

CHAPITRE 5

MODELISATION DES STRUCTURES D'ESSAIS

5.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre on propose une modélisation en éléments finis permettant de simuler jusqu'à la ruine le comportement dynamique non linéaire des structures testées avec et sans effet de la vitesse de déformation. Nous commençons par répertorier les types principaux d'éléments utilisés en donnant toutes les caractéristiques mécaniques et géométriques de chaque type d'élément qui sont nécessaires pour l'analyse de la structure, on expliquera en détail les particularités de chaque type d'élément de la structure.

5.2. TYPES D'ELEMENTS FINIS

Dans l'ossature de la structure figure.1 on distingue trois parties principales :

- La partie horizontale connue sous le nom de poteau ou colonne
- La partie verticale connue sous le nom de poutre
- La partie centrale qui constitue la jonction poutre- poteau et qui possède un comportement assez complexe. Sa modélisation nécessite la définition de toutes les composantes déformables de cette zone.

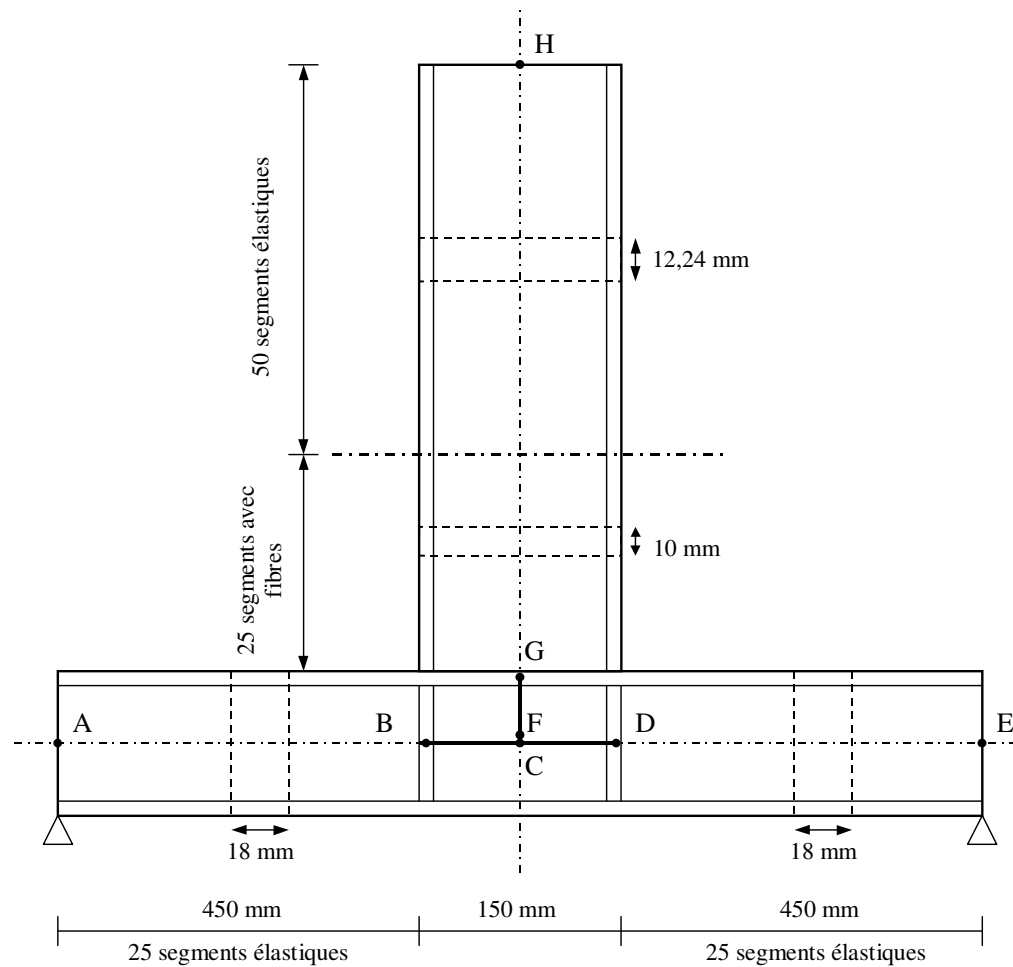


Figure 5.1. Modèle de structure

5.2.1. LA COLONNE

La colonne est un profilé métallique HEB 200 , vu le caractère complexe du mécanisme de déformabilité de la partie médiane de la colonne, il est nécessaire de subdiviser la colonne en trois parties à savoir la zone du panneau d'âme et les deux tronçons de part et d'autre du panneau d'âme. Le tronçon gauche de la colonne est représenté par l'élément AC, cet élément possède une zone déformable AB et une zone rigide BC. Le tronçon droit CE de la colonne est représenté par un autre élément qui possède une zone déformable DE et une zone rigide CD. Une analyse des contraintes dans les zones les plus sollicitées de la structure a montré que la contrainte dans les zones déformables des éléments qui constituent la colonne ne dépassent jamais 150 kN , pour cette raison nous avons adopté un modèle élastique indéfini pour les éléments de la colonne avec zones rigides. La partie déformable de chaque élément de la colonne a une longueur de 450 mm , elle est divisée en 25 segments. Chaque segment a une longueur $l = 18 \text{ mm}$. La zone rigide de chaque élément a une longueur $l_{rig} = 75 \text{ mm}$. La colonne est supposée simplement appuyée à ces deux extrémités. les caractéristiques mécaniques de la section transversale de chaque segment sont données au tableau 5.1

5.2.2. LA POUTRE

La poutre est un profilé IPE 300, elle est modélisée par un seul élément CH .Cet élément possède la partie rigide FG et la partie déformable GH. Selon l'analyse des contraintes que nous avons effectuée tout au long des zones les plus sollicitées de la structure, on distingue deux zones dans la partie déformable de la poutre :

- La zone inférieure qui s'étend sur une longueur de 250 mm ; cette zone est le siège de déformations plastiques qui se propagent en profondeur et en longueur, car la contrainte dépasse la limite élastique dans cette zone
- La zone supérieure qui s'étend sur une longueur de 612 mm où la contrainte reste largement inférieure à la limite élastique

La partie inférieure qui est susceptible de se plastifier est divisée en 25 segments, chaque segment a une longueur de 10 mm . La section transversale de chaque segment est divisée en 164 fibres, chaque fibre a une épaisseur de l'ordre de 2 mm . les caractéristiques mécaniques de la section transversale ayant un comportement élastique parfait sont données au tableau 5.1 Les caractéristiques de la section transversale formée de fibres sont calculées selon la méthode développée au chapitre 4 qui intègre les lois de comportement des fibres.

