

## Demande en ductilité des murs de refend couplés

L. Guizani<sup>1</sup> et O. Chaallal<sup>2</sup>

### RÉSUMÉ

Cette étude présente les résultats d'analyses dynamiques non-linéaires d'une variété de murs de refends couplés. Ces murs sont conçus et détaillés selon les normes en vigueur. L'objectif de cette étude est de déterminer l'influence du facteur de sur-résistance des murs et de la hauteur sur la demande en ductilité des linteaux. Les résultats montrent que la demande en ductilité des linteaux des murs de refend couplés est beaucoup plus élevée pour les murs courts que pour les murs élevés. D'autre part, la demande en ductilité ne semble pas être affectée par la variation du facteur de sur-résistance des murs, du moins pour les MRC et les accélérogrammes considérés dans cette étude. Finalement, il a été observé qu'une demande en ductilité excessive peut avoir lieu dans les étages supérieurs. Ceci pourrait néanmoins être évité en limitant l'écart entre le moment résistant minimal des linteaux supérieurs et le moment résistant maximal des linteaux en zone médiane.

### INTRODUCTION

Les murs de refend couplés (MRC) (Paulay 1986, Agrawal et al. 1981, Chaallal 1992) sont reconnus comme étant un moyen efficace pour reprendre les charges latérales induites par le vent et les séismes dans les bâtiments moyennement élevés (10 à 40 étages). En effet, grâce à leur grande stabilité dans le plan, les murs de refend protègent les éléments non structuraux des dommages causés par des déplacements interétages excessifs (Mitchell et al. 1986). De plus, s'ils sont conçus selon certaines règles et exigences qui visent à leur assurer un comportement ductile, ils peuvent dissiper efficacement l'énergie induite par un séisme. Le système de couplage consiste en des linteaux qui transmettent les efforts d'un mur à l'autre. Le comportement dynamique des MRC est fortement influencé par la rigidité et la résistance de ces linteaux (Paulay, 1971). D'un côté, plus ceux-ci sont rigides et plus leurs efforts internes en cisaillement et conséquemment les efforts axiaux dans les deux murs sont élevés, ce qui a pour effet d'augmenter l'efficacité des MRC face aux charges latérales. De l'autre côté, si les linteaux ont une résistance plus élevée que les murs, ces derniers sont sujets à des déformations plastiques prématurées (avant les poutres) compromettant leur capacité à résister aux secousses sismiques. Pour ces raisons, les codes et les normes actuelles privilégient les linteaux comme système primaire de dissipation d'énergie sismique et ce en favorisant la formation de rotules plastiques à leurs extrémités avant les murs. Ceci s'apparente à la philosophie de poutre-faible/colonne-forte et vise à assurer un comportement ductile aux murs de refend couplés.

---

<sup>1</sup> Étudiant au Ph.D.

<sup>2</sup> Professeur, Université du Québec, École de technologie supérieure, 4750 ave. Henri-Julien, Montréal (Québec), Canada H2T 2C8

Le code canadien du bâtiment du Canada (CNB 1990) permet de tenir compte de la ductilité des structures à l'aide d'un facteur de modification de force R. Un facteur R élevé représente une structure ayant une ductilité élevée et pouvant être conçue pour une force sismique R fois plus petite que celle d'une structure de ductilité unitaire, c'est-à-dire en comportement élastique. Le CNB reconnaît deux catégories de MRC, à ductilité nominale ( $R = 2.0$ ) et ductile travaillant en flexion ( $R = 3.5$ ). Pour ce dernier le code pose des exigences de conception particulières décrites par le code canadien du béton CAN3-A23.3 (CSA 1984), et qui peuvent être résumées ainsi:

- i) les dimensions des linteaux doivent être de sorte qu'une partie importante du moment de renversement soit reprise par un couple compression-traction dans les deux murs (restriction sur la rigidité des linteaux);
- ii) les poutres doivent être dimensionnées de façon à favoriser leur plastification avant les murs. La clause 21.5.8.4 du CAN3-A23.3 exige que la résistance pondérée des murs soit supérieure à la résistance nominale des linteaux. Ceci est assuré à travers l'application d'un facteur de sur-résistance  $\gamma_w$  aux murs;
- iii) les linteaux doivent avoir un comportement ductile. Ceci est assuré, entre autres, par les exigences sur la résistance en cisaillement, et la disposition des aciers des linteaux.

