplacement des bandes de PRFC par du PRFV met en évidence un gain d'énergie dissipée plus important pour des gains de résistance équivalents. Ce gain de 80 % s'explique par une fissuration plus importante de la dalle. En comparant les deux configurations de ferrailage testées (9HA6 $\rho_s = 0.56$ % et 3HA6 $\rho_s = 0.19$ %), on remarque que le gain apporté par le renfort est du même ordre de grandeur. Le renfort est également appliqué sur une liaison préalablement sollicitée, jusqu'à la plastification des aciers, sans que cela réduise la charge de ruine, ce qui rend la solution applicable dans la réparation d'ouvrage.

La seconde campagne expérimentale, réalisée à l'Université de Sherbrooke, a été menée sur deux spécimens de liaison dalle/voile en X à l'échelle 1. Un chargement cyclique alterné a été appliqué en tête de spécimen et le voile a été précontraint afin de simuler la charge de service. La ruine du premier spécimen témoin est localisée dans le voile. Le renfort a été dimensionné afin de garantir un changement du mode de ruine d'où l'usage de PRFC sur le voile ($\rho_f = 0.24$ %) et de PRFV sur la dalle ($\rho_f = 0.43$ %). L'ancrage est assuré par des mèches longitudinales placées en X qui assurent la continuité entre les faces opposées du renfort. Le spécimen renforcé présente une ruine en cisaillement de la liaison, mais avec un comportement post pic plastique grâce à l'endommagement progressif des ancrages. Le gain de résistance est de 80 % et celui de ductilité de 30 %. Le spécimen renforcé dissipe une quantité d'énergie bien plus importante avec un gain de 385 %. On observe de nombreuses fissures sur la dalle ce qui valide les observations faites lors de la première campagne sur l'intérêt du PRFV. La solution de renfort est donc applicable sur un élément que l'on pourrait retrouver dans un ouvrage existant.

Parallèlement, un modèle analytique a pu être élaboré à partir des résultats des deux campagnes expérimentales. Celui-ci permet à partir de la résistance du renfort, des ancrages et de la partie BA de déterminer la résistance des liaisons. Le calcul de la résistance théorique des ancrages se base sur les résultats d'une campagne de 18 essais Pull-Out ainsi que sur les travaux de Ozdemir et al. (2006) [64] et d'Ozbakkaloglu et al. (2009) [65]. Le modèle permet une estimation rigoureuse de la charge ruine aussi bien sur les essais à échelle réduite que sur les essais à l'échelle 1 avec un rapport $P_{u,\text{modèle}}/P_{u,\text{exp}}$ de 1.00. Il montre également de bons résultats en termes de prédiction du mode de ruine du renfort et de la liaison. Enfin le modèle permet d'obtenir un ordre de grandeur de la ductilité.

En conclusion, les travaux présentés dans ce manuscrit ont permis de montrer l'efficacité du renfort par matériaux composites des liaisons dalle/voile. Les liaisons renforcées présentent des gains de résistance importants ainsi que de légers gains de ductilité. L'ajout du renfort composite permet d'augmenter de manière significative la dissipation d'énergie et ne réduit pas l'amortissement des structures malgré le gain de raideur ce qui rend leurs utilisations pertinentes dans le cadre du renforcement parasismique. Contrairement aux solutions de renforcement des liaisons poteau/poutre, les solutions étudiées ici se basent sur des ancrages composites qui ont démontré leurs grandes efficacités ainsi qu'une grande versatilité. En caractérisant correctement la résistance des ancrages, il a été possible d'écrire un modèle permettant de calculer précisément la résistance des liaisons renforcées.

Aux vues des résultats obtenus et de l'état de compréhension des phénomènes en jeu plusieurs points pourraient être développés à l'issue de cette thèse. Au niveau du protocole expérimental, il serait intéressant de pouvoir mesurer les valeurs de déformation sur la longueur des mèches d'ancrage composite. L'utilisation de la fibre optique semble être une piste à étudier. D'autres essais de liaison à échelle réduite ou à l'échelle 1 pourraient être effectués afin de compléter la base de données. Les configurations déjà testées pourraient être doublées afin de valider les résultats expérimentaux. Dans le cadre de future campagne expérimentale, il semble pertinent de réaliser des essais dynamiques sur des liaisons afin de valider les résultats à travers les essais cycliques notamment pour les valeurs d'amortissement et de raideur. La fabrication et le renforcement d'un portique dalle/voile complet faiblement contreventé permettraient d'étudier la contribution du renfort des liaisons dans un cas réel. Par rapport à l'aspect modélisation du projet, l'utilisation d'un modèle éléments finis permettrait une meilleure compréhension des phénomènes d'endommagement locaux des ancrages composites. Celui-ci pourrait par exemple intégrer les lois de comportement des différentes interfaces. Dans l'optique d'ajouter cette technique au guide de recommandations existant, il reste certains verrous scientifiques à débloquent. Des études sur la durabilité de l'interface mèche/bande ainsi que celle entre la résine de scellement et le béton seraient intéressantes pour garantir la sécurité des solutions de renfort dans le temps. Finalement une étude comparative pourrait être menée afin de comparer le comportement mécanique de différentes solutions d'ancrage composite et ainsi proposer un modèle plus universel du comportement des ancrages composites.

Références

- [1] B. Yuksel et E. Kalkan, « Behavior of tunnel form buildings under quasi-static cyclic lateral loading », *Structural Engineering and Mechanics* 27, vol. 1, 2007, Consulté le: déc. 02, 2019. [En ligne]. Disponible sur: https://www.researchgate.net/publication/263434338_Behavior_of_tunnel_form_buildings_under_quasi-static_cyclic_lateral_loading.
- [2] FIB, « Fib Bulletin 90 : Externally applied FRP reinforcement for concrete structures, technical report ». 2019.
- [3] « NF EN 1992-1 EUROCODE 2 ». 2007.
- [4] « NF EN 1998-1 ». 2004.
- [5] S. L. Orton, « Development of a CFRP system to provide continuity in existing reinforced concrete buildings vulnerable to progressive collapse », Thesis, 2007.
- [6] V. Davidovici, *La construction en zone sismique*, Le Moniteur. Le Moniteur, 1999.
- [7] C. Ch. Mitropoulou, N. D. Lagaros, et M. Papadrakakis, « Life-cycle cost assessment of optimally designed reinforced concrete buildings under seismic actions », *Reliability Engineering & System Safety*, vol. 96, n° 10, p. 1311-1331, oct. 2011, doi: 10.1016/j.res.2011.04.002.
- [8] « Steady fall in carbon fibre price will unlock new applications », *Additives for Polymers*, vol. 1999, n° 9, p. 6-7, sept. 1999, doi: 10.1016/S0306-3747(99)90399-8.
- [9] « SGL raises carbon fibre prices », *Reinforced Plastics*, vol. 49, n° 4, p. 11, avr. 2005, doi: 10.1016/S0034-3617(05)70596-8.
- [10] E. Wollan, « Glass & carbon fiber reinforcement combine in hybrid long fiber thermoplastic composites to bridge price & performance gap », *Reinforced Plastics*, vol. 61, n° 1, p. 55-57, janv. 2017, doi: 10.1016/j.repl.2015.09.007.
- [11] S. Nunna, P. Blanchard, D. Buckmaster, S. Davis, et M. Naebe, « Development of a cost model for the production of carbon fibres », *Heliyon*, vol. 5, n° 10, p. e02698, oct. 2019, doi: 10.1016/j.heliyon.2019.e02698.
- [12] K. Charlet, C. Baley, C. Morvan, J. P. Jernot, M. Gomina, et J. Bréard, « Characteristics of Hermès flax fibres as a function of their location in the stem and properties of the derived unidirectional composites », *Composites Part A: Applied Science and Manufacturing*, vol. 38, n° 8, p. 1912-1921, août 2007, doi: 10.1016/j.compositesa.2007.03.006.
- [13] S. Alix, L. Lebrun, C. Morvan, et S. Marais, « Study of water behaviour of chemically treated flax fibres-based composites: A way to approach the hydric interface », *Composites Science and Technology*, vol. 71, n° 6, p. 893-899, avr. 2011, doi: 10.1016/j.compscitech.2011.02.004.
- [14] I. Pillin, A. Kervoelen, A. Bourmaud, J. Goimard, N. Montrelay, et C. Baley, « Could oleaginous flax fibers be used as reinforcement for polymers? », *Industrial Crops and Products*, vol. 34, n° 3, p. 1556-1563, nov. 2011, doi: 10.1016/j.indcrop.2011.05.016.