Les lois de comportement des matériaux constituant les structures qui sont données aux tableaux 3.5 et 3.6 du chapitre 3 . Ces lois diffèrent d'une structure à l'autre, en plus, à cause des opérations de laminage, l'âme des profilés est plus écrouie que la semelle, on donnera ci-dessous au tableau 5.2 les lois de comportement de la poutre de chaque structure sous sa forme décomposé selon le schéma de la figure 5.2 et selon un modèle bilinéaire.

5.2.3. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES ELEMEMENTS POUTRE ET COLONNE

	E (10^6 kN.m^{-2})	A (cm^2)	I (cm^4)	G (10^6 kN.m^{-2})	A' (cm^2)	EA (kN)	EI (kN.m^2)	GA' (kN)
Colonne	210	78,08	5696	84	24,83	1639260	11961,6	521430
Poutre	210	53,81	8356	84	25,68	1130010	17547,6	215712

Tableau 5.1 Caractéristiques mécaniques de la poutre et de la colonne

- E : module d'élasticité
- $\nu = 0.3$: coefficient de poisson
- G : module de cisaillement $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$
- A : aire de la section transversale de la colonne
- I : moment d'inertie de la section transversale de la colonne
- A' : section réduite de la section transversale de la colonne
- EA : rigidité en compression-traction de la colonne
- EI : rigidité en flexion
- GA' : rigidité en cisaillement

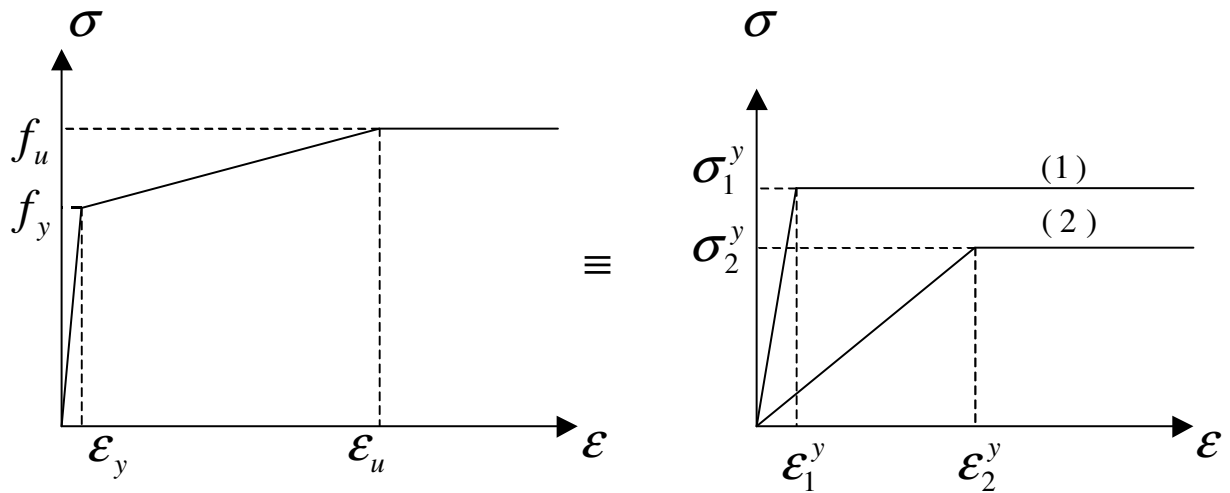


Figure 5.2 Décomposition de la loi de comportement

Poutre		E_1 ($\times 10^6 \text{kN.m}^{-2}$)	σ_1^y ($\times 10^3 \text{kN.m}^{-2}$)	ϵ_1^y ($\times 10^{-3}$)	E_2 ($\times 10^6 \text{kN.m}^{-2}$)	σ_2^y ($\times 10^3 \text{kN.m}^{-2}$)	ϵ_2^y ($\times 10^{-3}$)
SW1	âme	208	360	1,66	2	120	60
	semelle	208	301	1,45	2	131	60
SW2	âme	208	314	1,51	2	126	70
	semelle	208	310	1,49	2	118	70
SB1	âme	208	336	1,61	2	98	65
	semelle	208	266	1,28	2	137	65
UB1 UB2	âme	208	323	1,55	2	116	70
	semelle	208	310	1,49	2	119	70

Tableau 5.2. Caractéristiques mécaniques des sous fibres

5.2.4. L'ASSEMBLAGE

Les notations adoptées dans ce chapitre sont celles de l'Annexe J de l'EC3 [E5]. L'assemblage constitue la partie la plus déformable de la structure SCHNEIDER [S6]. Le panneau d'âme manifeste un comportement fortement non linéaire et il est considéré comme la plus importante source dissipative d'énergie.

Le modèle de l'annexe J de l'EC3 utilise ce qu'on appelle " la méthode des composantes". Dans cette méthode la réponse rotationnelle de l'assemblage est déterminée sur la base des propriétés mécaniques des différentes composantes de l'assemblage. Cette méthode offre l'avantage de calculer très facilement les propriétés mécaniques de chaque composante après avoir décomposé l'assemblage en composantes appropriées.