Toutefois, les linteaux étant souvent des poutres profondes avec une capacité rotationnelle limitée, ils peuvent être le siège de déformations plastiques importantes.

### OBJECTIFS

Cet article porte sur l'évaluation de la demande en ductilité (déformations plastiques requises) des linteaux des MRC. En particulier l'influence de certains paramètres sur la demande en ductilité rotationnelle des linteaux est étudiée. Les principaux paramètres considérés sont: la hauteur du MRC et le rapport de la capacité du linteau par la capacité du mur.

### REFENDS ÉTUDIÉS

Une série d'analyses dynamiques non-linéaires d'une variété de MRC conçus selon les normes canadiennes en vigueur est entreprise. Ces MRC, conçus avec  $R = 3.5$ , sont soumis à des accélérogrammes représentatifs d'une zone canadienne  $Z_v = 4$  et  $2 \leq Z_a \leq 5$ . Les MRC étudiés sont de 6 (21 m), 12 (42 m) et 20 (70 m) étages; deux sections de mur différentes notées M-1 et M-2 ont été adoptées. La Figure 1 présente les propriétés géométriques de ces deux sections. Au total, quatre (4) murs sont considérés dans cette étude. Pour chacun des murs, trois variantes sont considérées correspondant à un facteur de sur-résistance,  $\gamma_w$ , égal à: (a) l'unité; (b) une valeur obtenue selon les exigences du code,  $\gamma_{code}$ ; et (c) une valeur suffisamment élevée pour que les murs restent élastiques durant la durée de l'excitation sismique,  $\gamma_{elast}$ . Le Tableau 1 présente les paramètres de conception et la désignation de chacune des variantes.

Un béton de  $f'_c = 30$  MPa ( $E = 27400$  MPa et  $\nu = 0.2$ ,  $\rho = 2400$  kg/m<sup>3</sup>) et un acier d'armature de  $F_y = 400$  MPa ( $E = 200$  GPa) sont choisis. En plus de supporter le poids propre de la structure, les murs sont conçus pour supporter une charge permanente imposée de 1 kPa et une surcharge de 2.4 kPa sur une surface tributaire de 160 m<sup>2</sup>. Les différents éléments structuraux, linteaux et murs, sont ensuite dimensionnés conformément au CAN3-A23.3.

## MODÉLISATION

Le mur de refend couplé est idéalisé par un cadre composé de deux colonnes reliées par des poutres ayant des extensions rigides. Les masses sont concentrées aux intersections des lignes de référence des poutres et colonnes. Les colonnes sont parfaitement encastrees à leur base. Le comportement non linéaire des linteaux est représenté par le modèle de Takeda (Takeda, 1970) tel qu'illustré à la Figure 2a. Ce modèle tient compte de l'écrouissage et de la dégradation de rigidité sous chargement cyclique. Le taux d'écrouissage HR (Hardening ratio) a été fixé à 1%. Le comportement non linéaire des colonnes est représenté par le diagramme d'interaction M-P tel qu'illustré à la Figure 2b. Les valeurs de  $M_o$ ,  $T_r$ ,  $P_o$ ,  $M_b$  et  $P_b$  ont été calculées à l'aide du programme RESPONSE (Collins et Mitchell, 1991) en considérant les coefficients de pondération  $\phi_c = 0.6$  et  $\phi_s = 0.85$  et en utilisant une relation parabolique pour le béton.

## ANALYSES

Les analyses dynamiques non linéaires ont été effectuées à l'aide du programme DRAIN-2D (Kannan and Powell, 1972). Il s'agit d'analyses pas-à-pas à accélération constante (Clough and Penzien, 1993). Un pas d'intégration  $\Delta t = 0.0025$  sec. a été utilisé. Le choix de ce pas de temps est basé sur les périodes propres des structures de façon à permettre une réponse précise des premiers modes impliquant une masse effective supérieure à 95% de la masse totale. L'amortissement est introduit sous forme d'amortissement de Rayleigh ( $\alpha[M] + \beta[K]$ ) de façon à avoir un amortissement modal de  $\xi = 3\%$  pour le premier et le deuxième mode de chacune des structures étudiées. Les enregistrements sismiques choisis ont été sélectionnés pour représenter une zone sismique canadienne de vitesse  $Z_v = 4$  ( $0.16 \leq PGV \leq 0.23$  m/s). Pour cette zone de vitesse,  $Z_a$  peut être compris entre 2 et 5, c'est-à-dire  $0.08 \leq PGA \leq 0.32$ . Ainsi le rapport PGA/PGV peut être compris entre 0.33 et 2.0 selon la localité. Quatre enregistrements au total ont été utilisés. Le Tableau 2 présente les principales caractéristiques de chacun de ces enregistrements. Chaque enregistrement a été normalisé à une vitesse maximale au sol  $PGV = 0.2$  m/s (valeur utilisée pour la conception des murs).

## PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

La ductilité rotationnelle  $\mu_\theta$  d'un élément est définie par:

$$\mu_\theta = \frac{\theta_{max}}{\theta_y} = 1 + \frac{\theta_p}{\theta_y} \quad (1)$$

où  $\theta_{max}$  est la rotation maximale,  $\theta_y$  la rotation correspondant au moment de plastification  $M_y$ , et  $\theta_p$  la rotation plastique maximale. Pour chacune des analyses effectuées, la rotation plastique maximale est enregistrée et la ductilité rotationnelle évaluée à l'aide de l'Éq. (1).

Avant d'aborder l'étude de l'influence des deux paramètres essentiels de cette étude, il est intéressant de présenter quelques résultats typiques permettant de dégager des remarques générales sur la demande en ductilité des linteaux. Les Figures 3a et 3b présentent la demande en ductilité des linteaux des variantes S6-1-2 et S12-1-2 décrites précédemment et ce pour les 4 accélérogrammes utilisés. Ces deux variantes sont similaires à plusieurs égards, la différence majeure se situant au niveau de leurs hauteurs qui sont respectivement de 6 et 12 étages. La Figure 4 présente, à titre d'exemple, la distribution de la rotation élastique des linteaux prévue ainsi que la rotation plastique moyenne dans la variante de 6 étages pour les 4 accélérogrammes.

À partir de ces figures, on peut tirer les remarques suivantes valables pour les autres résultats obtenus:

- la demande en ductilité des linteaux augmente en allant vers les étages supérieurs. Comme on peut le déduire de la Figure 4, pour la variante S12-1-2, la demande en ductilité moyenne au dernier étage est d'environ 4 fois celle du linteau du 1<sup>er</sup> étage. Ceci peut s'expliquer par le fait que les linteaux ont un moment résistant et par conséquent une rotation élastique  $\theta_y$  plus faible aux étages supérieurs que dans les zones médiane et inférieure du bâtiment. D'autre part, la rotation plastique maximale a lieu généralement dans la partie supérieure du bâtiment.
- la demande en ductilité des linteaux varie considérablement d'un accélérogramme à l'autre. Ainsi on peut remarquer que les linteaux des étages inférieurs de la variante de 12 étages requièrent une ductilité maximale en présence de l'accélérogramme de Loma Prieta, tandis que l'accélérogramme d'El-Centro engendre une demande en ductilité maximale pour les étages supérieurs de cette même variante ainsi que dans la majeure partie des linteaux de la variante de 6 étages.

L'examen des autres résultats obtenus confirme les deux remarques générales ci-dessus et nous amène à étudier l'influence du facteur de sur-résistance et de la hauteur en terme de demande en ductilité moyenne. Cette façon de faire évite les fluctuations individuelles propres à un accélérogramme et aux détails de conception d'une structure donnée.

a) *Influence du facteur de sur-résistance sur la demande en ductilité*

Pour chaque variante étudiée et à chaque niveau, la demande en ductilité moyenne a été calculée. La Figure 6 présente, pour les trois différents facteurs de sur-résistance, la demande en ductilité à chaque niveau des variantes S12-1-1, S-12-1-2, et S12-1-3. Le Tableau 3 présente la demande en ductilité moyenne de tous les linteaux pour chaque variante. À partir de la Figure 5 et du Tableau 3, on ne peut déceler aucune tendance de la demande en ductilité des linteaux en fonction du facteur de sur-résistance du moins pour les MRC et les accélérogrammes considérés dans cette étude. Une variation maximale de 15% sur la demande en ductilité des linteaux due à la variation du facteur de sur-résistance  $\gamma_w$ , a été observée.

b) *Influence de la hauteur sur la demande en ductilité des linteaux*

À partir du Tableau 3 on remarque que plus la structure est rigide (faible période) plus la demande en ductilité des linteaux est élevée. Ainsi les linteaux du mur M-1 requièrent une ductilité d'environ 2 fois moins élevée lorsque la hauteur passe de 6 (T = 0.61s) à 12 étages (T = 1.5s). Pour la section M-2 on remarque aussi que la demande en ductilité du MRC à 20 étages (T = 2.48s) est de 1.5 fois moins élevée que pour celui de 12 étages (T = 1.07s).