- [15] C. Baley, A. Le Duigou, A. Bourmaud, et P. Davies, « Influence of drying on the mechanical behaviour of flax fibres and their unidirectional composites », *Composites Part A: Applied Science and Manufacturing*, vol. 43, n° 8, p. 1226-1233, août 2012, doi: 10.1016/j.compositesa.2012.03.005.
- [16] D. Scida, M. Assarar, C. Poilâne, et R. Ayad, « Influence of hygrothermal ageing on the damage mechanisms of flax-fibre reinforced epoxy composite », *Composites Part B: Engineering*, vol. 48, p. 51-58, mai 2013, doi: 10.1016/j.compositesb.2012.12.010.
- [17] A. Hallonet, « Développement et caractérisation d'un matériau composite à base de fibres de lin : application au renforcement de structures en béton par collage externe », Université de Lyon, 2016.
- [18] D. N. Minh, « Renforcement au cisaillement des poutres béton armé par matériaux composites naturels (fibre de Lin) », Université de Lyon, 2017.
- [19] Société Freyssinet, « Foreva TFC (ou TFC H) Avis technique 3/14-757*V2 ». 2017.
- [20] T. Chaussadent et J.-L. Clément, « Renforcement des ouvrages en béton par collage de composites ». mars 2006.
- [21] K. Benzarti, S. Chataigner, M. Quiertant, C. Marty, et C. Aubagnac, « Accelerated ageing behaviour of the adhesive bond between concrete specimens and CFRP overlays », *Construction and Building Materials*, vol. 25, n° 2, p. 523-538, févr. 2011, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2010.08.003.
- [22] T. Kubat, R. Al-Mahaidi, et A. Shayan, « CFRP confinement of circular concrete columns affected by alkali-aggregate reaction », *Construction and Building Materials*, vol. 116, p. 98-109, juill. 2016, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.04.123.
- [23] M. Tahir, Z. Wang, et K. M. Ali, « Axial compressive behavior of square concrete columns confined with CFRP strip ties using wet lay-up technique », *Construction and Building Materials*, vol. 200, p. 282-292, mars 2019, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.12.127.
- [24] F. U. A. Shaikh et R. Alishahi, « Behaviour of CFRP wrapped RC square columns under eccentric compressive loading », *Structures*, vol. 20, p. 309-323, août 2019, doi: 10.1016/j.istruc.2019.04.012.
- [25] J.-F. Liang, W.-J. Zou, Z.-L. Wang, et D. Liu, « Compressive behavior of CFRP-confined partially encased concrete columns under axial loading », *Composite Structures*, vol. 229, p. 111479, déc. 2019, doi: 10.1016/j.compstruct.2019.111479.
- [26] H. Al-Nimry et M. Neqresh, « Confinement effects of unidirectional CFRP sheets on axial and bending capacities of square RC columns », *Engineering Structures*, vol. 196, p. 109329, oct. 2019, doi: 10.1016/j.engstruct.2019.109329.
- [27] J. Carrillo, W. Valencia-Mina, et E. Bojórquez, « Compressive performance of square and low-strength concrete columns retrofitted with externally-bonded CFRP », *Materials Today Communications*, vol. 23, p. 100874, juin 2020, doi: 10.1016/j.mtcomm.2019.100874.
- [28] H. Akbarzadeh Bengar, M. Hosseinpour, et M. Celikag, « Influence of CFRP confinement on bond behavior of steel deformed bar embedded in concrete exposed to high temperature », *Structures*, vol. 24, p. 240-252, avr. 2020, doi: 10.1016/j.istruc.2020.01.017.

- [29] K. S. Alotaibi et K. Galal, « Axial compressive behavior of grouted concrete block masonry columns confined by CFRP jackets », *Composites Part B: Engineering*, vol. 114, p. 467-479, avr. 2017, doi: 10.1016/j.compositesb.2017.01.043.
- [30] K. S. Alotaibi et K. Galal, « Experimental study of CFRP-confined reinforced concrete masonry columns tested under concentric and eccentric loading », *Composites Part B: Engineering*, vol. 155, p. 257-271, déc. 2018, doi: 10.1016/j.compositesb.2018.08.024.
- [31] A. Cascardi, R. Dell'Anna, F. Micelli, F. Lionetto, M. A. Aiello, et A. Maffezzoli, « Reversible techniques for FRP-confinement of masonry columns », *Construction and Building Materials*, vol. 225, p. 415-428, nov. 2019, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.07.124.
- [32] G. Ramaglia, G. P. Lignola, F. Fabbrocino, et A. Prota, « Multi-parameters mechanical modeling to derive a confinement model for masonry columns », *Construction and Building Materials*, vol. 214, p. 303-317, juill. 2019, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.04.111.
- [33] L. Estevan, F. J. Baeza, D. Bru, et S. Ivorra, « Stone masonry confinement with FRP and FRCM composites », *Construction and Building Materials*, vol. 237, p. 117612, mars 2020, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.117612.
- [34] E. Ferrier, « Comportement de l'interface composite-béton sous des sollicitations de fluage thermo-stimulé et en fatigue oligocyclique : application au calcul prévisionnel de la durabilité de poutres BA renforcées », Université Lyon 1, 1999.
- [35] J.-F. Chen, S. Smith, L. Lam, et J. G. Teng, « Behaviour and strength of FRP-strengthened RC structures: a state-of-the-art review », *Proceedings of The Institution of Civil Engineers-structures and Buildings - PROC INST CIVIL ENG-STRUCT B*, vol. 156, p. 51-62, janv. 2003, doi: 10.1680/stbu.2003.156.1.51.
- [36] C. Zhao, P. Y. Huang, X. Zheng, et G. Yao, « Ductility Research of Reinforced Concrete Beams Strengthened with CFRP », *Key Engineering Materials - KEY ENG MAT*, vol. 274-276, p. 1159-0, janv. 2004, doi: 10.4028/www.scientific.net/KEM.274-276.1159.
- [37] M. A. Pisani, « Evaluation of Bending Strength of RC Beams Strengthened with FRP Sheets », *Journal of Composites for Construction*, vol. 10, n° 4, 2006, Consulté le: juin 05, 2019. [En ligne]. Disponible sur: [https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2006\)10:4\(313\)](https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/(ASCE)1090-0268(2006)10:4(313)).
- [38] M. Bocciarelli, C. di Feo, N. Nisticò, M. A. Pisani, et C. Poggi, « Failure of RC beams strengthened in bending with unconventionally arranged CFRP laminates », *Composites Part B: Engineering*, vol. 54, p. 246-254, nov. 2013, doi: 10.1016/j.compositesb.2013.05.028.
- [39] K. Rashid, X. Li, J. Deng, Y. Xie, Y. Wang, et S. Chen, « Experimental and analytical study on the flexural performance of CFRP-strengthened RC beams at various pre-stressing levels », *Composite Structures*, vol. 227, p. 111323, nov. 2019, doi: 10.1016/j.compstruct.2019.111323.
- [40] N. K. Banjara et K. Ramanjaneyulu, « Investigations on behaviour of flexural deficient and CFRP strengthened reinforced concrete beams under static and fatigue loading », *Construction and Building Materials*, vol. 201, p. 746-762, mars 2019, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.01.010.

