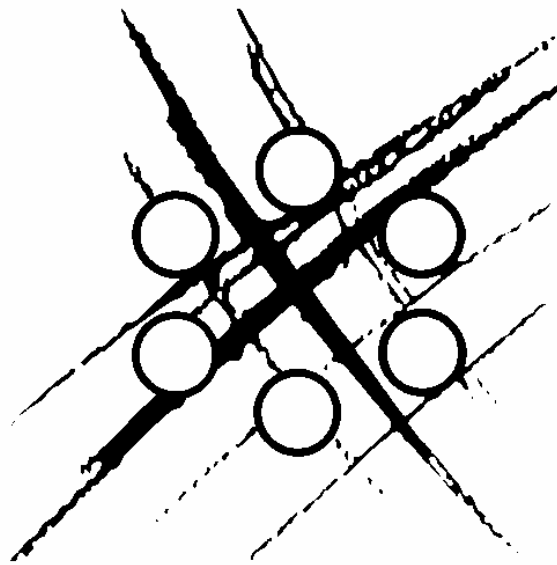




DIRECTION DE L'ENERGIE NUCLEAIRE

DEPARTEMENT MODELISATION DE SYSTEMES ET STRUCTURES

SERVICE D'ETUDES MECANIKES ET THERMIQUES



RAPPORT DM2S

SEMTEMSI/RT/01-008/A

**MODELISATION DES STRUCTURES DE GENIE CIVIL SOUS
CHARGEMENT SISMIQUE A L'AIDE DE CASTEM 2000**

D. COMBESURE



RAPPORT DM2S

REFERENCES : SEMT/EMSI/RT/01-008/A

TITRE : MODELISATION DES STRUCTURES DE GENIE CIVIL SOUS CHARGEMENT SISMIQUE A L'AIDE DE CASTEM 2000

AUTEURS	SIGNATURES	AUTEURS	SIGNATURES
D. COMBESURE			

RESUME

Les calculs non linéaires peuvent se révéler particulièrement utiles lors de la réévaluation sismique d'un bâtiment. Ainsi leur utilisation est-elle envisagée dans les guides de réévaluation FEMA 273, 356 et ATC 40. En effet, ils permettent de mieux appréhender le comportement à la ruine de la structure en simulant la succession des phénomènes caractérisant la ruine de chaque élément de structure et estimer plus correctement que les calculs linéaires élastiques les niveaux de séisme correspondant à la ruine de la structure. De plus, ils permettent une meilleure détermination des éléments critiques.

CASTEM 2000 possède de nombreux éléments finis et lois de comportement pouvant être utilisés lors d'une réévaluation sismique. Ce document vise à rassembler les informations nécessaires à de telles études.

Tout d'abord, sont décrites les lois de comportement globales ou semi-globales utilisables pour l'étude d'une structure de bâtiment complète. Ces lois ont généralement comme support éléments finis des éléments de barre ou de poutre (hypothèses de Bernoulli ou de Timoshenko). Les caractéristiques des 2 éléments finis de poutre disponibles dans CASTEM 2000 sont donc tout d'abord rappelées. Les lois simplifiées reliant une déformation généralisée à sa contrainte associée et basées sur des courbes enveloppes bilinéaire ou trinéaire sont ensuite décrites. Enfin, la description du modèle à fibre, initialement développé pour l'étude d'ouvrages d'art mais dont l'application à des structures de bâtiment est possible, est particulièrement détaillée.

Des recommandations ainsi que des méthodes de calcul non linéaires (dynamiques et statiques équivalentes) sont ensuite données pour l'application de ces lois à la modélisation d'éléments de structure réels (poteaux, poutre, nœud d'ossature, vérification des ancrages, murs porteurs, etc...).

MOTS CLES :

AFFAIRE : CANAL : EPAC : 413C SEGMENT :

Titre de l'affaire : USINE

			Visa		
		1	Nom Date	E. JEANVOINE	P. SOLLOGOUB
Indice	Date	Nb.Page		Vérificateur	Autre visa Approbateur