## RÉSUMÉ ET CONCLUSIONS

L'objectif de cette étude est de déterminer l'influence du facteur de sur-résistance ainsi que la hauteur sur la demande en ductilité des linteaux des murs de refend couplés. Au total, 12 MRC conçus et détaillés selon les normes canadiennes en vigueur ont été soumis à des accélérogrammes caractéristiques d'une zone 4 canadienne. Les résultats obtenus montrent que les linteaux des étages supérieurs peuvent avoir une demande en ductilité très élevée (10 à 25) si aucune réserve de résistance n'est prévue dans ces linteaux. En général, la valeur du facteur de sur-résistance des murs ne semble pas affecter de manière significative la

demande en ductilité des linteaux, du moins pour les MRC et les séismes considérés dans cette étude. Par contre, la hauteur du mur et par conséquent sa période fondamentale, est un facteur déterminant. La demande en ductilité pour les MRC de faible hauteur est plus élevée que les MRC de hauteur plus importante. Ainsi, les linteaux du même MRC mais 2 fois plus élevés ont une demande en ductilité de 1.5 à 2 fois plus faible.

Finalement, la demande en ductilité excessive observée dans les linteaux des étages supérieurs pourrait être réduite en augmentant le moment résistant minimal des linteaux supérieurs au deux tiers du moment résistant du linteau le plus sollicité (situé dans la zone médiane).

### REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada pour son support financier. Aussi, ils remercient le professeur Heidebrecht de l'Université McMaster pour avoir fourni les enregistrements utilisés dans le cadre de cette étude.

### RÉFÉRENCES

- Agrawal, A.B., Jaeger, L.G., and Mufti, A.A. (1981), "Response of RC shear wall under ground motions", *ASCE Journal of Structural Engineering*, **107**(2), 395-411.
- Canadian Standards Association (1984), "Design of concrete structures for buildings", CAN3-A23.3-M84, Rexdale, Ont.
- Chaallal, O. (1992), "Finite element model for coupled shear wall under seismic loadings", *ASCE Journal of Structural Engineering*, **118**(10), 2936-2943.
- CNB et SCNB 1990, "Code National du Bâtiment du Canada", Associate Committee on the National Building Code, National Research Council of Canada, Ottawa, Ont.
- Clough, R.W and Penzien, J. (1993), "Dynamics of Structures", 2nd Edition, McGraw-Hill inc., 738p.
- Collins, M.P., and Mitchell, D. (1991), "Prestressed Concrete Structures", Prentice Hall, 766 p.
- Kannan, A.E., Powell, G.M. (1973), "DRAIN-2D, "A general purpose computer program for dynamic analysis of inelastic plane structures", Report No. EERC 73-6, EERC, Univ. of California, Berkeley.
- Mitchell, D., Adams, J., DeVall, R., Lo, R.C. and Weichert, D. (1986), "Lessons from the 1985 Mexican earthquake", *Canadian Journal of Civil Engineering*, **13**(5), 535-557.
- Naumoski, N., Heidebrecht, A.C., and Rutenberg, A.V. (1993), "Representative ensembles of strong motion earthquake records", Report 93-1, EERG, McMaster University, Canada.
- Paulay, T. (1971), "Coupling beams of RC shear walls", *ASCE Journal of Structural Engineering*, **97**(3), 843-862.
- Paulay, T. (1986), "The design of ductile R/C structural walls for earthquake resistance", *Earthquake Spectra*, **2**(4), 783-823.
- Takeda, T., Sozen, M.A., Nielsen, N. (1970), "R/C response to simulated earthquake", *ASCE Journal of Structural Engineering*, **96**(12), 2557-2573.