- [41] F. Yu *et al.*, « Flexural experiment and capacity investigation of CFRP repaired RC beams under heavy pre-damaged level », *Construction and Building Materials*, vol. 230, p. 117030, janv. 2020, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.117030.
- [42] H.-S. Shen, Y. Chen, et W.-L. Su, « Bending and vibration characteristics of damaged RC slabs strengthened with externally bonded CFRP sheets », *Composite Structures*, vol. 63, n° 2, p. 231-242, févr. 2004, doi: 10.1016/S0263-8223(03)00170-3.
- [43] L. Michel, « Approches locales et globales du comportement de dalles en béton armé renforcées par matériaux composites. », Université de Lyon, 2007.
- [44] M. Gherdaoui, M. Guenfoud, et R. Madi, « Punching behavior of strengthened and repaired RC slabs with CFRP », *Construction and Building Materials*, vol. 170, p. 272-278, mai 2018, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.03.093.
- [45] T. Yilmaz, N. Kırac, Ö. Anil, R. T. Erdem, et C. Sezer, « Low-velocity impact behaviour of two way RC slab strengthening with CFRP strips », *Construction and Building Materials*, vol. 186, p. 1046-1063, oct. 2018, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.08.027.
- [46] G. S. Santos, G. S. S. A. Melo, et J. A. O. Barros, « Punching CFRP-based strengthening solutions for reinforced concrete flat slabs », *Composite Structures*, vol. 224, p. 111077, sept. 2019, doi: 10.1016/j.compstruct.2019.111077.
- [47] J. Mercier, V. Buchin, C. Tourneur, et G. Medina, « Repair of panama's 50-year-old bridge with CFRP rods », *CICE 2018*, p. 942-950, 2018.
- [48] Chen G. M., Teng J. G., Chen J. F., et Rosenboom O. A., « Interaction between Steel Stirrups and Shear-Strengthening FRP Strips in RC Beams », *Journal of Composites for Construction*, vol. 14, n° 5, p. 498-509, oct. 2010, doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000120.
- [49] A. Khalifa et A. Nanni, « Improving shear capacity of existing RC T-section beams using CFRP composites », *Cement and Concrete Composites*, vol. 22, n° 3, p. 165-174, juin 2000, doi: 10.1016/S0958-9465(99)00051-7.
- [50] E. G. Sherwood, E. C. Bentz, et M. P. Collins, « Effect of Aggregate Size on Beam-Shear Strength of Thick Slabs », *SJ*, vol. 104, n° 2, p. 180-190, mars 2007, doi: 10.14359/18530.
- [51] J. G. Teng, G. Chen, J.-F. Chen, O. Rosenboom, et L. Lam, « Behavior of RC Beams Shear Strengthened with Bonded or Unbonded FRP Wraps », *Journal of Composites for Construction - J COMPOS CONSTR*, vol. 13, oct. 2009, doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000040.
- [52] R. S. Londhe, « Shear strength analysis and prediction of reinforced concrete transfer beams in high-rise buildings », *Structural Engineering and Mechanics*, vol. 37, janv. 2011, doi: 10.12989/sem.2011.37.1.039.
- [53] K. C. Panda, S. K. Bhattacharyya, et S. V. Barai, « Effect of transverse steel on the performance of RC T-beams strengthened in shear zone with GFRP sheet », *Construction and Building Materials*, vol. 41, p. 79-90, avr. 2013, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2012.11.098.
- [54] J. Barros et G. Dalfre, « Assessment of the Effectiveness of the Embedded Through-Section Technique for the Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams », *Strain*, vol. 49, févr. 2013, doi: 10.1111/str.12016.

- [55] « AFGC : Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites ». Bulletin Scientifique et Technique de l'AFGC, 2011.
- [56] L. Bizindavyi et K. W. Neale, « Transfer Lengths and Bond Strengths for Composites Bonded to Concrete », *Journal of Composites for Construction - J COMPOS CONSTR*, vol. 3, nov. 1999, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0268(1999)3:4(153).
- [57] Chen J. F. et Teng J. G., « Anchorage Strength Models for FRP and Steel Plates Bonded to Concrete », *Journal of Structural Engineering*, vol. 127, n° 7, p. 784-791, juill. 2001, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:7(784).
- [58] J. Yao, J. G. Teng, et J.-F. Chen, « Experimental study on FRP-to-concrete bonded joints », *Composites Part B: Engineering*, vol. 36, p. 99-113, sept. 2004, doi: 10.1016/j.compositesb.2004.06.001.
- [59] L. Ascione, V. P. Berardi, L. Feo, et G. Mancusi, « A numerical evaluation of the interlaminar stress state in externally FRP plated RC beams », *Composites Part B: Engineering*, vol. 36, n° 1, p. 83-90, janv. 2005, doi: 10.1016/S1359-8368(03)00018-0.
- [60] X. Z. Lu, J. G. Teng, L. P. Ye, et J. J. Jiang, « Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete », *Engineering Structures*, vol. 27, n° 6, p. 920-937, mai 2005, doi: 10.1016/j.engstruct.2005.01.014.
- [61] S. Chataigner, C. Aubagnac, M. Quiertant, et K. Benzarti, « Essai de cisaillement à simple recouvrement pour caractériser l'adhérence de renforts composites collés sur substrat béton : Méthode d'essai ». IFSTTAR, 2010.
- [62] H. Toutanji, P. Saxena, L. Zhao, et T. Ooi, « Prediction of Interfacial Bond Failure of FRP-Concrete Surface », *Journal of Composites for Construction - J COMPOS CONSTR*, vol. 11, août 2007, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0268(2007)11:4(427).
- [63] A. Khalifa, T. Alkhrdaji, A. Nanni, et S. Lansburg, « Anchorage of Surface Mounted FRP Reinforcement », *Concrete International: Design and Construction*, vol. 21, n° 10, p. 49-54, 1999.
- [64] G. Ozdemir et U. Akyuz, « TENSILE CAPACITIES OF CFRP ANCHORS », in *Advances in Earthquake Engineering for Urban Risk Reduction*, vol. 66, S. T. Wasti et G. Ozcebe, Éd. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers, 2006, p. 471-487.
- [65] Ozbakkaloglu Togay et Saatcioglu Murat, « Tensile Behavior of FRP Anchors in Concrete », *Journal of Composites for Construction*, vol. 13, n° 2, p. 82-92, avr. 2009, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0268(2009)13:2(82).
- [66] E. del Rey Castillo, M. Griffith, et J. Ingham, « Straight FRP anchors exhibiting fiber rupture failure mode », *Composite Structures*, vol. 207, p. 612-624, janv. 2019, doi: 10.1016/j.compstruct.2018.09.073.
- [67] S. Qazi, L. Michel, et E. Ferrier, « Experimental investigation of CFRP anchorage systems used for strengthening RC joints », 2013.
- [68] S. L. Orton, J. O. Jirsa, et O. Bayrak, « Design Considerations of Carbon Fiber Anchors », *Journal of Composites for Construction*, vol. 12, n° 6, 2008, Consulté le: déc. 03, 2019. [En ligne]. Disponible sur: [https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2008\)12:6\(608\)](https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/(ASCE)1090-0268(2008)12:6(608)).

