

---

# Contribution à l'étude du comportement des poutres en béton armé et en charpente métallique (Caractérisation de sections en B.A en utilisant les caractéristiques réelles et celles adoptées par deux codes : CP110 et BAEL)

Boutlikht.M<sup>1,2</sup>, Samai.Med.L<sup>3</sup>

<sup>1</sup> URMES, Campus Mabouda, Université de Sétif 1, 19000 Algérie, m\_boutlikht@yahoo.fr.

<sup>2</sup> Département de génie civil, Université de Sétif 1, Campus Mabouda, 19000 Algérie, m\_boutlikht@yahoo.fr.

<sup>3</sup> Département de génie civil, université de Constantine1, Campus A. Hamani, Constantine, 25000, Algérie.

---

*RÉSUMÉ. La comparaison entre le béton armé et la charpente métallique a fait l'objet de plusieurs études et a porté essentiellement sur l'économie et les conditions pratiques d'utilisation en fonction de la nature de l'ouvrage à réaliser.*

*L'objet du présent travail porte sur la performance plastique et le mode de ruine d'éléments poutres en flexion pure. Les paramètres recherchés sont la charge de ruine, le mode de ruine et la capacité d'absorption d'énergie. Cette comparaison est conduite pour des éléments en B.A et en C.M ayant le même moment plastique théorique, donc la même charge de ruine. Pour cela, une étude approfondie et extensive sur le plan théorique est menée (caractérisation des sections en B.A équivalentes aux profilées en C.M en fonction de la variation des différents paramètres mécaniques et géométriques).*

*Un programme expérimental a été mis en place et la conception d'un dispositif expérimental à été réalisée avec tous les correctifs apportés sur le banc d'essai tout le long du programme d'essais, afin de bien modéliser la ruine en flexion pure. Les essais n'ont été réalisés que sur les éléments en CM et les diagrammes charge- déplacement pour l'ensemble des éléments testés sont présentés et discutés.*

*Après analyse, un des paramètres non suspecté au départ s'est avéré être très important. Il s'agit du déversement, afin d'évaluer la valeur exacte de  $M_p$ . Les charges de ruine expérimentales ont été trouvées supérieures aux charges théoriques et des tentatives d'explication sont présentées ainsi que des recommandations sont tirées du présent travail avec des orientations pour des travaux futurs dans le domaine.*

*ABSTRACT. The comparison between reinforced concrete and steel has been the object of many studies and has concerned essentially the economy and practical conditions of use in relation of the nature of the construction to be realised.*

*The object of the present study deals with the performance of straight structural elements in pure flexion. The selected parameters are: the collapse load, the mode of rupture and the ductility. This comparison is made for reinforced concrete and steel members having an equal theoretical plastic moment and thus the same theoretical collapse load. An extensive theoretical background has been necessary to understand the behaviour of both types of structures. Examples on beams with different conditions of support and two types of loading (concentrated and uniformly distributed) have been worked out and the corresponding collapse loads predicted).*

*The design of the testing ring with all corrections brought out during the whole experimental programme is given with all details. The load-displacement diagrams for all the tested elements are presented and discussed.*

*After analysis of the results, one parameter which has not been considered at the beginning has shown to be very considered, this is the over turning. The experimental values of the collapse loads have been found to be greater than the theoretical ones. Some trial explanations are presented and some recommendations are listed with guidance for further work in the field.*

*MOTS-CLÉS : béton armé, profilés en CM, performance plastique, mode de ruine, capacité d'absorption, moment plastique.*

*KEY WORDS: Reinforced concrete, profile steel sections, plastic performance, mode of collapse, absorption capacity, plastic moment.*

---

## 1. Introduction

La détermination du moment plastique d'une section en B.A dépend d'une multitude de paramètres (caractéristiques mécaniques et géométriques des deux composants béton et acier), ce calcul est tributaire de la détermination de la position de l'axe neutre. Contrairement à une section en C.M (cas des sections homogènes et symétriques, exemples des IPE) où l'axe neutre est l'axe qui divise la section en deux parties égales pour des raisons d'homogénéité, la détermination de l'axe neutre pour une section en B.A est plus laborieuse (la résolution se fait par la méthode des essais successifs).