Tableau 1. Variantes étudiées

Nombre d'étages	Système résistant (rigidité)	Facteur R	Facteur de sur-résistance $\gamma_w =$		Designation
			$\left( \frac{\text{capacité mur}}{\text{capacité linéaire}} \right)$		
6	2M-1	3.5	1.0		S6-1-1
			$\gamma_{code} = 1.41$		S6-1-2
			$\gamma_{elast.}$		S6-1-3
12	2M-1	3.5	1.0		S12-1-1
			$\gamma_{code} = 1.35$		S12-1-2
			$\gamma_{elast.}$		S12-1-3
12	2M-2	3.5	1.0		S12-2-1
			$\gamma_{code} = 1.42$		S12-2-2
			$\gamma_{elast.}$		S12-2-3
20	2M-2	3.5	1.0		S20-2-1
			$\gamma_{code} = 1.29$		S20-2-2
			$\gamma_{elast.}$		S20-2-3

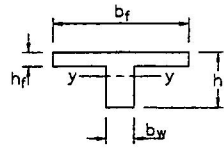
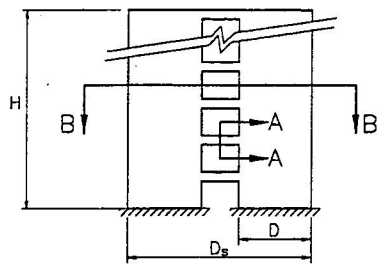
Notes:  $\gamma_{code}$  = facteur de sur-résistance calculé selon CAN3-A23.3.  
 $\gamma_{elast.}$  = facteur de sur-résistance requis pour garder le mur élastique tout au long de l'excitation.

Tableau 2. Caractéristiques des enregistrements utilisés

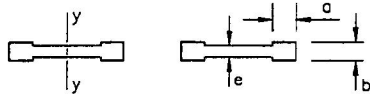
Séisme	Date	Magnitude	Station	Composante	PGA (g)	PGV (m/s)
Nahanni	23-12-85	6.9	Iverson (site 1)	N10	1.010	0.462
Imperial Valley	18-05-40	6.6	El- Centro	S00E	0.348	0.334
San Fernando	09-02-71	6.4	3838 Lamkershin, L.A.	S90W	0.150	0.149
Loma Prieta	17-10-89	7.0	Pacific Hights, S.F.	N90	0.067	0.147

Tableau 3. Demandes en ductilité moyenne des bâtiments étudiés

Nombre d'étages	Section de mur utilisée	$\mu_a$			$T_{analyse}$ (sec.)
		$\gamma_w = 1.0$	$\gamma_w = \gamma_{code}$	$\gamma_w = \gamma_{élastique}$	
6	M-1	11.10	11.42	11.85	0.61
12	M-2	8.57	8.41	8.30	1.07
12	M-1	6.18	6.16	6.30	1.50
20	M-2	5.65	5.90	5.92	2.48



Coupe A-A

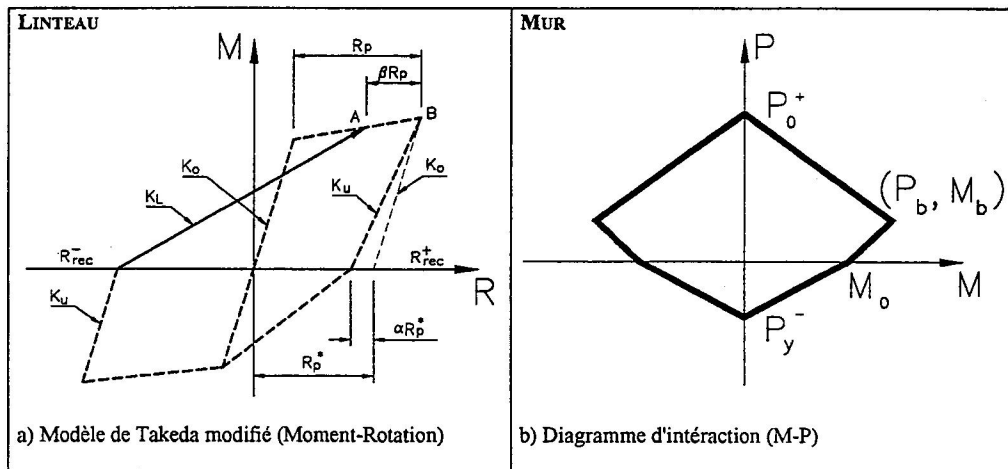


Coupe B-B

Type de section	MUR				
	a (mm)	b (mm)	D (mm)	e (mm)	$I_{yy}$ (m <sup>4</sup> )
M-1	450	450	2000	250	0.2
M-2	550	550	3000	300	1.175