- [69] S. L. Orton, J. O. Jirsa, et O. Bayrak, « Anchorage of carbone fiber reinforced polymer sheets with and without height transition. », *Third International Conference on FRP Composites in Civil Engineering*, déc. 2006.
- [70] D. A. Bournas, A. Pavese, et W. Tizani, « Tensile capacity of FRP anchors in connecting FRP and TRM sheets to concrete », *Engineering Structures*, vol. 82, p. 72-81, janv. 2015.
- [71] Niemitz Carl W., James Ryan, et Breña Sergio F., « Experimental Behavior of Carbon Fiber-Reinforced Polymer (CFRP) Sheets Attached to Concrete Surfaces Using CFRP Anchors », *Journal of Composites for Construction*, vol. 14, n° 2, p. 185-194, avr. 2010, doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000064.
- [72] H. W. Zhang et S. T. Smith, « Influence of FRP anchor fan configuration and dowel angle on anchoring FRP plates », *Composites Part B: Engineering*, vol. 43, n° 8, p. 3516-3527, déc. 2012, doi: 10.1016/j.compositesb.2011.11.072.
- [73] P. Villanueva Llauradó, T. Ibell, J. Fernández Gómez, et F. J. González Ramos, « Pull-out and shear-strength models for FRP spike anchors », *Composites Part B: Engineering*, vol. 116, p. 239-252, mai 2017, doi: 10.1016/j.compositesb.2017.02.029.
- [74] R. Z. Al-Rousan, « Empirical and NLFEA prediction of bond-slip behavior between DSSF concrete and anchored CFRP composites », *Construction and Building Materials*, vol. 169, p. 530-542, avr. 2018, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.03.013.
- [75] W. Sun, « Development of a testing methodology for the design and quality control of carbon fiber reinforced polymer (CFRP) anchors », *Construction and Building Materials*, vol. 164, p. 150-163, mars 2018, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.12.192.
- [76] « ACI Committee 440.2R-08: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures ». American Concrete Institute, Michigan, 2008.
- [77] « JSCE: Recommendation for Upgrading of Concrete Structures with use of Continuous Fiber Sheets ». Japan Society of Civil Engineers, Tokyo, 2001.
- [78] « ISIS Design Manual No. 4: Strengthening Reinforced Concrete Structures with Externally—Bonded Fiber Reinforced Polymers (FRPs) ». ISIS Canada, 2006.
- [79] « CNR-DT: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures – Materials, RC and PC structures, masonry structures ». Italian National Research Council, Rome, 2004.
- [80] AFGC, *Renforcement parasismiques de structures en béton armé par matériaux composites – Recommandations provisoires*. 2015.
- [81] « TR55: Design guidance for strengthening concrete structures using fiber composite materials, Second Edition ». Technical Report No. 55 of the Concrete Society, UK, 2004.
- [82] Gergely Janos, Pantelides Chris P., et Reaveley Lawrence D., « Shear Strengthening of RCT-Joints Using CFRP Composites », *Journal of Composites for Construction*, vol. 4, n° 2, p. 56-64, mai 2000, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0268(2000)4:2(56).
- [83] A. Prota, A. Nanni, G. Manfredi, et E. Cosenza, « SELECTIVE UPGRADE OF BEAM-COLUMN JOINTS WITH COMPOSITES », 2001.
- [84] A. Prota, A. Nanni, G. Manfredi, et E. Cosenza, « Selective Upgrade of Underdesign Reinforced Concrete Beam-column Joints Using Carbon Fiber-Reinforced Polymers », *ACI Structural Journal*, vol. 101, p. 699-707, 2004.