5.2.4.1. Identification des composantes individuelles actives de l'assemblage

Selon le type d'assemblage, l'Annexe J de l'EC3 donne les composantes principales qui contribuent à la flexibilité pour chaque type d'assemblage. La table J.10 de l'EC3 donne les composantes actives et les coefficients de rigidité à prendre en considération pour chaque type de structure dont les caractéristiques de rigidité sont rassemblées au tableau 5.3

Dans le cas des structures d'essais SW1 et SW2 qui sont constituées d'assemblages soudés les seules composantes actives sont les suivantes :

- L'âme du poteau en cisaillement
- L'âme du poteau en compression
- L'âme du poteau en traction

Dans le cas des structures d'essais UB1, UB2 et SB2 qui sont constitués d'assemblages soudés et boulonnés avec plat d'about les composantes actives sont les suivantes :

- L'âme du poteau en cisaillement.
- L'âme du poteau en compression
- L'âme du poteau en traction
- La semelle du poteau en flexion
- Le plat d'about en flexion
- Les boulons en traction

Structures	Coefficient de rigidité à prendre en considération
SW1, SW2	k_1, k_2, k_3
SB1, UB1, UB2	$k_1, k_2, k_3, k_4, k_5, k_{10}$

Tableau 5.3. Coefficients de rigidité des composantes de l'assemblage

- k_1 : coefficient de rigidité du panneau d'âme en cisaillement
- k_2 : coefficient de rigidité de l'âme du poteau en compression
- k_3 : coefficient de rigidité de l'âme du poteau en traction
- k_4 : coefficient de rigidité de la semelle du poteau en flexion
- k_5 : coefficient de rigidité du plat d'about en flexion
- k_{10} : coefficient de rigidité d'un boulon en traction

5.2.4.2. Rigidité initiale de l'âme du poteau en cisaillement

A noter que l'âme du poteau est raidie par deux raidisseurs horizontaux, par conséquent le coefficient de rigidité initiale k_1 de l'âme du poteau en cisaillement est donné par l'équation suivante :

$$k_1 = \frac{0,38.A_{vc}}{\beta.z} \quad \text{E3 J.4.2 (1)}$$

où A_{vc} est la surface cisailée de la colonne

$$A_{vc} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_{vc} = 7808 - 2 \times 200 \times 15 + (9 + 2 \times 18) \times 15 = 2483 \text{ mm}^2$$

$$z \text{ est le bras de levier } \quad z = h - t_{fb} \quad \text{E3 J.2.5}$$

$$z = 300 - 10,7 = 289,3 \text{ mm}$$

β est le paramètre de transformation

$$\beta = 1 \quad \text{E3 J.2.3.3 tab J.4}$$

$$\text{soit } k_1 = \frac{0,38 \times 2483}{289,3} = 3,26 \text{ mm}$$

$$K = E.z^2.k_1 \quad \text{E3 J.4.1(4)}$$

$$K = 3,26 \cdot 10^{-3} \times 210 \cdot 10^6 \times (0,2893)^2 = 6.327 \cdot 10^4 \text{ kN.m}$$

5.2.4.3. Rigidité initiale de l'âme du poteau en compression

$$k_2 = \frac{0,7 \times b_{\text{eff.c.wc}} \cdot t_{wc}}{d_c} \quad \text{E3 J.4.2 (2)}$$

où $b_{\text{eff.c.wc}}$ est la largeur effective de l'âme de la colonne en compression

$$b_{\text{eff.c.wc}} = t_{fb} + 5(t_{fc} + s), \quad s = r_c \quad \text{E3 J.3.5.2 (5)}$$

$$b_{\text{eff.c.wc}} = 10,7 + 5(15 + 18) = 175,7 \text{ mm}$$

d_c est la hauteur nette de l'âme du poteau

$$d_c = 200 - 2 \times (15 + 18) = 134 \text{ mm}, \quad t_{wc} = 9 \text{ mm}$$

$$k_2 = 0,7 \times \frac{175,7 \times 9}{134} = 8,26 \text{ mm}$$

$$K = E.z^2.k_2 \quad \text{E3 J.4.1 (4)}$$

$$K = 210 \cdot 10^6 \times (0,2893) \times 6,62 = 11.365 \cdot 10^4 \text{ kN.m}$$

5.2.4.4. Rigidité initiale de l'âme du poteau en traction

En raison de la symétrie de l'assemblage, la rigidité initiale de l'âme du poteau en traction reste la même que celle de l'âme du poteau en compression.

$$k_3 = \frac{0,7 \times b_{\text{eff.t.wc}} \cdot t_{wc}}{d_c} \quad \text{E3 J.4.2 (3)}$$

où $b_{eff.c.wc}$ est la largeur effective de l'âme de la colonne en compression

$$\begin{aligned} b_{eff.c.wc} &= t_{fb} + 5(t_{fc} + s), \quad s = r_c \\ b_{eff.c.wc} &= 10,7 + 5(15 + 18) = 175,7 \text{ mm} \end{aligned} \quad \text{E3 J.3.5.3 (2)}$$

d_c est la hauteur nette de l'âme du poteau

$$\begin{aligned} d_c &= 200 - 2 \times (15 + 18) = 134 \text{ mm}, \quad t_{wc} = 9 \text{ mm} \\ k_3 &= 0,7 \times \frac{175,7 \times 9}{134} = 8,26 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K &= E \cdot z^2 \cdot k_3 \\ K &= 210 \cdot 10^6 \times (0,2893) \times 6,62 = 11,365 \cdot 10^4 \text{ kN.m} \end{aligned} \quad \text{E3 J.4.1 (4)}$$

5.2.4.5. Rigidité initiale de l'ensemble des rangées de boulons avec cumul des contributions de l'âme du poteau, semelle du poteau et platine

5.2.4.5.1. Caractéristiques

Selon l'annexe J de l'EC3 révisé [E5], le comportement de chaque rangée r de boulons cumule les contributions des différents composants (âme du poteau, semelle du poteau, boulons et platine) avec leurs coefficients de rigidité $k_{i,r}$ associés en série (pour précision, l'unité de $k_{i,r}$ a la dimension d'une longueur) ; on en déduit au droit de chaque rangée, une rigidité efficace de valeur

$$k_{eff,r} = \left[\frac{1}{k_{3,r}} + \frac{1}{k_{4,r}} + \frac{1}{k_{5,r}} + \frac{1}{k_{10,r}} \right]^{-1} \quad \text{EC3 J.4.3.1(2)}$$

L'ensemble des rangées est ensuite ramené à un ressort unique de rigidité équivalente

$$k_{eq} = \frac{\sum_{r=1}^n k_{eff,r} \cdot h_r}{z_{eq}} \quad \text{EC3 J.4.3.1(1)}$$

où n : est le nombre de rangées de boulons tendus

h_r : distance d'une rangée au centre de la semelle comprimée de la poutre.