A un profilé donné IPE ayant un moment plastique donné, peut correspondre une multitude de sections usuelles et non usuelles en béton armé qui auront le même moment plastique.

Ce nombre est d'autant plus élevé que la plage de la variation des paramètres est importante et que la multitude de paramètres dont dépend le calcul du moment plastique, à savoir  $f_{cu}$ <sup>1</sup>,  $f_y$ ,  $d$ , aspect géométrique usuel ou non usuel et les différents paramètres et caractéristiques géométriques est édifiante. En plus, le moment plastique est aussi affecté par les diagrammes ( $\sigma$ ,  $\epsilon$ ) des aciers (réel, idéalisés pénalisés, idéalisés non pénalisés) à prendre en compte ainsi que le bloc des contraintes de béton à adopter.

## 2. PRINCIPE DE CARACTERISATION

La caractérisation de sections rectangulaires en B.A est conduite en analyse (absence de coefficients de sécurité pour le béton et l'acier et en utilisant les diagrammes idéalisés non pénalisés pour les aciers et le bloc de contrainte réel de HOGNESTAD pour le béton) et en calcul en utilisant les caractéristiques des aciers et du béton adoptés respectivement par deux codes de calcul, à savoir le BAEL 91 et le CP110<sup>2</sup>.

L'objectif étant de concevoir des sections rectangulaires simplement armées et de surcroît sous armés à partir du moment plastique donné par les profilés IPE, dans ce cas trois inconnues sont à déterminer ( $b_c$ ,  $h_c$ ,  $A_s$ ) et pour simplifier le travail l'une des inconnues ( $b_c$ ) est transformée en paramètre en la faisant lier à la largeur des IPE ( $b_s$ ) par un coefficient géométrique ( $\beta$ )

$$b_c = \beta.b_s \quad [1]$$

$\beta$  variant de 1.5 à 2.5 avec un pas de 0.25, intervalle correspondant à des sections pratiques. Les autres inconnues sont déterminées par l'exploitation d'abaques à trois entées ( $M_u / bd^2$ ,  $\rho$ ,  $\rho'$ )<sup>3</sup> données par le CP110 en fonction des différents paramètres, à savoir la résistance à la compression du béton  $f_{cu}$ , la résistance des aciers  $f_y$ , le rapport ( $d'/d$ ).

Les sections simplement armées déterminées seront ajustées de manière à ce que l'on obtienne des sections doublement armées équivalentes à ces sections et aussi équivalentes aux différents IPE. Ce calcul doit obligatoirement passer par l'analyse du bloc de contrainte du béton, lequel pour une position de l'axe neutre présente différents sous blocs de contrainte selon le code à adopter (BAEL91 ou CP110). Un exemple de sections doublement armées équivalentes aux profilés IPE et pour  $\beta=1.5$  est présenté sur les tableaux suivants :

**Tableau 1.** Sections doublement armées en utilisant le bloc HOGNESTAD<sup>[EVA 80]</sup>.

profilé	$M_p$ (N.mm)	$b_c$ (cm)	$h_c$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )
IPE 80	5.45.10 <sup>6</sup>	7.00	11.2	1.55	0.21
IPE 100	9.26.10 <sup>7</sup>	8.20	13.2	2.20	0.35
IPE 120	1.42.10 <sup>8</sup>	9.60	15.4	2.94	0.41
IPE 140	2.07.10 <sup>8</sup>	10.9	17.5	3.78	0.51
IPE 160	2.91.10 <sup>8</sup>	12.3	19.25	4.78	0.72
IPE 180	3.90.10 <sup>8</sup>	13.6	21.3	5.81	0.83
IPE 200	5.19.10 <sup>8</sup>	15.0	23.3	7.03	1.04
IPE 220	6.70.10 <sup>8</sup>	16.5	25.2	8.40	1.25
IPE 240	8.62.10 <sup>8</sup>	18.0	28.0	9.89	1.25
IPE 270	1.14.10 <sup>9</sup>	20.3	29.7	12.06	1.75
IPE 300	1.47.10 <sup>9</sup>	22.5	32.2	14.49	2.06

<sup>1</sup>  $f_{cu}$ , résistance à la compression du béton obtenue par écrasement d'un cube (CP110), pour le BAEL il adopte  $f_{c28}$  ( $f_{c28}=0.8f_{cu}$ ).