- [85] R. Shrestha, S. Smith, et B. Samali, « Strengthening RC beam-column connections with FRP strips », *Structures and Buildings*, vol. 162, n° SB5, p. 323-334, oct. 2009.
- [86] R. Shrestha, S. T. Smith, et B. Samali, « The effectiveness of FRP strips in repairing moderately and severely damaged RC beam-column connections », *Magazine of Concrete Research*, p. 629-644, 2011, doi: 10.1680/mac.2011.63.9.629.
- [87] Antonopoulos Costas P. et Triantafillou Thanasis C., « Experimental Investigation of FRP-Strengthened RC Beam-Column Joints », *Journal of Composites for Construction*, vol. 7, n° 1, p. 39-49, févr. 2003, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0268(2003)7:1(39).
- [88] A. Ghobarah et A. Said, « Shear strengthening of beam-column joints », *Engineering Structures*, vol. 24, n° 7, p. 881-888, juill. 2002, doi: 10.1016/S0141-0296(02)00026-3.
- [89] U. Akguzel et S. Pampanin, « Effects of Variation of Axial Load and Bidirectional Loading on Seismic Performance of GFRP Retrofitted Reinforced Concrete Exterior Beam-Column Joints | Request PDF », *Journal of Composites for Construction*, vol. 14, n° 1, 2010, Consulté le: janv. 22, 2020. [En ligne]. Disponible sur: https://www.researchgate.net/publication/248879245_Effects_of_Variation_of_Axial_Load_and_Bidirectional_Loading_on_Seismic_Performance_of_GFRP_Retrofitted_Reinforced_Concrete_Exterior_Beam-Column_Joints.
- [90] Seyed. S. Mahini et Hamid. R. Ronagh, « Strength and ductility of FRP web-bonded RC beams for the assessment of retrofitted beam-column joints », *Composite Structures*, vol. 92, n° 6, p. 1325-1332, mai 2010, doi: 10.1016/j.compstruct.2009.09.006.
- [91] K. Le-Trung, K. Lee, J. Lee, D. H. Lee, et S. Woo, « Experimental study of RC beam-column joints strengthened using CFRP composites », *Composites Part B: Engineering*, vol. 41, n° 1, p. 76-85, janv. 2010, doi: 10.1016/j.compositesb.2009.06.005.
- [92] Sezen Halil, « Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Beam-Column Joints with Fiber-Reinforced Polymer Composites », *Journal of Composites for Construction*, vol. 16, n° 5, p. 499-506, oct. 2012, doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000290.
- [93] T. M. Tran, B. Matuszkiewicz, et M. N. S. Hadi, « Response of substandard reinforcing details T connections upgraded with concrete covers and CFRP », *APFIS 2013*, 2013.
- [94] M. T. Tran, « The shear strength of as-built and fibre reinforced polymer-strengthened exterior reinforced concrete beam-column connections under seismic loading », University of Wollongong, 2014.
- [95] A. A. N. Al-Aghbari, S. H. Hamzah, N. H. A. Hamid, et N. A. Rahman, « Structural performance of two types of wall slab connection under out-of-plane lateral cyclic loading », *Journal of Engineering Science and Technology*, vol. 7, n° 2, p. 177-194, 2012.
- [96] H. A. El-Enein, H. Azimi, K. Sennah, et F. Ghrib, « Flexural strengthening of reinforced concrete slab-column connection using CFRP sheets », *Construction and Building Materials*, vol. 57, p. 126-137, avr. 2014, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2014.01.077.
- [97] Cook Ronald A., « Behavior of Chemically Bonded Anchors », *Journal of Structural Engineering*, vol. 119, n° 9, p. 2744-2762, sept. 1993, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:9(2744).
- [98] S. J. Kim et S. T. Smith, « Behaviour of Handmade FRP Anchors under Tensile Load in Uncracked Concrete », *Advances in Structural Engineering*, vol. 12, n° 6, p. 845-865, 2009.

- [99] J. G. Ruiz-Pinilla, F. J. Pallarés, E. Gimenez, et P. A. Calderón, « Experimental tests on retrofitted RC beam-column joints underdesigned to seismic loads. General approach », *Engineering Structures*, vol. 59, p. 702-714, févr. 2014, doi: 10.1016/j.engstruct.2013.11.008.
- [100] Y. Okahashi et C. P. Pantelides, « Strut-and-tie model for interior RC beam-column joints with substandard details retrofitted with CFRP jackets », *Composite Structures*, vol. 165, p. 1-8, avr. 2017, doi: 10.1016/j.compstruct.2017.01.004.
- [101] S. Qazi, « Mechanical behavior of RC walls under seismic activity strenghtened with CFRP », 2013.
- [102] « NF EN 10027-1 ». Afnor, févr. 01, 2017.
- [103] M. Titirla, L. Michel, et E. Ferrier, « An experimental study of innovative connections between hybrid floor panels and timber columns. », *5 th International Conference on Structural Health Assessment of Timber*, Portugal, sept. 2019.
- [104] « ACI T1.101 ». ACI, 2001.
- [105] « A Good Practices Guide for Digital Image Correlation ». iDICs.
- [106] « NF EN 12390-4 ». Afnor, oct. 2019.
- [107] « NF EN 12390-3 ». 2012.
- [108] « NF EN ISO 15630-1 ». 06 2019.
- [109] « NF EN ISO 6892-1 ». 12 2016.
- [110] « NF EN ISO 178 ». Afnor, mai 2019.
- [111] « NF EN ISO 527-1 ». Afnor, juill. 2019.
- [112] « NF EN 2561 ». Afnor, 2012.
- [113] « NF EN ISO 527-2 ». Afnor, 2012.
- [114] « NF EN ISO 527-5 ». Afnor, 2010.
- [115] R. Park, « Ductility Evaluation from laboratory and analytical testing ». Proceedings of ninth World Conference on Earthquake Engineering, 1988.
- [116] T. J. Sullivan, G. M. Calvi, et M. J. M. Priestley, « Initial stiffness versus secant stiffness in displacement based design ». 13th world Conference on Earthquake Engineering, 2004.
- [117] C. Greifenhagen, « Seismic behavior of lightly reinforced concrete squat shear walls », Ecole polytechnique fédérale de lausanne, Suisse, 2006.
- [118] Y.-J. Park et A. Alfredo H.-S., « Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete », 1985.
- [119] G. Promis, E. Ferrier, et P. Hamelin, « Effect of external FRP retrofitting on reinforced concrete short columns for seismic strenthening », 2009.
- [120] G. Promis et E. Ferrier, « Performance indices to assess the efficiency of external FRP retrofitting of reinforced concrete short columns for seismic strengthening », *Construction and Building Materials*, vol. 26, n° 1, p. 32-40, janv. 2012, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2011.04.067.
- [121] « NF EN 1991-1 EUROCODE 1 ». 2003.
- [122] « CSA A23-1 ». 2012.
- [123] « NF EN 12350-2 ». Afnor, juin 2019.
- [124] « NF EN 12350-6 ». Afnor, juin 2019.

- [125] « NF EN 12350-7 ». Afnor, juin 2019, [En ligne]. Disponible sur: <https://www.boutique.afnor.org/norme/nf-en-12350-7/essais-pour-beton-frais-partie-7-teneur-en-air-methode-de-la-compressibilite/article/904936/fa190563>.
- [126] « ACI 352R-02 ». ACI, 17 2002.
- [127] « ACI 318R-08 ». 2008.
- [128] Ko Hunebum et Sato Yuichi, « Bond Stress-Slip Relationship between FRP Sheet and Concrete under Cyclic Load », *Journal of Composites for Construction*, vol. 11, n° 4, p. 419-426, août 2007, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0268(2007)11:4(419).
- [129] Seracino R., Raizal Saifulnaz M. R., et Oehlers D. J., « Generic Debonding Resistance of EB and NSM Plate-to-Concrete Joints », *Journal of Composites for Construction*, vol. 11, n° 1, p. 62-70, févr. 2007, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0268(2007)11:1(62).
- [130] A. Chalot, L. Michel, et E. Ferrier, « Experimental study of external bonded CFRP-concrete interface under low cycle fatigue loading », *Composites Part B: Engineering*, vol. 177, p. 107255, nov. 2019, doi: 10.1016/j.compositesb.2019.107255.
- [131] H. Ko et Y. Sato, « Analysis of FRP-Strengthened RC Members with Varied Sheet Bond Stress-Slip Models », *Journal of Advanced Concrete Technology*, vol. 2, n° 3, p. 317-326, 2004, doi: 10.3151/jact.2.317.
- [132] Société Freyssinet, « Foreva TFC (ou TFC H) Avis technique 3/14-757*V2 ». 2017.
- [133] J. He et G. Xian, « Debonding of CFRP-to-steel joints with CFRP delamination - ScienceDirect », *Composite Structures*, vol. 153, p. 12-20, oct. 2016.
- [134] « ASTM D3165-07 ». ASTM, 2014.
- [135] « NF EN 12390-3 ». 2012.