z_{eq} : bras de levier équivalent défini par l'équation suivante :

$$z_{eq} = \frac{\sum_{r=1}^n k_{eff,r} \cdot h_r^2}{\sum_{r=1}^n k_{eff,r} \cdot h_r} \quad \text{EC3 J.4.3.1(3)}$$

5.2.4.5.2. Mode de ruine en relation avec la semelle du poteau

$$m = 37,4, \quad e = 40, \quad p = 200 \quad \text{E3 fig.J.27}$$

$$k_4 = \frac{0,85 \times l_{eff}^3 t_{cf}^3}{m^3} \quad \text{E3 J.4.2 (4)}$$

$$k_4 = \frac{0,85 \times l_{eff} \times (15)^3}{(37,4)^3} = 0,055 \cdot l_{eff}$$

- Les boulons de la première rangée sont des boulons d'extrémité, donc

$$\begin{cases} l_{eff,1} = 0,5p + 2m + 0,625e = 0,5 \times 200 + 2 \times 37,4 + 0,625 \times 40 = 199,8 \text{ mm} \\ l_{eff,2} = 4m + 1,25e = 4 \times 37,4 + 1,25 \times 40 = 199,6 \text{ mm} \\ l_{eff,3} = 2\pi m = 2 \times 3,14 \times 37,4 = 234,872 \text{ mm} \end{cases}$$

$$l_{eff} = \min(l_{eff,1}, l_{eff,2}, l_{eff,3}) = 199,6 \text{ mm}$$

E3 tab.J.7

Le coefficient de rigidité $k_{4,1} = 0,055 \times 199,6 = 10,90 \text{ mm}$ le bras de levier $h_1 = 335 \text{ mm}$

- Les boulons de la deuxième rangée sont des boulons centraux.

$$\begin{cases} l_{eff,1} = p = 200 \text{ mm} \\ l_{eff,2} = 4m + 1,25e = 4 \times 37,4 + 1,25 \times 40 = 199,6 \text{ mm} \\ l_{eff,3} = 2\pi m = 2 \times 3,14 \times 37,4 = 234,872 \text{ mm} \end{cases}$$

$$l_{eff} = \min(l_{eff,1}, l_{eff,2}, l_{eff,3}) = 199,6 \text{ mm}$$

E3 tab.J.7

$$k_{4,2} = 0,055 \times 199,6 = 10,90 \text{ mm}$$

Le bras de levier $h_2 = 245 \text{ mm}$.

- La troisième rangée de boulons possède les mêmes caractéristiques que la deuxième rangée:

$$k_{4,3} = 10,90 \text{ mm} , h_3 = 45 \text{ mm}$$

5.2.4.5.3. Modes de ruine en relation avec la platine d'extrémité

$$m_x = 34,3 \quad w = 120 \quad e_x = 35 \quad m = m_p = 37,4 \quad e = e_p = 37,5 \quad b_p = 195$$

E3 fig.J.28

$$k_5 = \frac{0,85 \times l_{eff} \cdot l_p^3}{m^3}$$

E3 J.4.2 (5)

$$k_5 = \frac{0,85 \times l_{eff} \times (25)^3}{(37,4)^3} = 0,2538 \cdot l_{eff}$$

- La première rangée de boulons se situe au-dessus de la semelle de la poutre en traction, donc:

$$\begin{cases} l_{eff,1} = 0,5 \cdot w + 2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x = 0,5 \times 120 + 2 \times 34,3 + 0,625 \times 35 = 150,475 \text{ mm} \\ l_{eff,2} = 4 \cdot m_x + 1,25 \cdot e_x = 4 \times 34,3 + 1,25 \times 35 = 180,95 \text{ mm} \\ l_{eff,3} = 2 \cdot \pi \cdot m_x = 2 \times 3,14 \times 34,3 = 216,032 \text{ mm} \\ l_{eff,4} = 0,5 \cdot b_p = 0,5 \times 195 = 97,5 \text{ mm} \end{cases}$$

$$l_{eff} = \min(l_{eff,1}, l_{eff,2}, l_{eff,3}, l_{eff,4}) = 97,5 \text{ mm}$$

E3 ab.J.8

$$k_{5,1} = 0,2538 \cdot l_{eff} = 0,2538 \times 97,5 = 24,75 \text{ mm}$$

Le bras de levier $h_1 = 335 \text{ mm}$.

- La deuxième rangée de boulons se situe en dessous de la semelle de la poutre en traction:

$$\begin{cases} l_{eff,1} = \pi.m + p = 3.14 \times 37,4 + 200 = 150,475 \text{ mm} \\ l_{eff,2} = 2.\pi.m = 2 \times 3.14 \times 37,4 = 229,636 \text{ mm} \\ l_{eff,3} = \alpha.m \\ \alpha = 8 \end{cases}$$

E3 fig.J.28

Donc $l_{eff,3} = 8 \times 37,4 = 299,2$

$$l_{eff} = \min(l_{eff,1}, l_{eff,2}, l_{eff,3}) = 229,636 \text{ mm}$$

E3 tab.J.8

$$k_{5,2} = 0,2538.l_{eff} = 0,2538 \times 229,636 = 58,29 \text{ mm}$$

Le bras de levier correspondant $h_2 = 245 \text{ mm}$.

- La troisième rangée de boulons est considérée comme les deux autres rangées de boulons :

$$\begin{cases} l_{eff,1} = p = 200 \text{ mm} \\ l_{eff,2} = 4m + 1,25e = 4 \times 37,4 + 1,25 \times 37,5 = 196,475 \text{ mm} \\ l_{eff,3} = 2.\pi.m = 2 \times 3.14 \times 37,4 = 234,872 \text{ mm} \\ l_{eff} = \min(l_{eff,1}, l_{eff,2}, l_{eff,3}) = 196,475 \text{ mm} \\ k_{5,3} = 0,2538.l_{eff} = 0,2538 \times 196,475 = 49,86 \text{ mm} \end{cases}$$

E3 tab.J.8

Le bras de levier correspondant $h_3 = 45 \text{ mm}$

5.2.4.5.4. Boulons en traction

$$k_{10} = 1,6 \frac{A_s}{L_b}$$

E3 J.4.2 (10)

Où A_s est la section résultante du boulon.

