



Projet National de recherche et développement

RAPPORT DE RECHERCHE

Thème 2 Adhérence béton recyclé/armatures HA

Auteurs :
G. WARDEH – B. FIORIO
E. GHORBEL – H. GOMART
(L2MGC)

R/15/RECY/021
LC/13/RECY/27
Septembre 2015

Site internet : www.pnrecybeton.fr

Président : Jacques ROUDIER

Directeur : Horacio COLINA

Directeur Scientifique : François DE LARRARD

Gestion administrative et financière : IREX (www.irex.asso.fr), 9 rue de Berri 75008 PARIS, contact@irex.asso.fr, tél. : 01 44 13 32 79



Projet National de recherche et développement

FICHE SIGNALÉTIQUE

TITRE : Adhérence béton recyclé/armatures HA

RAPPORT N° : R/15/RECY/021

DATE D'ETABLISSEMENT : Septembre 2015

AUTEUR(S) : G. WARDEH – B. FIORIO – E. GHORBEL – H. GOMART

ORGANISME(S) CHARGE(S) DE L'ACTION : L2MGC

THEME DE RATTACHEMENT : 2

LETTRE DE COMMANDE : LC/13/RECY/27

Site internet : www.pnrecybeton.fr

Président : Jacques ROUDIER

Directeur : Horacio COLINA

Directeur Scientifique : François DE LARRARD

Gestion administrative et financière : IREX (www.irex.asso.fr), 9 rue de Berri 75008 PARIS, contact@irex.asso.fr, tél. : 01 44 13 32 79

Résumé

La présente étude s'intéresse au comportement d'adhérence acier/béton dans le cas de 6 bétons de granulats recyclés correspondant à 2 classes de résistance : C25/30 et C35/40. Ces formulations, définies pour l'ensemble des études menées par le projet national RECYBETON, sont conçus à partir de 2 formulations de référence en substituant partiellement ou complètement les granulats naturels par des matériaux issus du recyclage des bétons.

Différents types d'essais ont été conduits : essais d'arrachement, essais tirants, et essais sur poutre. Les essais d'arrachement ont été réalisés sur des cylindres 11x15 cm en faisant varier les diamètres de barres ($\Phi = 10$ mm et $\Phi = 12$ mm) et les longueurs relatives d'ancrage ($l_b = 5\Phi$ et $l_b = 10\Phi$) tandis que les essais sur tirants ont été réalisés sur des éprouvettes prismatique 10x10x40 cm pour les deux diamètres de barre, $\Phi = 10$ mm et $\Phi = 12$ mm, respectivement. Enfin, des essais de flexion 4 points sont réalisés sur des poutres 20x30x300 cm ferraiillées avec 2 barres HA12.

Dans le cas des essais d'arrachement, des observations systématiques des surfaces de ruptures ont également été réalisées, afin d'étudier les mécanismes de rupture y compris à l'échelle microscopique. Les essais d'arrachement ont montré que, d'un point de vue qualitatif, le comportement à l'arrachement et les mécanismes de ruine associés, restent les mêmes que ceux observés pour les bétons courants. Quantitativement, les contraintes ultimes d'adhérence observées pour les bétons de granulats recyclés restent du même ordre de grandeur que celles mesurées pour les bétons normaux de référence. Pour toutes les formulations étudiées, les valeurs mesurées restent au moins 5 fois supérieures aux valeurs de calcul issues de l'Eurocode 2.

Les essais tirants et les essais sur poutres ont permis de s'intéresser plus particulièrement à la question de la fissuration. Les bétons de granulats recyclés ont présenté plutôt un peu plus de fissuration (en nombre) que les bétons courants. Les essais sur poutres ont montré par ailleurs que les ouvertures des fissures restent du même ordre de grandeur que dans le cas des bétons normaux, quel que soit la classe de résistance du béton (C25/30 ou C35/40). Les prévisions de l'Eurocode 2 en matière de fissuration restent donc valables pour les formulations à base de recyclés qui ont été étudiées.

Au final, cette étude a permis de conclure que, pour les compositions étudiées, l'Eurocode 2 permet une prise en compte satisfaisante des propriétés d'adhérence acier/béton des bétons de granulats recyclés, sans remettre en question de manière significative le niveau de sécurité qu'il procure pour les bétons courants.

Abstract

The present study aims to characterize the bond behavior of six recycled aggregate concretes corresponding to two classes of compressive strength: C25/30 and C35/45. These mixtures, used by all studies conducted by the National Project RECYBETON, were designed from two mixtures of reference by substituting partially or completely natural aggregates with materials from the recycling of concrete.

Different types of tests were performed: Pull-Out tests, tie tests, and flexural tests. Pull-Out tests were performed on 11x15 cm cylinders by varying the rebar diameter ($\Phi = 10$ mm et $\Phi = 12$ mm) and the relative anchored lengths ($l_b = 5\Phi$ et $l_b = 10\Phi$). The tie tests were performed on 10x10x40 cm prismatic specimens for both rebar diameters, $\Phi = 10$ mm et $\Phi = 12$ mm, respectively. Finally, 4 points flexural tests were carried out on 20x30x300 cm beams with longitudinal reinforcement of 2HA12.

In the case of Pull-Out tests, systematical observations were also performed on the crack surfaces to study the failure mechanisms including microscopic scale. The test results showed that, from a qualitative point of view, the bond behavior and the associated failure mechanisms remain the same as those observed for natural aggregate concretes. Quantitatively, the ultimate bond stresses obtained for recycled aggregate concretes have the same order of magnitude as those measured for normal aggregate concretes. For all studied formulations, the measured values are at least 5 times higher than the design values predicted using Eurocode 2.

The objective of ties and beams tests was to study the cracking behavior. Recycled aggregate concretes showed more cracks (in number) than natural aggregate concretes. Flexural tests showed however that cracks opening remains in the same order of magnitude as in the case of normal concrete, whatever the class of compressive strength (C25 / 30 or C35 / 40). The Eurocode2 predictions for the control of cracking remain valid for the studied recycled aggregates based concretes.

Finally, it was concluded that, for the studied formulations, EC2 allows an adequate consideration of bond characteristics between rebar and recycled aggregate concretes without questioning significantly the security level which it provides.

SOMMAIRE

1	Introduction	6
2	Caractérisation des matériaux	7
2.1	Granulats	7
2.2	Acier	10
2.3	Bétons	11
2.3.1	<i>Choix des formulations</i>	<i>11</i>
2.3.2	<i>Formulations des bétons.....</i>	<i>12</i>
2.3.3	<i>Réalisation des éprouvettes.....</i>	<i>14</i>
2.3.4	<i>Propriétés mécaniques des bétons durcis.....</i>	<i>14</i>
3	Comportement mécanique d'arrachement : essai d'arrachement direct	17
3.1	Protocole expérimentale.....	17
3.1.1	<i>Préparation des éprouvettes.....</i>	<i>17</i>
3.1.2	<i>Dispositif expérimental de l'essai d'arrachement.....</i>	<i>19</i>
3.2	Résultats et discussions	22
3.2.1	<i>Mécanismes d'adhérence – approche expérimentale.....</i>	<i>24</i>
3.2.2	<i>Analyse numérique de la loi τ-s.....</i>	<i>34</i>
4	Comportement mécanique d'arrachement : essai du tirant	38
4.1	Protocole expérimental	38
4.1.1	<i>Préparation des éprouvettes.....</i>	<i>39</i>
4.1.2	<i>Dispositif expérimental de l'essai sur tirants</i>	<i>39</i>
4.2	Résultats et discussions	40
4.2.1	<i>Étude théorique de l'essai sur tirants (tie-test).....</i>	<i>40</i>
4.2.2	<i>Résultats Expérimentaux</i>	<i>44</i>
5	Essai de flexion sur poutres.....	50
5.1	Protocole expérimental	50
5.1.1	<i>Préparation des poutres</i>	<i>50</i>
5.1.2	<i>Dispositif expérimental de l'essai de flexion 4 points.....</i>	<i>51</i>
5.2	Résultats et discussions	53

5.2.1	<i>Comportement global des poutres : courbes force-déplacement.....</i>	53
5.2.2	<i>Étude de la fissuration</i>	55
5.2.3	<i>Ouverture des fissures verticales</i>	56
5.2.4	<i>Déformations du béton comprimé</i>	57
6	Conclusions	59
7	Références bibliographiques.....	60

1 Introduction

L'adhérence acier / béton est un phénomène fondamental, dès lors que l'on envisage le béton comme un matériau structural. Elle dépend de paramètres multiples dont certains sont liés aux propriétés des granulats (résistance en traction, énergie de rupture, ...). L'usage de granulats recyclés, substitués aux granulats naturels, influence donc les propriétés d'interaction du béton avec les armatures et peut remettre en cause la manière dont celle-ci est prise en compte dans les règlements de calcul des structures en béton, et dans l'Eurocode 2 (EC2) [1] en particulier.

Dès lors, la question qui se pose au législateur est de savoir comment l'usage de granulats recyclés influence les propriétés d'adhérence acier / béton, et surtout, quel est la capacité de l'Eurocode 2 à prendre en compte convenablement celle-ci pour les bétons de granulats recyclés.

L'objectif de cette étude est de s'intéresser à ces questions pour des formulations types de béton, conçues pour intégrer des granulats recyclés sans réduire la résistance en compression des bétons correspondant. Elle vise à évaluer expérimentalement les grandeurs utilisées par l'EC2 (longueur d'ancrage, contrainte ultime d'adhérence, ouverture et espacement des fissures) pour les confronter aux valeurs prises en compte dans l'Eurocode 2.

Des essais d'arrachement direct (pull-out) ont ainsi été réalisés pour caractériser les paramètres mécaniques du comportement à l'arrachement dans le cas de bétons de référence (sans granulats recyclés) et de bétons de granulats recyclés issus des formulations proposées pour le projet national RECYBETON. Ces essais ont été complétés par des observations post-rupture de l'interface acier / béton qui permettent de préciser le comportement à l'arrachement de ces formulations.

En complément de ces essais, des essais tirants ont été réalisés pour les mêmes formulations. Ils ont permis de s'intéresser plus spécifiquement à la fissuration afin de vérifier l'applicabilité de l'EC2, partie 7.3 (maîtrise de la fissuration).

Quelques essais sur des poutres de petite dimension (3 mètres de portée) ont complétés ce travail, afin d'étendre à l'échelle structurale les constats fait à l'échelle du matériau.

Les pages qui suivent détaillent les modes opératoires utilisés pour ces différents essais et en donnent les résultats.

2 Caractérisation des matériaux

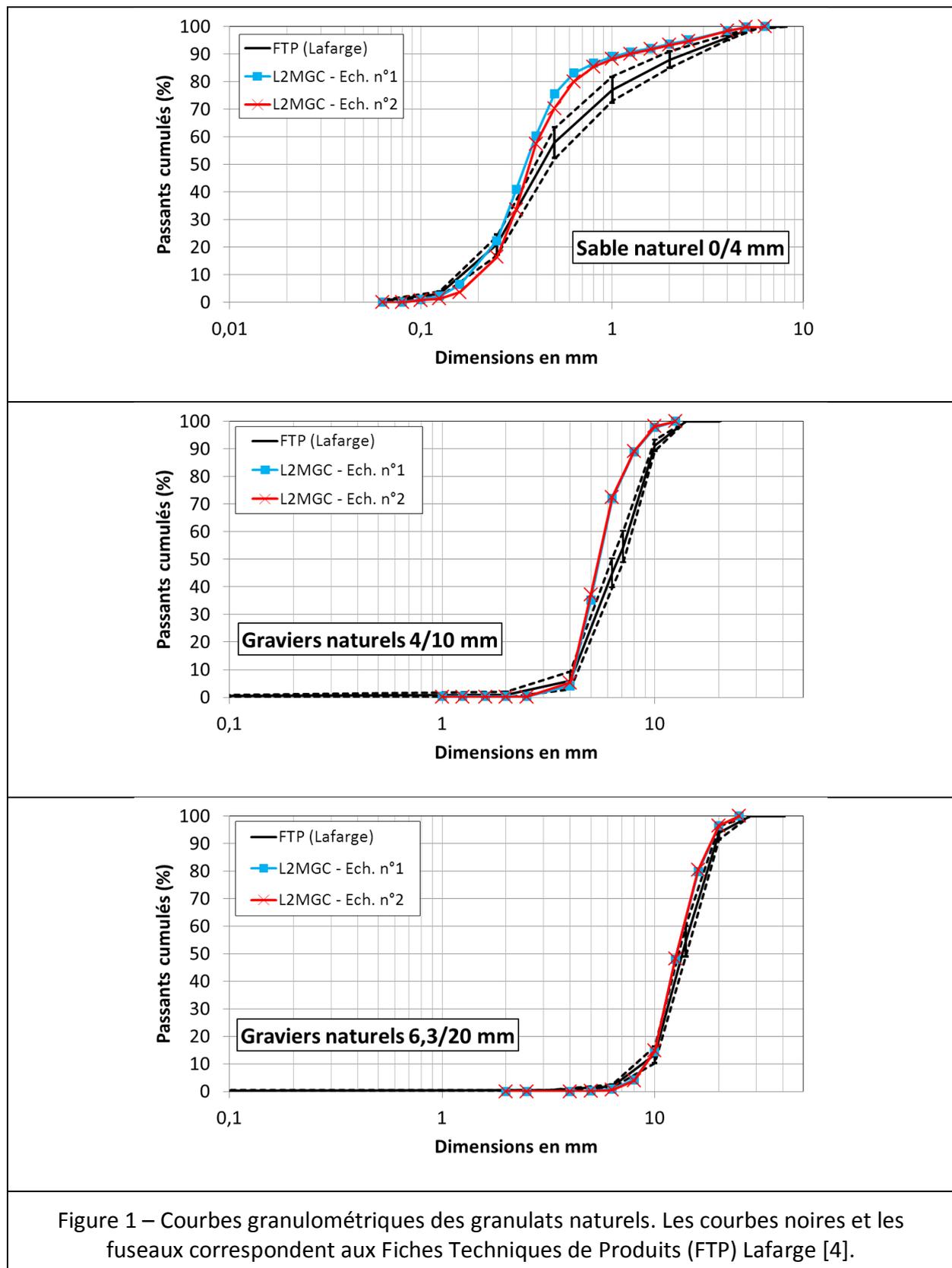
2.1 Granulats

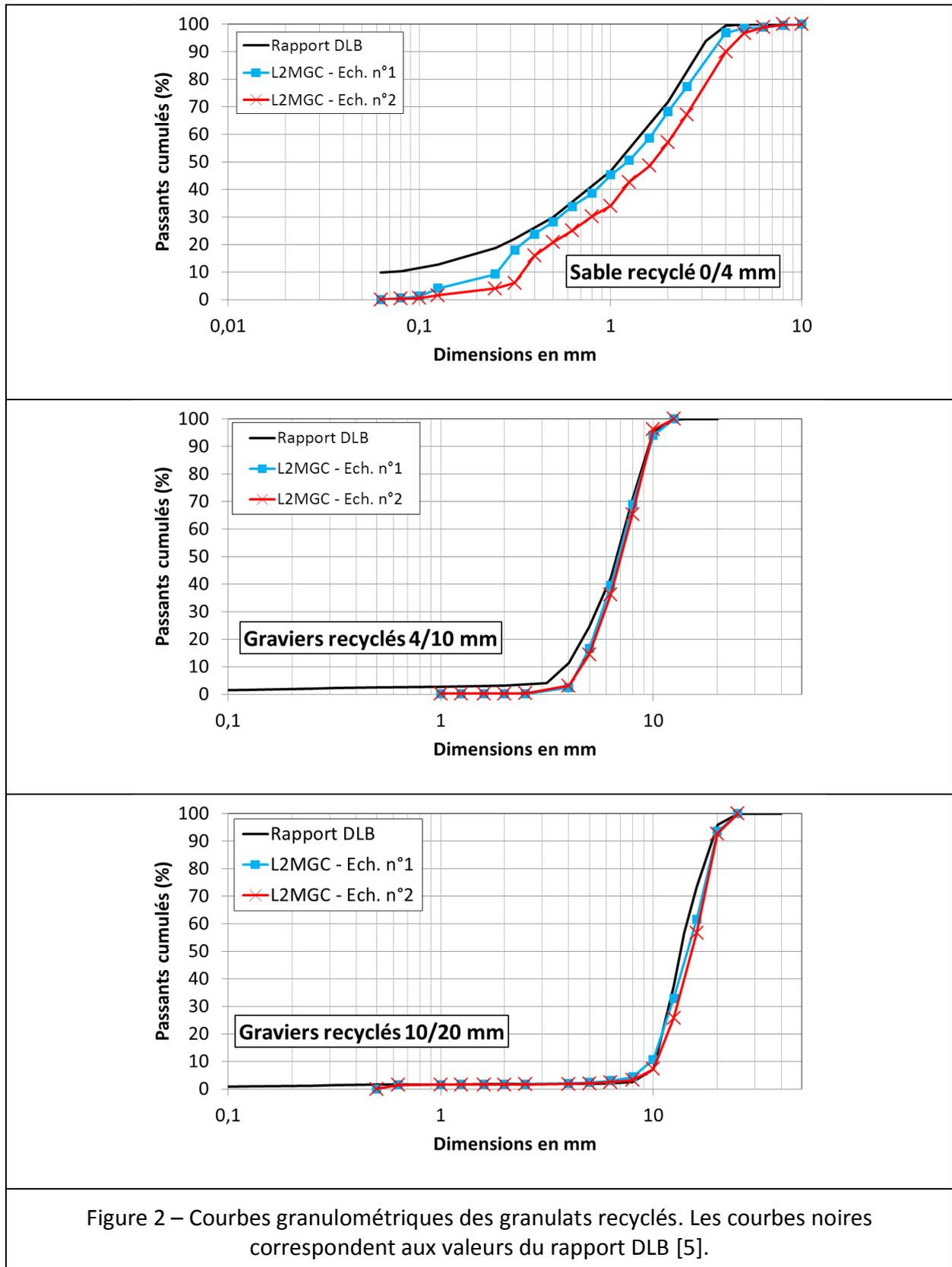
Les granulats naturels et recyclés ont chacun été livrés en 3 coupures distinctes, conditionnés en big-bags. Après livraison, les essais suivant de caractérisation des propriétés physiques ont été réalisés :

- la mesure de la granulométrie selon la norme NF EN 933-1 [2]. Les courbes granulométriques ont été évaluées à partir de deux échantillons 1 et 2, prélevés dans deux big-bags différents.
- la mesure de la masse volumique réelle et de l'absorption des granulats selon la norme NF EN 1097-6 [3]. Les moyennes et les écart-types de la masse volumique réelle ρ_{rd} et du coefficient d'absorption WA_{24} sont calculés à partir des résultats de 3 essais.

Les courbes granulométriques des granulats naturels et recyclés sont représentées sur les Figure 1 et Figure 2, respectivement. Les résultats montrent :

- Que pour chaque type de granulats, les courbes granulométriques des échantillons 1 et 2 se superposent. Les courbes étant comparables, on en conclut que les granulats issus des différents big-bags sont homogènes. On constate tout de même un léger écart entre les courbes des échantillons 1 et 2 pour le sable recyclé 0/4.
- Pour les granulats naturels, les courbes granulométriques entrent partiellement dans les fuseaux donnés par les Fiches Techniques de Produits Lafarge [4].
- Pour les granulats recyclés, les courbes granulométriques sont proches des valeurs moyennes indiquées dans le rapport DLB [5]. On constate cependant que le sable recyclé analysé au laboratoire est moins riche en fines que celui analysé par DLB. Ce point a été évoqué dans le rapport « Mise au point des formules de béton de référence » [6] ; en effet, la plupart des laboratoires ayant analysés ces sables ont trouvé un taux de fines de l'ordre de 3 %, valeur compatible avec nos résultats.
- Pour le sable recyclé, la valeur moyenne des tamisats cumulés pour un tamis de 4 mm est égale à 93 %. Ces résultats permettent de vérifier que le sable recyclé n'a pas été pollué par le problème de criblage, comme indiqué dans le rapport « Mise au point des formules de béton de référence » [6].





Les propriétés physiques des granulats ont également été mesurées et sont données dans les Tableau 1 et Tableau 2. Ces résultats sont en accord avec les valeurs des fiches techniques de produits (FTP), de celles du rapport du CTG [7] et du rapport de l'IFSTTAR [6].

Tableau 1 – Propriétés physiques des granulats : masse volumique réelle.

Granulats	ρ_{rd} (Mg/m ³)			
	L2MGC	FTP/DLB	CTG	IFSTTAR
Sable naturel (SN) 0/4	2,59	2,51	2,59	2,59
Gravillon naturel (GN1) 4/10	2,70	2,69	2,71	2,71
Gravillon naturel (GN2) 6,3/20	2,70	--	2,72	2,71
Sable recyclé (SR) 0/4	2,17	2,56	2,10	2,18
Gravillon recyclé (GR1) 4/10	2,29	2,29	2,29	2,29
Gravillon recyclé (GR2) 10/20	2,26	2,26	2,27	2,26

Tableau 2 – Propriétés physiques des granulats : coefficient d'absorption d'eau.

Granulats	WA ₂₄ (Abs) (%)			
	L2MGC	FTP/DLB	CTG	IFSTTAR
Sable naturel (SN) 0/4	-- (0,74)	1,0 (--)	-- (0,8)	1,0 (0,8)
Gravillon naturel (GN1) 4/10	0,55	0,62	0,5	0,51
Gravillon naturel (GN2) 6,3/20	0,46	0,57	0,3	0,46
Sable recyclé (SR) 0/4	7,5 (--)	--	-- (9,8)	7,3 (8,9)
Gravillon recyclé (GR1) 4/10	5,5	5,6	5,6	5,6
Gravillon recyclé (GR2) 10/20	5,1	5,6	5,4	5,8

2.2 Acier

Les barres d'acier utilisées pour les essais sont des barres d'acier haute adhérence (HA) de diamètres $\Phi = 10$ et $\Phi = 12$ mm, dont la surface présente des verrous, cf. Figure 3.

Des essais de traction ont été réalisés sur les barres d'acier à l'aide d'une presse de traction Perrier 250 kN, afin de vérifier leur conformité vis-à-vis des caractéristiques mécaniques spécifiées par la norme NF EN 1992-1-1 [1]. Les courbes contrainte-déformation des barres HA10 et HA12 sont représentées à la Figure 4. Les résultats montrent que la limite élastique, f_y , est supérieure à 500 MPa et la déformation à la rupture est de l'ordre de 10%. La résistance ultime à la rupture est supérieure à 650 MPa.

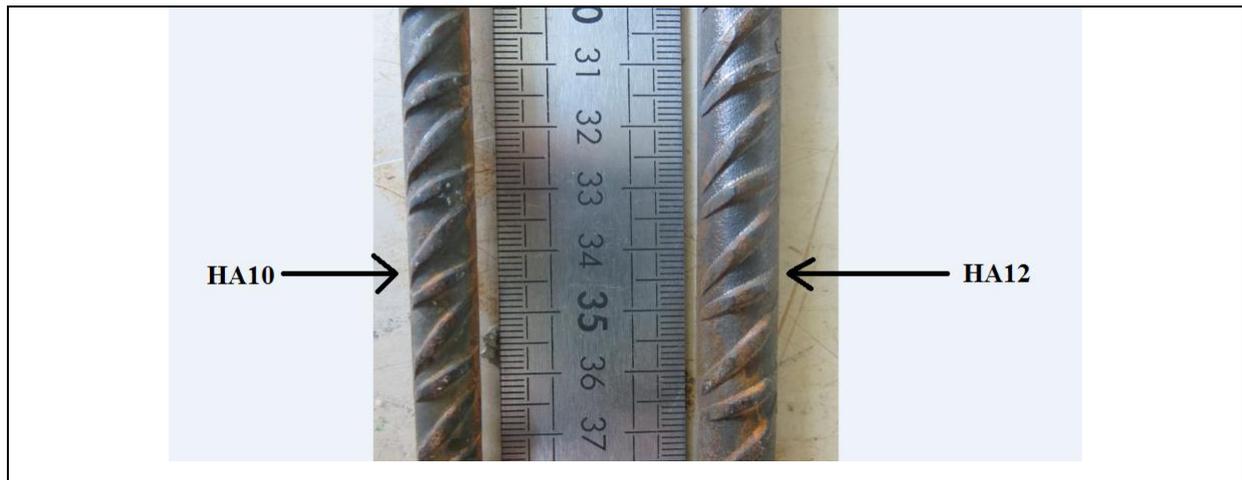


Figure 3 – Photographie des barres d'acier HA10 et HA12.