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 3

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

LISTE DE MODIFICATION

Indice	Date	Motif et description de la modification
A		Document initial



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 4

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

1. Objectifs du document.....	6
2. Eléments et lois de comportement globales et semi-globales.....	7
2.1. Les éléments finis de barre et de poutre	7
2.1.1. Eléments finis de barre.....	7
2.1.2. Eléments finis de poutre	7
2.2. Description des lois de comportement globales.....	10
2.2.1. Les lois bilinéaires BILIN_MOMY et BILIN_EFFZ	10
2.2.2. Les lois trilineaires de Takeda TAKEMO_MOMY et TAKEMO_EFFZ	10
2.2.3. Le modèle GLOBAL.....	12
2.2.4. La loi CISAIL_NL	12
2.2.5. Le modèle INFILL_UNI	14
2.3. Le modèle à fibre	16
2.3.1. Principe du modèle à fibre pour l'élément Timoshenko	16
2.3.2. Le modèle de béton BETON_UNI	19
2.3.3. Le modèle de béton simplifié BAEL.....	22
2.3.4. Modèle d'endommagement unilatéral de Laborderie	23
2.3.5. Le modèle d'acier de Menegotto-Pinto ACIER_UNI.....	24
2.3.6. La loi acier élastoplastique avec écrouissage cinématique PARFAIT_UNI	25
2.3.7. La loi d'ancrage et de recouvrement ACIER_ANCRAGE.....	26
2.3.8. La loi d'ancrage et de recouvrement PARFAIT_ANCRAGE	27
2.3.9. La loi d'endommagement fragile en traction et compression FRAGILE_UNI.....	28
2.3.10. Le modèle de béton de Mazars.....	29
2.3.11. La loi phénoménologique STRUT_UNI.....	30
2.3.12. La loi simplifiée avec adoucissement pour le cisaillement CISAIL_NL.....	32
3. Application à la modélisation des éléments de structure.....	33
3.1. Rappels sur la notion de dommage	33
3.2. Modélisation du comportement en flexion des éléments linéiques.....	38
3.2.1. Rappel du comportement à la ruine d'une section de béton armé.....	38
3.2.2. Passage au cas du poteau console	46
3.2.3. Spécificités des poutres.....	50
3.2.4. Application aux murs porteurs élancés	54
3.3. Vérification de la résistance à l'effort tranchant des éléments porteurs.....	55
3.3.1. Résistance à l'effort tranchant des poteaux et poutres.....	55
3.3.2. Résistance à l'effort tranchant des voiles	57
3.4. Nœuds d'ossature poutre -poteau	62
3.4.1. Rappel du mode de fonctionnement d'un nœud	62
3.4.2. Calcul des contraintes de cisaillement dans le nœud	63
3.4.3. Hypothèses cinématiques	64
3.4.4. Calcul de la résistance et critères de ruine en effort	65
3.5. Vérification des ancrages et recouvrements.....	70
3.6. Murs de remplissage en maçonnerie et béton armé	72



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A


Date : 06/03/2001

Page 5

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

3.6.1.	Principe des modélisations du comportement dans le plan.....	72
3.6.2.	Mainstone, 1971	72
3.6.3.	Dawe et Seah, 1989.....	72
3.6.4.	Durrani et Luo, 1994.....	72
3.6.5.	Recommandations pour l'utilisation des formules précédentes.....	73
3.6.6.	Vérification du comportement hors-plan.....	73
4.	Les méthodes de calculs non linéaires.....	74
4.1.	Calculs temporels	74
4.1.1.	Généralités.....	74
4.1.2.	Caractéristiques dynamiques de la structure	74
4.1.3.	Signaux sismiques utilisés	75
4.2.	Calculs statiques équivalents	77
4.2.1.	Utilisation d'un spectre en accélération - déplacement.....	77
4.2.2.	Application de cette nouvelle représentation à l'analyse des signaux.....	78
4.2.3.	Calcul de l'amortissement équivalent.....	82
4.2.4.	Passage à une structure réelle	86
4.3.	Remarques sur la présentation des résultats de calculs	88
4.3.1.	Analyse du comportement global de la structure	88
4.3.2.	Définition d'indices d'endommagement	88
4.3.3.	Estimation des courbes de fragilité et des probabilités de ruine	89
5.	Références.....	90
6.	Annexes.....	95
6.1.	Lois de comportement non linéaires.....	95
6.2.	Syntaxe d'utilisation de la procédure MOCU.....	116
6.3.	Remarques sur l'utilisation de la procédure PASAPAS.....	117
6.3.1.	Généralités.....	117
6.3.2.	Les données d'entrées	117
6.3.3.	Comment réduire les temps de calculs avec le modèle à fibre	119
6.3.4.	Simuler les différentes phases de construction et les renforcements à posteriori.....	119

		SEMT/EMSI/RT/01-008/A
		Date : 06/03/2001
	RAPPORT DM2S	Page 6
Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000		

1. OBJECTIFS DU DOCUMENT

Les calculs non linéaires peuvent se révéler particulièrement utiles lors de la réévaluation sismique d'un bâtiment. Ainsi leur utilisation est-elle envisagée dans les guides de réévaluation FEMA 273, 356 et ATC 40. En effet, ils permettent de mieux appréhender le comportement à la ruine de la structure en simulant la succession des phénomènes caractérisant la ruine de chaque élément de structure. Dans le cas de structures irrégulières (en élévation, en plan ...) ou ayant des éléments de structure avec des rigidités et/ou des résistances peu homogènes, les limites des calculs linéaires sont rapidement atteintes et il faut avoir recours à des calculs non linéaires pour pouvoir estimer plus correctement les niveaux de séisme correspondant à la ruine de la structure ainsi que les éléments critiques et le mode de ruine le plus probable.