$$A_s = 245 \text{ mm}^2$$

L_b est la longueur de la tige de boulon

$$L_b = t_{fc} + t_p + 0,5(h_{bolt} + h_{nut})$$

$$L_b = 15 + 25 + 0,5 \times 5$$

$$k_{10} = 1,6 \frac{245}{42,5} = 9,22 \text{ mm}$$

soit pour les trois rangées de boulons

$$k_{10,1} = k_{10,2} = k_{10,3} = 9,22 \text{ mm}$$

- Le coefficient de rigidité efficace au droit de la première rangée de boulons

$$k_{eff,1} = \left[\frac{1}{k_{3,1}} + \frac{1}{k_{4,1}} + \frac{1}{k_{5,1}} + \frac{1}{k_{10,1}} \right]^{-1}$$

EC3 J.4.3.1(2)

$$k_{eff,1} = \left[\frac{1}{8,26} + \frac{1}{10,90} + \frac{1}{24,75} + \frac{1}{9,22} \right]^{-1} = 2,765 \text{ mm}$$

- Le coefficient de rigidité efficace au droit de la deuxième rangée de boulons

$$k_{eff,2} = \left[\frac{1}{k_{3,2}} + \frac{1}{k_{4,2}} + \frac{1}{k_{5,2}} + \frac{1}{k_{10,2}} \right]^{-1} \quad \text{EC3 J.4.3.1(2)}$$

$$k_{eff,2} = \left[\frac{1}{8,26} + \frac{1}{10,90} + \frac{1}{58,29} + \frac{1}{9,22} \right]^{-1} = 2.955 \text{ mm}$$

- Le coefficient de rigidité efficace au droit de la troisième rangée de boulons

$$k_{eff,3} = \left[\frac{1}{k_{3,3}} + \frac{1}{k_{4,3}} + \frac{1}{k_{5,3}} + \frac{1}{k_{10,3}} \right]^{-1} \quad \text{EC3 J.4.3.1(2)}$$

$$k_{eff,3} = \left[\frac{1}{8,26} + \frac{1}{10,90} + \frac{1}{49,86} + \frac{1}{9,22} \right]^{-1} = 2.93 \text{ mm}$$

Evaluation du coefficient de rigidité et du bras de levier équivalent pour l'ensemble des rangées de boulons du côté fort de l'assemblage.

$$z_{eq} = \frac{\sum_{r=1}^n k_{eff,r} \cdot h_r^2}{\sum_{r=1}^n k_{eff,r} \cdot h_r} \quad \text{EC3 J.4.3.1(3)}$$

$$z_{eq} = \frac{k_{eff,1} \cdot h_1^2 + k_{eff,2} \cdot h_2^2 + k_{eff,3} \cdot h_3^2}{k_{eff,1} \cdot h_1 + k_{eff,2} \cdot h_2 + k_{eff,3} \cdot h_3}$$

$$z_{eq} = \frac{2,765 \times (335)^2 + 2,955 \times (245)^2 + 2,930 \times (45)^2}{2,765 \times 335 + 2,955 \times 245 + 2,930 \times 45}$$

$$z_{eq} = \frac{493609,25}{1782,1} = 276,98 \text{ mm}$$

$$k_{eq} = \frac{\sum_{r=1}^n k_{eff,r} \cdot h_r}{z_{eq}} \quad \text{EC3 J.4.3.1(1)}$$

$$k_{eq} = \frac{k_{eff,1} \cdot h_1 + k_{eff,2} \cdot h_2 + k_{eff,3} \cdot h_3}{z_{eq}}$$

$$k_{eq} = \frac{2,765 \times 335 + 2,955 \times 245 + 2,930 \times 45}{276,98}$$

$$k_{eq} = \frac{1782,1}{276,98} = 6,434 \text{ mm}$$

Evaluation du coefficient de rigidité et du bras de levier équivalent pour l'ensemble des rangées de boulons du côté faible de l'assemblage.

$$z_{eq} = \frac{\sum_{r=1}^n k_{eff,r} \cdot h_r^2}{\sum_{r=1}^n k_{eff,r} \cdot h_r} \quad \text{EC3 J.4.3.1(3)}$$

$$z_{eq} = \frac{k_{eff,1}.h_1^2 + k_{eff,2}.h_2^2}{k_{eff,1}.h_1 + k_{eff,2}.h_2}$$

$$z_{eq} = \frac{2,955 \times (245)^2 + 2,930 \times (45)^2}{2,955 \times 245 + 2,930 \times 45}$$

$$z_{eq} = \frac{183307.125}{855.825} = 214.20mm$$

$$k_{eq} = \frac{\sum_{r=1}^n k_{eff,r}.h_r}{z_{eq}} \quad \text{EC3 J.4.3.1(1)}$$

$$k_{eq} = \frac{k_{eff,1}.h_1 + k_{eff,2}.h_2}{z_{eq}}$$

$$k_{eq} = \frac{2,955 \times 245 + 2,930 \times 45}{214.20}$$

$$k_{eq} = \frac{855.825}{214.20} = 4.00mm$$

- La rigidité de l'ensemble des rangées de boulons en traction qui cumulent les contributions des différents composants (âme du poteau, semelle du poteau, boulons et platines) du coté fort de l'assemblage est donné par :

$$K = E.z_{eq}^2.k_{eq} \quad \text{EC3 (J.34)}$$

$$K = 210.10^6 \times (276,98.10^{-3})^2 \times 6,434.10^{-3}$$

$$K = 10,365.10^4 \text{ kN.m}$$

- La rigidité de l'ensemble des rangées de boulons en traction qui cumulent les contributions des différents composants (âme du poteau, semelle du poteau, boulons et platines) du coté faible de l'assemblage est donnée par :

$$K = E.z_{eq}^2.k_{eq} \quad \text{EC3 (J.34)}$$

$$K = 210.10^6 \times (214.20.10^{-3})^2 \times 4.00.10^{-3} = 3.86.10^4 \text{ kN.m}$$

5.2.4.6. Evaluation de la rigidité initiale de l'assemblage poutre-poteau des structures SW1 et SW2

Conformément à la procédure de l'EC3 Annexe J [E5], table J.10 , les coefficients de rigidité des composantes actives à prendre en compte sont k_1, k_2 et k_3

$$K = \frac{E.z^2}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_3}} \quad \text{EC3 (J.34)}$$

$$K = \frac{210.10^6 \times (289,3.10^{-3})^2}{10^3 \left(\frac{1}{3,26} + \frac{1}{8,26} + \frac{1}{8,26} \right)} = \frac{17575842.9}{548.88} = 3.20.10^4 \text{ kN.m}$$