Type de section	LINTEAU					
	L (m)	$b_f$ (mm)	$b_w$ (mm)	$h_f$ (mm)	h (mm)	$I_{yy}$ (m <sup>4</sup> )
M-1	5	1150	350	200	900	0.0348
M-2	4	1150	350	200	900	0.0348

Fig. 1 - Propriétés géométriques des MRC



a) Modèle de Takeda modifié (Moment-Rotation)

b) Diagramme d'interaction (M-P)

Fig. 2 - Modèles pour éléments des MRC.

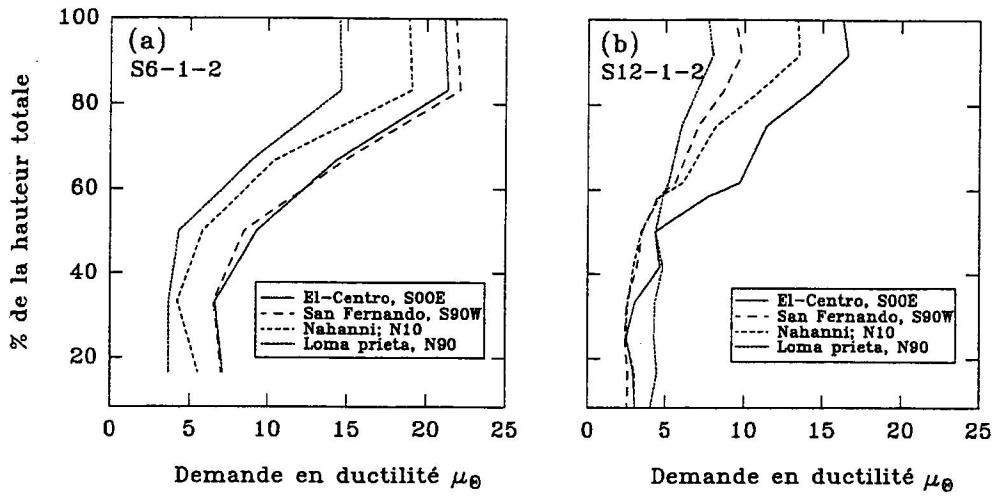


Fig.3 - Demande en ductilité des linteaux

(a) variante S6-1-2 ; (b) variante S12-1-2

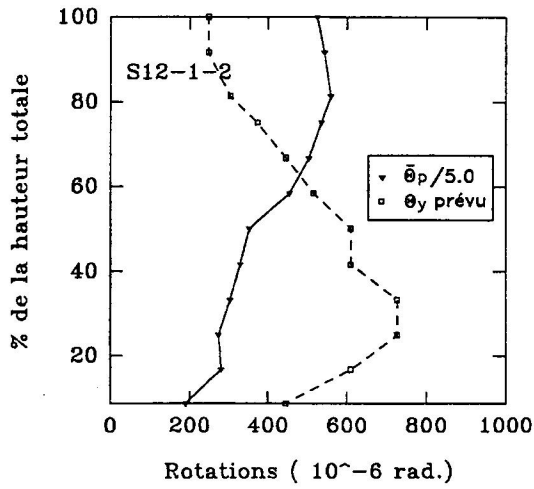


Fig.4 - Profil des rotations  $\Theta_p$  et  $\Theta_y$  pour la variante S12-1-2

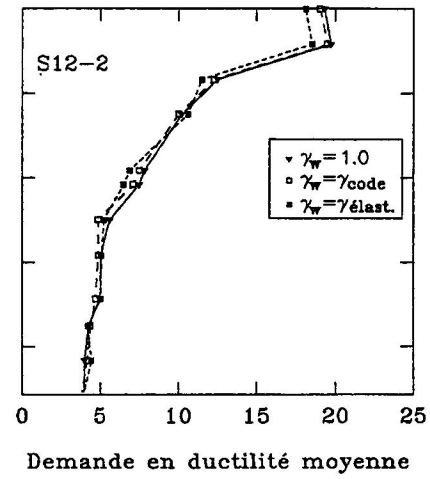


Fig.5 - Demandes en ductilité moyennes pour les variantes S12-2-1, S12-2-2 et S12-2-3