CASTEM 2000 possède de nombreux éléments finis et lois de comportement pouvant être utilisés lors d'une réévaluation sismique. Ce document vise à rassembler les informations nécessaires à de telles études.

Tout d'abord, le chapitre 2 décrit les lois de comportement globales ou semi-globales utilisables pour l'étude d'une structure de bâtiment complète. Ces lois ont généralement comme support éléments finis des éléments de poutre. Les caractéristiques des 2 éléments finis de poutre disponibles dans CASTEM 2000 (élément de poutre de Bernoulli et élément de Timoshenko) sont donc tout d'abord rappelées. Sont ensuite décrites les lois simplifiées bilinéaires et trinéaires (Takeda). Enfin, la description du modèle à fibre, couramment utilisé pour l'étude d'ouvrages d'art et dont l'application à des structures de bâtiment requiert certaines précautions, est particulièrement détaillée. Ce modèle est basé sur les éléments de poutre de Timoshenko et sur des lois matérielles uniaxiales reproduisant le comportement de chaque matériau en traction-compression (acier, béton, ancrage, recouvrement, matériau fragile comme les Tissus en Fibre de Carbone) ou au cisaillement.

Le chapitre suivant donne quelques recommandations pour l'application de ces lois à la modélisation d'éléments de structure réels (poteaux, poutre, nœud d'ossature, vérification des ancrages, murs porteurs, etc...).

Les méthodes de calcul non linéaires (calculs dynamiques temporels et calculs statiques équivalents) sont rappelées dans le chapitre 4.

Les descriptions détaillées de la syntaxe et les caractéristiques des lois de comportement pouvant être utilisées pour les réévaluations ainsi que des procédures MOCU et PASAPAS ont été rassemblées en Annexes dans le but de rendre le texte principal plus clair et synthétique.



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 7

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

2. ELEMENTS ET LOIS DE COMPORTEMENT GLOBALES ET SEMI-GLOBALES

Ce niveau de modélisation est particulièrement bien adapté à l'étude de structures complexes sous chargement sismique. Les lois non linéaires s'appuient sur des éléments de barre ou de poutre (Timoshenko ou Bernoulli).

2.1. Les éléments finis de barre et de poutre

2.1.1. Eléments finis de barre

L'élément fini de barre à 2 nœuds BARR a pour support géométrique l'élément SEG2 et fonctionne uniquement en traction-compression. La déformation axiale est constante sur l'élément.

Cet élément sert de support à plusieurs lois de comportement d'acier et de béton ainsi qu'à la loi globale INFILL_UNI utilisable pour les murs de remplissage.

L'utilisateur doit fournir la section SECT en plus des caractéristiques du matériau (YOUN et NU en élastique).

La déformation axiale ϵ_x et l'effort normal N_x sont notés respectivement EPSS et EFFX.

2.1.2. Eléments finis de poutre

2.1.2.1. Généralités

Castem 2000 possède 2 éléments finis de poutre (Fig 2.1):

- l'élément POUT d'Euler-Bernoulli sans déformation de cisaillement et avec une répartition de courbure linéaire sur la hauteur de l'élément ,
- l'élément TIMO avec déformation de cisaillement et une répartition de courbure constante sur l'élément.

Ces 2 éléments finis de poutre ont pour support géométrique l'élément SEG2 à 2 nœuds et fonctionnent en 3D et en 2D (contraintes planes et déformations planes).

Ils servent de support à plusieurs lois de comportement globales et semi globales en traction-compression, flexion et cisaillement.

Pour ces 2 éléments, l'utilisateur doit fournir la section SECT, les inerties de flexion INRY (uniquement en 3D) et INRZ et l'inertie de torsion INRX (uniquement en 3D). Les sections réduites pour le cisaillement SECY et SECZ sont facultatives. Le module de cisaillement G est calculé à partir du module d'Young ($E=YOUN$) et du coefficient de Poisson ($\nu=NU$) : $G=E/2(1+\nu)$.

Dans le repère local, la direction de la poutre est noté Ox. En 3D, l'utilisateur peut fixer l'axe Oy grâce au paramètre facultatif VECT (objet POINT). Par la suite, nous ne présenterons que la formulation 3D.