5.2.4.7. Evaluation de la rigidité initiale de l'assemblage poutre-poteau de la structure SB1

Conformément à la procédure de l'EC3 Annexe J table J.11 , les coefficients de rigidité des composantes actives à prendre en compte sont k_1, k_2 et k_{eq}

$$K = \frac{E.z^2}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_{eq}}} \quad \text{EC3 (J.34)}$$

$$K = \frac{210.10^6 \times (289,3.10^{-3})^2}{10^3 \left(\frac{1}{3,26} + \frac{1}{8,26} + \frac{1}{6,434} \right)} = \frac{17575842,9}{583,24}$$

$$K = 3.10^4 \text{ kN.m}$$

5.2.4.8. Evaluation de la rigidité initiale de l'assemblage poutre-poteau des structures UB1 et UB2

La rigidité initiale des assemblages poutre-colonne des structures UB1 et UB2 du coté fort est la même que la rigidité initiale de l'assemblage de la structure SB1

$$K = 3.10^4 \text{ kN.m}$$

La rigidité initiale des assemblages poutre-colonne des structures UB1 et UB2 du coté faible fait intervenir le coefficient de rigidité k_{eq} qui différent de celui du coté fort, donc

$$K = \frac{E.z^2}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_{eq}}} \quad \text{EC3 (J.34)}$$

$$K = \frac{210.10^6 \times (214,20.10^{-3})^2}{10^3 \left(\frac{1}{3,26} + \frac{1}{8,26} + \frac{1}{4,00} \right)} = \frac{9635144,4}{677,81}$$

$$K = 1.42.10^4 \text{ kN.m}$$

5.2.4.9. Modélisation du comportement non linéaire du panneau d'âme

La conception et la réalisation des assemblages dans les structures métalliques ont connu de grands progrès après les séismes de Northridge (1994) et de Kobe (1995). Cependant, pour réduire la vulnérabilité de l'action sismique, les procédures analytiques utilisées pour évaluer la réponse sismique méritent plus d'attention que celles qui sont issues des milieux professionnels. La présence de la flexibilité dans les assemblages, le taux d'incertitude qui ont été considérés et qui sont pris en compte dans les procédures d'analyse conventionnelles doivent encore être plus détaillés. Il est également nécessaire de s'assurer que de telles améliorations reflètent le comportement réel des assemblages.

La conception et l'analyse conventionnelle sont basées sur une hypothèse simplificatrice qui suppose que l'assemblage poutre-poteau est parfaitement rotulé ou bien parfaitement rigide, cette classification est bien définie par l'EC3 Annexe J [E5]. En dépit de cette classification presque tous les assemblages dans les structures réelles, y compris les assemblages améliorés et qui ont été utilisés après les séismes de Northridge (1994) et de Kobe (1995) sont en fait essentiellement des assemblages semi-rigides avec différentes rigidités. Il a été établi, aussi

bien dans le cas théorique et dans le cas expérimental que ces assemblages exhibent un caractère semi-rigide avec une réponse non linéaire même quand les efforts appliqués restent très faibles ou modérés [A3]. L'hypothèse d'un assemblage rigide ou rotule est faite pour simplifier les calculs, ceci peut être considéré comme un point faible des procédures actuelles d'analyse. Les contraintes et les déformations calculées dans les éléments de la structure en se basant sur cette hypothèse sont souvent erronées, car en réalité les assemblages rigides possèdent une certaine souplesse et les assemblages rotulés possèdent une certaine rigidité. Donc la procédure classique d'analyse des structures métalliques en zone sismique ne peut être applicable, car il est essentiel de prendre en compte les rigidités réelles des différents éléments de la structure.

5.2.4.9.1. Modèle mathématique

Il est important de souligner qu'un travail considérable est déjà réalisé dans le domaine de l'analyse statique des structures avec des assemblages semi-rigide. Toutefois, l'analyse des structures métalliques sous l'action sismique avec assemblage semi-rigide, n'est pas encore pleinement développée à l'heure actuelle. Plusieurs résultats des essais statiques relatifs à la rigidité des assemblages et leur implication dans le comportement des structures sont disponibles dans la littérature [C23-R5]. Plusieurs expressions analytiques sont proposées pour représenter le comportement des assemblages semi-rigides et les plus importantes d'entre elles sont celles qui représentent la courbe moment-rotation relative ($M - \theta$). Parmi ces expressions analytiques on peut citer le modèle linéaire par morceau [R6], le modèle polynomial [F2], le modèle exponentiel [L9] le modèle B-spline [J4] qui utilise les fonctions d'interpolation et le modèle de RICHARD [R5]. Ce dernier modèle est utilisé dans cette étude parce qu'il fait intervenir un nombre assez important de propriétés mécaniques. L'expression du modèle est la suivante :

$$M = \frac{(K - K_p)\theta}{\left[1 + \left|\frac{(K - K_p)\theta}{M_0}\right|^N\right]^{\frac{1}{N}}} + K_p\theta \quad (5.1)$$

M : est le moment qui agit au niveau de l'assemblage

θ : est la rotation relative de l'assemblage

K : est la rigidité initiale de l'assemblage

M_0 : est le moment de référence défini à la figure 5.3

N : est le paramètre qui dépend de la forme de la courbe $M - \theta$

K_p : est la rigidité plastique de l'assemblage

La courbe 5.4 représente une première branche due à un chargement monotone croissant. Dans le cas d'une analyse typiquement sismique on peut s'attendre à une série de charges et de décharges d'amplitudes quelconques. Les études théoriques et expérimentales relatives au comportement de l'assemblage en cas de décharges et recharges sont très rares. Cependant certaines informations sont essentielles pour procéder à une analyse sismique réelle. Cet aspect a été traité récemment par [C24,E6]. Dans cette étude le comportement d'assemblage sous chargement monotone et la règle de MASING sont utilisés pour développer théoriquement les expressions analytiques qui permettent d'obtenir les courbes $M - \theta$ en cas de recharges et décharges. La règle de MASING permet de définir une classe de fonctions qui représentent la courbe $M - \theta$ dans sa généralité.