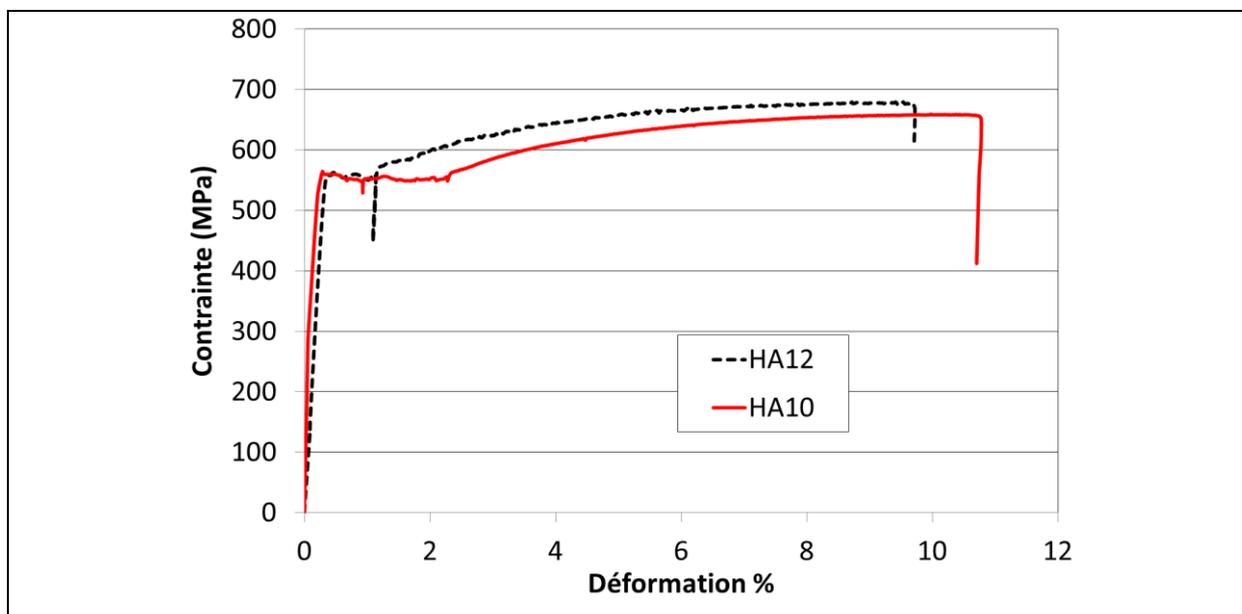


Figure 4 – Courbes de contrainte-déformation dans les barres HA10 et HA12.

2.3 Bétons

2.3.1 Choix des formulations

Parmi les 12 formulations proposées par le projet national RECYBETON, huit bétons ont été retenus dans la suite de cette étude (cf.

Tableau 3) :

- les quatre bétons de la série C35/45 ;
- les quatre bétons de la série C25/30 avec les taux de substitution équivalents à ceux de la série C35/45.

Les formulations C25-0R-30R et C25-30R-0R n'ont donc pas été étudiées.

Pour rappel, dans cette étude le nom de chaque formulation correspond à la nomenclature suivante, à savoir CXX-xR-yR :

- le préfixe CXX correspond à la classe de résistance à la compression des bétons sur cylindre, respectivement C25 et C35 pour les classes C25/30 et C35/45 ;
- xR correspond au taux de substitution massique en sable recyclé ;
- yR correspond au taux de substitution massique en graviers recyclés,

Des essais ont également été réalisés sur des éléments structuraux (poutres 20x30x300 cm) ; seules les formulations de référence ont été retenues, ainsi que les formulations avec 100% de graviers recyclés (cf.

Tableau 3).

Tableau 3 – Formulations retenues dans l'étude sur l'adhérence.

Formules	Taux de substitution massique	
	Sable recyclé	Graviers recyclés
C25-0R-0R ⁽¹⁾	-	-
C25-0R-100R ⁽¹⁾	-	100 %
C25-30R-30R	30%	30%
C25-100R-100R	100 %	100%
C35-0R-0R ⁽¹⁾	-	-
C35-0R-100R ⁽¹⁾	-	100%
C35-30R-30R	30%	30%
C35-100R-100R	100%	100%

⁽¹⁾ formulation retenue pour la réalisation des poutres.

2.3.2 Formulations des bétons

Les bétons ont été formulés d'après les compositions et selon la méthodologie établie par le rapport R/13/RECY/003 [6] :

- Les quantités des constituants de chaque béton sont rappelées dans le Tableau 4 ;
- Les granulats recyclés ont été présaturés en suivant les recommandations du rapport R/13/RECY/003 [6], c'est-à-dire :

- en visant une teneur en eau égale au coefficient d'absorption d'eau du granulat, plus 1%¹ :
 - 9,9% pour le sable recyclé 0/4 ;
 - 6,6 % pour le gravillon recycle 4/10 ;
 - 6,8 % pour le gravillon recyclé 10/20.
- Les granulats étaient entreposés dans des fûts pendant au moins 2 heures, après homogénéisation par roulage.
- Le superplastifiant MC PowerFlow 3140 a été mélangé à l'eau dans la limite d'obtention d'un béton de classe S4.
- Le retardateur Centrament Retard 370 n'a pas été utilisé dans cette étude.
- Les gâchées ont été effectuées à l'aide d'un malaxeur LAPA MIXER N100, selon le protocole suivant [6] :
 - 0 à 1': Malaxage à sec de tous les constituants ;
 - 1' à 1'30": Introduction eau + superplastifiant ;
 - 1'30" à 5' : Malaxage.

Tableau 4 – Tableau des constituants, d'après [6].

Constituant (kg/m ³)	C25/30-0R-0R	C25/30-0R-100R	C25/30-30R-30R	C25/30-100R-100R	C35/45-0R-0R	C35/45-0R-100R	C35/45-30R-30R	C35/45-100R-100R
Eau d'ajout	190	244	228	303	185	238	220	284
Ciment Cem II/A-L 42,5 N de Rochefort	270	282	277	326	299	336	321	381
Filler Calcaire Betocarb HP OG	45	31	31	50	58	53	44	70
Sable Sandrancourt	780	806	500		771	782	491	
Sable recyclé 0/4			218	673			214	663
Gravillon Givet 4/10	267		171		264		168	
Gravillon recycle 4/10		163	145	304		158	142	299
Gravillon Givet 6,3/20	820		552		810		542	
Gravillon recycle 10/20		701	167	442		682	164	435
Superplastifiant MC PowerFlow 3140	1,31	1,4	1,08	1,18	2,1	2,18	1,64	2,78
Eau efficace (kg/m ³)	180	189	185	199	175	185	179	184

¹ Les valeurs retenues correspondent à celles imposées par le rapport « Mise au point des formules de béton de référence » [6].

2.3.3 Réalisation des éprouvettes

Pour chaque béton, un ensemble de 24 éprouvettes a été préparé :

- 12 éprouvettes cylindriques 11x15 cm pour les essais d'arrachement (cf. partie 3) ;
- 6 éprouvettes prismatiques 10x10x40 cm pour les essais tirants (cf. partie 4) ;
- 6 éprouvettes cylindriques 11x22 cm pour les mesures des propriétés mécaniques (résistance à la compression, traction par fendage et module d'élasticité dynamique).

Les éprouvettes sont démoulées au bout de 24 heures et stockées dans l'eau à température ambiante pendant 28 jours, jusqu'à réalisation des essais.

Les poutres ont été préparées à part, selon le même protocole, à l'aide d'une centrale à béton COUVROT / PLANETARY MIXER MTV 250. Pour chaque gâchée, des éprouvettes ont été préparées pour évaluer les propriétés mécaniques de ces bétons.

2.3.4 Propriétés mécaniques des bétons durcis

Pour les essais d'arrachement, des tirants et pour les poutres, des éprouvettes sont préparées pour mesurer des propriétés mécaniques des bétons étudiés. En effet, il est nécessaire de connaître les propriétés mécaniques des bétons, et ce à double titre. D'une part la résistance à la compression f_{cm} permet de valider que les bétons formulés répondent aux exigences de classes de résistances C25/30 et C35/45, respectivement. D'autre part, la traction par fendage f_{ctm} est une des données d'entrée du modèle permettant de calculer la contrainte ultime d'adhérence f_{bd} (cf. partie 3).

Les propriétés mécaniques des bétons sont données dans le Tableau 5.

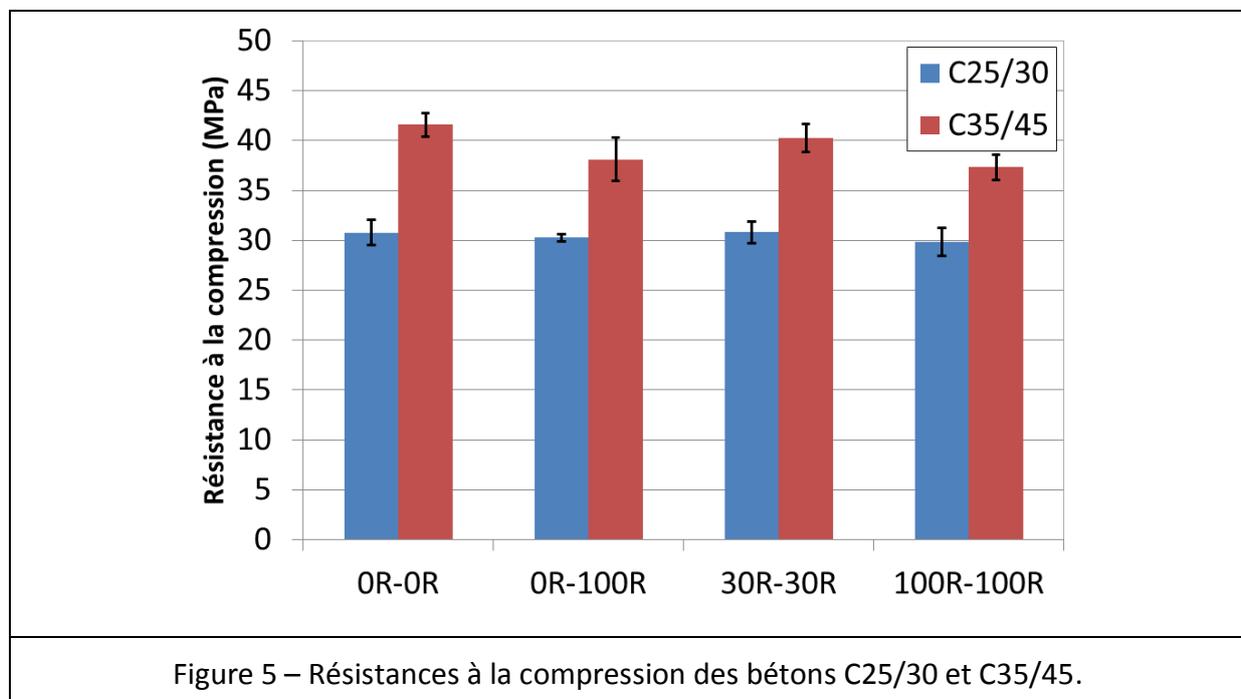
2.3.4.1 Résistance à la compression

Les essais de résistance à la compression sont réalisés sur des éprouvettes cylindriques de dimensions 11x22 cm, selon la norme NF EN 12390-3 [8]. Ils ont été réalisés à l'aide d'une presse SCHENK à asservissement hydraulique d'une capacité de 3500 kN. La vitesse de chargement est égale à 0,5 MPa/s. Les moyennes et les écart-types sont calculés à partir des données d'au moins 3 éprouvettes.

Les résultats (cf. Tableau 5) montrent que tous les bétons atteignent des niveaux de résistances compatibles avec les classes définies par le PN RECYBETON, respectivement C25/30 et C35/45.

Tableau 5 – Propriétés mécaniques à 28 jours des bétons

Formulations	Résistance à la compression f_{cm} (MPa)	Traction par fendage f_{ctm} (MPa)	Module d'élasticité dynamique E_d (GPa)
C25-OR-OR	30,8 ± 1,3	3,1 ± 0,9	40,8 ± 0,6
C25-OR-100R	30,3 ± 0,4	3,4 ± 0,2	32,9 ± 0,3
C25-30R-30R	30,8 ± 1,1	3,3 ± 0,2	34,4 ± 0,4
C25-100R-100R	29,9 ± 1,4	2,8 ± 0,3	30,1 ± 0,2
C35-OR-OR	41,5 ± 1,2	3,6 ± 0,2	42,1 ± 0,7
C35-OR-100R	38,1 ± 2,2	3,4 ± 0,4	31,8 ± 0,4
C35-30R-30R	40,3 ± 1,4	3,7 ± 0,2	35,7 ± 0,9
C35-100R-100R	37,3 ± 1,3	3,4 ± 0,1	30,7 ± 0,5



2.3.4.2 Traction par fendage

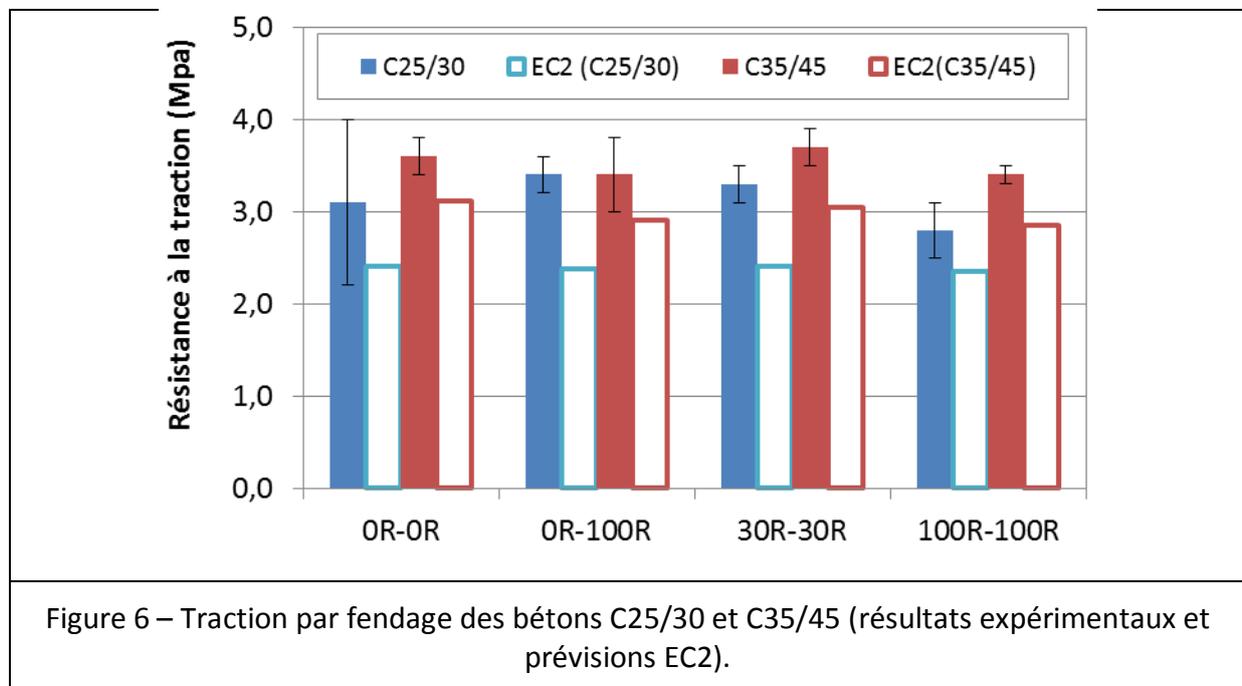
Les essais de traction par fendage sont réalisés sur des éprouvettes cylindriques de dimensions 11x22 cm, selon la norme NF EN 12390-6 [9]. Ils ont été réalisés à l'aide d'une presse SCHENK à asservissement hydraulique d'une capacité de 3500 kN. La vitesse de chargement est égale à 0,05 MPa/s. Les moyennes et les écart-types sont calculés à partir des résultats d'au moins 3 éprouvettes.

Les résultats obtenus (figure 6) montrent que les résistances moyennes en traction, mesurée par fendage, sont toujours plus élevés que celles déterminées à partir des formules de l'EC2 [6] :

$$f_{ctm} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3}, \text{ avec } f_{ck} = f_{cm} - 8 \text{ MPa.} \quad (1)$$

Ce résultat est plus marqué pour les formulations C25/30, à l'exception de C25-100R-100R pour laquelle la substitution complète des granulats naturels par des recyclés semble conduire à un affaiblissement relatif de la résistance en traction par rapport aux autres formulations C25/30. Ce constat n'est pas fait pour les formulations C35/45, qui présentent une bonne corrélation de la résistance en traction avec la résistance en compression.

Il est à noter que pour le C25-0R-0R, la moyenne repose sur 2 valeurs dont l'une est particulièrement basse ($f_{ct} = 2,43 \text{ MPa}$). Ce résultats apparait, a priori, comme sous-évalué.



2.3.4.3 Module d'élasticité statique et dynamique

Le module d'élasticité dynamique a été mesuré grâce à la méthode de fréquence de résonance longitudinale, à l'aide d'un appareil E-METER MK II. Les valeurs données dans le Tableau 5 correspondent à la moyenne et à l'écart-type des mesures effectuées sur 6 éprouvettes.

3 Comportement mécanique d'arrachement : essai d'arrachement direct

3.1 Protocole expérimentale

L'étude de l'essai d'arrachement permet de caractériser la contrainte tangentielle d'adhérence, f_{bd} , à l'interface acier / béton. Il consiste en l'application d'une charge de traction croissante sur une barre d'armature ancrée dans un bloc de béton.

Afin de caractériser l'influence de la longueur d'ancrage sur les mécanismes de ruptures de l'adhérence (extraction totale de la barre ou plastification de l'acier). Les essais ont été réalisés en faisant varier les paramètres suivants (cf. Tableau 6) :

- Deux diamètres de barres ($\Phi = 10$ mm et $\Phi = 12$ mm) ;
- Deux longueurs relatives d'ancrage ($l_b = 5\Phi$ et $l_b = 10\Phi$).

Pour chaque formulation de béton, 4 configurations ont donc été testées ; pour chaque configuration, trois éprouvettes ont été fabriquées.

Tableau 6 – Diamètre et longueur d'ancrage des barres.

Diamètre des barres HA (mm)	$\Phi = 10$		$\Phi = 12$	
	5 Φ	10 Φ	5 Φ	10 Φ
Longueur d'ancrage (mm)	50	100	60	120
	Nombre d'éprouvettes par formulation			
	3	3	3	3

3.1.1 Préparation des éprouvettes

3.1.1.1 Préparation des moules

Des moules cylindriques en carton, de dimensions 11x22 cm ont été découpés à 15 cm du fond. Le fond du moule est percé en son centre, afin de laisser passer la barre en acier. Pour chaque gâchée, les 12 moules sont disposés sur une table spécialement conçue à cet effet, permettant d'assurer la coaxialité de la barre et de l'éprouvette en béton (voir Figure 7).



Figure 7 – Installation des moules et des barres d’acier.

3.1.1.2 Préparation des barres

Au préalable, les barres d’acier HA10 et HA12 ont été découpées à une longueur de 42 cm. Afin de respecter la longueur de la barre ancrée dans le béton définie dans le Tableau 6, les barres sont protégées par des tubes PVC, injecté d’un joint silicone (voir Figure 8). La barre est ensuite introduite dans le moule de telle sorte que la longueur d’ancrage effective est positionnée à mi-hauteur du cylindre de béton (cf. Figure 9).

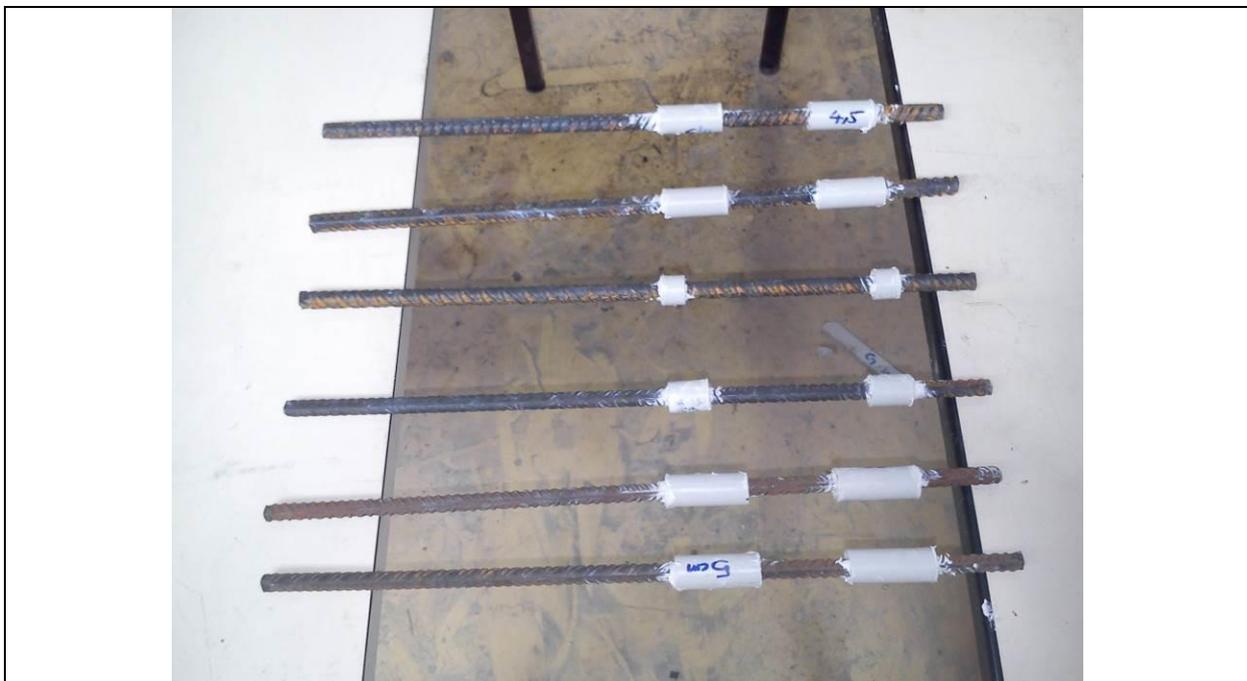
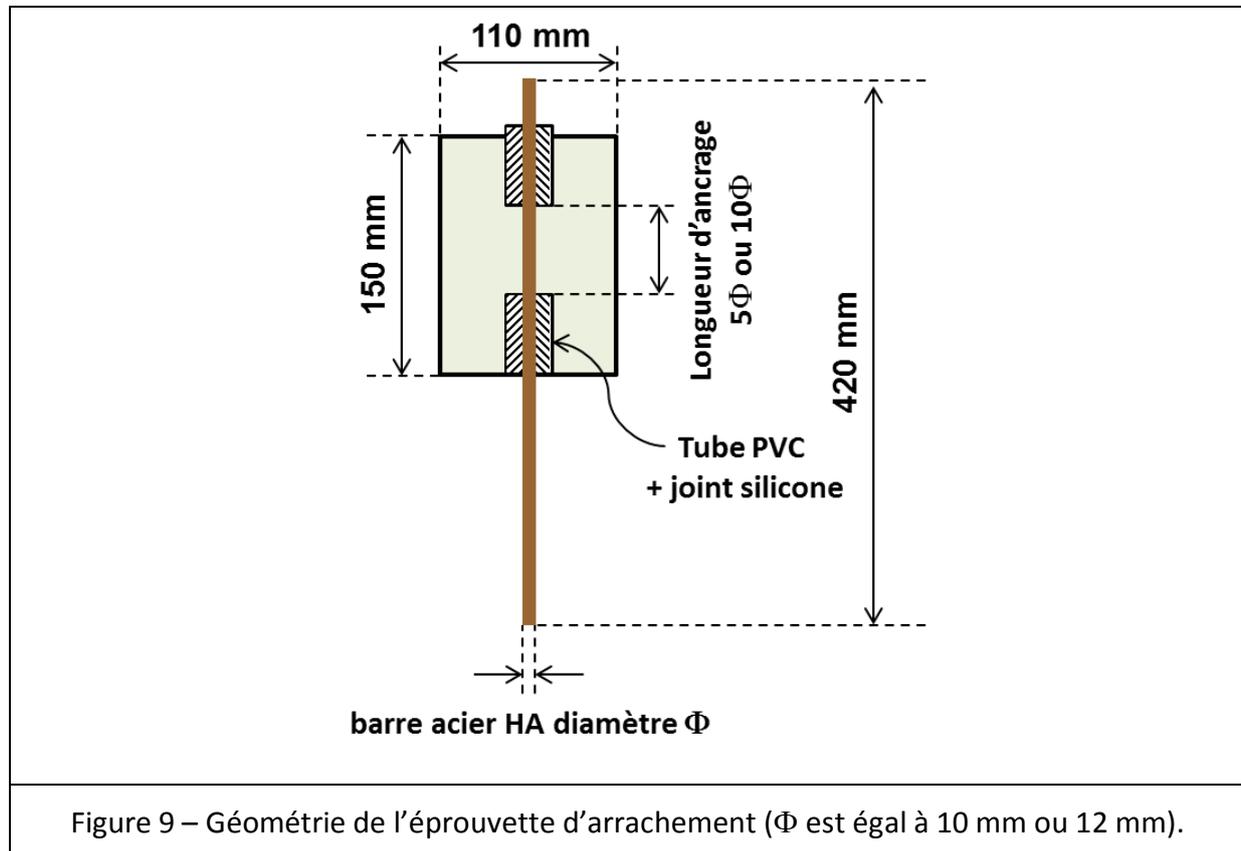


Figure 8 – Préparation barres d’acier avant la mise en place dans les moules.

3.1.1.3 Mise en place du béton

Pour chaque gâchée, le béton est mis en place dans les 12 moules. Le béton est vibré à l'aiguille vibrante pendant 10 s. Après 24 h, les éprouvettes sont démoulées et conservées dans des bacs d'eau à température ambiante pendant 28 jours, jusqu'à l'échéance des essais. À l'état durci, l'éprouvette a les caractéristiques données à la Figure 9.



3.1.2 Dispositif expérimental de l'essai d'arrachement

L'essai d'arrachement direct (pull-out test) consiste à mesurer le glissement de la barre à l'extrémité libre (ou chargée) de l'éprouvette en fonction de la charge appliquée, selon les recommandations de la RILEM 7-II-128 [10]. Le montage expérimental est représenté à la Figure 10.