<sup>2</sup> Code britannique unifié, Code de pratique pour l'utilisation structurale du béton armé, publié en 1972.

**Tableau 2.** Sections doublement armées en utilisant le bloc rectangulaire simplifié du CP110.

profilé	$M_p$ (N.mm)	$b_c$ (cm)	$h_c$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )
IPE 80	$5.45.10^6$ <sup>b</sup>	7.00	14.4	1.46	0.29
IPE 100	$9.26.10^7$	8.20	17.0	2.09	0.49
IPE 120	$1.42.10^7$	9.60	19.8	2.78	0.57
IPE 140	$2.07.10^7$	10.9	22.5	3.57	0.72
IPE 160	$2.91.10^7$	12.3	24.7	4.53	1.02
IPE 180	$3.90.10^7$	13.6	27.5	5.5	1.17
IPE 200	$5.19.10^7$	15.0	30.0	6.67	1.47
IPE 220	$6.70.10^7$	16.5	32.5	7.96	1.17
IPE 240	$8.62.10^7$	18.0	36.0	9.31	1.77
IPE 270	$1.14.10^8$	20.3	38.0	11.42	2.47
IPE 300	$1.47.10^8$	22.5	41.5	13.71	2.90

**Tableau 3.** Sections doublement armées en utilisant le bloc rectangulaire simplifié du BAEL.

profilé	$M_p$ (N.mm)	$b_c$ (cm)	$h_c$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )
IPE 80	$5.45.10^6$	7.00	12.8	1.52	0.28
IPE 100	$9.26.10^7$	8.20	15.0	2.16	0.46
IPE 120	$1.42.10^7$	9.60	17.6	2.87	0.55
IPE 140	$2.07.10^7$	10.9	20.0	3.70	0.69
IPE 160	$2.91.10^7$	12.3	22.0	4.69	0.97
IPE 180	$3.90.10^7$	13.6	24.4	5.69	1.12
IPE 200	$5.19.10^7$	15.0	26.6	6.90	1.40
IPE 220	$6.70.10^7$	16.5	28.8	8.23	1.68
IPE 240	$8.62.10^7$	18.0	32.0	9.64	1.72
IPE 270	$1.14.10^8$	20.3	34.0	11.82	2.35
IPE 300	$1.47.10^8$	22.5	36.8	14.19	2.78

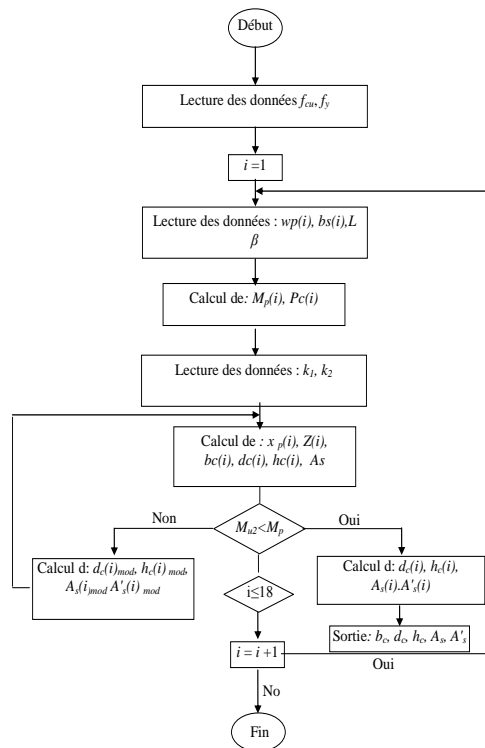
**Tableau 4.** Synthèse de caractérisation en analyse et en calcul pour deux types de profilés.