Les déformations et contraintes généralisées sont exprimées dans le repère local de la poutre:

- Allongement axial : $\epsilon_x=EPS$, $N_x=EFFX$
- Flexion : $\phi_y=CY$, $\phi_z=CZ$ et $M_y=MOMY$, $M_z=MOMZ$
- Torsion : $\phi_x=CX$ et $M_x=MOMX$
- Cisaillement : $\gamma_y=GXY$, $\gamma_z=GXZ$ et $T_y=EFFY$, $T_z=EFFZ$

2.1.2.2. L'élément POUT

Cet élément de poutre vérifie les hypothèses d'Euler-Bernoulli : les sections droites restent droites et il n'y a aucune déformation de cisaillement.

Les fonctions de forme sont :

- de degré 3 pour les déplacements transverses u_y et u_z
- de degré 2 pour les rotations de flexion θ_y et θ_z



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 8

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

- de degré 1 pour les courbures ϕ_y et ϕ_s
- de degré 1 pour le déplacement longitudinal u_x
- constante pour la déformation axiale ϵ_x
- de degré 1 pour la rotation de torsion θ_x
- constante pour le gauchissement de torsion f_x

Les contraintes et les déformations généralisées sont données aux 2 extrémités de l'élément. Il faut remarquer que l'allongement axial, le gauchissement de torsion et les contraintes correspondantes sont identiques aux 2 extrémités, seules les courbures diffèrent. Les déformations de cisaillement γ_y et γ_z sont nulles.

En élasticité, cet élément donne une solution exacte pour des forces et des moments appliqués aux nœuds des éléments.

Pour cet élément de poutre, l'utilisateur peut donner les sections réduites en cisaillement. La matrice de rigidité est alors modifiée pour tenir compte de la flexibilité additionnelle. Cette correction est bien évidemment ignorée en plasticité.

2.1.2.3. L'élément TIMO

Cet élément vérifie les hypothèses de Timoshenko : les sections planes restent planes mais pas obligatoirement normales à la fibre moyenne (possibilité de déformations de cisaillement).

Cet élément est sous intégré pour éviter les problèmes de blocage en cisaillement (shear locking).

Ce développement a été documenté dans [Pegon, 1993a].

Les fonctions de forme sont donc :

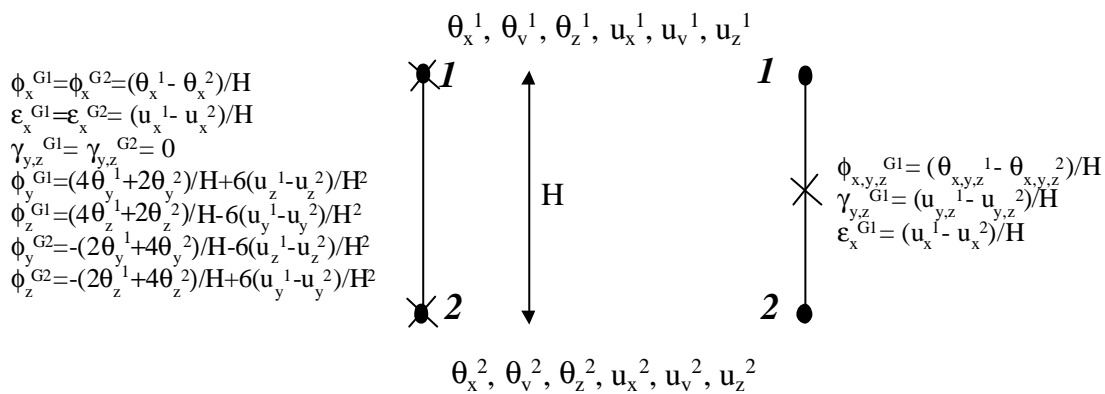
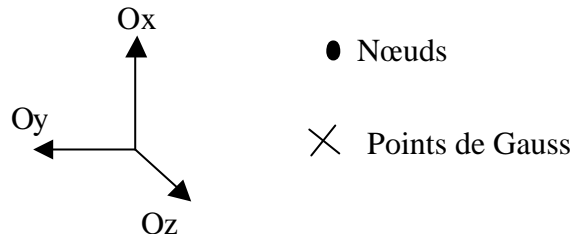
- de degré 1 pour les rotations, les déplacements transverses et le déplacement axial,
- constante pour les courbures, les déformations de cisaillement et l'allongement axial.

Cet élément a donc une convergence spatiale limitée par rapport à l'élément POUT et son utilisation nécessite une discrétisation plus fine.