Les déplacements de l'extrémité chargée sont mesurés à l'aide d'un capteur LVDT ; les déplacements de l'extrémité libre sont mesurés à l'aide d'un système d'acquisition par caméra, couplé à un outil de suivi des déformations par traitement d'image. Ce dispositif est détaillé dans la partie suivante (cf. partie 3.1.2.2). L'ensemble de ces mesures permet d'obtenir des courbes force-glissement (libre ou chargée).

3.1.2.1 Dispositif expérimental

Nous avons effectué des essais d'arrachement direct, dont le schéma de principe est défini sur la Figure 10. L'éprouvette est d'abord placée dans un support métallique en acier haute résistance conçu spécifiquement pour cette campagne expérimentale. Un schéma du bâti, avec ses dimensions, est donné Figure 11.

La liaison a été sollicitée à l'arrachement à l'aide d'une presse Perrier 250 kN à asservissement hydraulique. Les essais sont conduits selon le protocole suivant :

- Pour la 1^{ère} partie de l'essai, la presse est pilotée à vitesse de chargement constante (0,11 kN/s) ;
- À partir de la détection de la zone plastique, la presse est pilotée à vitesse de déplacement constante (0,05 mm/s).

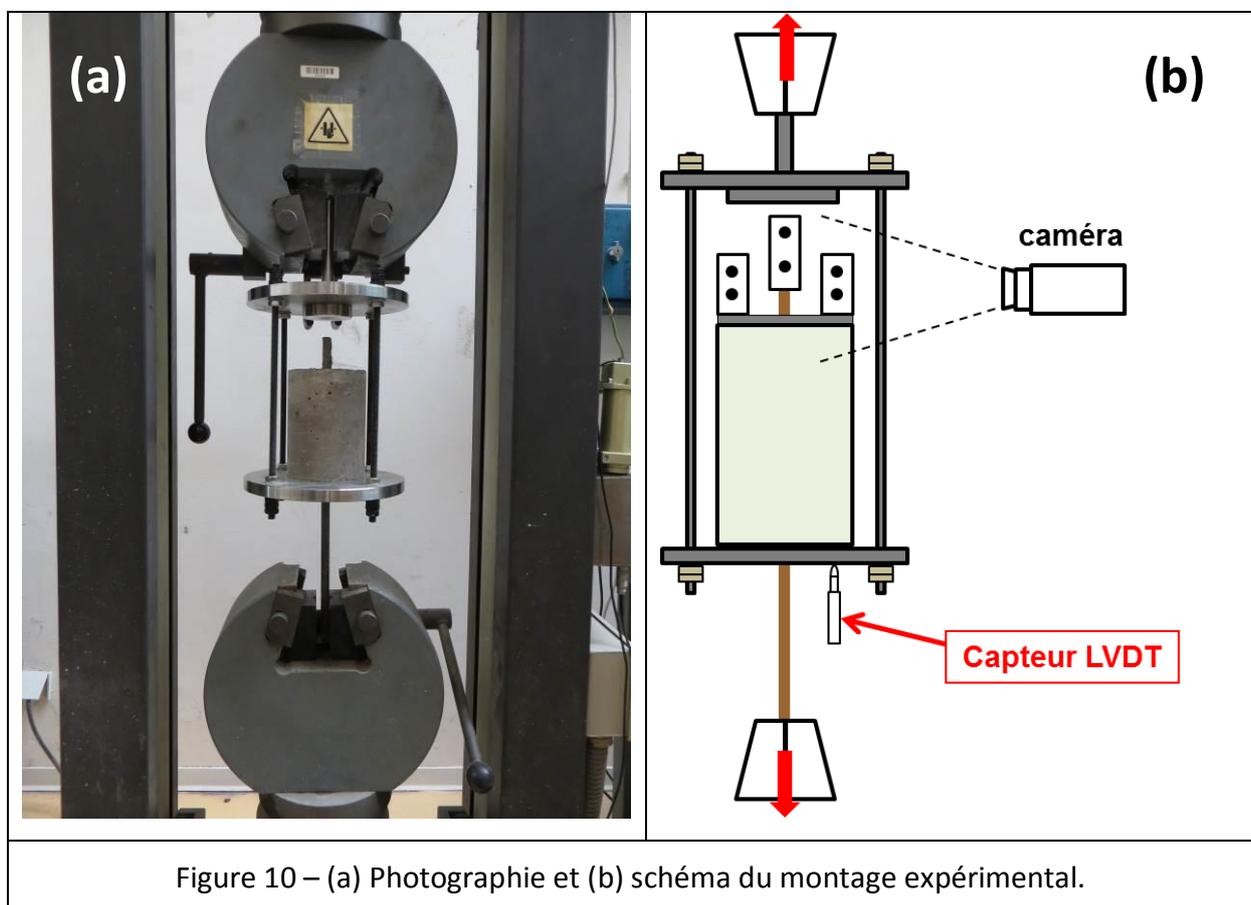
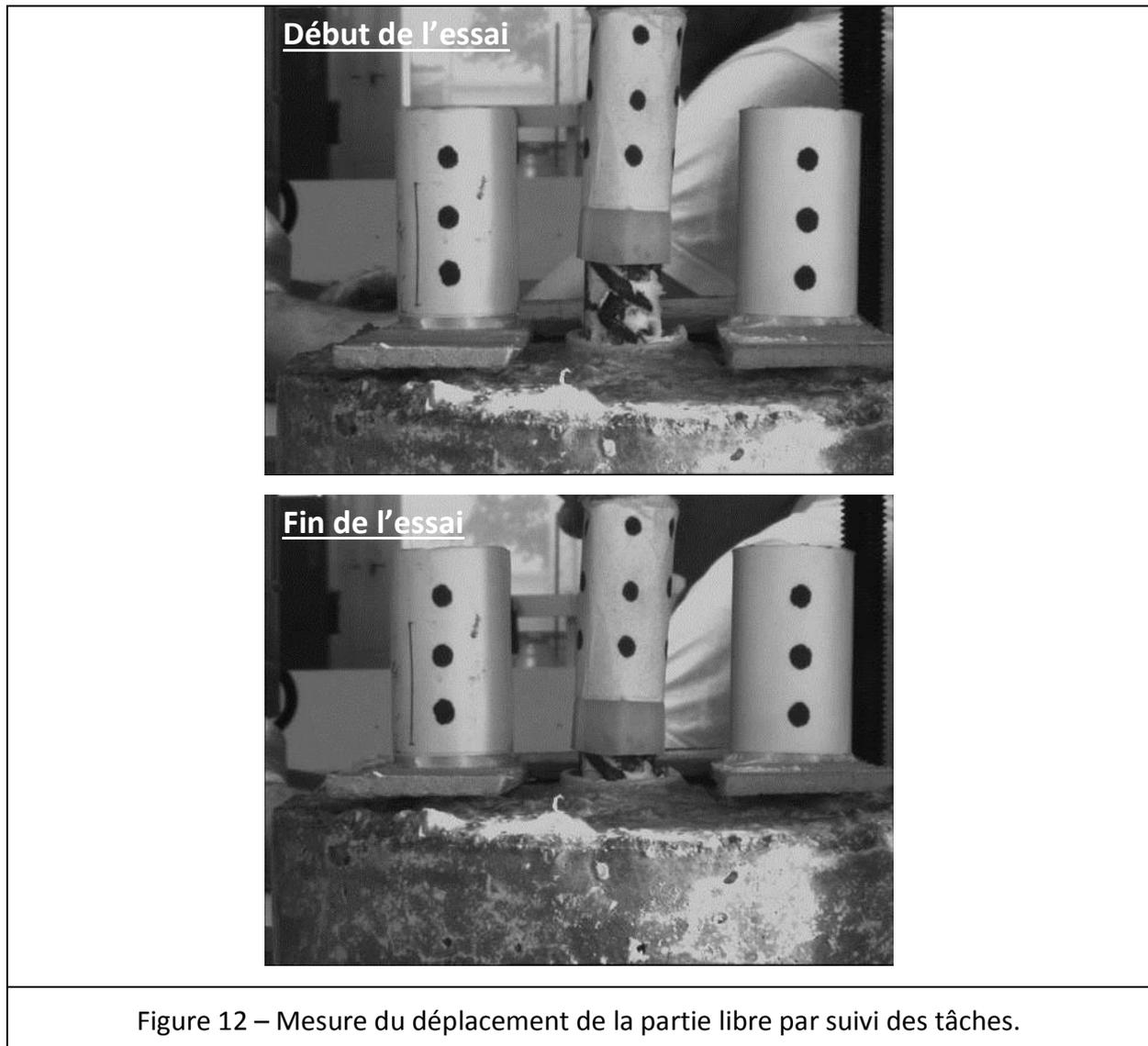


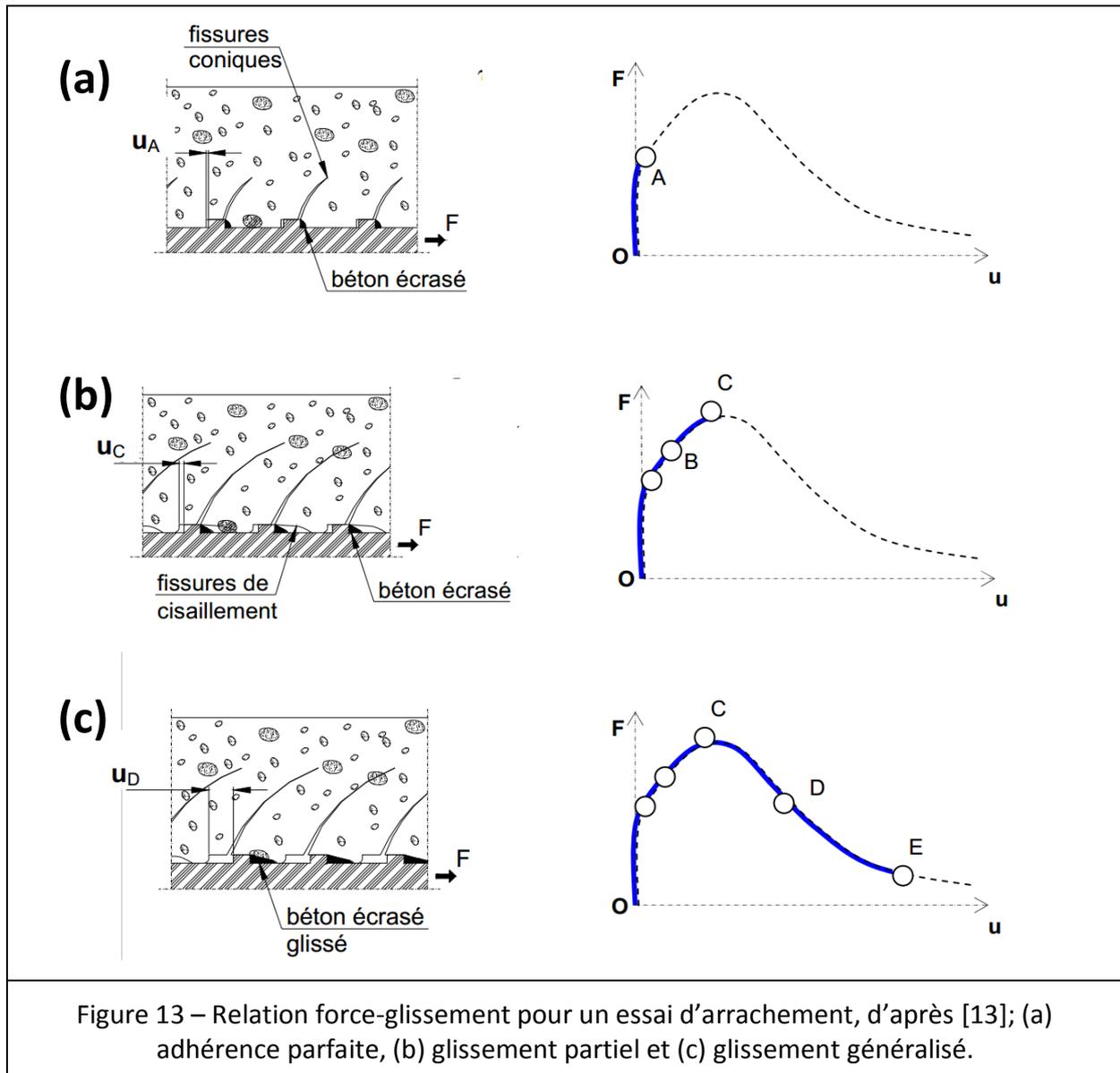
Figure 10 – (a) Photographie et (b) schéma du montage expérimental.



3.2 Résultats et discussions

La courbe force-déplacement représentée sur la Figure 13 décrit le comportement général de la liaison acier/béton à l'arrachement. On observe usuellement trois phases :

- la première phase représente l'adhérence parfaite entre l'acier et le béton jusqu'à atteindre une force dite critique (force de début de glissement, atteinte au point A) ;
- la deuxième phase voit l'augmentation de l'effort d'arrachement jusqu'à l'effort maximal (point C). Les fissurations internes engendrent un glissement partiel de l'acier par rapport au béton ;
- la troisième phase, dite « phase adoucissante » ou « phase de glissement généralisé », correspond à la perte d'adhérence entre le renfort et le béton, si la longueur d'ancrage n'est pas suffisante. Dans le cas contraire, on assiste à une plastification de l'acier, caractérisée par une augmentation linéaire du déplacement à chargement constant.



La contrainte ultime d'adhérence f_{bd} , aussi appelée τ_{max} dans les travaux relatifs à l'adhérence, se calcule expérimentalement selon l'expression suivante :

$$f_{bd} = \frac{F_{max}}{\pi \cdot \Phi \cdot l_b}, \quad (2)$$

avec F_{max} la force maximale obtenue expérimentalement, Φ le diamètre de la barre d'acier et l_b la longueur ancrée dans le béton.

Pour les armatures HA, la valeur de calcul de la contrainte ultime d'adhérence f_{bd} peut être prise selon l'EC2 partie 8.4.2 [1] égale à :

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}, \quad (3)$$

avec :

- η_1 est un coefficient lié aux conditions d'adhérence :
 - $\eta_1 = 1$ lorsque les conditions d'adhérence sont "bonnes" ;
 - $\eta_1 = 0,7$ dans les autres cas.
- η_2 est un coefficient lié au diamètre de la barre :
 - $\eta_2 = 1$ pour $\Phi \leq 32$ mm ;
 - $\eta_2 = \frac{132 - \Phi}{100}$ pour $\Phi > 32$ mm,

f_{ctd} la résistance de calcul en traction du béton telle qu'indiquée dans l'EC2 dans la partie 3.1.6 [1]. Elle est définie comme suit :

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05}}{\gamma_c}, \quad (4)$$

avec :

γ_c : le coefficient partiel relatif au béton, Pour une situation non accidentelle $\gamma_c = 1,5$;

α_{ct} : un coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance en traction, La valeur recommandée est $\alpha_{ct} = 1$;

$f_{ctk,0.05}$: la résistance caractéristique en traction directe du béton fractile 5%. Elle se donne par la relation :

$$f_{ctk,0.05} = 0,7 \times f_{ctm} \text{ et } f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3}, \quad (5)$$

avec $f_{ck} \leq C50/60$.

3.2.1 Mécanismes d'adhérence – approche expérimentale

3.2.1.1 Contrainte ultime d'adhérence

Les valeurs de la contrainte ultime d'adhérence obtenues expérimentalement sont récapitulées dans le Tableau 7 avec la valeur de calcul de l'EC2 qui est indépendante du diamètre de la barre, cf. équation (3). Les résultats sont également représentés Figure 14 et Figure 15.

L'analyse des résultats montre que :

- la valeur maximale de la contrainte d'adhérence est obtenue pour le béton à granulats naturels, excepté pour le béton C25/30 correspondant à la configuration HA10 5 Φ ;
- pour la série C25/30, on remarque une diminution de la résistance en ajoutant des granulats recyclés. L'ajout de sable recyclé ne semble pas avoir d'influence négative

sur la résistance à l'arrachement. Par contre la résistance diminue au fur et à mesure que le taux de substitution augmente pour une longueur d'ancrage de 10Φ ;

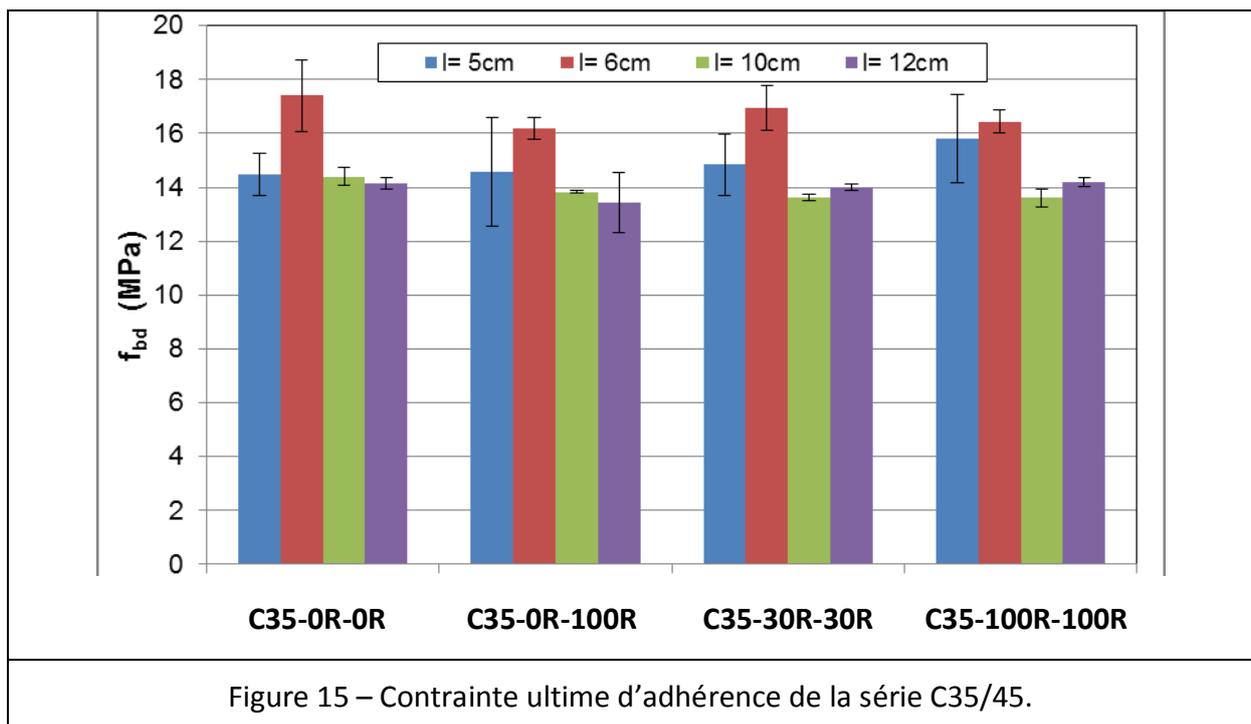
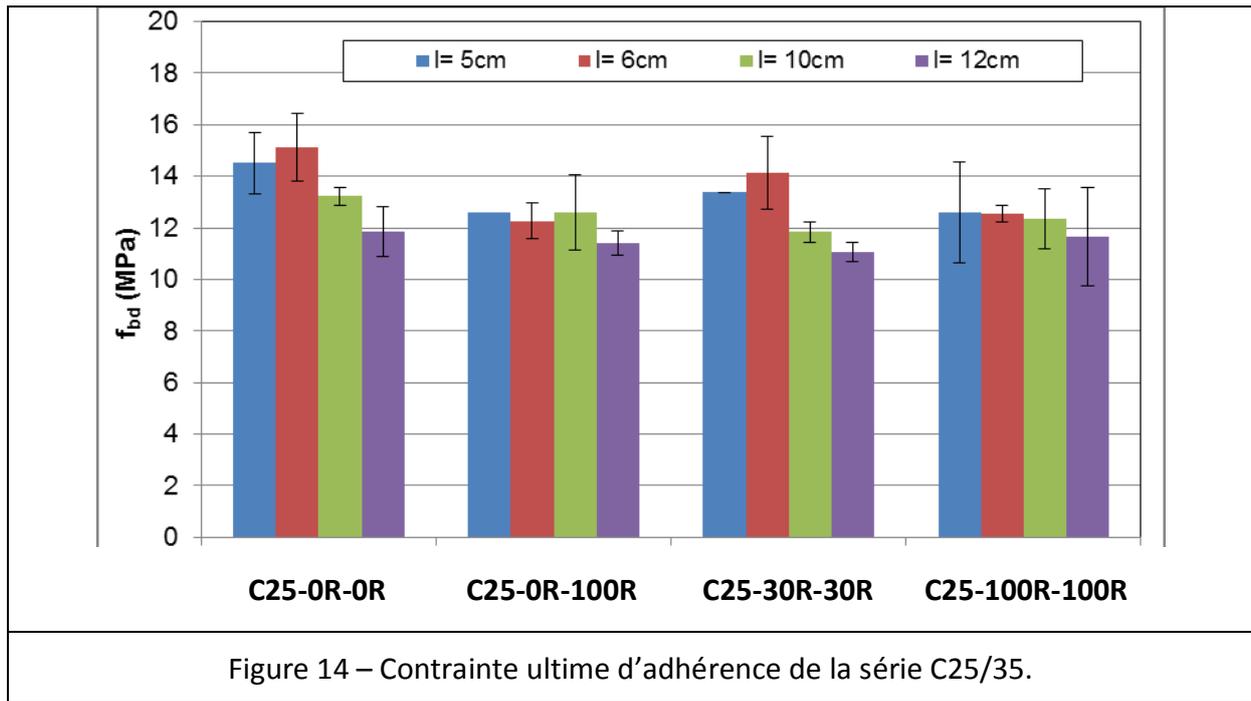
- Pour la série C35/45, la résistance à l'arrachement est globalement stable d'une composition à l'autre, à part peut-être pour une longueur d'ancrage de 5Φ (HA10), où l'on remarque une tendance à l'augmentation de la résistance à l'arrachement lorsque l'on introduit des granulats recyclés dans la composition ;
- Les valeurs de la contrainte ultime d'adhérence des bétons à base de granulats recyclés sont comparables à aux valeurs de l'EC2 sans considérer les coefficients de sécurité.
- Le résultat fondamental de cette étude met en évidence que **les valeurs de la contrainte ultime d'adhérence des bétons à base de granulats recyclés sont nettement supérieures à celles prédites par l'EC2.**

Tableau 7 – Contrainte ultime d'adhérence.

Contrainte ultime d'adhérence f_{bd} (MPa)					
Diamètre	HA10 ($\phi = 10$ mm)		HA12 ($\phi = 12$ mm)		EC2 d'après éq. (3)
Ancrage : ℓ_b	5 ϕ	10 ϕ	5 ϕ	10 ϕ	
C25-0R-0R	14,5 ± 1,2	13,2 ± 0,3	15,1 ± 1,3	11,9 ± 1,0	2,3 (13,3) *
C25-0R-100R	13,4 ⁽¹⁾	11,9 ± 0,4	14,2 ± 1,4	11,1 ± 0,4	2,3 (13,3)
C25-30R-30R	12,6 ⁽¹⁾	12,6 ± 1,5	12,3 ± 0,7	11,4 ± 0,5	2,3 (13,1)
C25-100R-100R	12,6 ± 2,0	12,4 ± 1,2	12,5 ± 0,3	11,6 ± 1,9	2,3 (13,0)
C35-0R-0R	14,5 ± 0,8	14,4 ± 0,3	17,4 ± 1,3	14,2 ± 0,2	3,0 (16,1)
C35-0R-100R	14,8 ± 1,2	13,6 ± 0,1	16,9 ± 0,8	14,0 ± 0,1	3,0 (15,3)
C35-30R-30R	14,6 ± 2,0	13,8 ± 0,1	16,2 ± 0,4	13,5 ± 1,1	3,0 (15,9)
C35-100R-100R	15,8 ± 1,6	13,6 ± 0,3	16,4 ± 0,4	14,2 ± 0,2	3,0 (14,8)

⁽¹⁾Une seule courbe était exploitable.

(*) Valeurs calculées sans considérer les coefficients de sécurité de l'EC2



3.2.1.2 Analyse des courbes expérimentales force-déplacement

Les courbes force-déplacement de l'extrémité chargée, obtenues expérimentalement pour les deux séries C25/30 et C35/45 sont représentées sur les Figure 16 et Figure 17. Chaque courbe correspond à la moyenne des trois essais d'arrachement.

L'analyse de ces courbes montre que le comportement à l'arrachement des bétons de granulats recyclés est similaire à ceux des bétons de référence. Pour chaque courbe, on distingue les trois phases citées précédemment et représentées à la Figure 13 :

- dans un premier temps, la relation force-déplacement reste linéaire jusqu'à une force critique (environ 60 % de la force maximale). Au cours de cette phase, des micro-glissements ont lieu entre le renfort et le béton, puis des microfissurations apparaissent au niveau de l'interface acier/béton ;
- lorsque la charge augmente et atteint la force maximale, le glissement augmente et le comportement devient non linéaire. La force maximale correspond à la force de rupture de la liaison acier/béton ;
- après la charge maximale – « comportement post-pic » –, on distingue deux cas selon le diamètre de la barre et la longueur d'ancrage, soit :
 - un comportement adoucissant (glissement généralisé) : à la fin de cette phase, nous observons une adhérence résiduelle de l'ordre de 40 % de l'adhérence maximale observée au cours de l'essai ;
 - une plastification de l'acier.