		Analyse <sup>4</sup>		BAEL 91		CP110	
$\beta = 1.5$	bc (cm)	7.00	27.0	7.00	27.00	7.00	27.00
	hc (cm)	11.2	42.3	12.8	48.4	14.4	54.5
	As (cm <sup>2</sup> )	1.55	23.0	1.52	22.46	1.46	21.71
	A's (cm <sup>2</sup> )	0.21	3.33	0.28	4.48	0.29	4.70
$\beta = 2.00$	bc (cm)	9.2	36.0	9.2	36.00	9.2	36
	hc (cm)	9.72	36.7	11.00	42.00	12.5	47
	As (cm <sup>2</sup> )	1.78	26.47	1.74	25.97	1.68	25.07
	A's (cm <sup>2</sup> )	0.25	3.84	0.34	5.17	0.35	5.53
PROFILES		IPE 80	IPE 400	IPE 80	IPE 400	IPE 80	IPE 400

Où :

- As : quantité d'armatures tendues
- A's : quantité d'armatures comprimées
- bc : Largeur des sections en B.A.
- bs : Largeur d'u profilé en charpente métallique de type IPE
- hc : Hauteur des sections en béton armé
- $\beta$  : Rapport géométrique.  $\beta = bc/bs$ .

<sup>3</sup> Successivement, moment ultime réduit, pourcentage d'armatures tendues et comprimées de la section d'une poutre en béton armé.<sup>4</sup> Basée sur le bloc de contrainte de Hognestad et All développé en 1940, c'est le calcul réel.

**Figure 1.** Organigramme de calcul des sections équivalentes en BA.

### 3. programme expérimental

#### 3.1. Spécimens de test

Le programme expérimental a été conduit au laboratoire de Mécanique des Sols et des Structures du département de génie civil, université Mentouri, Constantine 1. Initialement, l'objectif était de faire des essais sur des poutres en CM et des poutres équivalentes en BA (ayant le même moment plastique théorique), mais au cours de l'élaboration du programme expérimentale il s'est avéré que l'ambition était grande et qu'il serait nécessaire de se concentrer uniquement sur les poutres en CM. Puisque il était difficile de cerner la valeur exacte du moment plastique pour les IPE du fait de l'apparition du phénomène de déversement bien que les spécimens en CM étaient de faible portée et que leur choix s'est fait de telle sorte qu'elles ne subissent pas de déversement (sections de classe 1).

Le programme comprend la réalisation de trois séries de tests sur des poutres en acier. Chaque série concerne un type de profilé (IPE200, IPE220 et IPE240) et pour chacun de ces types on a pris trois échantillons d'une longueur de 1.20m, soit un total de neuf essais sur poutres en acier. L'acier utilisé est de nuance FeE235. Les poutres avec leurs références sont données sur le tableau 5.

**Tableau 5.** Notations des spécimens à tester.

Désignation		Référence
IPE200	échantillon 01	I20A0
	échantillon 02	I20B0
	échantillon 03	I20C0
IPE220	échantillon 01	I22A2
	échantillon 02	I22B2
	échantillon 03	I22C4
IPE240	échantillon 01	I24A4
	échantillon 02	I24B4
	échantillon 03	I24C4

### 3.2. Banc d'essai

Les tests effectués sont des essais de flexion à quatre points avec un écartement entre appuis et charges de  $(L/3)$ . La charge est appliquée graduellement par palier de 10kN.

Le banc d'essai utilisé est une machine hydraulique universelle (Schenk Trebble RZB2000), de force nominale 2000 KN (figure 2 et 3). Une poutre de répartition de charge a été conçue (figure 4), elle est constituée par un HEB180 rendu plus rigide à l'aide de 6 nervures (plat de 10 mm d'épaisseur) soudées de part et d'autre de son corps central. Deux rouleaux fixés en dessous du profilé HEB par des cornières font office d'appuis simples servant à transmettre la charge de la machine. La charge maximale que peut supporter cette poutre de répartition de charge est de l'ordre de 1350 KN. Cette poutre reçoit aussi, dans sa partie supérieure, un plat qui lui est soudé et sur lequel se fixe le capteur de force.



Figure 2. Portique d'essai RZB2000.

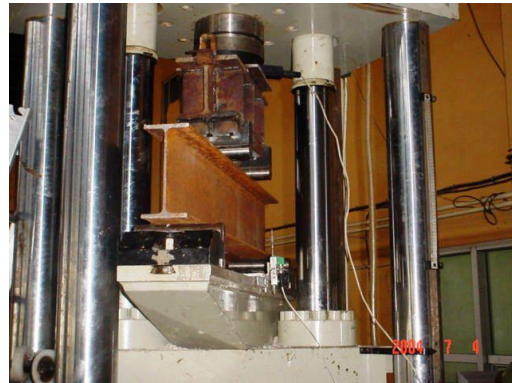


Figure 3. Banc d'essai.