A l'état vierge sous chargement monotone la fonction f est définie par :

$$f(M, \theta) = 0 \quad (5.2)$$

Dans le cas de décharges et recharges les courbes $M - \theta$ peuvent être décrites par :

$$f\left(\frac{M - M_a}{2}, \frac{\theta - \theta_a}{2}\right) = 0 \tag{5.3}$$

(M_a, θ_a) désigne le point où la première inversion de la charge se produit en utilisant la règle de MASING et le modèle de RICHARD représenté par l'équation (5.1), le comportement de l'assemblage semi-rigide sous l'effet des décharges et recharges est donné par :

$$M = M_a - \frac{(K - K_p)(\theta - \theta_a)}{\left[1 + \left|\frac{(K - K_p)(\theta - \theta_a)}{2M_0}\right|^N\right]^{\frac{1}{N}}} - K_p(\theta - \theta_a) \tag{5.4}$$

Si (M_b, θ_b) est le point d'inversion de la charge suivant le point (M_a, θ_a) , la relation entre le moment M et la rotation θ peut être obtenue simplement en remplaçant (M_a, θ_a) par (M_b, θ_b) dans l'équation 5.4. Le comportement de l'assemblage sous charge, décharge et recharge est illustré à la figure 5.4. L'équation 5.1 est appliquée quand l'assemblage se trouve à l'état vierge c'est à dire pour le premier quart de cycle de chargement, alors que l'équation 5.4 est appliquée pour l'ensemble des décharges et recharges subséquentes qui représentent le comportement hystérétique de l'assemblage. Donc la rigidité $k(\theta)$ de l'assemblage peut être considérée comme la tangente instantanée à la courbe $(M - \theta)$. Dans le cas du premier chargement à l'état vierge la rigidité $k(\theta)$ est donnée par la relation suivante :

$$k(\theta) = \frac{(K - K_p)}{\left[1 + \left|\frac{(K - K_p)\theta}{M_0}\right|^N\right]^{(N+1)/N}} + K_p \tag{5.5}$$

Dans les autres cas $k(\theta)$ est donnée par la relation suivante :

$$k(\theta) = \frac{(K - K_p)}{\left[1 + \left|\frac{(K - K_p)(\theta_a - \theta)}{2M_0}\right|^N\right]^{(N+1)/N}} + K_p \tag{5.6}$$