Les résultats montrent que :

- Pour la série C25/30, l'acier ne plastifie que pour la configuration HA12 10 Φ ;
- Pour la série C35/45, l'acier plastifie pour toutes les barres de longueur d'ancrage 10 Φ ;
- Il est à noter que le début de la plastification de la série C25/30 HA12 a été accompagné du fendage de certaines éprouvettes.
- Il est également à noter que deux éprouvettes C25-30R-30R HA12 10 Φ ont présenté un comportement adoucissant.

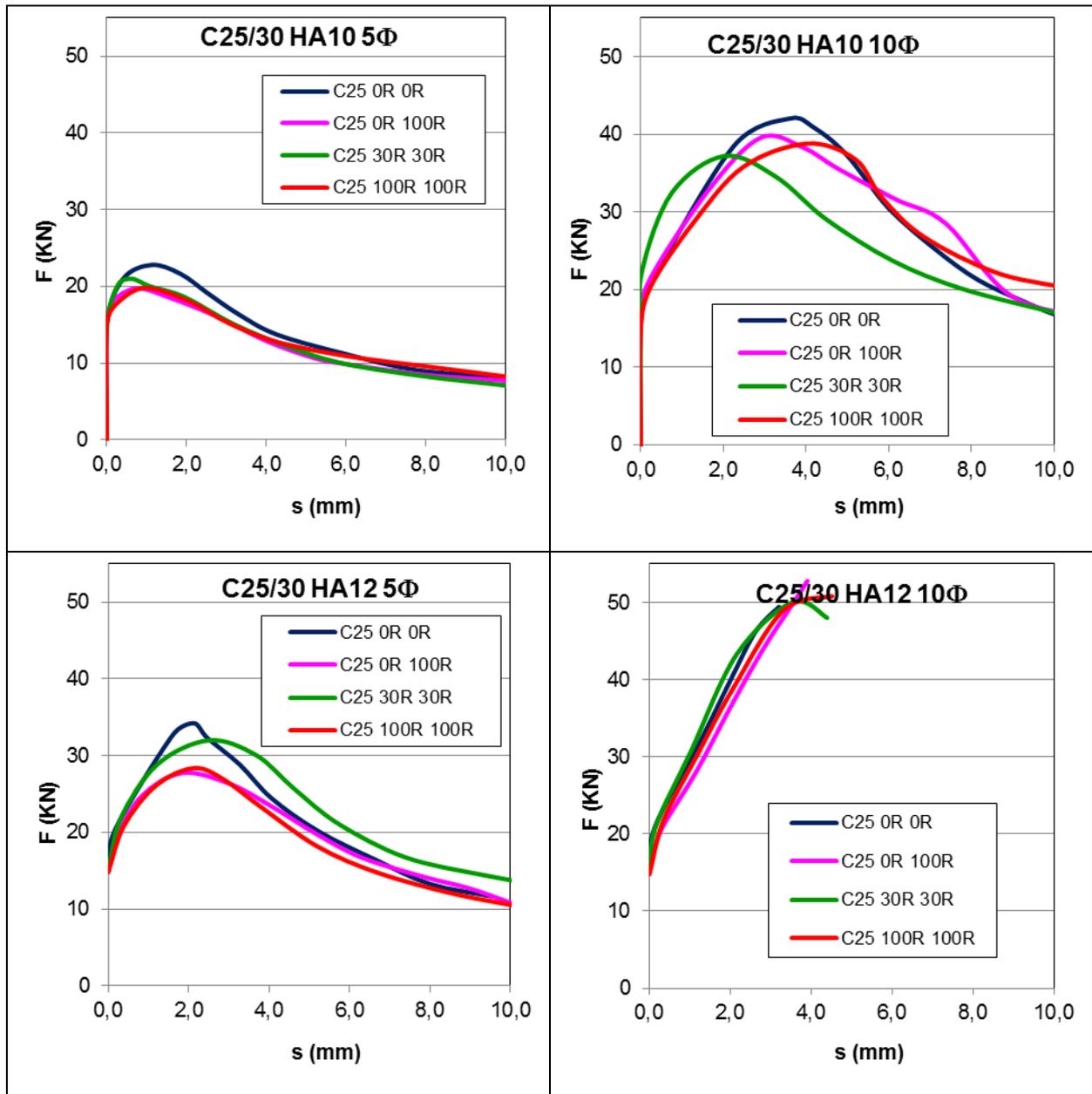


Figure 16 – Courbes force-glisement de la série C25/30 en fonction du diamètre de barre et de la longueur d'ancrage.

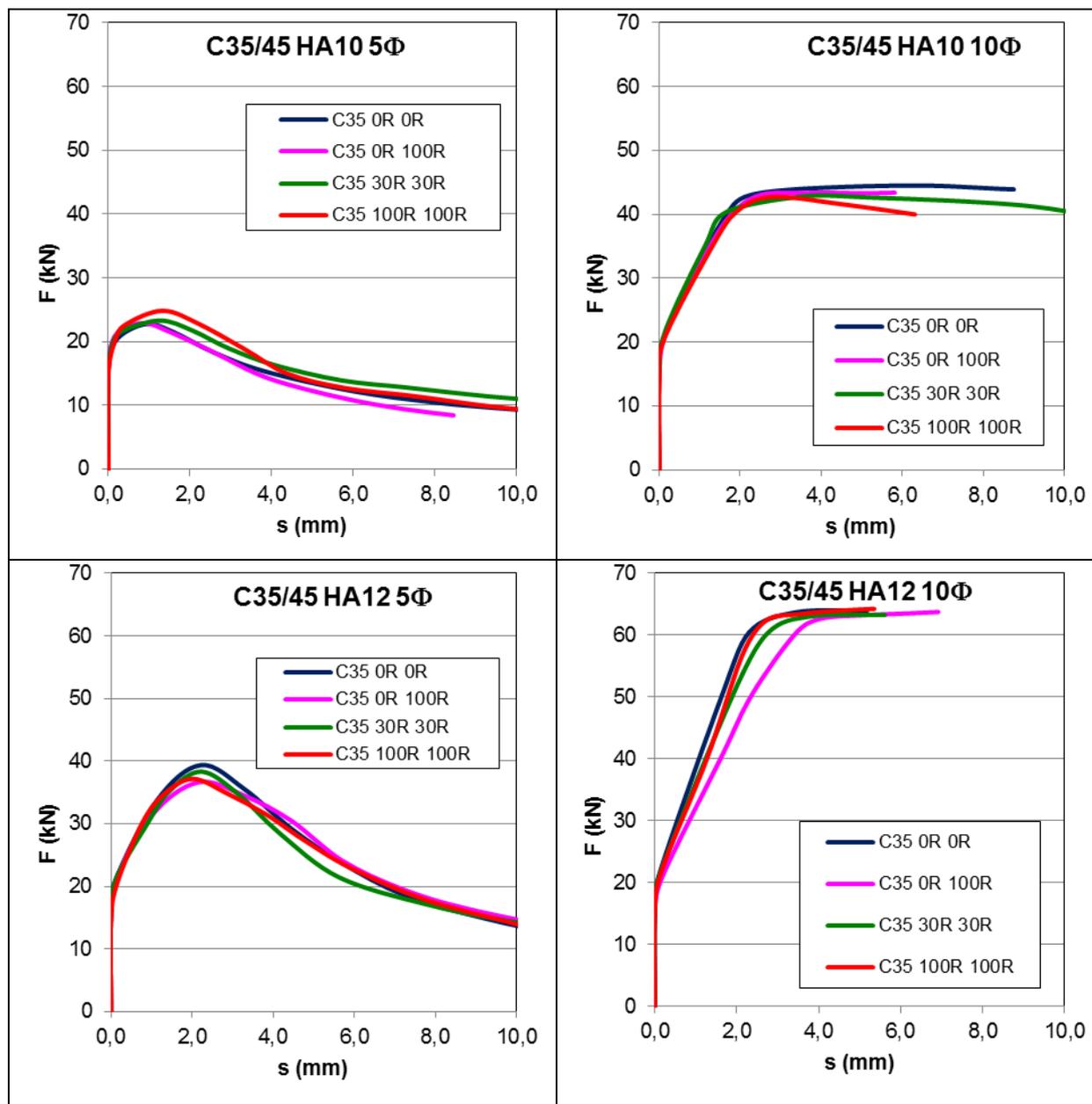


Figure 17 – Courbes force-glisement de la série C35/45 en fonction du diamètre de barre et de la longueur d’ancrage.

3.2.1.3 Observations macroscopiques des surfaces de rupture

À la fin de chaque essai d’arrachement, les éprouvettes ont été photographiées de façon systématique sous différents angles : (i) face avant (côté extrémité libre), (ii) face arrière (côté extrémité chargée) et (iii) côtés (3 vues P1, P2 et P3 correspondant à une rotation de l’éprouvette de 120 °), cf. Figure 18 et Figure 19. Cet ensemble de photographies constitue une base de données exhaustive, permettant d’évaluer les modes de ruptures et les macro-fissures des bétons.

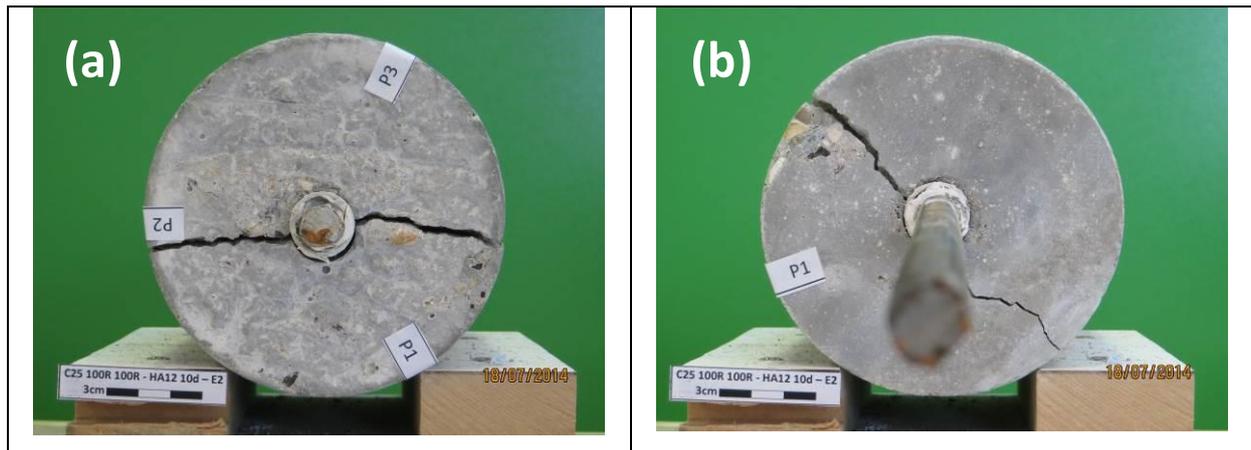


Figure 18 – Photographies de l'éprouvette C25-100R-100R HA12 10Φ. (a) Face avant, (b) Face arrière.



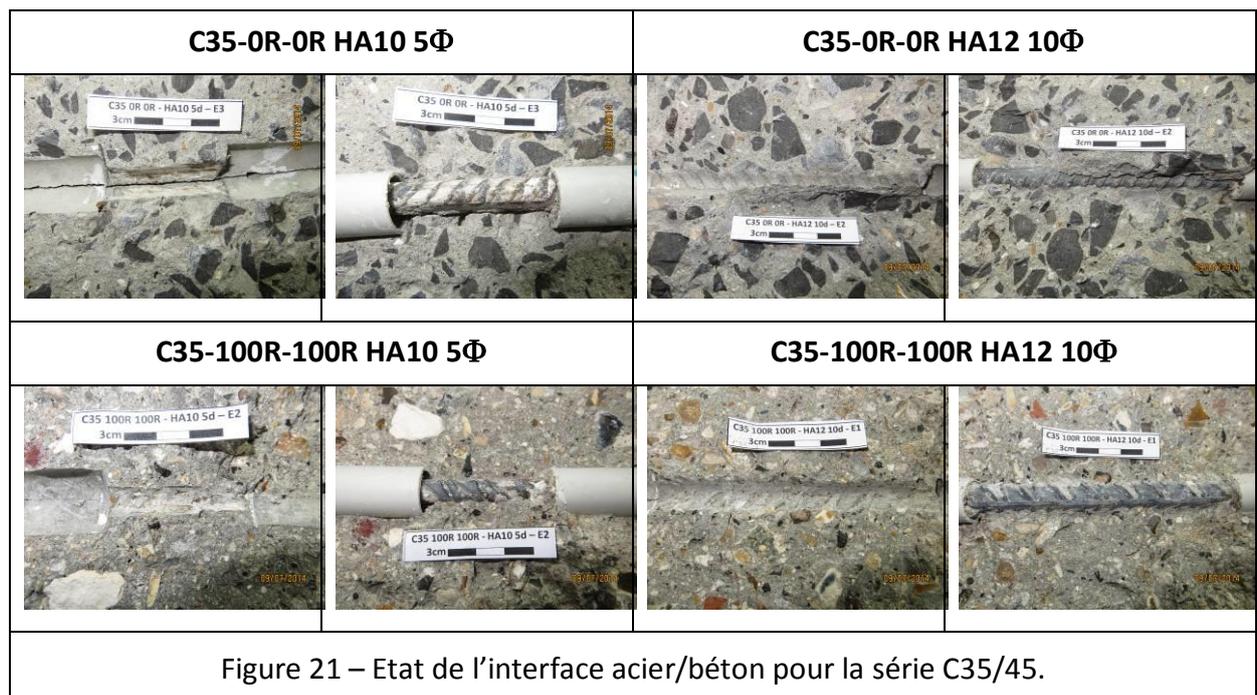
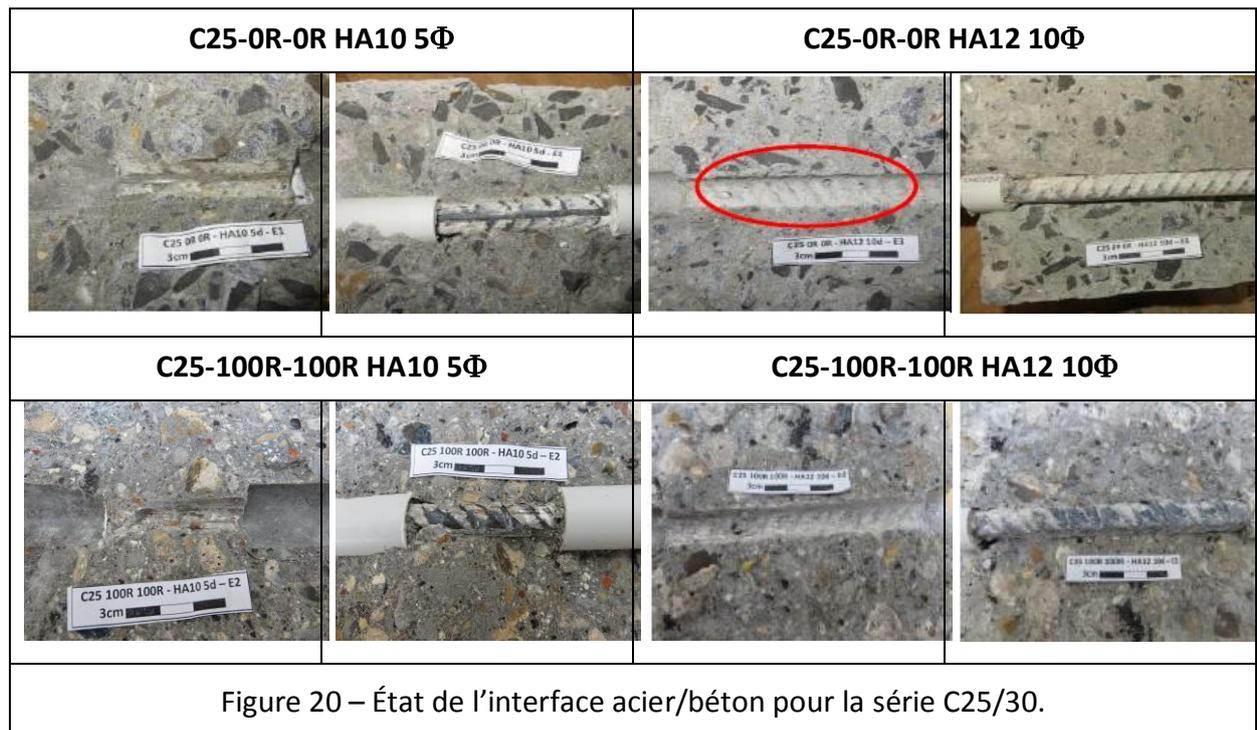
Figure 19 – Photographies de l'éprouvette C25-100R-100R HA12 10Φ. Vues de côté : (a) Face P1, (b) face P2 et (c) face P3.

La Figure 19 illustre les deux modes de rupture détectés :

- une macro-fissure longitudinale dans le corps du béton pour les éprouvettes C25/30 HA12 10Φ quel que soit le taux de substitution ;
- une extraction totale de la barre (« pull-out failure ») pour la quasi-totalité des autres éprouvettes.

Ensuite, chaque éprouvette a été fendue en deux parties afin d'observer l'état de l'interface acier/béton. Les photos montrent que le mode dominant de rupture est le cisaillement du béton au niveau des surfaces de nervures, pour toutes les éprouvettes pour lesquelles la longueur d'ancrage 5Φ , et quel que soit le type du béton. Par ailleurs, la rupture de l'adhérence se fait plutôt par un écrasement du béton au-dessous des nervures et un cisaillement du béton entre deux nervures successives.

Les deux modes sont représentés sur les Figure 20 et Figure 21. L'analyse de ces photographies, couplées aux courbes force-déplacement des Figure 16 et Figure 17 montrent :



- Pour les longueurs d'ancrage 5Φ, le faciès de rupture présente un écrasement du béton au niveau de l'interface acier/béton. Ces résultats sont corroborés par le comportement adoucissant des courbes force-déplacement ;
- A l'inverse, pour la configuration HA12 10Φ, les nervures de l'armature restent clairement visibles sur le béton, signe de la plastification de la barre d'acier.

- La configuration HA10 10 Φ présente, quant à elle, un faciès intermédiaire : on distingue à la fois un léger écrasement du béton et les empreintes des verrous de la barre.
- On constate le même comportement pour les bétons de la série C35/45.

3.2.1.4 Caractérisation microstructurale

Des observations ont été effectuées à l'aide d'un microscope stéréoscopique NIKON SMZ 800 afin d'accéder à une caractérisation fine des interfaces acier/béton. Le principal objectif est d'étudier l'évolution de l'interface acier/béton de l'extrémité libre à l'extrémité chargée. Les images analysées ont permis de monter que, quel que soit le type de béton :

- pour une longueur d'ancrage 10 Φ on peut diviser l'interface en trois zones en partant de l'extrémité libre vers l'extrémité chargée (cf. Figure 22) :
 - zone 1 : glissement très doux de la barre d'acier à l'extrémité. Les empreintes des nervures sont très marquées ;
 - zone 2 : glissement plus fort où les empreintes sont moins visibles ;
 - zone 3 : la barre glisse fortement et les bords des empreintes des nervures sont écrasés.

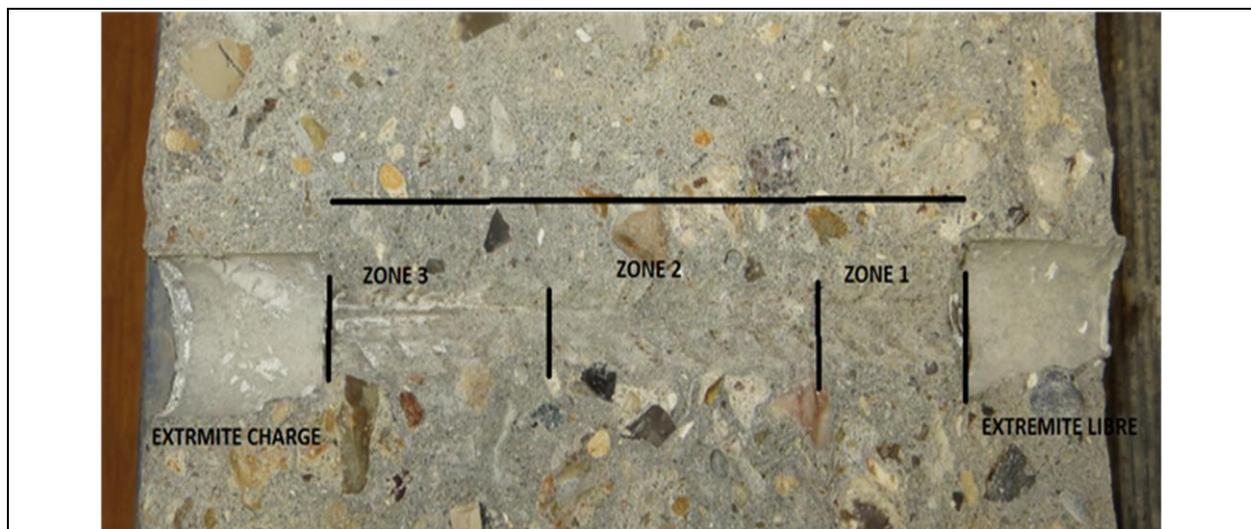


Figure 22 – Zones de glissement à l'interface acier/béton pour une longueur d'ancrage 10 Φ .

- pour la longueur d'ancrage 5 Φ : l'interface peut être divisée en deux zones différentes en partant de l'extrémité libre vers l'extrémité chargée (cf. Figure 23) :
 - zone 1 : glissement assez fort traduit par une surface rugueuse

- zone 2 : interface complètement écrasée

Les deux zones sont illustrées sur les Figure 23 et Figure 24.

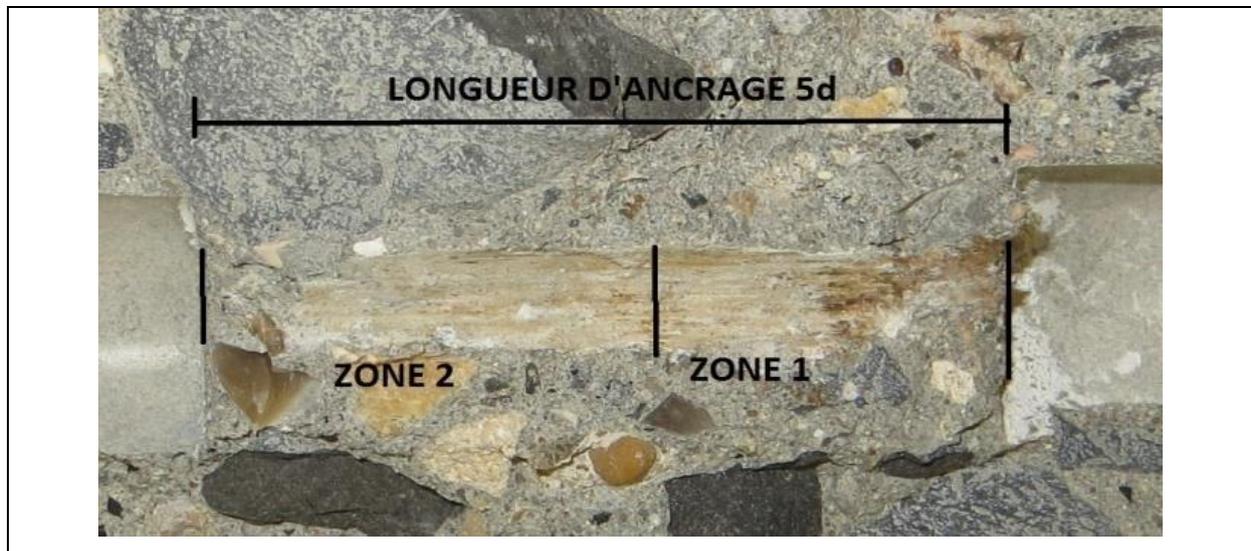


Figure 23 – Zones de glissement à l'interface acier/béton pour une longueur d'ancrage 5Φ . Les 2 zones se différencient à l'échelle microscopique.

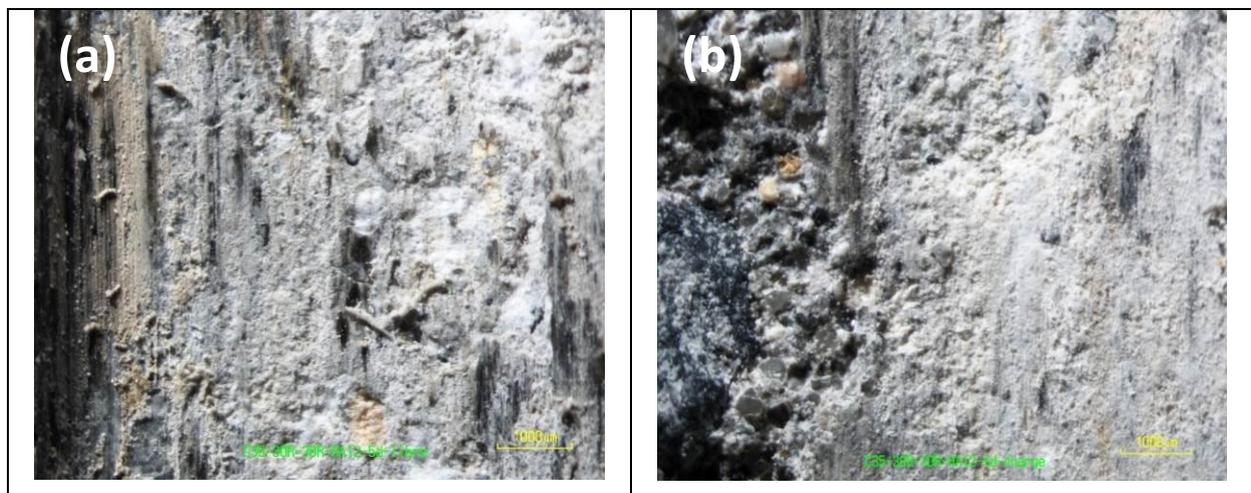


Figure 24 – Images microscopiques de l'interface béton / armature HA de l'éprouvette C35-30R-30R-Ha12- 5Φ . (a) Zone 1 : surface rugueuse, (b) zone 2 : surface plus fine.