Les contraintes et déformations sont données au point de Gauss unique situé au centre de l'élément.

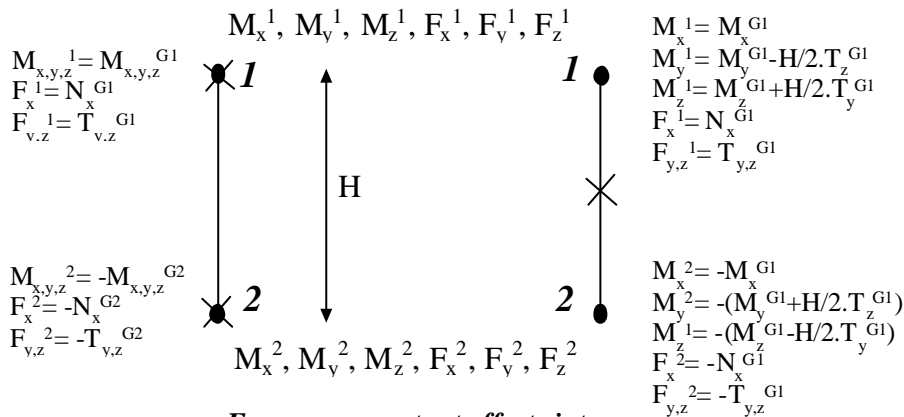
Une des différences par rapport à l'élément POUT est que, pour l'élément TIMO, l'équation d'équilibre locale $T=dM/ds$ est vérifiée grâce à l'équilibre global alors que, pour l'élément POUT, cette relation est directement imposée dans l'élément (les efforts tranchants sont déduits directement des moments fléchissants).

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000



$$\begin{aligned} \phi_x^{G1} &= \phi_x^{G2} = (\theta_x^1 - \theta_x^2)/H \\ \varepsilon_x^{G1} &= \varepsilon_x^{G2} = (u_x^1 - u_x^2)/H \\ \gamma_{y,z}^{G1} &= \gamma_{y,z}^{G2} = 0 \\ \phi_y^{G1} &= (4\theta_y^1 + 2\theta_y^2)/H + 6(u_z^1 - u_z^2)/H^2 \\ \phi_z^{G1} &= (4\theta_z^1 + 2\theta_z^2)/H - 6(u_y^1 - u_y^2)/H^2 \\ \phi_y^{G2} &= -(2\theta_y^1 + 4\theta_y^2)/H - 6(u_z^1 - u_z^2)/H^2 \\ \phi_z^{G2} &= -(2\theta_z^1 + 4\theta_z^2)/H + 6(u_y^1 - u_y^2)/H^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi_{x,y,z}^{G1} &= (\theta_{x,y,z}^1 - \theta_{x,y,z}^2)/H \\ \gamma_{y,z}^{G1} &= (u_{y,z}^1 - u_{y,z}^2)/H \\ \varepsilon_x^{G1} &= (u_x^1 - u_x^2)/H \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} M_{x,y,z}^1 &= M_{x,y,z}^{G1} \\ F_x^1 &= N_x^{G1} \\ F_{v,z}^1 &= T_{v,z}^{G1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_x^1 &= M_x^{G1} \\ M_y^1 &= M_y^{G1} - H/2 \cdot T_z^{G1} \\ M_z^1 &= M_z^{G1} + H/2 \cdot T_y^{G1} \\ F_x^1 &= N_x^{G1} \\ F_{y,z}^1 &= T_{y,z}^{G1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{x,y,z}^2 &= -M_{x,y,z}^{G2} \\ F_x^2 &= -N_x^{G2} \\ F_{v,z}^2 &= -T_{v,z}^{G2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_x^2 &= -M_x^{G1} \\ M_y^2 &= -(M_y^{G1} + H/2 \cdot T_z^{G1}) \\ M_z^2 &= -(M_z^{G1} - H/2 \cdot T_y^{G1}) \\ F_x^2 &= -N_x^{G1} \\ F_{y,z}^2 &= -T_{y,z}^{G1} \end{aligned}$$

*Elément de poutre
d'Euler-Bernoulli*

*Elément de poutre
de Timoshenko*

Fig 2.1 : Orientation, conventions et positions des points de Gauss des éléments de poutre



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 10

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

2.2. Description des lois de comportement globales

Les lois de comportement globales sont des relations entre une déformation généralisée ($\phi_x, \phi_z, \phi_y, \gamma_y, \gamma_z$ ou ϵ_x) et sa contrainte associée (M_x, M_y, M_z, T_y, T_z ou N_x) sans passage par des lois matériaux locales. [Fardis, 1991] et [Politopoulos, 1998] sont des exemples d'états de l'art de ce type de modèle.