Annexe A : Note de calcul ferrailage du voile.



Annexe A : Note de calcul ferrailage du voile.

1 - Propriétés des matériaux

1 - 1 - Béton

Résistance

f _{cm}	38	Mpa	NF EN 1992-1-1 / 3,1,2 / Tableau 3,1
f _{ck}	30	Mpa	"
γ _c	1.5	-	NF EN 1992-1-1 / 2,4,2,4 / Tableau 2.1N
f _{cd}	20	Mpa	NF EN 1992-1-1 / 3,1,2 / Tableau 3,1
f _{ctm}	3	MPa	"

Module

E _{cm}	33	Gpa	$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)}$
			"

Déformation

ε _c	0.20%	-	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$
ε _{cu}	0.35%	-	$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10))$
n	2	-	> C50/60
			"
			$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$
			(f _{cm} en MPa)

1 - 2 - Acier

Type	HA	-
Classe	B	-

Résistance

f _{yk}	500	Mpa	NF EN 1992-1-1 / 3,2
γ _s	1.15	-	NF EN 1992-1-1 / 2,4,2,4 / Tableau 2.1N
f _{yd}	435	MPa	NF EN 1992-1-1 / 3,2
k	1.08	-	"

Module

E _s	200	Gpa	"
----------------	-----	-----	---

Déformation

ε _{se}	0.2%	-	"
ε _{uk}	5.0%	-	"
ε _{ud}	4.5%	-	"

2 - Géométrie

2 - 1 - Hauteur

l 3 m

2 - 2 - Section

h 180 mm

b 1000 mm

2 - 3 - Enrobage

Classe exp X0

Classe structurale S4

Δc_{dev}	10	mm	
$C_{min,b}$	10	mm	NF EN 1992-1-1 / 4,4,1,2 (3) / Tableau 4,2
$C_{min,dur}$	10	mm	NF EN 1992-1-1 / 4,4,1,2 (5) / Tableau 4,4N
$\Delta c_{dur,\gamma}$	0	mm	NF EN 1992-1-1 / 4,4,1,2 (6)
$\Delta c_{dur,st}$	0	mm	NF EN 1992-1-1 / 4,4,1,2 (7)
$\Delta c_{dur,add}$	0	mm	NF EN 1992-1-1 / 4,4,1,2 (8)

c_{min} 10 NF EN 1992-1-1 / 4,4,1,2

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b} ; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} ; 10 \text{ mm} \}$$

c_{nom} 20 mm NF EN 1992-1-1 / 4,4,1,1

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

3 - Description du chargement

3 - 1 - Charge répartie

Permanente

G 250 kN NF EN 1990-1-1

Exploitation

Q 0 kN NF EN 1990-1-1 / 6,3,1,2 / 6,2

Combinaison

NF EN 1990-1 / Tableau A 4,1,1

$$ELU : 1,35 * \Sigma G + 1,5 * \Sigma Q$$

Ned 337.5 kN

Med 9 kN.m

Calcul structure complète ROBOT

4 - Verification ELU

4 - 1 - Elancement

λ	58	su
l_0	3	m
i	0.05	m

NF EN 1992-1-5 / 5,8,3,2 / eq 5,14

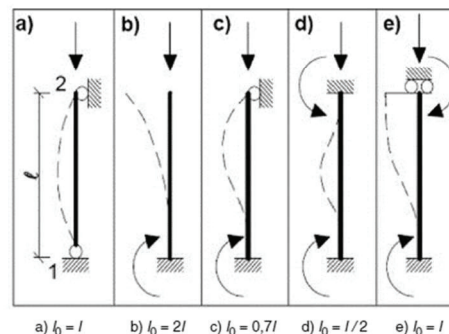
"

$$\lambda = l_0 / i$$

"

$$i = \frac{b}{2 * \sqrt{3}}$$

$$A_{smin} = \text{Max} \left(\frac{0,1 * N_{ed}}{f_{yd}} ; 0,002 * A_c \right)$$



4 - 2 - Ferrailage longitudinale

As limite

As,min	360	mm2
As,max	7200	mm2
As,max	14400	mm2

$$\delta = d' * h$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

Hors des zones de recouvrement

En zone de recouvrement

Calcul As

d'	23	mm
d	157	mm
δ	4140	mm2
ρ	0.2%	%
α	0.46	
kh	0.8	-
ks	1	-

$$A_{s,calcul} \geq \frac{\frac{N_{ed}}{k_h * k_s * \alpha} - A_c * f_{cd}}{f_{yd}}$$

As,calcul	0	mm2
-----------	---	-----

Calcul de α , kh et ks pour poteau rectangulaire :

$$\alpha = \frac{0,86}{1 + \left(\frac{\lambda}{62}\right)^2} \text{ si } \lambda \leq 60$$

$$\alpha = \left(\frac{32}{\lambda}\right)^2 \text{ si } 60 < \lambda \leq 120$$

$$k_h = (0,75 + 0,5 * h) * (1 - 6 * \rho * \delta) \text{ si } h < 0,5\text{m, sinon } k_h = 1$$

$$k_s = 1,6 - (0,6 * f_{yk} / 500) \text{ si } f_{yk} > 500 \text{ et } \lambda > 40 \text{ sinon } k_s = 1$$

Ferrailage réel

n	14	-
ϕ	6	mm
As,réel	396	mm2

Annexe B : Note de calcul ferrailage de la dalle.



Annexe B : Note de calcul ferrailage de la dalle.

1 - Propriétés des matériaux

1 - 1 - Béton

Résistance

f _{cm}	38	Mpa	NF EN 1992-1-1 / 3,1,2 / Tableau 3,1
f _{ck}	30	Mpa	"
γ _c	1.5	-	NF EN 1992-1-1 / 2,4,2,4 / Tableau 2.1N
f _{cd}	20	Mpa	NF EN 1992-1-1 / 3,1,2 / Tableau 3,1
f _{ctm}	3	MPa	"

Module

E _{cm}	33	Gpa	$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)}$
-----------------	----	-----	-------------------------------------

Déformation

ε _c	0.20%	-	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$
ε _{cu}	0.35%	-	$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10))$
n	2	-	> C50/60
			$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$
			(f _{cm} en MPa)

1 - 2 - Acier

Type	HA	-
Classe	B	-

Résistance

f _{yk}	500	Mpa	NF EN 1992-1-1 / 3,2
γ _s	1.15	-	NF EN 1992-1-1 / 2,4,2,4 / Tableau 2.1N
f _{yd}	435	MPa	NF EN 1992-1-1 / 3,2
k	1.08	-	"

Module

E _s	200	Gpa	"
----------------	-----	-----	---

Déformation

ε _{se}	0.2%	-	"
ε _{uk}	5.0%	-	"
ε _{ud}	4.5%	-	"

2 - Géométrie

2 - 1 - Portée

L 6 m

2 - 2 - Section

h 200 mm

b 1000 mm

2 - 3 - Enrobage

Classe exp X0

Classe structur: S4

Δc_{dev} 10 mm

$c_{min,b}$ 10 mm

NF EN 1992-1-1 / 4,4,1,2 (3) / Tableau 4,2

$c_{min,dur}$ 10 mm

NF EN 1992-1-1 / 4,4,1,2 (5) / Tableau 4,4N

$\Delta c_{dur,\gamma}$ 0 mm

NF EN 1992-1-1 / 4,4,1,2 (6)