3.2.2 Analyse numérique de la loi τ - s

3.2.2.1 Modélisation de la relation contrainte d'adhérence-glisement

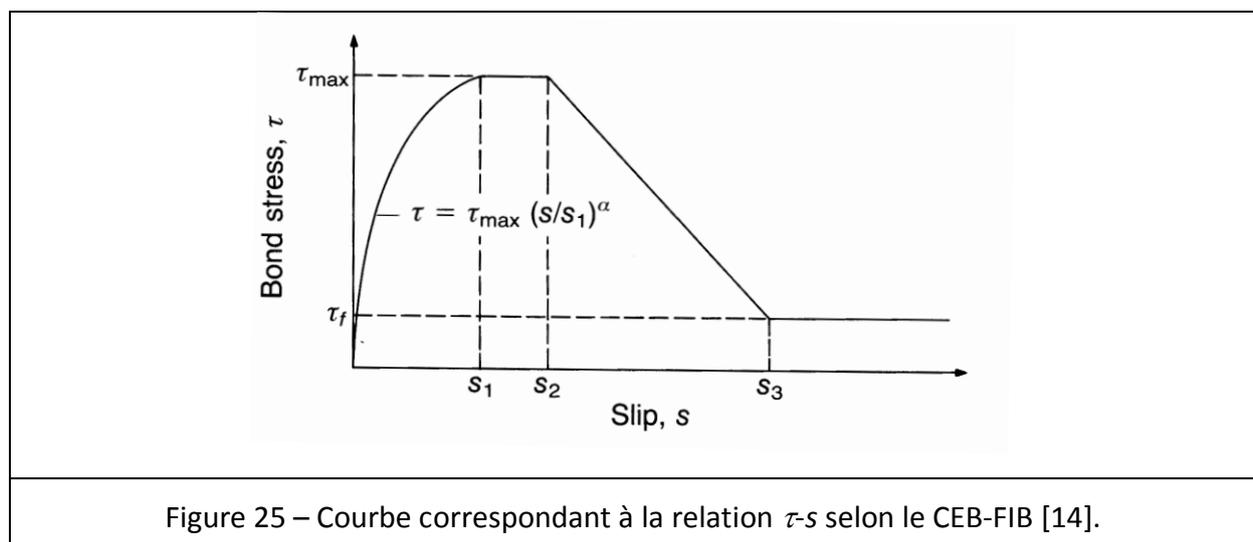
L'évolution de la contrainte d'adhérence², notée τ , en fonction du glissement s , peut être modélisée à l'aide d'une loi adhérence-glisement proposée par le Comité Européen du Béton (CEB-FIP) [14]. La première phase de la courbe est représentée par une loi de type puissance alors que les parties suivantes sont obtenues à l'aide de segments de droites (cf. Figure 25). La relation τ - s s'écrit sous la forme :

$$\begin{aligned} \tau &= \tau_{\max} \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha, & \text{si } 0 \leq s \leq s_1 \\ \tau &= \tau_{\max}, & \text{si } s_1 \leq s \leq s_2 \\ \tau &= \tau_{\max} - (\tau_{\max} - \tau_f) \left(\frac{s - s_2}{s_3 - s_2} \right), & \text{si } s_2 \leq s \leq s_3 \\ \tau &= \tau_f, & \text{si } s > s_3. \end{aligned} \quad (6)$$

Pour une barre dans un bloc en béton non confiné et pour de bonnes conditions d'adhérence, le CEB propose les paramètres suivants :

Tableau 8 – Paramètres de la relation τ - s selon le CEB-FIB,

s_1 (mm)	s_2 (mm)	s_3 (mm)	α	τ_{\max} (MPa)	τ_f (MPa)
0,6	0,6	1,0	0,4	$2\sqrt{f_{ck}}$	$0,15 \cdot \tau_{\max}$



Dans le Tableau 8, f_{ck} est la résistance caractéristique du béton $f_{ck} = f_{cm} - 8$ MPa.

² La relation de contrainte d'adhérence-glisement n'étant pas explicitement donnée dans l'EC2, elle sera notée τ dans la suite de cette partie.

La variation du glissement sur la longueur d'ancrage est caractérisée par la différence de déformations entre l'acier et le béton. Cette variation s'écrit sous la forme :

$$\frac{ds}{dx} = \varepsilon_s - \varepsilon_c, \quad (7)$$

avec ε_s et ε_c les déformations de l'acier et du béton, respectivement. Compte tenu de l'équilibre de l'éprouvette, la relation entre la variation du glissement et la contrainte d'adhérence peut être établie. Cette variation s'exprime par la relation :

$$\frac{d^2S}{dx^2} = \pi \cdot \Phi \left[\frac{1}{A_s E_s} + \frac{1}{A_c E_c} \right] \tau(s), \quad (8)$$

avec E_s et E_c les modules d'élasticité de l'acier et du béton, respectivement ; A_s correspond à la section de la barre d'acier et A_c à la section de l'éprouvette en béton.

La résolution de l'équation (8) par une méthode numérique Runge-Kutta, permet d'obtenir la variation du glissement entre l'extrémité libre et l'extrémité chargée, et la contrainte dans le renfort. L'expression de la force s'obtient, elle, par la relation suivante :

$$F = \sqrt{2 \cdot E_s \cdot A_s \cdot \pi \cdot \Phi \int_{\Delta_f}^{\Delta_e} \tau(s) ds}, \quad (9)$$

où Δ_e et Δ_f correspondent respectivement au déplacement de l'extrémité chargée et de l'extrémité libre.

3.2.2.2 Optimisation des paramètres de la loi τ - s

Afin de trouver les paramètres de la loi τ - s , permettant d'ajuster la courbe expérimentale force-glissement, un algorithme d'optimisation a été développé [15]. L'algorithme vise à atteindre les valeurs théoriques de la Figure 25, qui minimisent l'écart entre les forces mesurées expérimentalement et les forces évaluées numériquement. Le critère d'optimisation s'écrit sous la forme :

$$f(\alpha, \tau_{\max}, s_1, s_3) = \sum_{i=1}^{N_{\max}} \left(F_{\text{exp}} - F_{\text{num}}(\alpha, \tau_{\max}, s_1, s_3) \right)^2 \rightarrow \min, \quad (10)$$

avec N_{\max} le nombre de points enregistrés au cours de l'essai d'arrachement.

Les résultats de l'analyse inverse sont représentés sur les Figure 26 et Figure 27. Au regard des résultats, nous pouvons constater que :

- Il n'y a pas de différence notable entre les bétons à granulats naturels et ceux à granulats recyclés ;
- La relation proposée par le CEB minimise systématiquement les valeurs obtenues pour toutes les séries de bétons : la relation proposée par cette norme offre une marge de sécurité importante et **ne nécessite pas de modification particulière pour l'application à des bétons à base de granulats recyclés.**

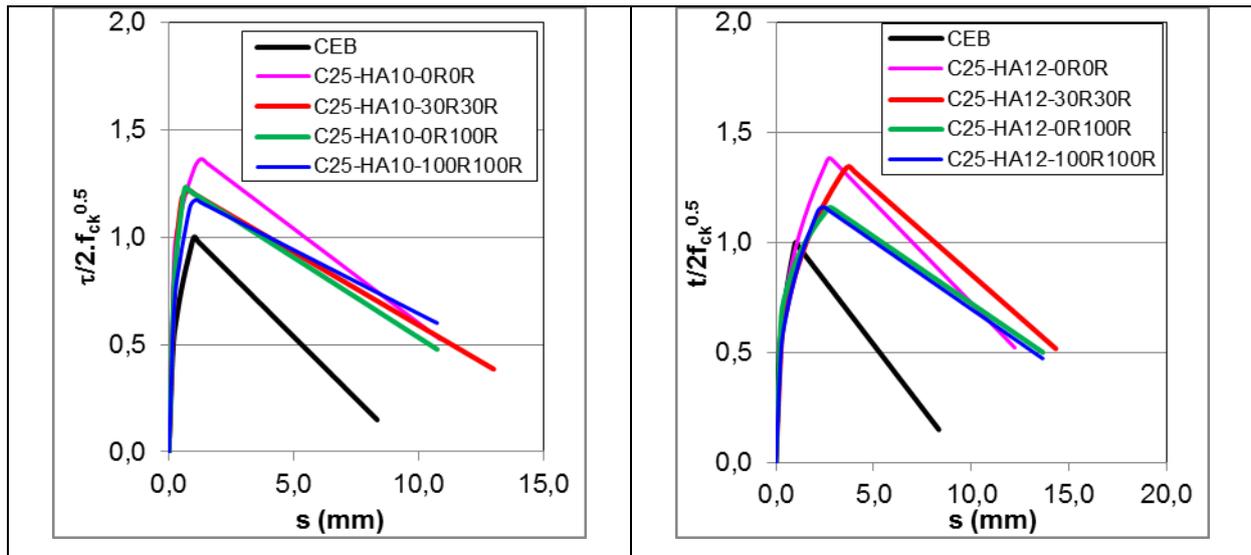


Figure 26 – Relations τ -s pour la série C25/30 : (a) HA10 5 Φ , (b) HA12 5 Φ .

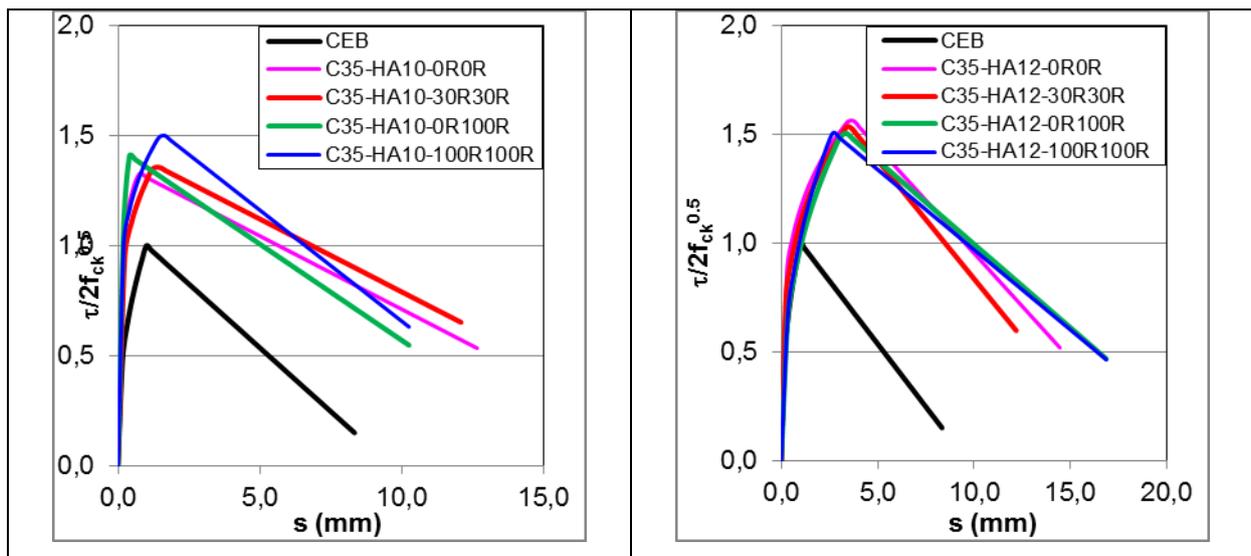


Figure 27 – Relations τ -s pour la série C35/45 : (a) HA10 5 Φ , (b) HA12 5 Φ .

3.2.2.3 Longueur d'ancrage de référence

La longueur d'ancrage de référence, notée $l_{b,rqd}$, nécessaire pour ancrer l'effort $A_s \cdot \sigma_{sd}$ est fonction de la contrainte d'adhérence, et s'exprime à l'aide de la relation proposée par l'EC2 partie 8.3.4 [1] :

$$l_{b,rqd} = \frac{\Phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}}, \quad (11)$$

avec σ_{sd} la contrainte de calcul de la barre dans la section à partir de laquelle on mesure l'ancrage. La longueur d'ancrage de calcul $l_{b,min}$ est la longueur d'ancrage minimale en l'absence de toute autre limitation. Pour les barres tendues :

$$l_{b,min} > \max(0,3 \cdot l_{b,rqd} ; 10\Phi ; 100 \text{ mm}). \quad (12)$$

Les longueurs d'ancrage permettant de plastifier les barres d'acier ($f_y = 500$ MPa) ont été calculées numériquement. En effet, après avoir déterminé les paramètres de la loi τ - s pour chaque formulation, la valeur de la longueur ancrée dans le béton a été augmentée numériquement jusqu'à l'obtention d'une contrainte dans l'acier égale à la limite élastique au niveau de l'extrémité chargée.

Le tableau suivant (Tableau 9) donne les longueurs d'ancrage obtenues numériquement, $l_{b,num}$, les longueurs conventionnelles de référence et la longueur minimale, $l_{b,min}$, calculée par l'EC2, cf. équation (12). Toutes les longueurs sont exprimées en mm.

Tableau 9 – Longueurs d'ancrage calculées.

	C25-0R-0R		C25-30R-30R		C25-0R-100R		C25-100R-100R	
	$l_{b,num}/\Phi$	$l_{b,min}/\Phi$	$l_{b,num}/\Phi$	$l_{b,min}/\Phi$	$l_{b,num}/\Phi$	$l_{b,min}/\Phi$	$l_{b,num}/\Phi$	$l_{b,min}/\Phi$
HA10	8,5	18,5	9,5	18,5	9,6	18,5	10	18,5
HA12	8,8	18,5	9,5	18,5	10,4	18,5	10,6	18,5
	C35-0R-0R		C35-30R-30R		C35-0R-100R		C35-100R-100R	
	$l_{b,num}/\Phi$	$l_{b,min}/\Phi$	$l_{b,num}/\Phi$	$l_{b,min}/\Phi$	$l_{b,num}/\Phi$	$l_{b,min}/\Phi$	$l_{b,num}/\Phi$	$l_{b,min}/\Phi$
HA10	8,8	13,9	8,6	13,9	8,4	13,9	8	15,5
HA12	8	13,9	7,9	13,9	7,8	13,9	8	15,5

4 Comportement mécanique d'arrachement : essai du tirant

4.1 Protocole expérimental

L'étude de l'essai sur tirants (tie-test) permet de caractériser la fissuration des éléments en béton armé. Cet essai donne des informations sur l'espacement entre deux fissures S_r et sur leur ouverture w_k . Il consiste en l'application d'une charge de traction croissante sur une barre d'armature ancrée dans une éprouvette en béton.

Afin de caractériser de caractériser ces phénomènes, des essais ont été réalisés sur des éprouvettes prismatique 10x10x40 cm (cf. Figure 28) pour deux diamètres de barre : HA10 et HA12, respectivement.

Pour chaque formulation de béton, 2 configurations ont donc été testées ; pour chaque configuration, trois éprouvettes ont été fabriquées. Le nombre de tirants confectionnés est rappelé dans le tableau suivant.

Tableau 10 – Nombre de tirants par formulation

Diamètre des barres HA (mm)	$\Phi = 10$ mm	$\Phi = 12$ mm
Nombre d'éprouvettes par formulation	3	3

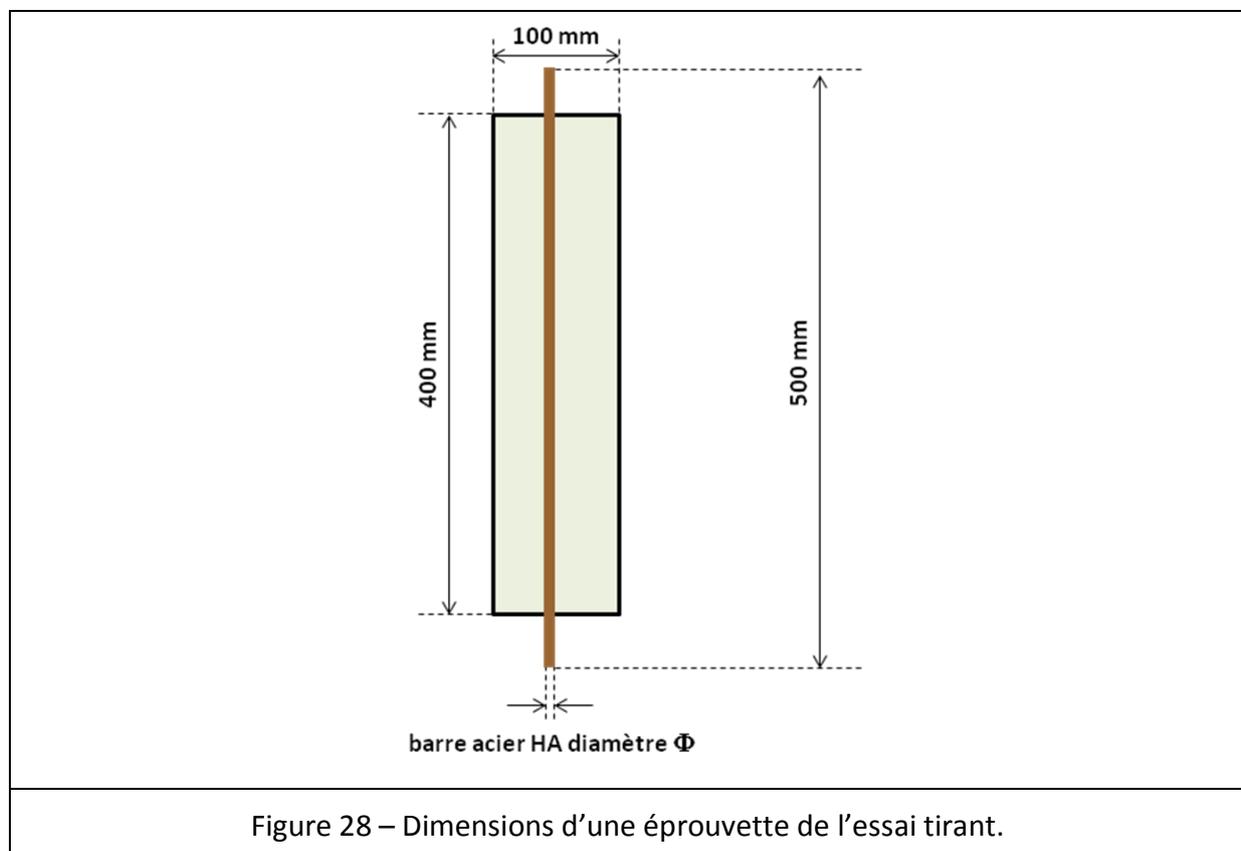


Figure 28 – Dimensions d'une éprouvette de l'essai tirant.

4.1.1 Préparation des éprouvettes

Les tirants sont préparés à l'aide de moules prismatiques 10x10x40 cm, avec une barre d'acier noyée en leur centre. Pour chaque configuration testée, un tirant parmi les 3 éprouvettes est instrumenté avec 3 jauges de déformation sur l'armature, disposées selon le schéma de la Figure 29 ; de plus, à l'état durci, trois jauges béton sont superposées au niveau des jauges acier.

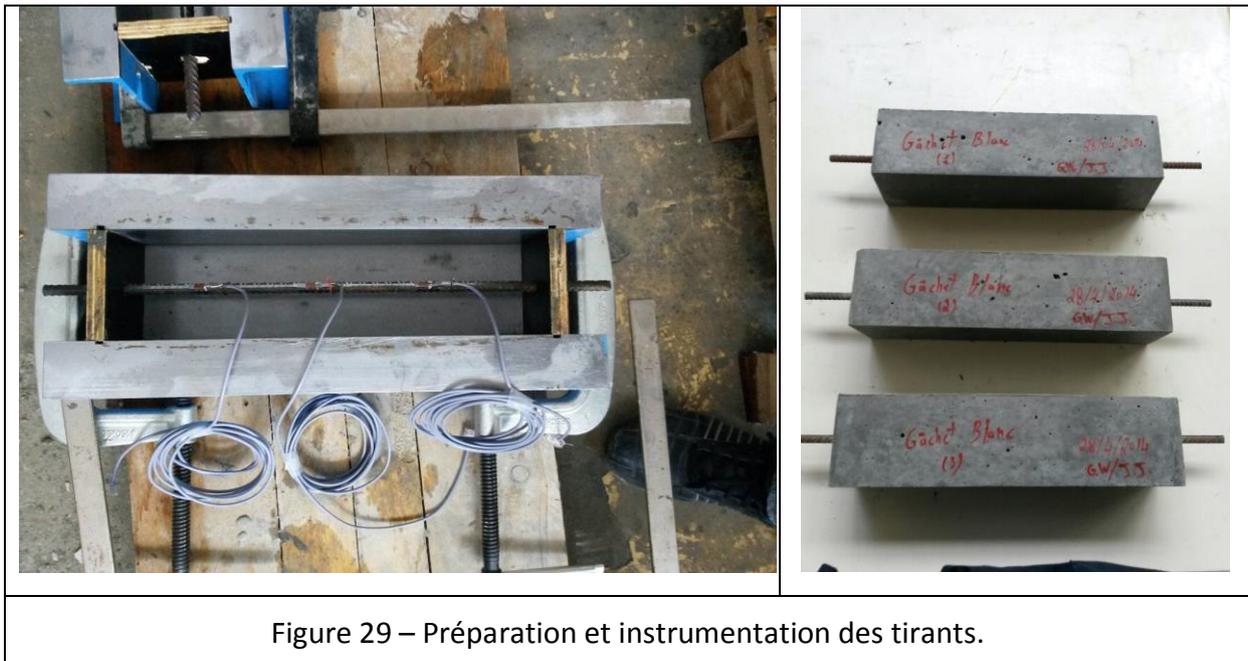


Figure 29 – Préparation et instrumentation des tirants.

Pour chaque gâchée, le béton est mis en place dans les 6 moules (cf. Figure 29). Le béton est mis en place à l'aiguille vibrante pendant 10 s. Après 24 h, les éprouvettes sont démoulées et conservées dans des bacs d'eau à température ambiante pendant 28 jours, jusqu'à l'échéance des essais.

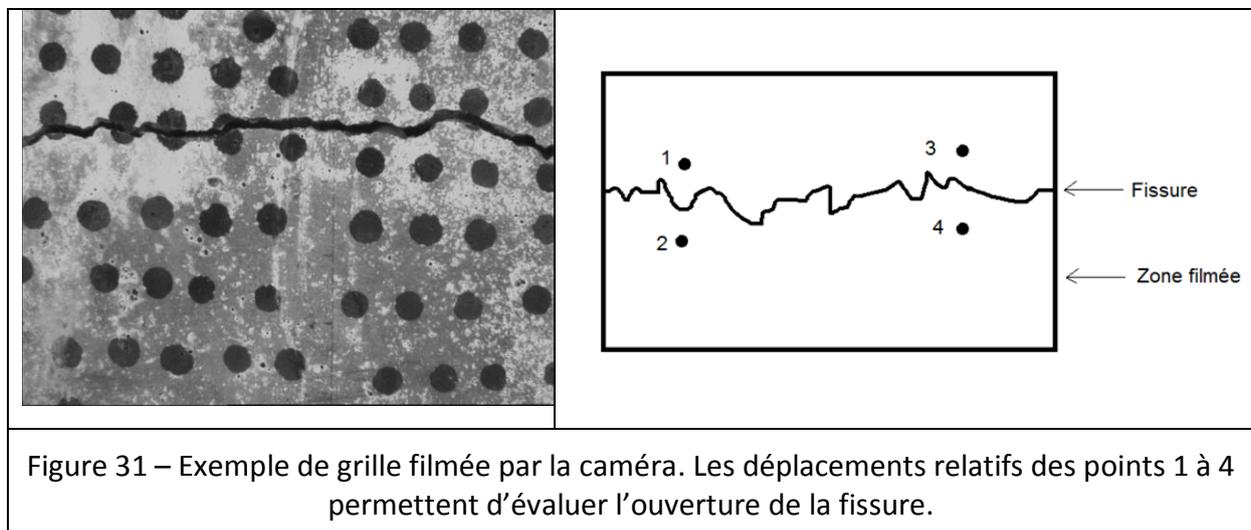
4.1.2 Dispositif expérimental de l'essai sur tirants

La mise en œuvre des essais sur tirants a été réalisée conformément au processus décrit Figure 30 :

- La presse Perrier, pilotée par système 3R, qui effectue la traction sur la barre d'acier est pilotée par un ordinateur à l'aide d'un capteur LVDT qui mesure le déplacement de la tête mobile. L'ordinateur enregistre le déplacement de la partie mobile de la presse et la force appliquée ainsi que le temps. L'essai est piloté en effort jusqu'à la plastification de l'acier, puis en déplacement jusqu'à la rupture.
- En ce qui concerne les tirants instrumentés, 3 jauges bétons et 3 jauges aciers sont connectés à un scanner (VISHAY 7000) qui enregistre leurs déformations en fonction

du temps. Les jauges bétons sont placées en surface du béton aux mêmes positions que les jauges aciers.