Les lois disponibles dans Castem 2000 ne comportent aucun couplage entre les différents modes de fonctionnement (par exemple, entre les moments de flexion et l'effort normal).

2.2.1. Les lois bilinéaires BILIN_MOMY et BILIN_EFFZ

La même loi uniaxiale élastoplastique avec écrouissage cinématique est utilisée pour relier la courbure ϕ_y au moment de flexion M_y (loi BILIN_MOMY) et la déformation de cisaillement γ_z à l'effort tranchant T_z (loi BILIN_EFFZ). La loi BILIN_MOMY fonctionne sur les éléments de poutre de Bernoulli POUT et de Timoshenko TIMO alors que la loi BILIN_EFFZ ne fonctionne évidemment que sur les éléments de Timoshenko TIMO (Fig 2.2-a et b).

2 paramètres sont nécessaires pour décrire le comportement non linéaire :

- le moment ou l'effort tranchant résistant (YMOM ou YEFF)
- le module d'Young post plastification EAYI : la pente post-plastification de la relation moment-courbure vaut $INRY \times EAYI$ pour la loi en flexion et $SECZ \times EAYI$ pour la loi en cisaillement

2.2.2. Les lois trilineaires de Takeda TAKEMO_MOMY et TAKEMO_EFFZ

La loi de Takeda est une des lois simplifiées les plus répandues pour modéliser les structures en béton armé [Takeda, 1970]. La loi disponible dans Castem est la loi de Takeda modifiée valable aussi pour le comportement en cisaillement (Fig 2.2.c). Une description de cette loi est donnée dans [Arede, 1997].

Le comportement non linéaire nécessite 3 paramètres (ou 6 paramètres pour une section non symétrique) ainsi qu'une courbe de première charge.

La courbe de première charge -qui peut être différente dans les 2 sens de chargement- est trilineaire : le premier segment passant par l'origine est caractéristique du comportement élastique, le second segment de la fissuration du béton et le troisième segment de la plastification des aciers. Cette courbe est obligatoirement monotone croissante et comporte 4 points dans le cas d'une section symétrique et 9 points dans le cas d'une section non symétrique (le 5^{ème} point étant l'origine). Les points définissant la plastification des aciers ont pour ordonnées My^+ et My^- .

Les 3 (ou 6) paramètres scalaires décrivent le comportement cyclique régis par 15 règles. Dans la loi Takeda du code IDARC, les paramètres sont les suivants :

- α^+ et α^- définissent le module de décharge élastique qui est effectuée en visant un point d'ordonnée $-\alpha^+ My^+$ et $-\alpha^- My^-$ situé sur la droite passant par l'origine et ayant la pente de la rigidité initiale (E.I pour la loi en flexion et G.S pour la loi en cisaillement). La loi Takeda de Castem 2000 a pour paramètres $SFDP = \alpha^+$ et $SFDN = \alpha^-$
- γ^+ et γ^- définissent le pincement des courbes sous chargement cyclique. Lorsque l'effort change de signe, le point d'ordonnée $\gamma^+ My^+$ ou $\gamma^- My^-$ situé sur la courbe de décharge opposée est visé jusqu'à atteindre la courbure ϕ_1^+ ou ϕ_1^- . La loi Takeda de Castem 2000 a pour paramètres $PINP = |\gamma^+ My^+|$ et $PINN = |\gamma^- My^-|$.
- β^+ et β^- définissent la dégradation de résistance sous chargement cyclique. Lors d'un cycle décharge-recharge, le dernier point visé n'est pas le point atteint lors du cycle précédent sur la courbe de première charge mais un point situé sur la courbe de première charge mais à une abscisse plus élevée d'un facteur $\Delta\phi^+ = \beta^+ \cdot (\Delta E^+ / My^+)$ (ou $\Delta\phi^- = \beta^- \cdot (\Delta E^- / My^-)$). Ce décalage d'abscisse simule une dégradation de résistance lorsque des cycles à amplitude constante sont réalisés. La loi Takeda de Castem 2000 a pour paramètres $SRDP = |\beta^+ / My^+|$ et $SRDN = |\beta^- / My^-|$.