Un autre système de fixation des capteurs de déplacement a été conçu (figure 5). Ce dernier nécessite énormément de temps et de réflexion pour l'adopter afin d'assurer une parfaite fixation et donc de réduire les erreurs relatives au montage. On a dû faire appel également à la soudure pour réaliser des butées pour les capteurs de déplacement (butées en plats de 40x5 mm et de 150 mm de longueur, fixées sur les deux côtés de l'âme de la poutre, au droit des capteurs).

Les capteurs utilisés pour les déplacements sont des capteurs linéaires avec palpeur à bille du type potentiométrique (LVDT-Linear Voltage Displacement Transducer) et pour la force, c'est un capteur du type CTD. Le pilotage des tests et l'évaluation des résultats sont effectués par l'exploitation du logiciel de traitement des résultats dénommé **Advantech GenieDAQ**, ce dernier permet le pilotage des essais et l'élaboration des différents diagrammes.



Figure 4. Poutre de charge.



Figure 5. Dispositif de fixation des capteurs déplacement.

## 4. PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS

En matière de caractérisation, la comparaison a montré que la caractérisation des sections équivalentes en B.A est très laborieuse (section en BA ayant le même  $M_p$  que les profilés IPE). Plusieurs paramètres influent sur la détermination de ces sections équivalentes en B.A, à savoir, les blocs de contraintes adoptés par les codes de calcul, le rapport géométrique  $\beta$ , la résistance du béton  $f_{cu}$ . Le tableau 6 présente le taux de variation des caractéristiques géométriques des sections en B.A déterminées en utilisant le bloc de contrainte de Hognestad et celui du BAEL, en comparaison avec ceux obtenus pour le CP110.

**Tableau 6.** Taux de variation des caractéristiques géométriques.

	codes dimensions	BAEL 91	Analyse (Hognestad)
$\beta = 1.5$	$h_c$	-11 %	-22 %
	$A_s$	+4.1 %	+6.2 %
	$A'_s$	-3.45 %	-27.60 %
$\beta = 2.00$	$h_c$	-12 %	-22.24 %
	$A_s$	+3.57 %	+5.95 %
	$A'_s$	-2.86 %	-28.57 %

L'augmentation de la résistance à la compression du béton  $f_{cu}$ , permet, quelque soit le bloc de contrainte utilisé, de réduire la hauteur " $h_c$ " du béton d'une moyenne de 16% et d'augmenter les armatures tendues et comprimées d'une moyenne de 15% respectivement. Cependant l'augmentation du rapport géométrique  $\beta$ , permet, quelque soit le bloc de contrainte utilisé, de réduire la hauteur " $h_c$ " du béton de 13 à 23% et d'augmenter les armatures tendues de 15 à 28% et les armatures comprimées de 20 à 28% et la forme de la section tend vers une section renversée. (Tableau 7).

**Tableau 7.** Influence de  $\beta$  et  $f_{cu}$  sur la caractérisation.

$\beta$	$b_c$	$h_c$	$A_s$	$A'_s$	$b_c/h_c$
1.5	7.00	14.5	1.46	0.29	0.48
2.00	9.2	12.5	1.68	0.35	0.73
2.50	11.5	11.2	1.88	0.37	1.03
% de variation	+31 % à +64 %	-13 % à -23%	+15 % à +28%	+20 % à +28%	_____

Sur le plan expérimental, la présentation des résultats expérimentaux est basée sur deux paramètres, à savoir:

Les courbes effort-déplacement exprimées en termes de déplacement enregistré à mi-travée de la poutre considérée et la force de ruine des spécimens.

La détermination du mode de ruine de chaque poutre en fonction des différents paramètres (hauteur du profilé, présence de raidisseur, position des raidisseurs...etc.).

Les résultats des tests sont donnés sur le tableau 8.