$\Delta c_{dur,st}$ 0 mm

NF EN 1992-1-1 / 4,4,1,2 (7)

$\Delta c_{dur,add}$ 0 mm

NF EN 1992-1-1 / 4,4,1,2 (8)

c_{min} 10

NF EN 1992-1-1 / 4,4,1,2

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b} ; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} ; 10 \text{ mm} \}$$

c_{nom} 20 mm

NF EN 1992-1-1 / 4,4,1,1

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

3 - Description du chargement

3 - 1 - Charge répartie

Permanente

g1 5 kN/ml NF EN 1990-1-1

g2 1 kN/ml "

Exploitation

Note : La charge d'exploitation correspond à la charge surfacique d'un plancher

q 2.5 kN/ml NF EN 1990-1-1 / 6,3,1,2 / 6,2

Combinaison

NF EN 1990-1 / Tableau A 4,1,1

ELU : $1,35 * \Sigma G + 1,5 * \Sigma Q$

ELS Carac : $\Sigma G + Q$

ELS Carac : $\Sigma G + \psi_1 * Q_1$

ELS Carac : $\Sigma G + \psi_2 * Q_1$

Coefficient	ψ_1	ψ_2
Catégorie A	0.5	0.3

3 - 2 - Effort mi-travée

ELU

Pu	12 kN
Nu	0 kN
Vu	0 kN
Mu	45 kN.m

ELS

	Carac	Fréquence	Perm
Pe	9	7.25	6.75
Ne	0	0	0 kN
Ve	0	0	0 kN
Me	13	11	10 kN.m

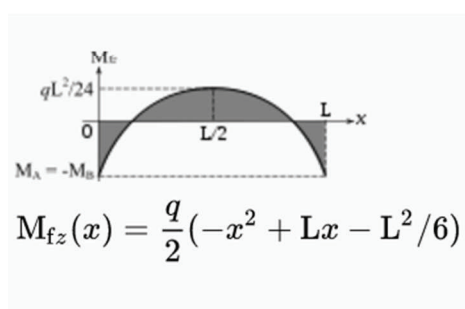
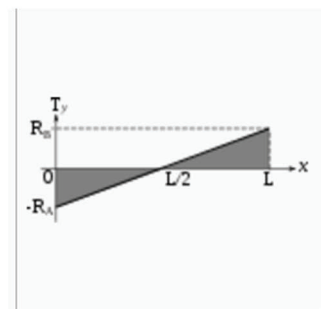
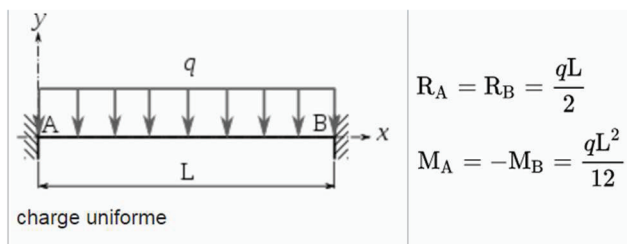
3 - 3 - Effort sur appuis