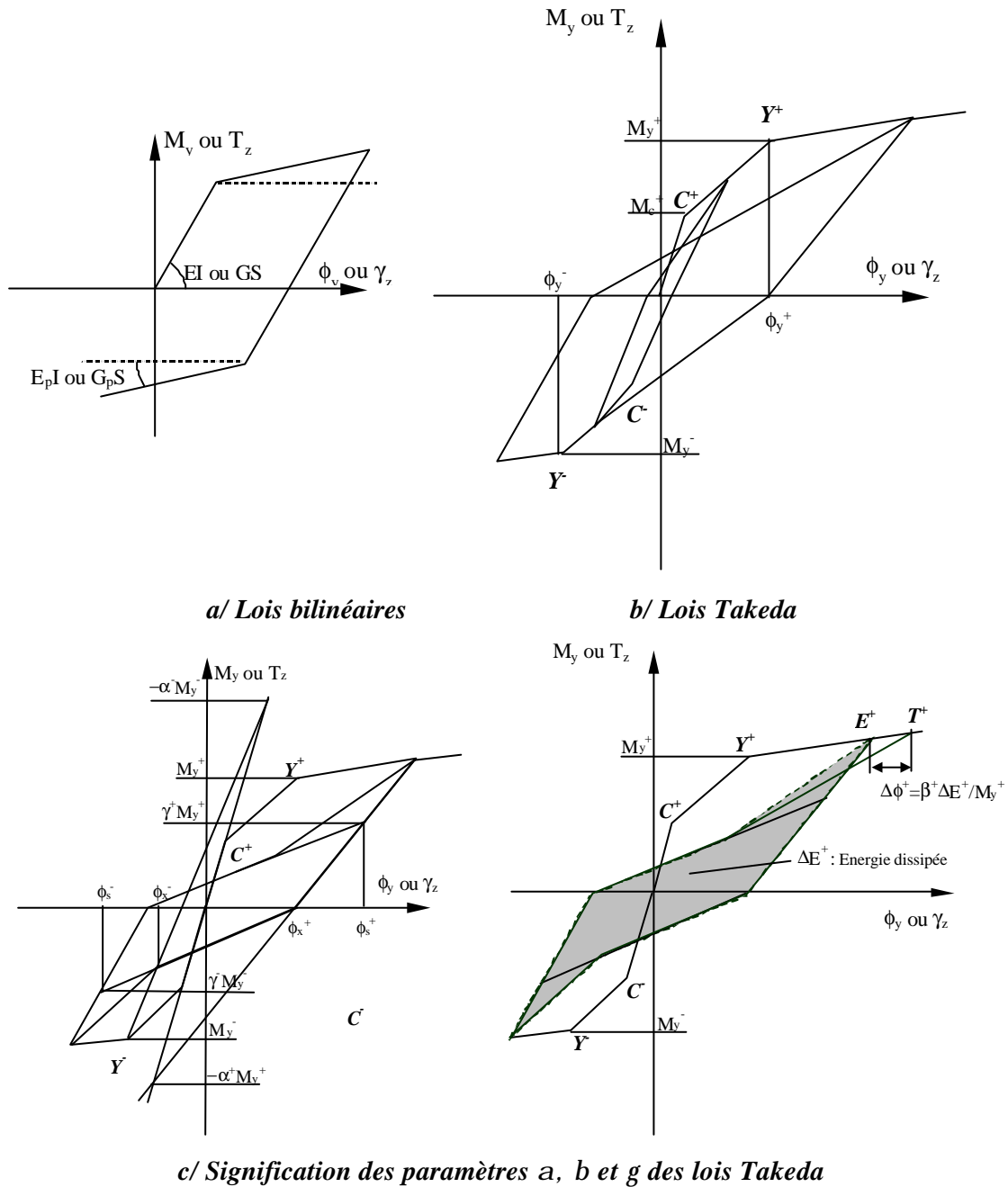


Fig 2.2 : Modèles bilinéaires et Takeda pour la flexion et l'effort tranchant



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 12

RAPPORT DM2S**Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000****2.2.3. Le modèle GLOBAL**

Ce modèle global non linéaire regroupe 3 lois de comportement découplées pour respectivement la compression/traction (éléments TIMO et POUT), la flexion (éléments TIMO et POUT) et l'effort tranchant (élément TIMO uniquement) (Fig 2.3-a,b,c). Un même élément peut être non linéaire suivant 1, 2 ou 3 modes de fonctionnement suivant les paramètres considérés (COMP, FLXY ou FLXZ et CISO ou CISZ).

Ce développement et plusieurs applications sont documentés dans [Lavarenne, 1994, 1995 et 1996].

Les 3 lois ont un fonctionnement similaire à celui de la loi Takeda mais seule la courbe de première charge est spécifiée.

En traction-compression, la courbe de première charge comporte un total de 6 points, soient 2 segments en traction et 3 segments en compression. Cette courbe est donnée en déplacement-force axiale avec les conventions génie civil (valeurs négatives en traction).