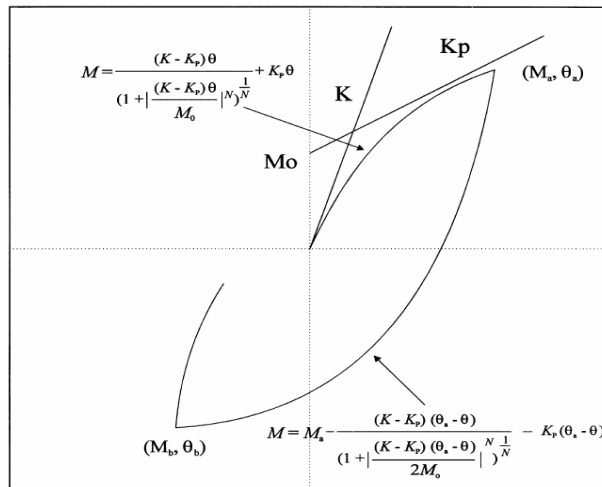


Figure 5.3. Courbe charge décharge et recharge de l'assemblage semi-rigide

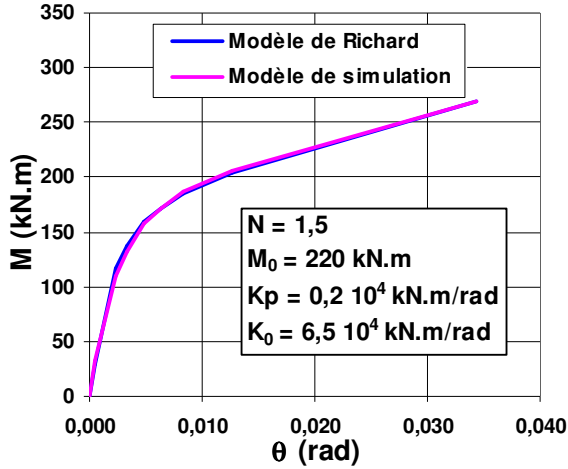


Figure 5.4. Loi de comportement moment rotation du panneau d'âme: Structure SW1

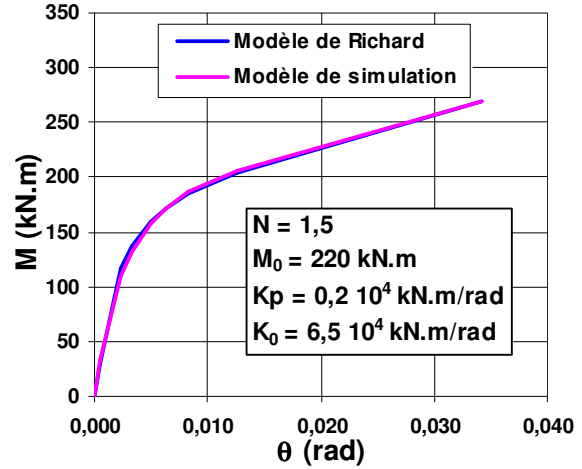


Figure 5.4. Loi de comportement moment rotation du panneau d'âme: Structure SW2

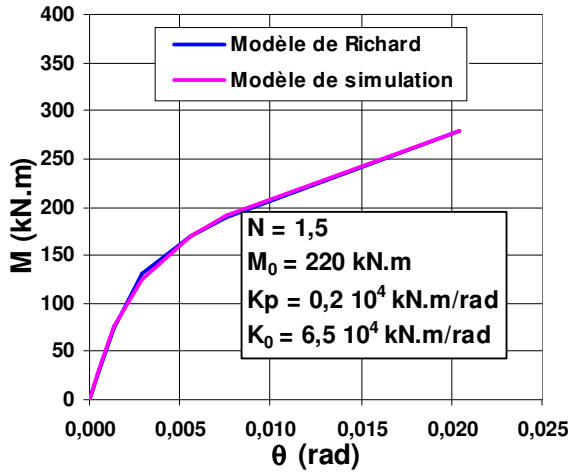


Figure 5.4. Loi de comportement moment rotation du panneau d'âme: Structure UB1

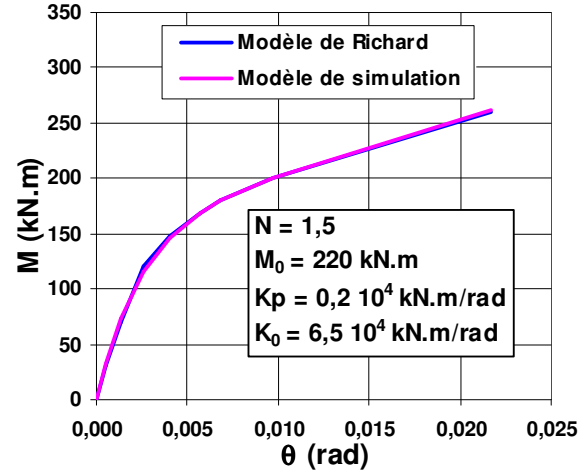


Figure 5.4. Loi de comportement moment rotation du panneau d'âme: Structure UB2

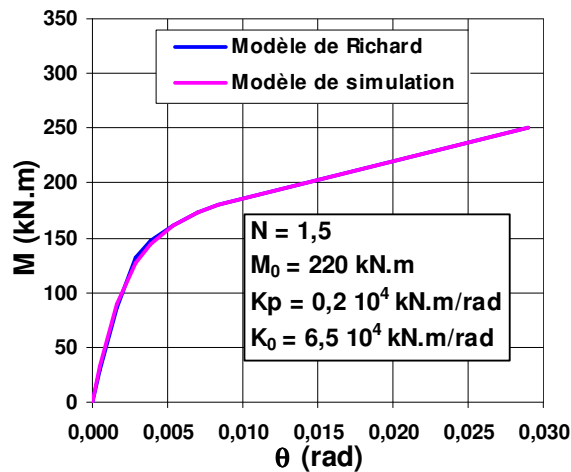


Figure 5.4. Loi de comportement moment rotation du panneau d'âme: Structure SB1

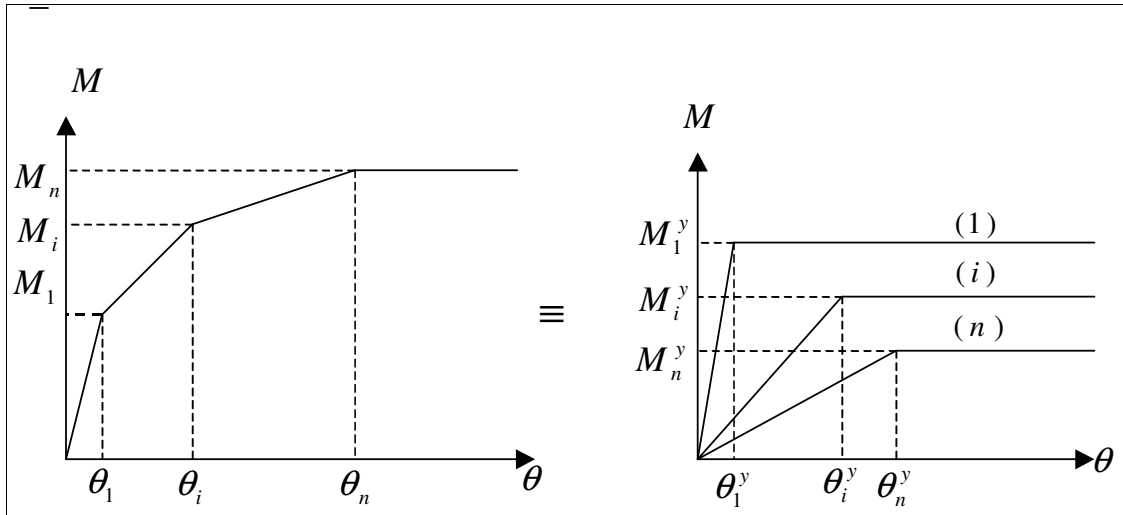


Figure 5.9. Décomposition de la loi de comportement panneau d'âme

Structure	i	1	2	3	4	5	6	7	8
SW1	M_i^y (kN.m)	4,5	20,08	70,18	26,45	16,74	43,11	218,92	--
	K_i (kN.m)	8700	12300	22500	4500	2300	4200	3500	--
	θ_i^y (rad)	0,0005	0,0016	0,0031	0,0059	0,0073	0,0103	0,0625	--
SW2	M_i^y (kN.m)	5,69	56,84	32,81	19,58	15,85	15,01	21,41	23979
	K_i (kN.m)	11000	24000	10000	4000	2500	1800	1700	3000
	θ_i^y (rad)	0,0005	0,0024	0,0033	0,0049	0,0063	0,0083	0,0126	0,0799
SB1	M_i^y (kN.m)	4,5	18,45	67,44	17,56	16,21	13,95	13,4	248,47
	K_i (kN.m)	8700	11300	23500	4500	3000	2000	1600	3400
	θ_i^y (rad)	0,0005	0,0016	0,0029	0,0039	0,0054	0,0070	0,0082	0,0731
UB1	M_i^y (kN.m)	3	23,72	59,01	28,08	22,85	263,32	--	--
	K_i (kN.m)	5800	17200	20000	5000	3000	7000	--	--
	θ_i^y (rad)	0,0005	0,0014	0,0030	0,0056	0,0076	0,0376	--	--
UB2	M_i^y (kN.m)	4,5	12,35	51,89	31,82	11,29	20,53	19,4	248,58
	K_i (kN.m)	8700	9300	20000	8000	2000	3000	2000	5000
	θ_i^y (rad)	0,0005	0,0013	0,0026	0,0040	0,0056	0,0068	0,0097	0,0497

Tableau 5.4. Caractéristiques mécaniques des lois de comportement décomposées panneau d'âme

5.3. CONCLUSION

Les modèles présentés dans ce chapitre sont le résultat d'un travail de simulation itérative qui a permis, en fonction des résultats expérimentaux des structures d'essais, de calibrer les différentes composantes constitutives des modèles et leurs lois de comportement non linéaires dynamiques.