- Un système d'acquisition d'images, piloté par le logiciel DEFTAC, est utilisé pour déterminer l'ouverture des fissures au cours du temps, en mesurant les déplacements de tâches de part et d'autre de la fissure (cf. Figure 31).



4.2 Résultats et discussions

4.2.1 Étude théorique de l'essai sur tirants (tie-test)

Les tirants en béton sont des éprouvettes de section prismatique dans lesquelles on a noyé une barre d'acier. On applique ensuite un effort de traction aux deux extrémités de la barre. Cet effort est en partie transmis au béton par l'intermédiaire de la liaison acier-béton.

Lorsque la contrainte normale dans le béton atteint la résistance à la traction du béton f_{ctm} , une fissure apparaît dans la section où la résistance à la rupture est la plus faible, ce qui produit une décharge immédiate du béton à proximité de la fissure. À cause de cette discontinuité, les contraintes normales sont relaxées dans le béton qui est encore en contact autour de la barre. Ensuite, lorsque la résistance maximale est atteinte dans une autre section, une deuxième fissure apparaît, séparée de la première, d'une distance au moins égale à une longueur critique appelée « longueur de transfert », notée L_t . La distance entre deux fissures est appelée « espacement des fissures » et noté S_r , d'après l'EC2.

Enfin, si l'on continue à charger le tirant, des fissures diverses vont se créer, jusqu'à ce que la force appliquée ne soit plus capable d'endommager le béton.

L'objectif principal de l'essai sur tirants est d'étudier les caractéristiques spécifiques de la fissuration dans le béton armé produite par la présence des barres d'acier, à savoir :

- la distribution des fissures (nombre, espacement, etc.) ;
- le réseau de fissuration ;
- l'ouverture des fissures dans le corps du béton.

4.2.1.1 Comportement global du tirant

L'étude du comportement global d'un tirant se base sur l'évolution de l'allongement de l'ensemble du tirant en fonction de l'effort normal de traction F . Cette évolution peut se décomposer en trois phases caractéristiques comme l'illustre la Figure 32

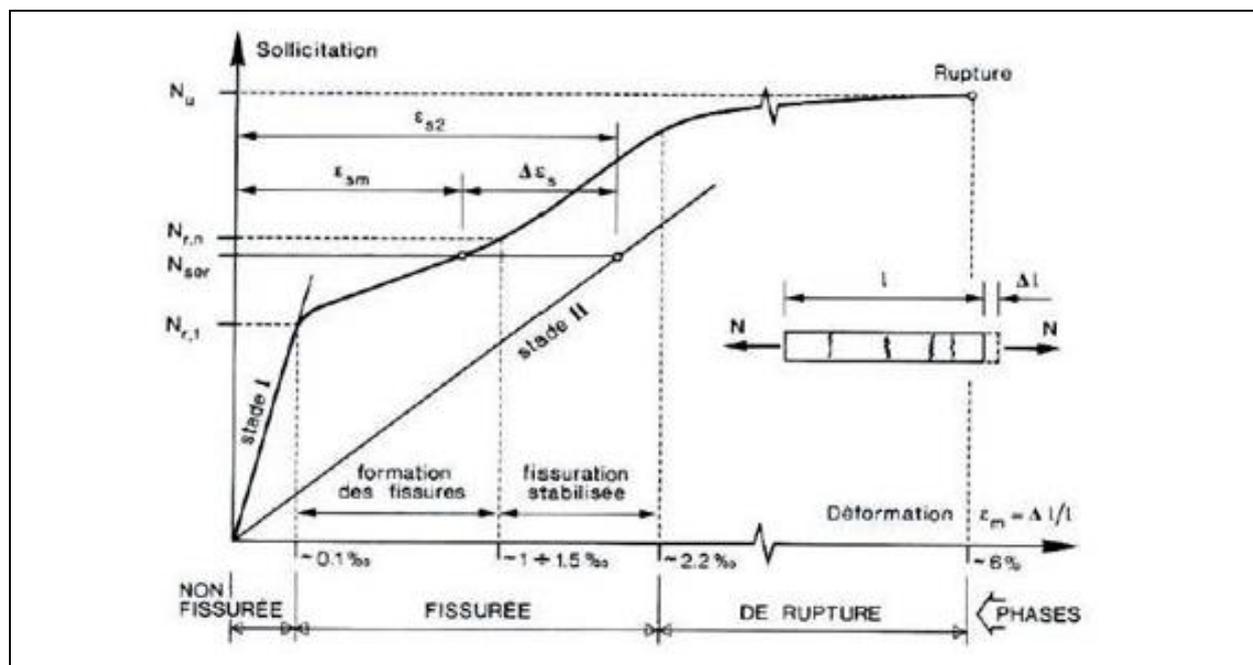


Figure 32 – Courbe force-déplacement d'un tirant en béton armé, d'après [16]. Sur la figure l'effort normal de traction est noté N.

Les différentes phases du comportement sont les suivantes :

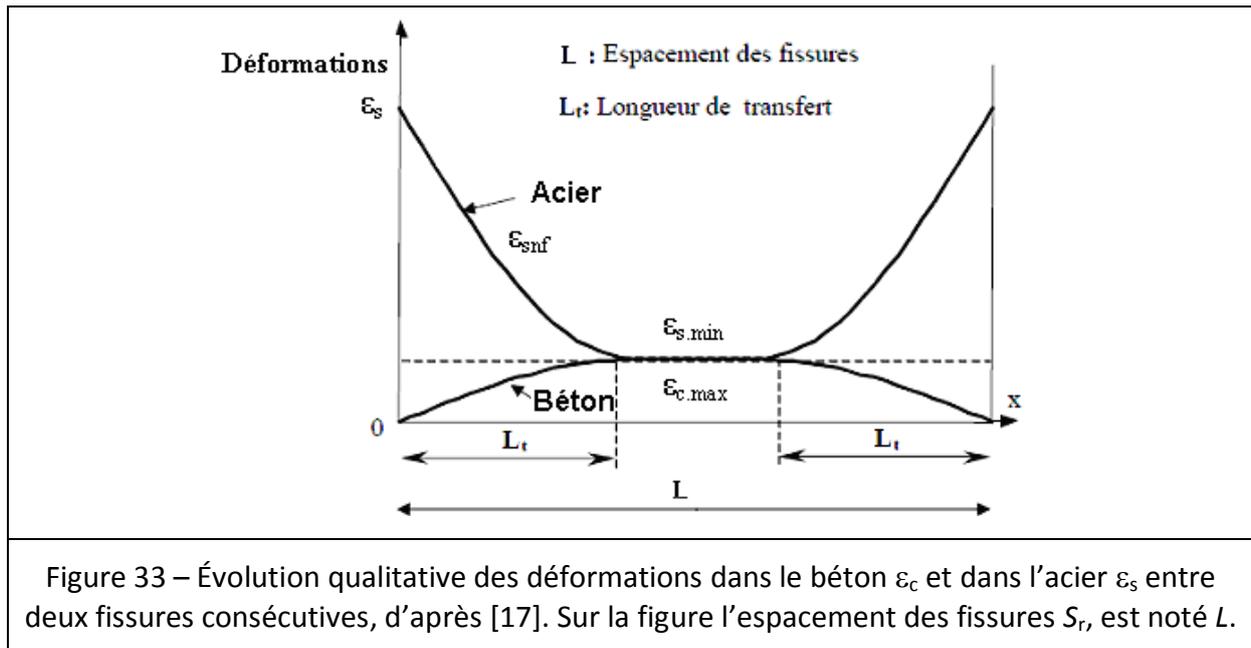
- **Phase « non fissurée »** : le comportement est élastique linéaire tant que les contraintes de traction dans le béton restent inférieures à f_{ctm} . Cette phase est appelée stade I sur la Figure 32.
- **Phase « fissurée »** : si la résistance à la traction est dépassée, on assiste à l'apparition de la première fissure au niveau de la section le plus faible.
- **Phase « de rupture »** : dès que l'effort normal, dépasse la limite d'élasticité de l'acier utilisé f_y , le comportement redevient non linéaire et la rupture se produit lorsque la déformation atteint une valeur approximative comprise entre 6 et 8‰, après plastification de l'armature.

La transition entre les différentes phases se produit pour des allongements relatifs moyens dépendant du type et du pourcentage d'armatures.

4.2.1.2 Comportement local au voisinage d'une fissure

La Figure 33 représente l'évolution de la déformation de l'acier par rapport à celle du béton entre deux fissures. L sur cette figure représente l'espacement entre deux fissures tandis que L_t est appelée la longueur de transfert. Cette longueur caractérise la distance entre la fissure et la section au-delà de laquelle la déformation du béton devient constante. Si l'effort de traction est augmenté, alors une nouvelle fissure apparaît dans la zone au-delà de la longueur de transfert, où la déformation du béton est la plus grande et donc susceptible d'atteindre sa valeur limite en traction.

Dans la zone située sur la longueur L_t depuis l'extrémité du tirant, considérée comme une fissure, l'acier reprend la majeure partie de l'effort et se déforme de manière maximale ε_s . En s'éloignant du bord du tirant, le béton tend à relaxer l'acier. A la longueur L_t , les deux déformations deviennent égales traduisant une adhérence totale ($\varepsilon_{s,min} = \varepsilon_{c,max}$).



La relation théorique de la longueur de transfert est donnée par l'équation suivante [16] :

$$L_t = \frac{2}{1-b} \left[\frac{(1+b)\Phi \frac{E_s}{E_b} (f_{ct,ef} / \rho_{ef})^{1-b}}{8a_1 f_{cm}^{a_2}} \right]^{\frac{1}{1+b}}, \quad (13)$$

où :

- f_{cm} et $f_{ct,ef}$ sont respectivement la résistance moyenne à la compression sur cylindre et la résistance effective à la traction du béton ;
- Φ et ρ_{ef} sont respectivement le diamètre et le ratio de la section d'acier sur la section de béton ;
- a_1 , a_2 et b sont des coefficients ; dans le cas des sollicitations statiques de courte durée les valeurs proposées pour ces coefficients sont $a_1 = 0,22$, $a_2 = 1,0$ et $b = 0,21$.

4.2.1.3 Ouverture des fissures

L'ouverture des fissures est l'un des paramètres les plus importants, énoncé par l'Eurocode 2 (partie 7.3.4). L'ouverture moyenne de fissures, noté w_k , correspond au produit de la distance moyenne entre deux fissures et de la déformation relative moyenne entre l'acier et le béton. Elle est donnée par la relation suivante :

$$w_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (14)$$

où :

- $S_{r,max}$ est l'espacement maximal des fissures ;
- ε_{sm} est la déformation moyenne de l'armature ;

- ε_{cm} est la déformation moyenne du béton entre les fissures.

La différence $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ peut être calculée au moyen de l'expression :

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (15)$$

avec :

σ_s la contrainte dans les armatures de béton armé tendues ;

α_e le rapport E_s / E_{cm} ;

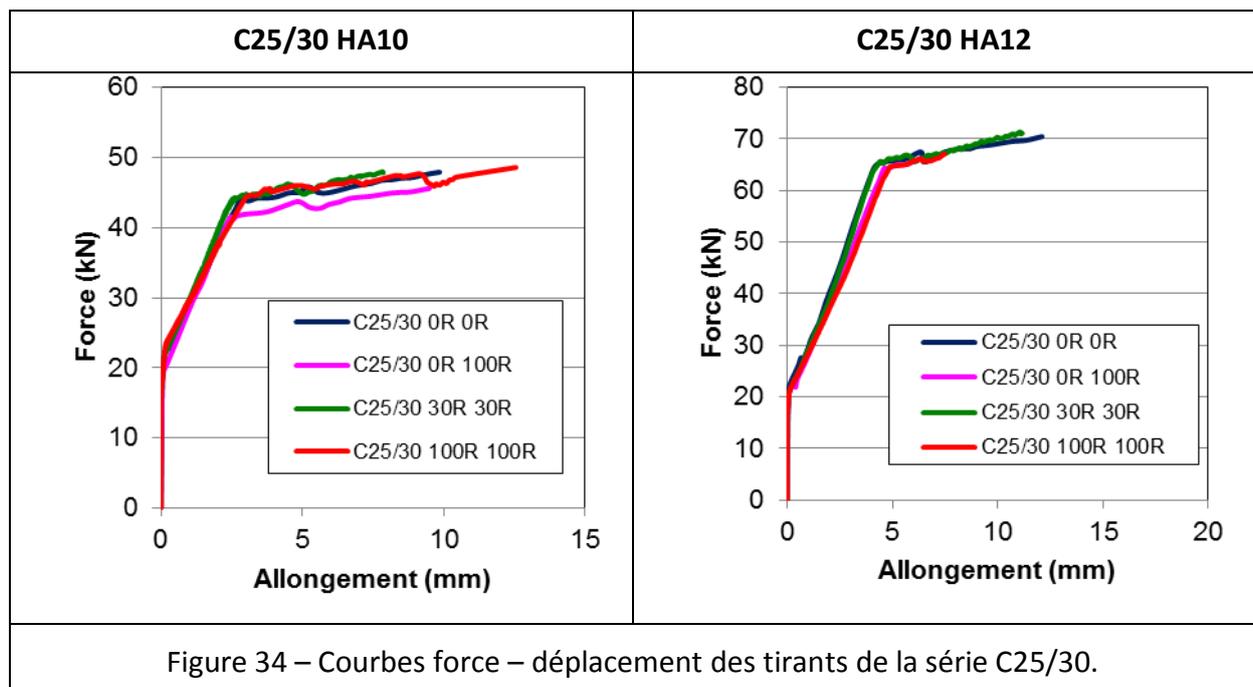
$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}$, avec $A_{c,eff}$ l'aire de la section effective de béton autour des armatures tendues

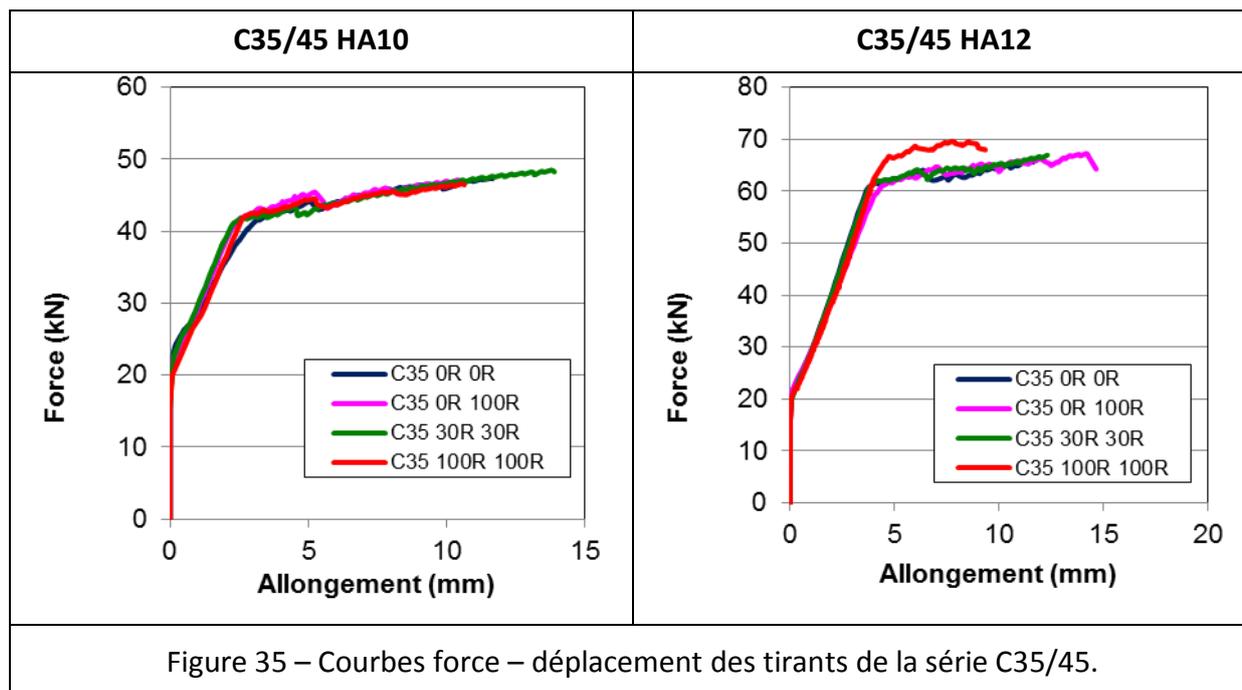
k_t le facteur dépendant de la durée de la charge ; ici $k_t = 0,6$.

4.2.2 Résultats Expérimentaux

4.2.2.1 Comportement mécanique global

Les Figure 34 et Figure 35 représentent l'évolution de l'effort de traction appliqué à la barre en fonction de l'allongement pour les différentes configurations testées. Les courbes montrent que les tirants se comportent de manière identique quel que soit la classe du béton et le diamètre de la barre. Toutes les courbes des essais sur tirants présentent les trois phases du comportement, mentionnées au paragraphe 4.2.1.1.





4.2.2.2 Formation des fissures

À la fin de chaque essai de traction, chaque face de l'éprouvette testée a été repérée, puis photographiée : (i) une face avant, (ii) une face arrière et (iii) une par face latérale.

Les photographies des fissures caractéristiques apparaissant sont présentées sur la Figure 36 pour les formulations C25-0R-0R, C25-0R-100R et sur la Figure 37 pour les formulations C35-0R-0R, C35-100R-100R.

L'analyse de l'ensemble des photographies des tirants (Figure 36 et Figure 37) montre que :

- La première fissure apparait perpendiculairement à l'axe de l'éprouvette correspondant à la direction du chargement. Cette fissure transversale primaire est visible sur tous les tirants ;
- À partir de charges assez élevées, proches de la plastification des armatures, d'autres fissures parallèles à la première se forment près des extrémités. Ces fissures ont été observées en particulier pour les tirants de la série C35/45. **Le nombre de fissures est d'autant plus important que le taux de substitution est élevé.** Ces observations ont été quantifiées et les résultats représentés à la Figure 38.
- Des fissures longitudinales parallèles à l'armature peuvent se développer à partir de la fissure transversale primaire déjà existante. Ce réseau secondaire est dû à l'éclatement du béton autour de l'armature par confinement, lorsque l'enrobage n'est pas suffisant pour résister aux contraintes locales élevées.

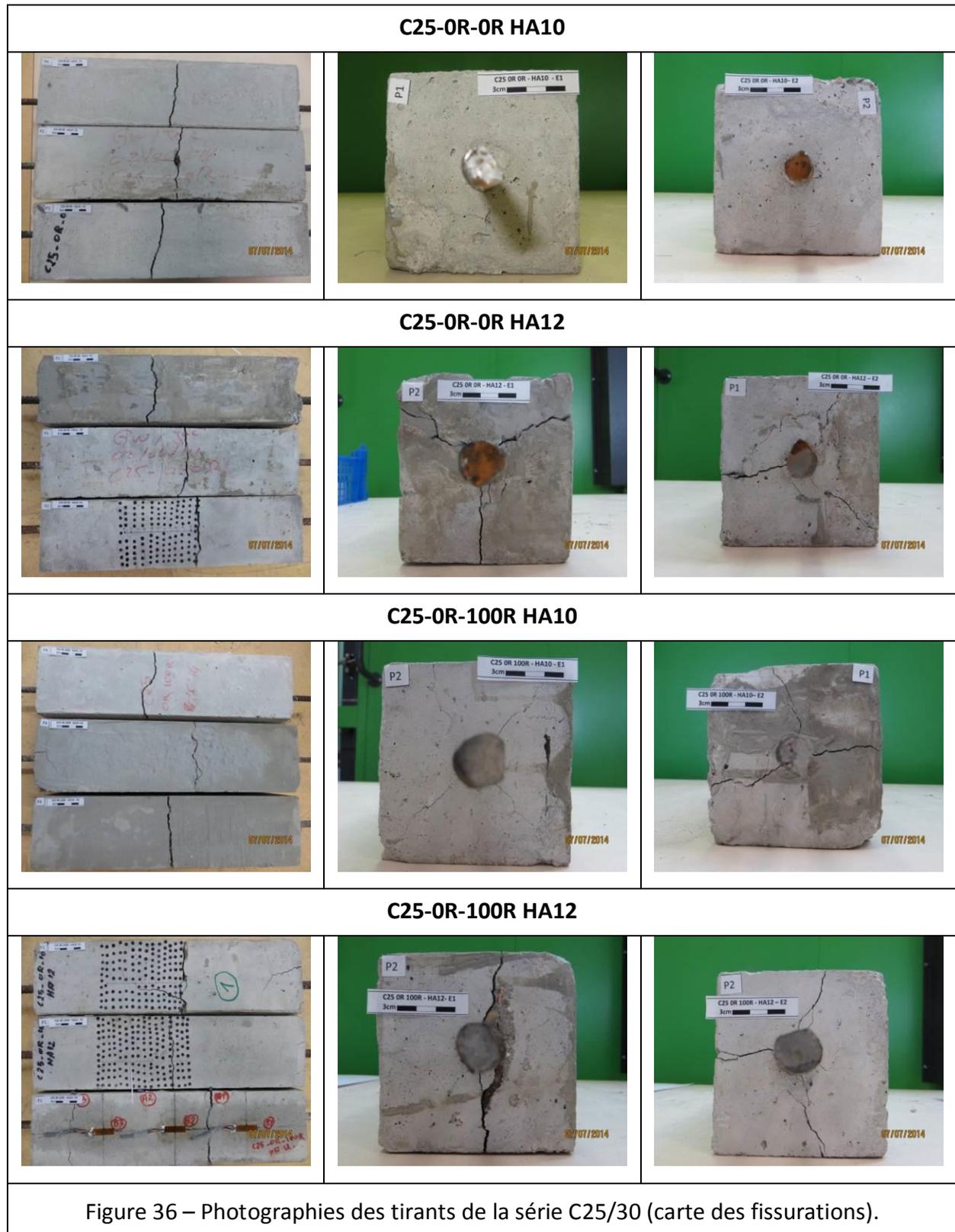
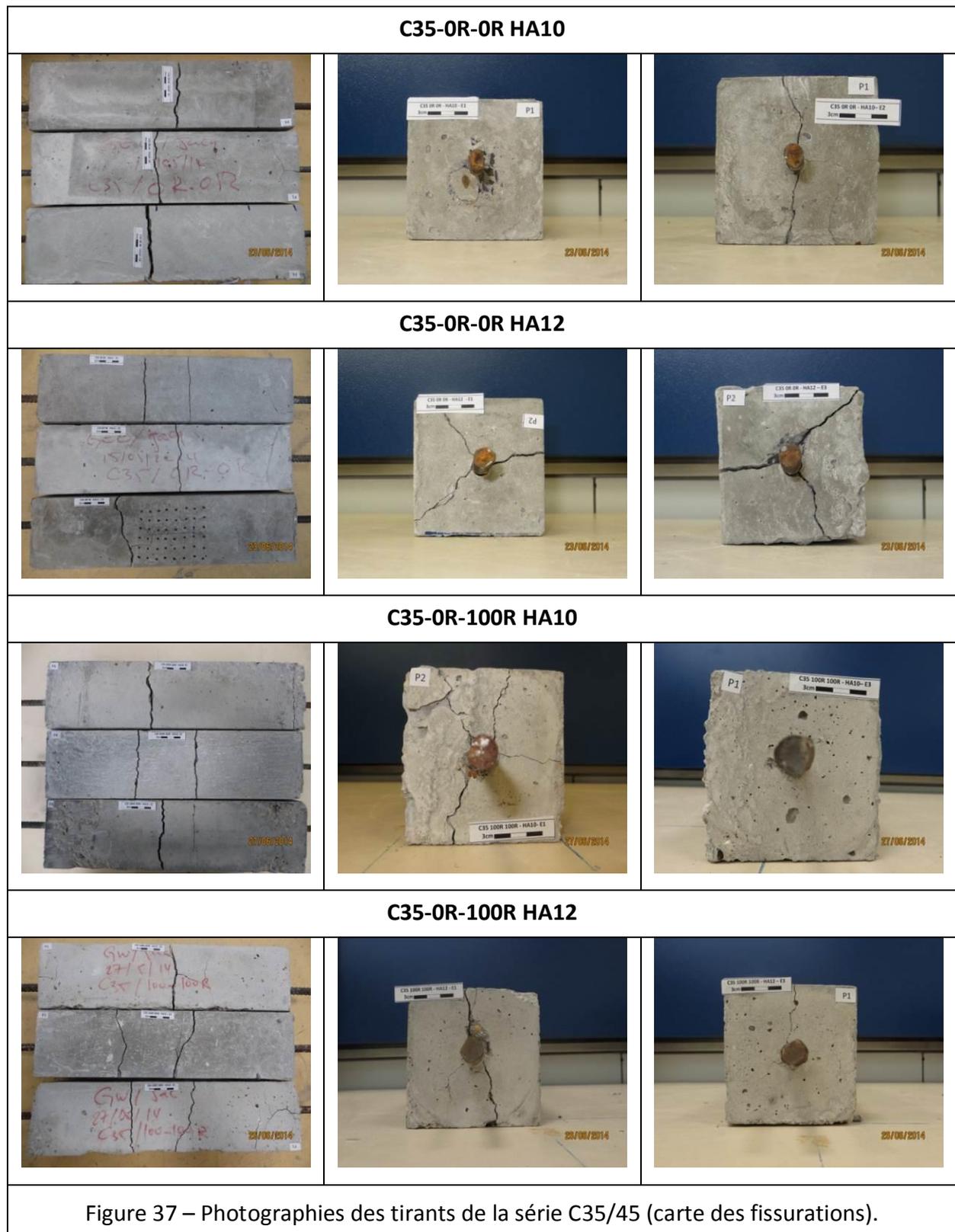


Figure 36 – Photographies des tirants de la série C25/30 (carte des fissurations).