ELU

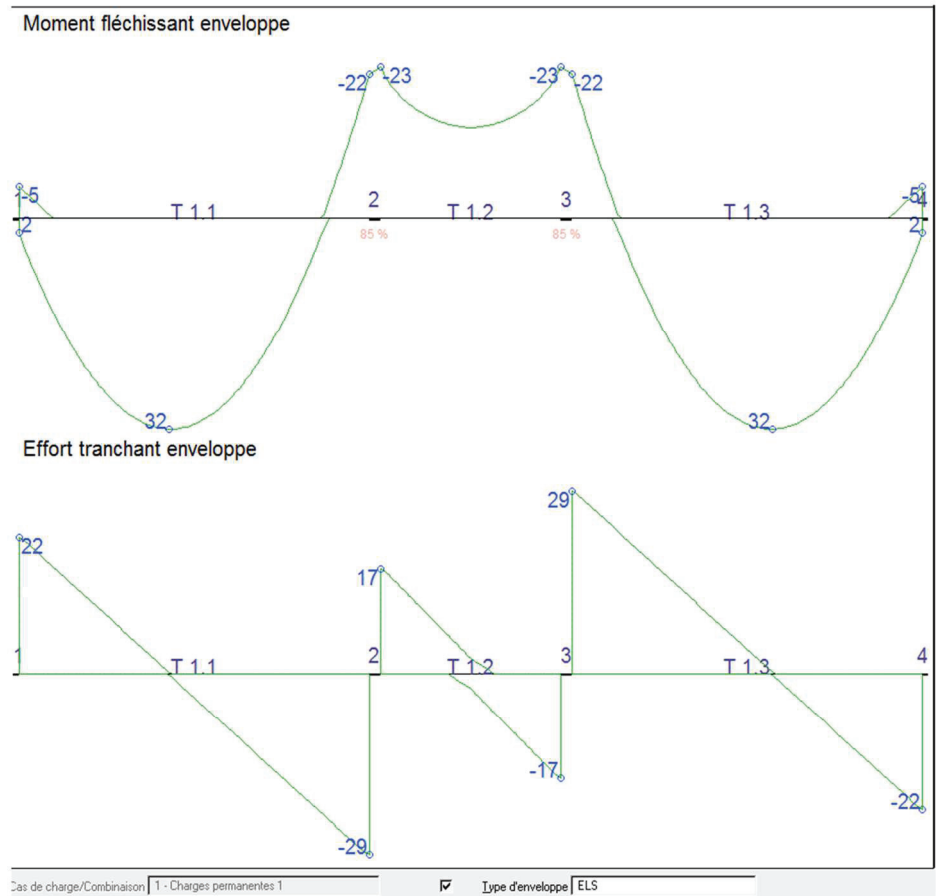
Pu	12	kN
Nu	0	kN
Vu	41	kN
Mu	32	kN.m

ELS

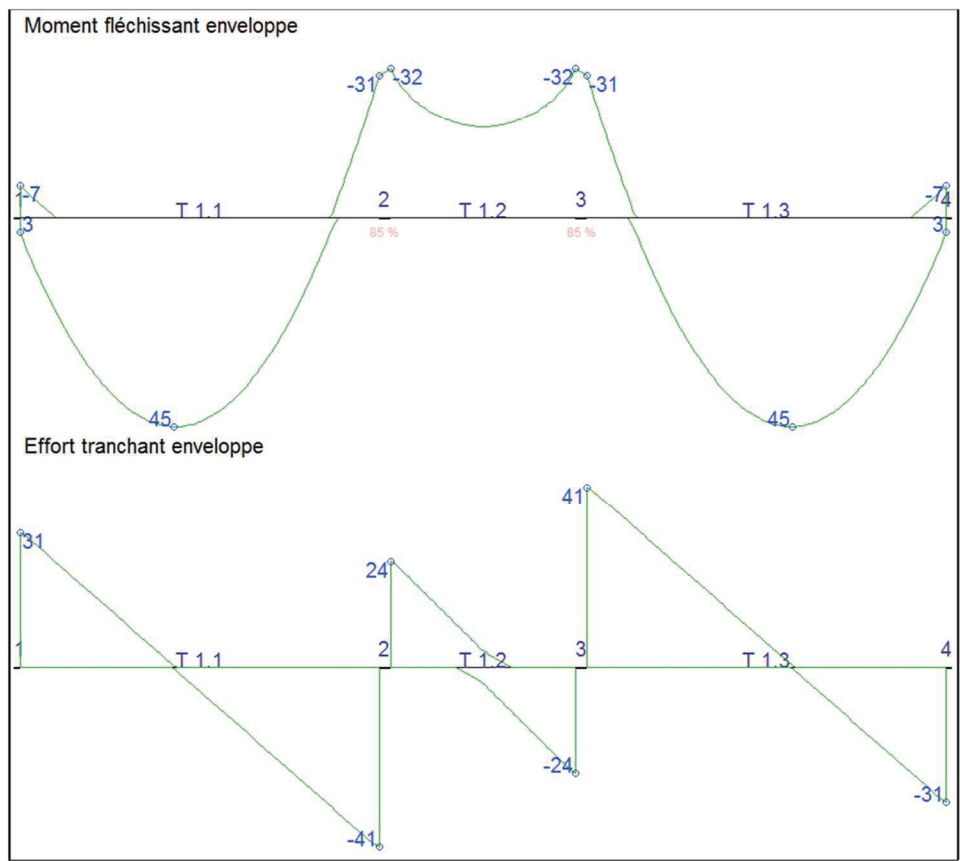
	Carac	Fréquence	Perm
Pe	9	7	7
Ne	0	0	0 kN
Ve	26	22	20 kN
Me	26	22	20 kN.m



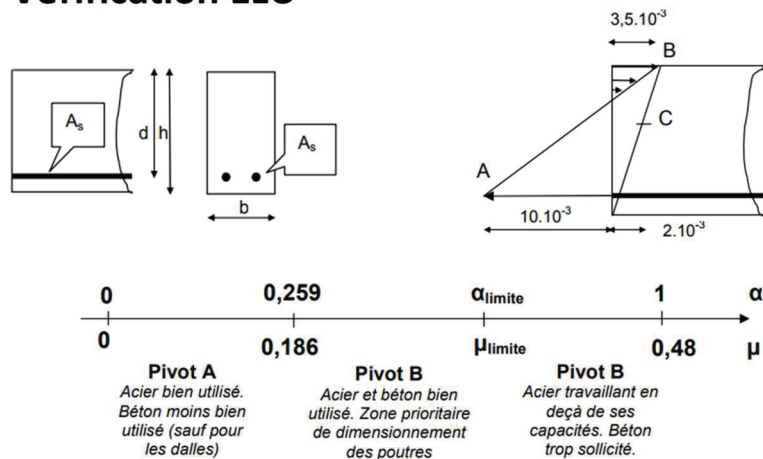
3 - 4 - Distribution des efforts (Med et Ved) à l'ELU ARCHE



3 - 5 - Distribution des efforts (Med et Ved) à l'ELS ARCHE



4 - Verification ELU



4 - 1 - Ferrailage longitudinal en travée

d	174.25	mm	NF EN 1991-1-6 / 6,1
μ	0.074	-	"
α	0.096	-	"
Pivot	A	-	"
zu	17	mm	"
As, calcul	618	mm ²	"
As,min	262	mm ²	"
ϕ	11.5	mm	"
n	7	-	"
As,réel	727	mm ²	"

$$\mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu}) \text{ moment réduit}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot [1 - (1 - 2\mu)^{1/2}]$$

$$A_s = M_u / [(1 - 0,4\alpha) d \cdot f_e / \gamma_s]$$

4 - 2 - Ferrailage longitudinal sur appuis

d	174.25	mm	NF EN 1991-1-6 / 6,1
μ	0.053	-	"
α	0.068	-	"
Pivot	A	-	"
zu	12	mm	"
As, calcul	434	mm ²	"
As,min	262	mm ²	"
ϕ	11.5	mm	"
n	5	-	"
As,réel	519	mm ²	"

4 - 3 - Effort tranchant

$\tau_u \text{ max}$	0.24	Mpa
Cadre ?	Pas de cadre	

$$\text{Si : } \tau_{u \text{ max}} = \frac{V_u \text{ max}}{b \cdot d} \leq 0,07 \cdot f_{cd}$$

5 - Verification ELS

5 - 1 - Calcul de l'ANE et l'inertie

En travée

n	15	-
z1	49	mm
I1	214516047	mm ⁴

Sur appuis

n	15	-
z1	42	mm
I1	163812584	mm ⁴

5 - 2 - Vérifications contraintes

5 - 2 - 1 - En travée

Caractéristique

σ _c max	2.9	Mpa
σ _s max	112	Mpa

Permanente

σ _c max	2.3	Mpa
--------------------	-----	-----

Combinaison caractéristique :

$$\sigma_{cmax} \leq 0,6 * f_{ck}$$

$$\sigma_{smax} \leq 0,8 * f_{yk}$$

5 - 2 - 2 - Sur appuis

Caractéristique

σ _c max	6.5	Mpa
σ _s max	310	Mpa

Permanente

σ _c max	5.1	Mpa
--------------------	-----	-----

Combinaison quasi permanente :

$$\sigma_{cmax} \leq 0,45 * f_{ck}$$

6 - Calcul du moment résistant

6 - 1 - En travée

"Quand le moment est négatif"

ϕ	12	mm2
n	7	mm2
As	700	mm2
α	0.066	-
μ	0.051	-
Pivot	A	-
z	170	mm
Mr	64	kN.m

$$\alpha = \frac{As * f_{yk}}{0,8 * b * d * f_{cm}}$$

$$\mu = 0,8 * \alpha * (1 - 0,4 * \alpha)$$

$$Z = [1 - 0,4\alpha].d$$

$$M_{ru} = z.A_s f_e / \gamma_s$$

6 - 2 - Sur appuis

"Quand le moment est positif"

ϕ	12	mm2
n	5	mm2
As	500	mm2
α	0.047	-
μ	0.037	-
Pivot	A	-
z	171	mm
Mr	46	kN.m

7 - Calcul moment de fissuration

σ_{cf}	2.9	Mpa
As1	700	mm2
d1	174	mm
As2	500	mm2
d2	174	mm

Contrainte de fissuration

7 - 1 - Moment négatif

Nc	144823	N
lc	67	mm
ϵ_c	0.01%	mm/mm
Ns	9124	N
ls	74.25	mm
ϵ_s	0.01%	mm/mm
l	67	mm
Mf1	21	kN.m

$$lc = \frac{h}{3}$$

$$ls = d - \frac{h}{2}$$

7 - 2 - Moment positif

Nc	144823	N
lc	67	mm
ϵ_c	0.01%	mm/mm
Ns	6517	N
ls	74.25	mm
ϵ_s	0.01%	mm/mm
l	67	mm
Mf2	20	kN.m