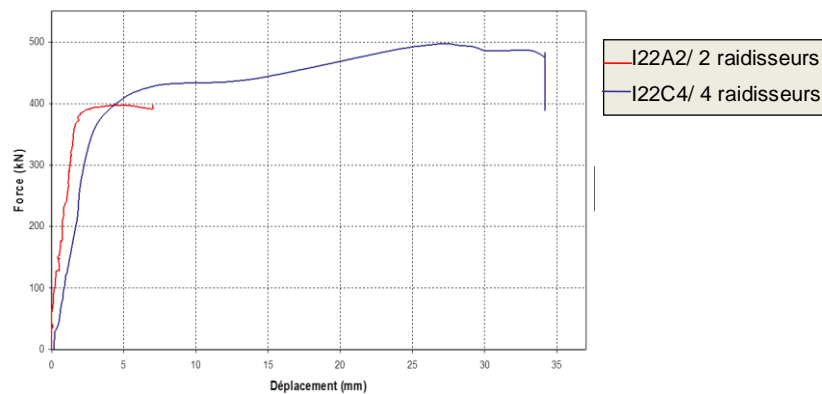
La charge de ruine expérimentale pour les spécimens I20A0, I20B0 et I20C0 était supérieure à la charge théorique (de 33 à 39%) et un déversement, non pris en compte dans le calcul de la charge de ruine, est survenu au niveau des appuis des poutres. Afin d'avoir une ruine des poutres par plastification de l'ensemble des fibres de la section, des raidisseurs de 10mm d'épaisseur ont été ajoutés au niveau des appuis des poutres (I22A2 et I22B2). Contrairement à ce que nous nous attendions, les charges de ruines expérimentales étaient inférieures aux charges théoriques. Un exemple, le rapport entre ces charges pour les spécimens I20A0 et I22B2 a diminué de 33 à -8%. Le déversement dans ce cas est observé au niveau de la portion centrale et les sections au niveau des appuis ne présentaient aucune instabilité.

Un deuxième ajustement aux tests, était de rajouter d'autres raidisseurs, de même épaisseur, aux niveaux des points d'application des charges. La charge de ruine expérimentale a augmenté pour un même profilé de -8 à 23% (cas des spécimens I22A2 et I22C4, voir figure 6). Le profilé avec quatre raidisseurs semblait avoir une meilleure ductilité, donc c'est l'élément qui s'est le plus plastifié (tableau 8).

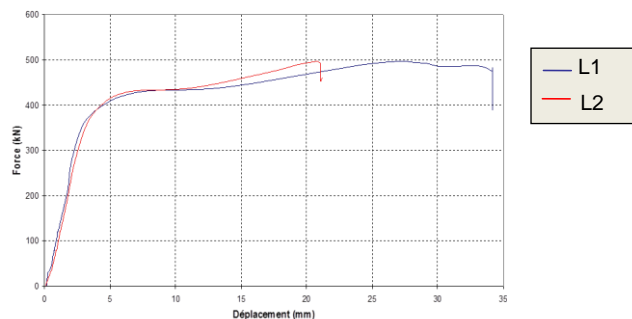
En comparant les résultats donnés par les deux capteurs L1 et L2, fixés sur les deux cotés latérales (voir figure 5), pour la poutre I22C4, le déversement s'est produit dans le plateau plastique, ce qui explique l'écart entre les deux courbes (figure 7). Le facteur de ductilité " $\mu$ " (tableau 8) exprime la longueur du plateau plastique.

**Tableau 2.** Résultats des tests sur les différents spécimens.

Spécimens	F <sub>r</sub> . Théorique (kN)	F <sub>r</sub> . expérimentale (kN)	Gain	Rigidité kN/mm	$\mu$ ductilité	Mode de ruine
I20A0	312	415	1.33	133	5	Déversement au niveau des appuis
I20B0	312	434	1.39	215	4.75	Déversement au niveau des appuis
I20C0	312	417	1.34	98	3	Déversement au niveau des appuis
I22A2	402	397	0.98	141	3.5	Déversement plus important a mi-travée
I22B2	402	360	0.90	-	-	Déversement plus important a mi-travée
I22C4	402	495	1.23	141	8.25	Déversement moins important a mi-travée après décollement des raidisseurs
I24A4	518	614	1.19	143	9.14	-Plastification de la semelle inférieure -Absence de déversement
I24B4	518	671	1.30	118	9.16	-Plastification de la semelle inférieure -Absence du déversement
I24C4	518	607	1.17	107	4.30	Déversement a mi-travée après décollement et flambement des raidisseurs