La Figure 38 représente le nombre moyen de fissures en fonction en fonction des taux de substitution des séries C25/30 et C35/45. Il est à noter que les extrémités du tirant sont considérées comme des fissures, car les contraintes dans le béton sont nulles à ces endroits-là. On constate que :

- Pour la série C25/30, l'introduction de granulats recyclés n'a pas d'effet majeur sur le nombre de fissures.
- Pour la série C35/45, le nombre moyen de fissures augmente avec le taux de substitution des bétons.

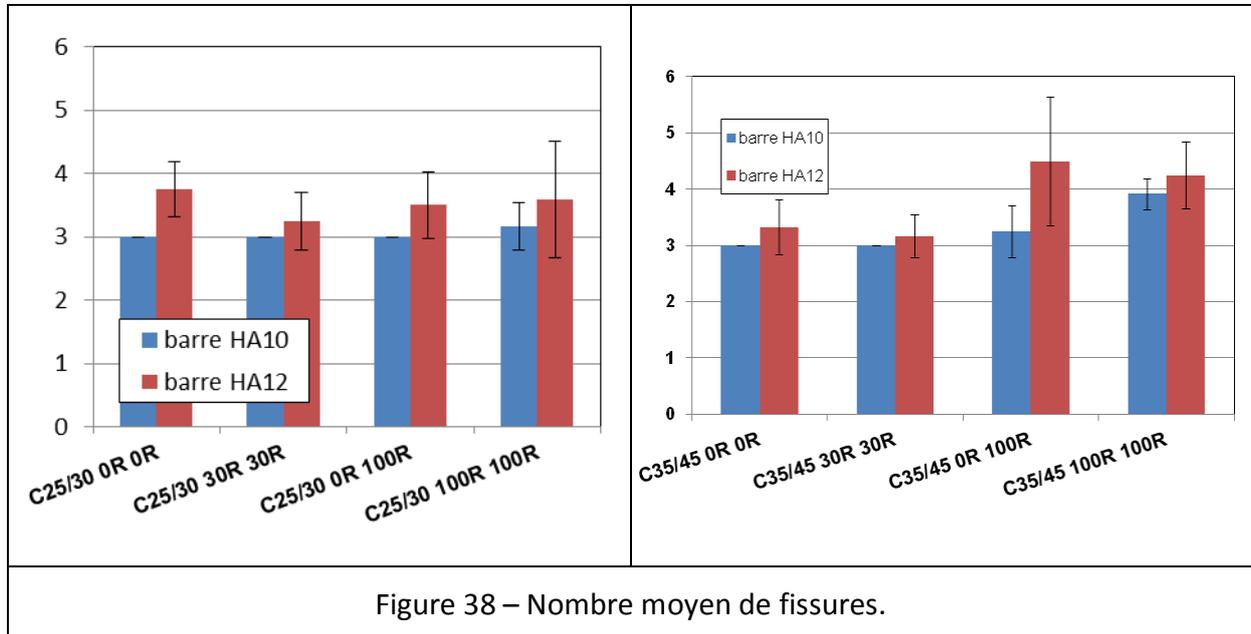


Figure 38 – Nombre moyen de fissures.

La Figure 39 montre l'évolution de l'espacement moyen des fissures en fonction des taux de substitution des séries C25/30 et C35/45. L'espacement moyen est évidemment inversement proportionnel aux nombres de fissures. Les observations sont donc analogues à celles faites précédemment.

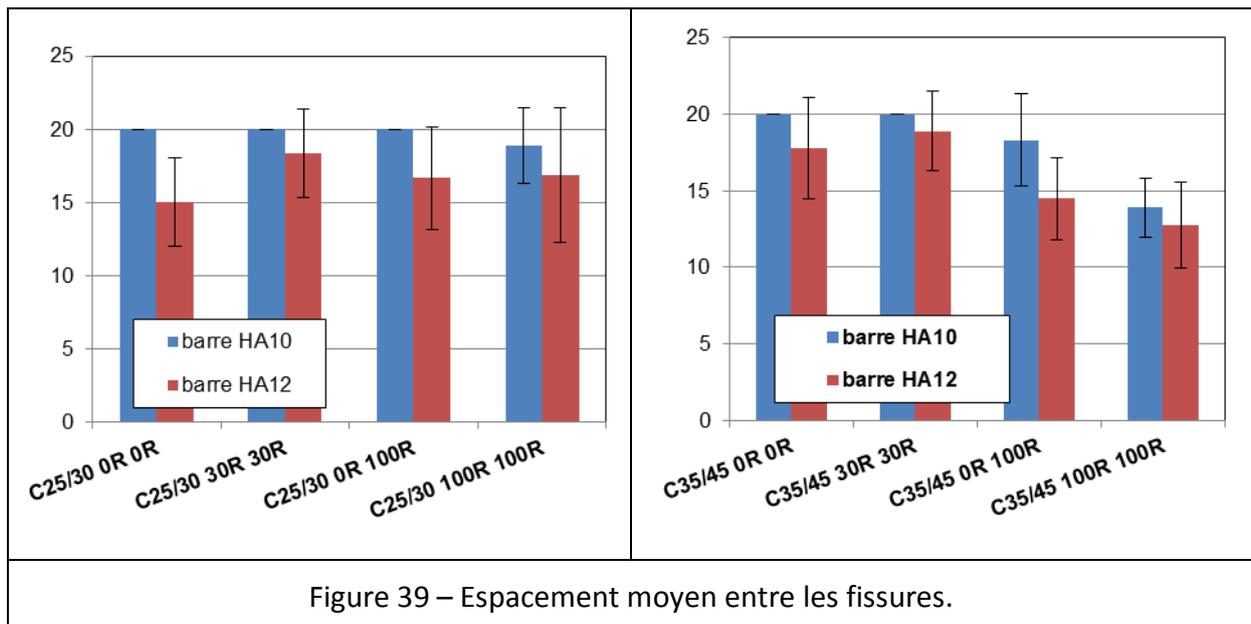


Figure 39 – Espacement moyen entre les fissures.

4.2.2.3 Evolution de l'ouverture des fissures

Les Figure 40 et Figure 41 représentent l'ouverture des fissures des tirants en fonction de la force appliquée. L'ouverture des fissures est mesurée par la méthode décrite dans le paragraphe 4.1.2 (cf. Figure 31). Les résultats montrent que la substitution des granulats naturels par des recyclés ne modifie pas le comportement à la fissuration des différentes configurations étudiées. Puisque le calcul de l'ouverture donné par l'Eurocode 2 (cf. paragraphe 4.2.1.3) s'applique aux bétons de granulats naturels, on peut en déduire qu'il est possible de l'utiliser pour estimer l'ouverture des fissures des bétons à granulats recyclés.

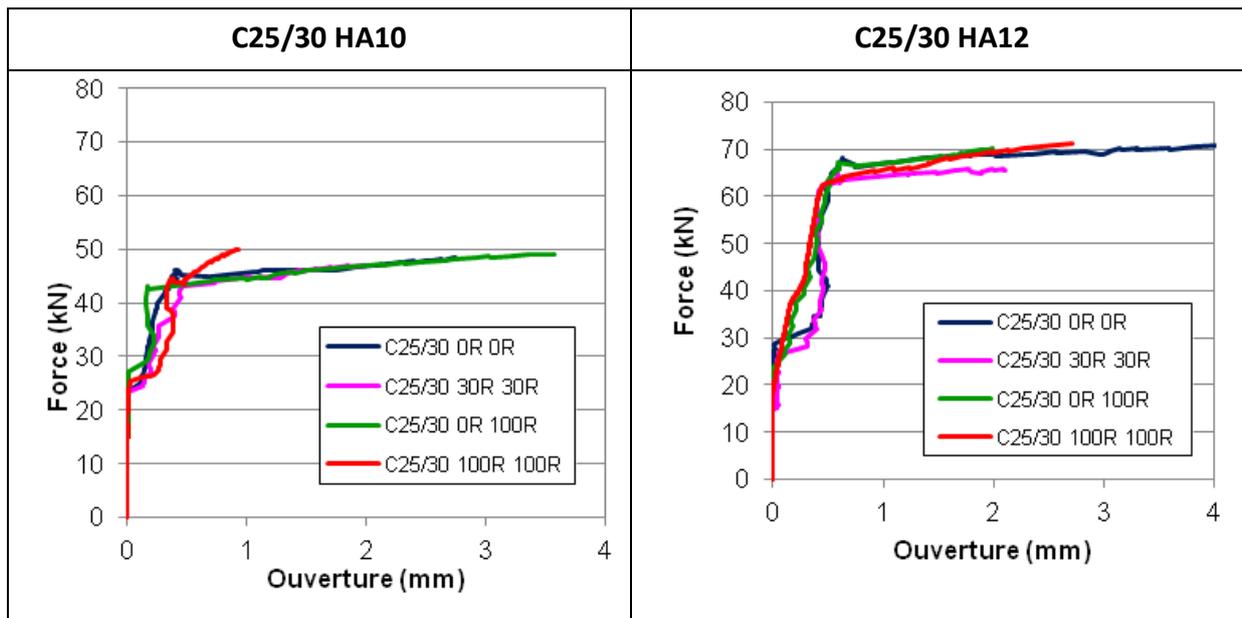


Figure 40 – Courbes force – ouverture des fissures des tirants de la série C25/30.

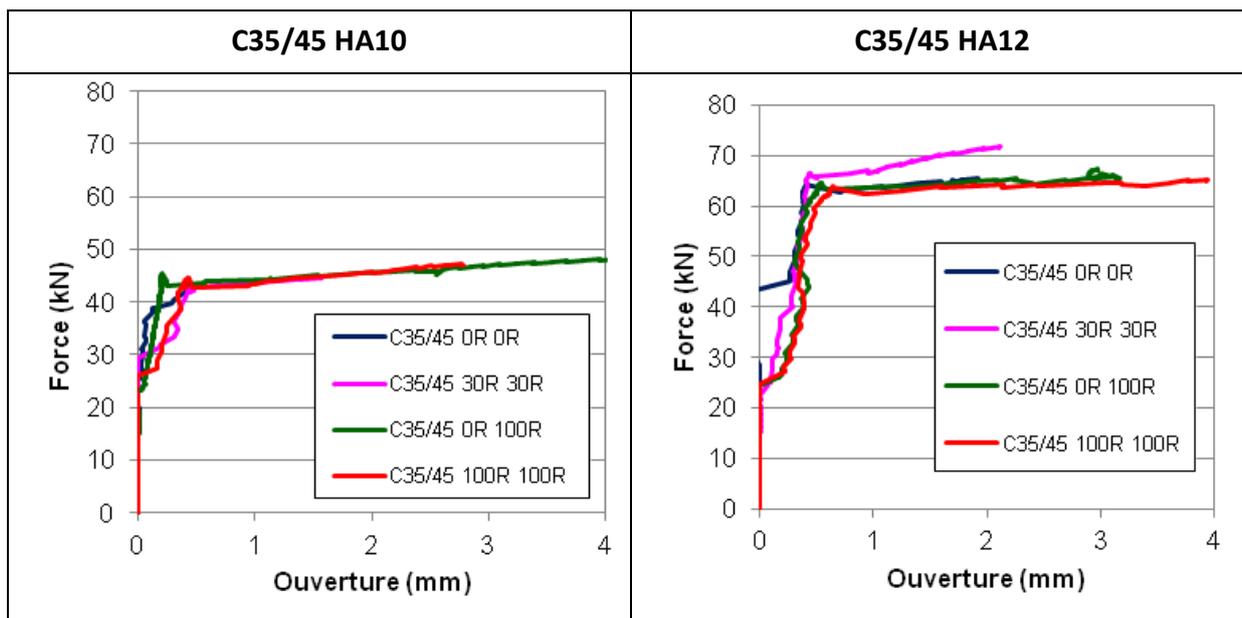


Figure 41 – Courbes force – ouverture des fissures des tirants de la série C35/45.

5 Essai de flexion sur poutres

Les essais de flexion 4 points sont réalisés sur des poutres 20x30x300 cm. L'objectif de ces résultats est de valider ceux obtenus à l'échelle des petits éléments structuraux (essais tirants). En effet, les essais sur tirants ne permettent pas de tenir compte des couplages traction-compression ou traction-flexion, contrairement aux poutres. Pour cela, deux poutres de la série C25/30 et deux de la série C35/45 ont été préparées (cf.

Tableau 3).

5.1 Protocole expérimental

5.1.1 Préparation des poutres

Le ferrailage est identique pour les quatre poutres et a été conçu de manière à assurer la rupture par la plastification de l'acier (rupture en pivot A). Le ferrailage des poutres, présenté à la Figure 42 est constitué comme suit :

- Le ferrailage principal est constitué de 2 barres HA12 ;
- Deux barres de construction HA8 ont été mises en place pour le montage des cadres ;
- Les cadres, eux, sont des armatures HA8 espacés de 15 cm, afin d'éviter la rupture à l'effort tranchant.

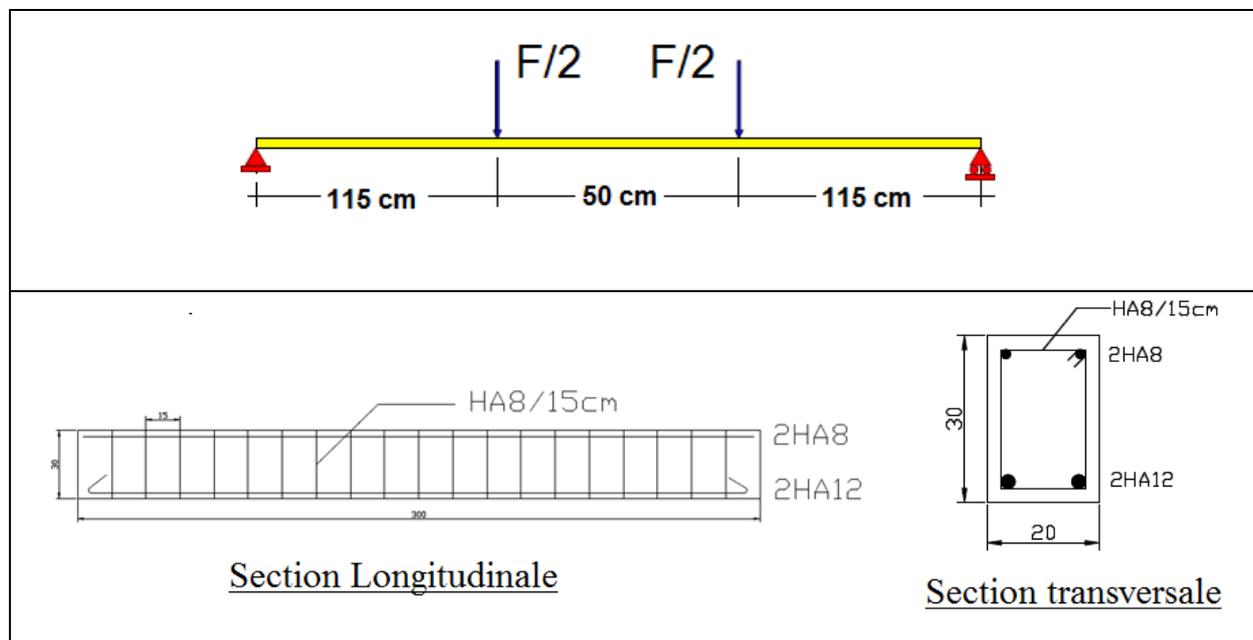




Figure 42 – Ferrailage des poutres.

Afin de suivre les déformations de l'acier, une des barres principales a été instrumentée avec deux jauges acier. Le schéma suivant (cf. Figure 43) illustre la position des deux jauges par rapport au milieu de la poutre. A l'état durci, deux jauges bétons ont été collées sur chaque face, au milieu de la poutre sur les fibres supérieures en compression, afin de mesurer leurs déformations.

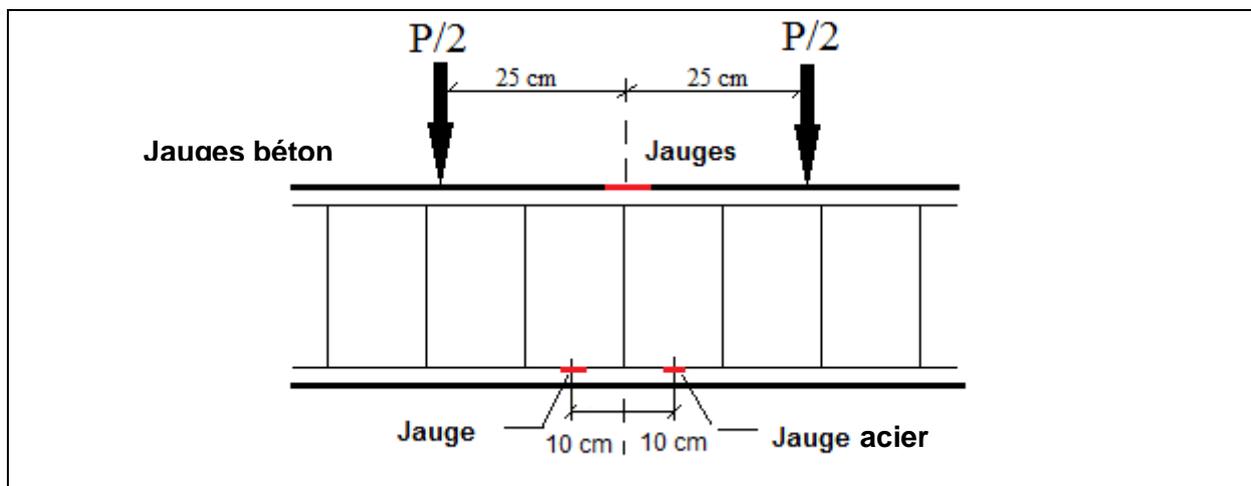


Figure 43 – Positionnement des jauges acier et béton. [ref]

5.1.2 Dispositif expérimental de l'essai de flexion 4 points

Le protocole adopté pour les essais de flexion est similaire à celui des tirants :

- Le banc de flexion (presse 3R - 300 kN) est piloté par un ordinateur à l'aide d'un capteur LVDT qui mesure la flèche de la poutre (cf. Figure 44) ;
- Le banc de flexion est piloté avec une vitesse de déplacement constante (0,06 mm/s) ;

- Les déformations des jauges sont enregistrées à l'aide d'un scanner (VISHAY 7000) ;
- La camera associée au logiciel DEFTAC (voir partie 3.1.2.2), mesure les déplacements d'un ensemble de tâches situées sur l'autre face de la poutre (cf. Figure 44). Elle permet de mesurer l'ouverture horizontale des fissures (en fonction du temps) ainsi que la déflexion de la poutre.
- Les poutres ont été préalablement peintes en blanc et une grille (10 cm x 10 cm) a été dessinée afin de faciliter le relevé de la carte de fissuration de la poutre une fois cassée.

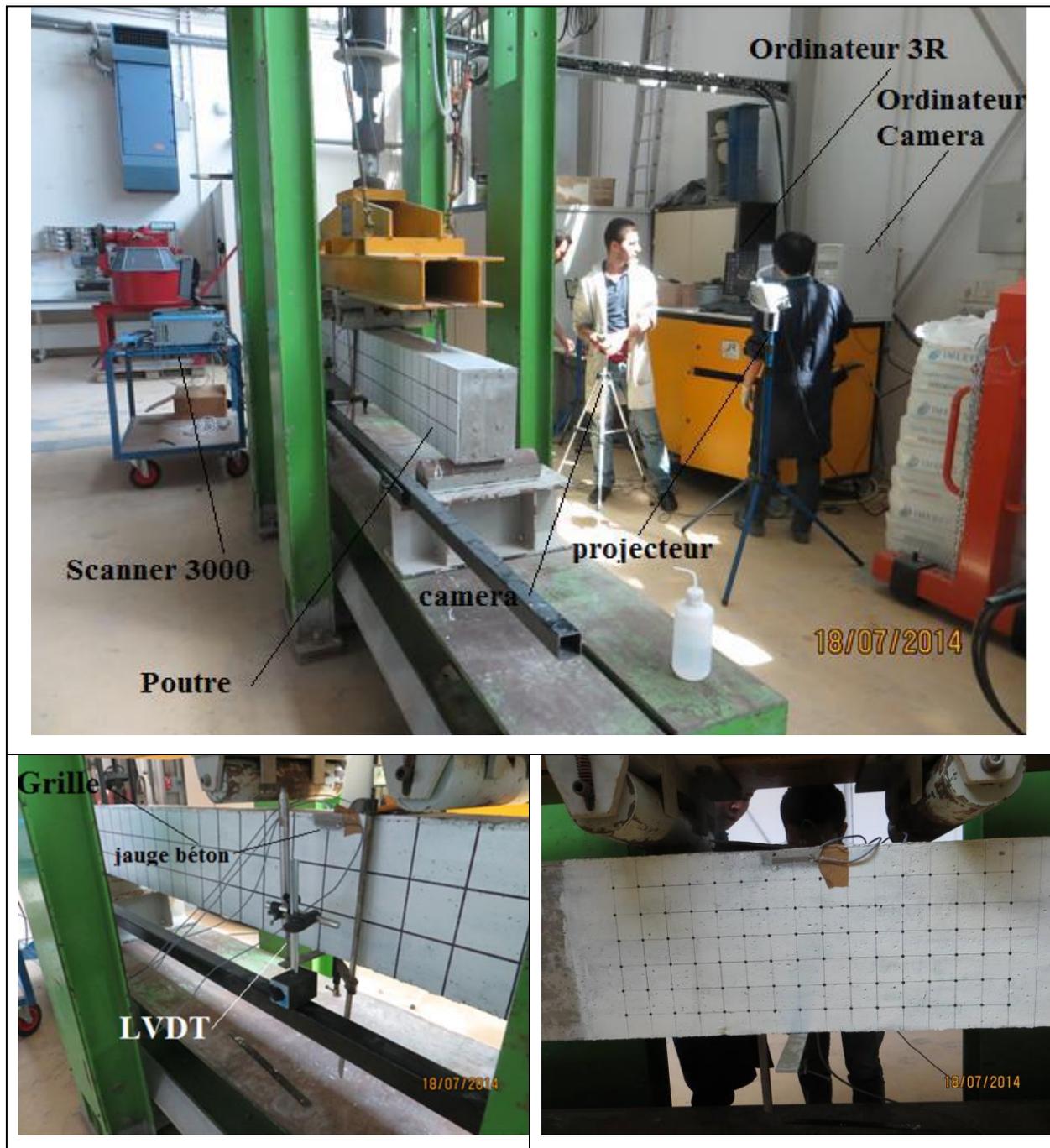


Figure 44 – Dispositif de l'essai de flexion 4 points.

5.2 Résultats et discussions

5.2.1 Comportement global des poutres : courbes force-déplacement

Au cours des essais de flexion, l'évolution de la flèche à mi-portée a été suivie (cf. Figure 45 et Figure 46). Le comportement global est divisé en trois phases successives :

- La phase I, élastique, correspond au comportement des éléments non fissurés ;
- La phase II, également élastique, correspond au comportement des sections fissurées ;
- La phase III est relative à la plastification des aciers tendus.

On constate que la flèche de la poutre C25-0R-100R est plus importante que la flèche de C25-0R-0R, en particulier lors de la phase II, cf. Figure 46. Cette différence s'explique d'une part, par la différence des modules d'élasticité (cf. Tableau 5), et d'autre part par un état de fissuration plus important pour la poutre en béton à graviers recyclés [18]. On constate :

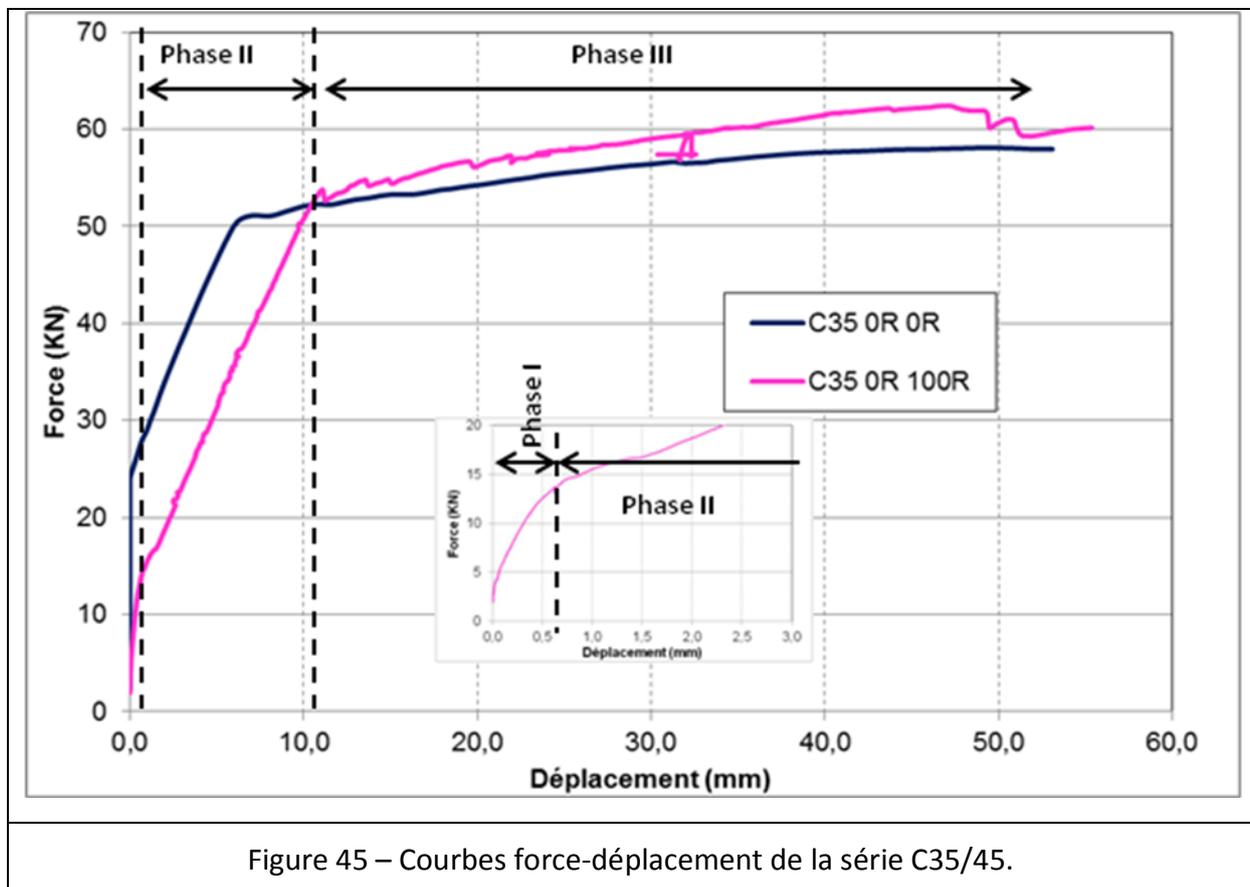
- Que la charge de fissuration, notée F_I , est plus élevée de 30% pour la poutre de graviers naturels ($F_I = 7,8$ kN) par rapport à la poutre à graviers recyclés ($F_I = 6$ kN). Cet écart s'explique par la différence de la résistance à la traction des deux bétons.
- Par ailleurs, les charges et les déplacements à la fin des phases II et début de la phase III (forces F_{II} , et déplacements) sont presque identiques.