**Figure 6.** Influence des raidisseurs sur la ductilité.



**Figure 7.** Comparaison des résultats donnés par les deux capteurs déplacement (I22C4).



**Figure 8.** Mode de ruine pour le spécimen I22A2 avec 2 raidisseurs sur appuis.



**Figure 9.** Mode de ruine pour le spécimen I24A4 avec 4 raidisseurs sur appuis.

## 5. Conclusion

- La caractérisation a révélé qu'en passant du CP110 au BAEL91 et l'Eurocode 2, la hauteur des sections diminue de 11 à 22% et les armatures tendues augmentent de 4 à 6%, alors que les armatures comprimées diminuent de 2 à 28% (tableau 6).
- Il est incorrect d'estimer la capacité portante d'une poutre en profilé "IPE" en se basant uniquement sur le moment plastique de la section, du fait que cette poutre peut atteindre le stade de ruine, sans que le moment plastique ne soit atteint par des phénomènes d'instabilité (section de classes 1).
- Contrairement à ce que préconisent la majorité des codes de calcul, en particulier l'Eurocode 3, les sections de classe 01, tels que les profilés objet de la présente étude subissent un déversement ;
- D'après ces mêmes codes de calcul, les raidisseurs ne peuvent limiter le déversement, ce qui a été contrairement prouvé par les tests du présent travail (cas des spécimens I22C4, I24A4 et I24B4). La position et la géométrie des raidisseurs influent sur la ductilité des éléments poutres en flexion (figures 6 et 9).
- Les tests effectués au cours du présent travail ont démontré que l'emplacement le plus adéquat qui a donné beaucoup plus de plastification de la section, est au droit des points d'application des charges. Cela a permis d'augmenter considérablement la ductilité de la poutre. Par exemple, la ductilité entre les spécimens I22A2 et I22C4 passe de 3.5 à 8.25 (soit une augmentation de 135%). Sur la figure 8 on observe clairement que la poutre I22A2 a subi un déversement au niveau de la partie centrale bien avant qu'elle n'atteint sa limite élastique.
- Plus la hauteur du profilé augmente plus le déversement est favorisé.
- Dans la majorité des résultats des tests, la charge de ruine expérimentale était supérieure à la charge de ruine théorique. Le rapport entre la charge expérimentale et la charge théorique variant entre 17 à 39% pour la série des profilés testés. L'influence du déversement sur la capacité portante de la poutre ( $M_p$ ) était plus faible lorsque le déversement atteint les appuis que lorsqu'il atteint la partie centrale de la poutre.
- En supposant un coefficient de sécurité du matériau égal à "1" pour les aciers utilisés, le coefficient de plastification " $\gamma_p$ " varie entre 1.20 à 1.39.



- Un programme expérimental futur sur des poutres en CM et en BA, avec toutes les recommandations tirées de ces tests, est à envisager pour authentifier les calculs de caractérisation des sections équivalentes.

## 6. Bibliographie

- [BER 08] BEROUAL S., Caractérisation des sections en BA équivalents a la gamme des profiles IPE en utilisant les caractéristique des Matériaux adoptés par les Eurocodes 2 et3, Thèse de magister, Université de Constantine 1, 2008.
- [BOU 03] BOUSSAFEL S., Analyse plastique d'éléments structuraux rectilignes en B.A et en C.M, Thèse de magister, Université de Constantine 1, 2003.
- [BOU 05] BOUTLIKHT M., Comportement plastique d'éléments structuraux rectilignes en B.A et en C.M en flexion pure, Thèse de magister, Université de Hadj Lakhdar Batna, 2005.
- [EVA 80] EVANS.R.H., *Reinforced and prestressed concrete*, CP110, 33ème Editions, 1980.
- [MOR 92] MOREL J., *Structures métalliques Eurocode 3*, Paris, Editions Eyrolles, 1992.
- [MOU 92] MOUGIN J.P., *Cours de béton armé BAEL91*, Paris, Editions Eyrolles, 1992.
- [PER 96] PERCHAT J., *Pratique du BAEL91*, Paris, Editions Eyrolles, 1996.
- [STU 96] STUART S., *Plastic Methods for Steel and Concrete Structures*, London, Edition MACMILLAN, 1996.