Un comportement similaire a été observé pour les poutres C35-0R-0R et C35-0R-100R bien qu'un problème technique ait eu lieu au début de l'essai de la poutre C35-0R-0R. De ce fait la partie relative à la phase I de la courbe force-déplacement n'est pas exploitable, comme l'indique la Figure 45.

Le Tableau 11 récapitule les charges caractérisant le début de la fissuration, le début de la plastification de l'acier tendu, et la charge ultime de résistance. Les charges théoriques ont été calculées en accord avec l'EC2 suivant les hypothèses classiques du calcul des éléments fléchis en béton armé. Les résistances théoriques ont été calculées à partir des classes de résistance à la compression. Pour l'acier, un diagramme contraintes-déformations à palier horizontal a été utilisé. L'ensemble des résultats montre que le calcul théorique est en accord avec les valeurs expérimentales.

Tableau 11 – Capacités portantes des poutres.

Béton	Charge de fissuration (kN)	Charge de plastification (kN)	Charge ultime (kN)
C25/30 (théorique)	8,61	48,6	49,3
C25/30 OR OR	9,12	48,8	57,25
C25/30 OR 100R	7,0	48,7	55,16
C35/45 (théorique)	12,54	49,4	49,9
C35/45 OR OR	-	51,4	57,96
C35/45 OR 100R	14,5	53,6	59,77



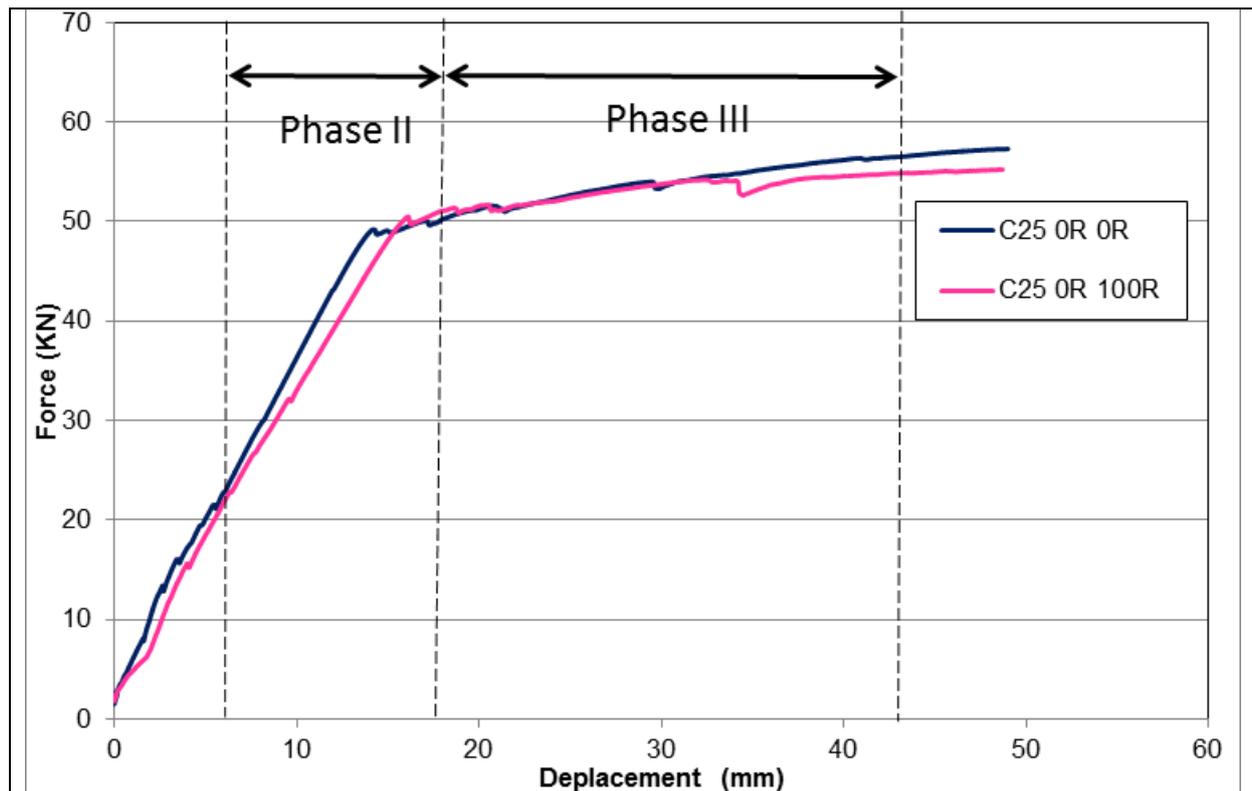


Figure 46 – Courbes force-déplacement de la série C25/30.

5.2.2 Étude de la fissuration

Les cartes de fissuration ont été tracées à la fin des essais de flexion. Elles montrent d'une manière flagrante l'influence de l'introduction des graviers recyclés. Le nombre de fissures augmente lorsque les graviers recyclés sont utilisés. Cet état d'endommagement plus prononcé est accompagné d'une diminution de l'espacement entre les fissures, et d'une augmentation de la largeur de la zone fissurée.

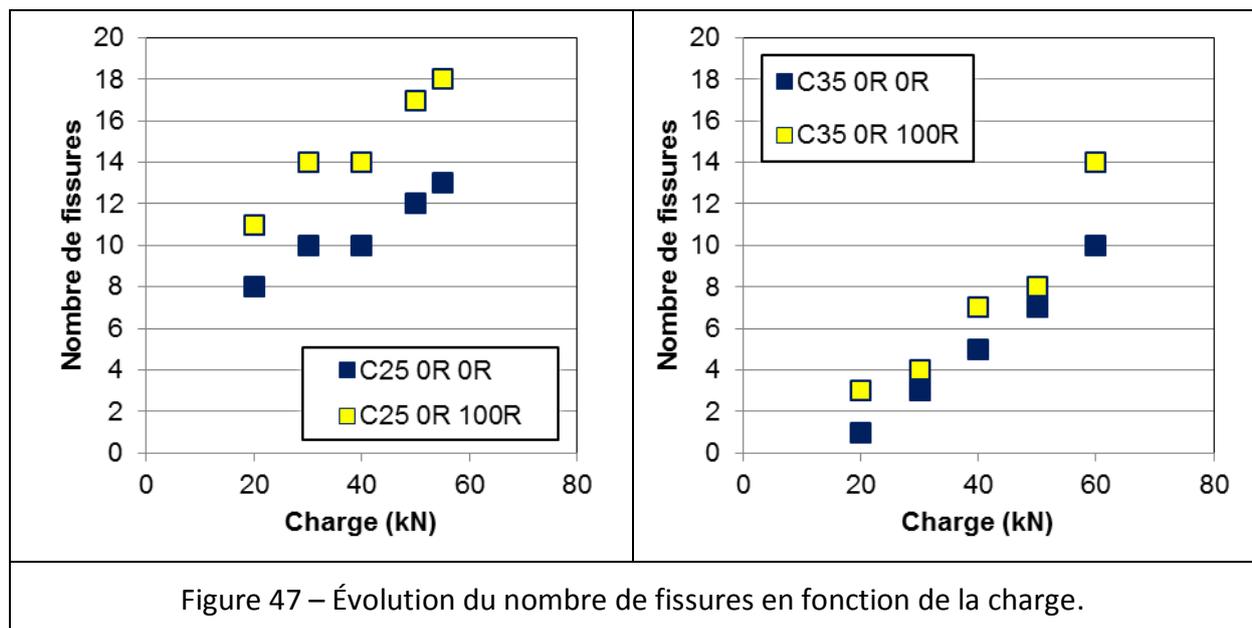
Le Tableau 12 détaille l'état de fissuration à la fin des essais, tandis que la Figure 47 représente l'évolution du nombre de fissures en fonction de la charge appliquée.

On remarque que :

- Lorsque le niveau de chargement est faible l'influence des granulats recyclés n'est pas visible. Pour des charges supérieures, le nombre de fissures augmente rapidement pour les poutres en béton à graviers recyclés ;
- La vitesse de fissuration est plus importante pour la série C25/30 que pour la série C35/45.

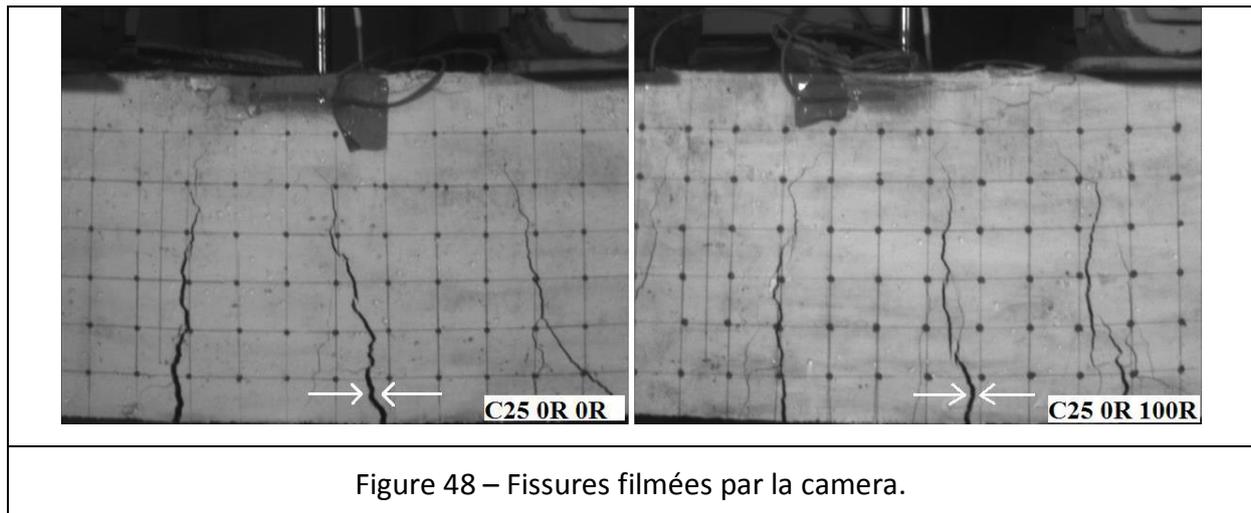
Tableau 12 – État de fissuration des poutres

Poutre	Nombre de Fissures	Largeur de la zone fissurée (cm)	Espacement moyen (cm)
C25-0R-0R	13	150	11,5
C25-0R-100R	18	180	10,0
C35-0R-0R	10	100	10,0
C35-0R-100R	14	125	9,0

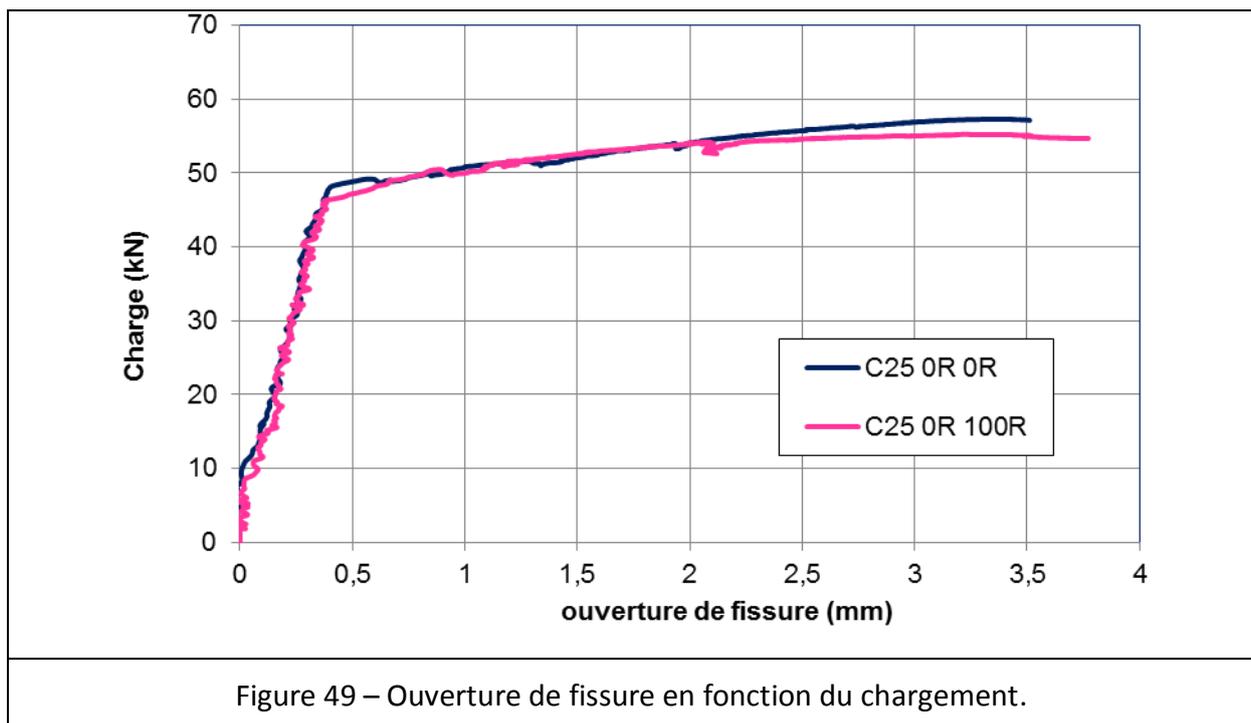


5.2.3 Ouverture des fissures verticales

Au cours du chargement, le système d'acquisition (camera + logiciel DEFTAC) a permis de suivre l'ouverture de la première fissure verticale, comme le montre la Figure 48, pour les poutres de la série C25/35.



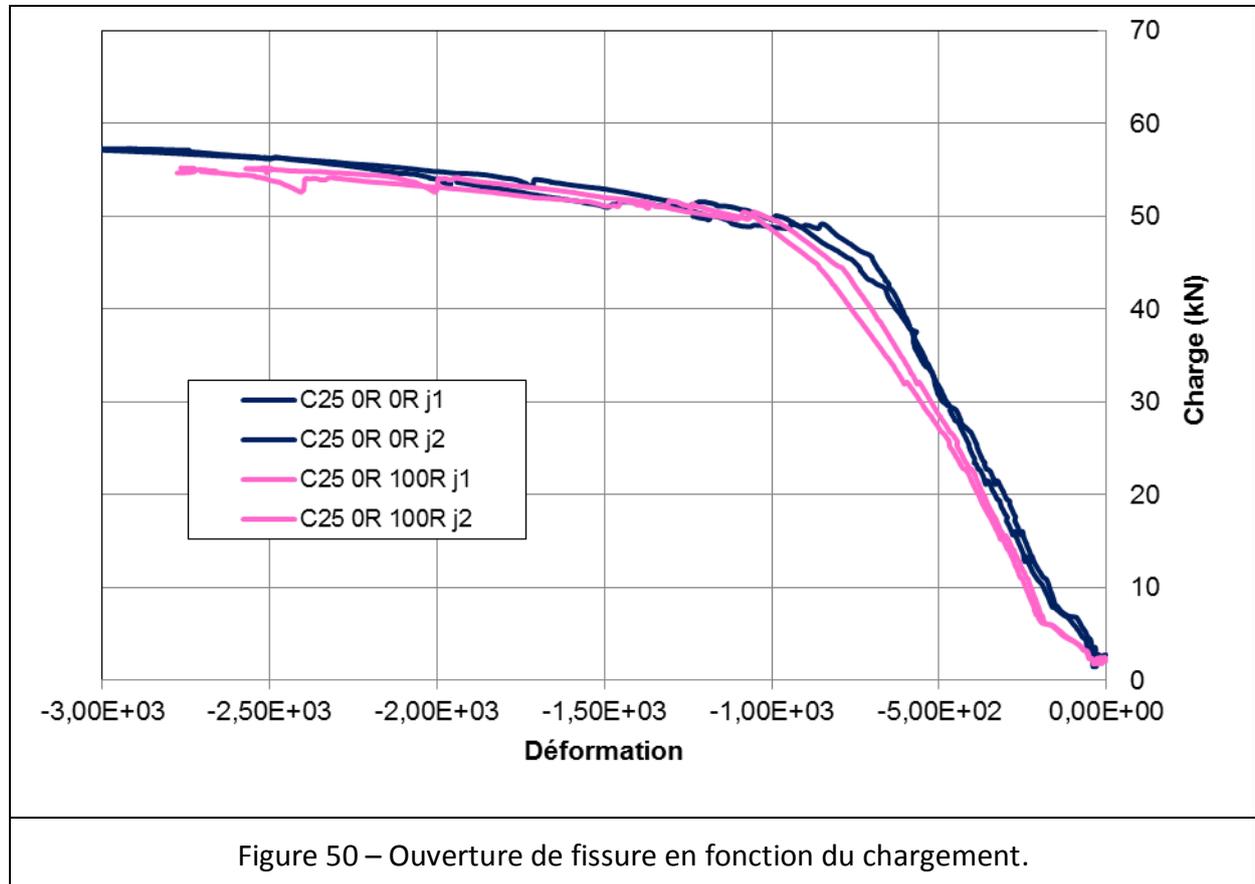
Les courbes de la Figure 49 représentent l'évolution de l'ouverture de la fissure en fonction de la charge appliquée, pour la série C25/30. On constate que pour chaque poutre, l'ouverture de la fissure est presque identique au cours du chargement.



5.2.4 Déformations du béton comprimé

Les jauges béton placées à mi-portée de la poutre, ont permis de mesurer les déformations du béton au cours du chargement. La Figure 50 montre la variation de la déformation du béton comprimé en fonction de la charge appliquée.

On constate que pour chaque poutre, les deux jauges de déformations donnent des résultats similaires : il n'y a donc pas d'effets parasites liés à des phénomènes de dissymétrie. Pour un chargement identique, on remarque que le béton à base de granulats recyclés se déforme plus que le béton à base de granulats naturels.



6 Conclusions

La présente étude a permis de s'intéresser au comportement d'adhérence acier/béton dans le cas de 6 bétons de granulats recyclés correspondant à 2 classes de résistance : C25/30 et C35/40. Ces formulations, définies pour l'ensemble des études menées par le projet national RECYBETON, sont conçues à partir de 2 formulations de référence en substituant tout ou partie du sable et/ou des gravillons par des matériaux issus du recyclage des bétons. Un ajustement des formulations a par ailleurs été réalisé pour conserver la classe de résistance des bétons de granulats recyclés ainsi conçus. Cet ajustement est celui défini pour le PN. Il consiste à augmenter le volume de pâte du béton pour compenser la perte de résistance en compression induite par la moins grande résistance des granulats de béton recyclé.

Différents types d'essais ont été conduits : essais d'arrachement, essais tirants, essais sur poutre. Dans le cas des essais d'arrachement, des observations systématiques des surfaces de ruptures ont également été réalisées, afin d'étudier les mécanismes de rupture y compris à l'échelle microscopique.

Les essais d'arrachement ont montré que, d'un point de vue qualitatif, le comportement à l'arrachement et les mécanismes de ruine associés, restent les mêmes que ceux observés pour les bétons courants. Quantitativement, les contraintes ultimes d'adhérence observées pour les bétons de granulats recyclés restent du même ordre de grandeur que celles mesurées pour les bétons normaux de référence. On détecte juste dans certains cas (en particulier pour les bétons C25/30 avec un fort taux de substitution de granulats recyclés), un léger affaiblissement de la contrainte ultime d'adhérence. Dans tous les cas, les valeurs mesurées restent égales aux valeurs calculées par la formule EC2 sans coefficients de sécurité et sont de fait au moins 5 fois supérieures aux valeurs de calcul issues de l'Eurocode 2.

Les essais tirants et les essais sur poutres ont permis de s'intéresser plus particulièrement à la question de la fissuration. Les bétons de granulats recyclés ont présenté plutôt un peu plus de fissuration (en nombre) que les bétons courants. Les essais sur poutres ont montré par ailleurs que les ouvertures des fissures restent du même ordre de grandeur que dans le cas des bétons normaux, quel que soit la classe de résistance du béton (C25/30 ou C35/40). Les prévisions de l'Eurocode 2 en matière de fissuration restent donc valables pour les formulations à base de recyclés qui ont été étudiées.

Au final, cette étude permet de conclure que, pour les compositions étudiées, l'Eurocode 2 permet une prise en compte satisfaisante des propriétés d'adhérence acier/béton des bétons de granulats recyclés, sans remettre en question de manière significative le niveau de sécurité qu'il procure pour les bétons courants. Ce résultat très satisfaisant vis-à-vis de l'Eurocode 2 doit cependant être nuancé, dans la mesure où l'étude n'a pris en compte que le cas des armatures de petits diamètres (10 et 12 mm). Il conviendrait, pour étendre les conclusions de cette étude à d'autres tailles de renfort, de mener quelques essais avec des armatures de diamètres plus importants.

7 Références bibliographiques

- [1] NF EN 1992-1-1, Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments.
- [2] NF EN 933-1 - Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats - Partie 1 : détermination de la granularité - Analyse granulométrique par tamisage.
- [3] NF EN 1097-6 - Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie 6 : détermination de la masse volumique réelle et du coefficient d'absorption d'eau.
- [4] Projet National RECYBETON - Plateforme collaborative
<https://www.omnispace.fr/pnrecybeton> (consulté le 16/02/2015).
- [5] R/13/RECY/001 - S. Lagache, Identification complète d'un stock homogène de granulats recyclés, DLB, 2013.
- [6] R/13/RECY/003 - T. Sédran, Mise au point des formules de béton de référence, IFSTTAR, 2013.
- [7] R/14/RECY/010 - A. Ait Alaiwa, R. Lavaud, Validité des normes d'essais sur les granulats recyclés, CTG, 2014.
- [8] NF EN 12390-3 - Essais pour béton durci - Partie 3 : résistance à la compression des éprouvettes.
- [9] NF EN 12390-6, Essais pour béton durci - Partie 6 : détermination de la résistance en traction par fendage d'éprouvettes.
- [10] RILEM TC, RC 6 Bond test for reinforcement steel. 2. Pull-out test, E & FN SPON, RILEM, Londres, 1983.
- [11] R. Rotinat, R. Tié bi, V. Valle, J.-C. Dupré, Three Optical Procedures for Local Large-Strain Measurement, *Strain* (37) pp. 89-98, 2001.
- [12] N. Bretagne, V. Valle, J.C. Dupré, Development of the marks tracking technique for strain field and volume variation measurements, *NDT&E International* (38) pp. 290-298, 2005.
- [13] N.D. Ramirez, Étude de la liaison acier-béton : de la modélisation du phénomène à la formulation d'un élément fini enrichi « béton armé », Thèse de l'ENS Cachan, 2005.
- [14] Comité Euro-International du Béton, CEB-FIP Model Code 1990, Thomas Telford Ltd, 2008.
- [15] G. Wardeh, E. Ghorbel, Prediction of fracture parameters and strain-softening behavior of concrete: effect of frost action, *Mater. Struct.* (48) pp. 123-138, 2015.
- [16] R. Favre, J.-P. Jaccoud, O. Burdet, H. Charif, Dimensionnement des structures en béton - Aptitude au service et éléments de structures, (1997).
- [17] T. Vidal, Recalification des structures dégradées par corrosion des armatures, Thèse de l'INSA Toulouse, 2003.
- [18] S. Omary, G. Wardeh, E. Ghorbel, H. Gomart, Comportement à la flexion des poutres en béton armé à base de graviers recyclés, actes du colloque 32^{èmes} rencontres universitaires de génie civil, Orléans, 2014.