En flexion, la courbe de première charge donner le moment en fonction de la rotation multipliée par la longueur de l'élément et comporte 7 points, soient 3 segments pour chaque direction de chargement. Les 2 premiers segments sont représentatifs de la fissuration : la décharge a lieu en visant l'origine et aucune déformation plastique n'est créée. Après le début de la plastification, la rigidité diminue proportionnellement à un facteur $(d_{\max}/d_{\text{plas}})^{0.5}$ où d_{\max} est le déplacement maximal atteint dans la même direction et d_{plas} le déplacement de début de plastification.

La loi en cisaillement est identique à la loi en flexion à l'exception du pincement sous chargement cyclique. La courbe de première charge donne l'effort tranchant en fonction du déplacement différentiel.

2.2.4. La loi CISAIL_NL

Cette loi est valable pour le cisaillement (suivant Oz car elle relie γ_z et T_z). Elle permet de modéliser les comportements adoucissants (Fig 2.4a). Ce développement est décrit dans [Combesure, 1996a et b].

La courbe de première charge est multilinéaire et doit être spécifiée dans chacune des 2 directions. Cette courbe comporte 3 parties (et doit donc comporter au moins 4 points): une première zone linéaire élastique, une zone d'endommagement - la non-linéarité provient uniquement de la baisse de raideur- et une zone plastique - la non-linéarité provient de la création de déformation plastique sans modification de raideur.

- DELP et DELN : Déformation limite du domaine élastique γ_c .

Si T_c est l'effort tranchant de fissuration, la déformation associée vaut $g_c = \frac{T_c}{S \cdot G}$.

- DMAP et DMAN : Endommagement maximum au début de la plastification D_m .

Si T_p est l'effort tranchant de plastification et γ_p la déformation associée, $D_m = 1 - \frac{T_p}{S \cdot G \cdot g_p}$.

- MONP et MONO : Evolution de l'effort tranchant en fonction de la déformation plastique.

Le premier point de cette courbe est obligatoirement $(0, T_p)$.

3 autres paramètres servent à régler :

- le pincement sous chargement cyclique (paramètre BETA):

- si BETA=1, il n'y a pas de pincement,

- si BETA=0, le modèle est similaire à un modèle de glissement,

- la dégradation de résistance sous chargement cyclique :

Ce phénomène est pris en compte en multipliant la courbe de première charge (MONP et MONN) par un facteur $Degr = q + (1-q) \cdot e^{-\alpha \cdot d_{\text{plastic}}}$.

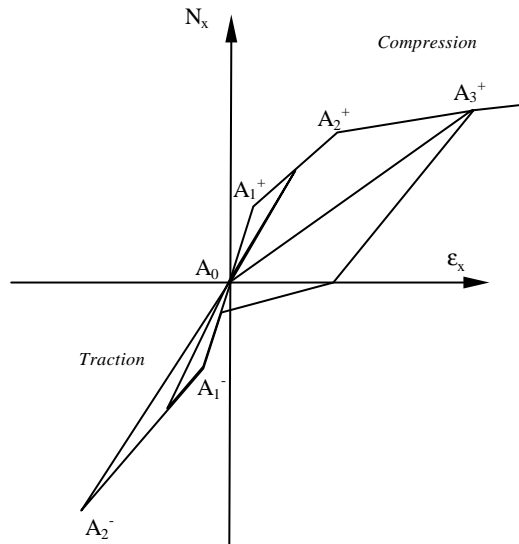
d_{plastic} est la déformation plastique accumulée.

θ (paramètre TETA) représente la résistance résiduelle.

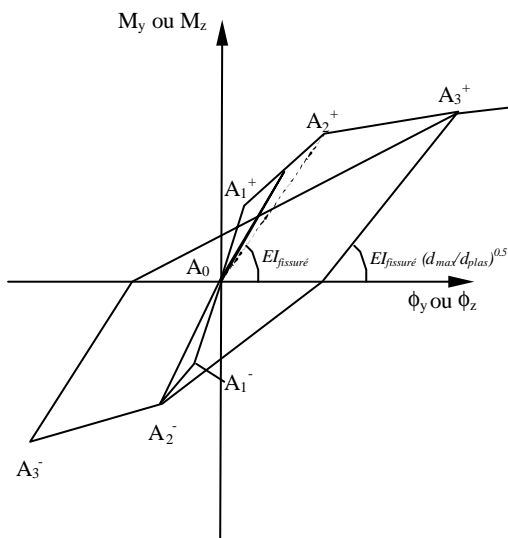
α (paramètre ALPH) permet de régler la vitesse de la dégradation de résistance.

Si ce phénomène est négligé, θ et α peuvent être pris égal à 1 et 0 respectivement.

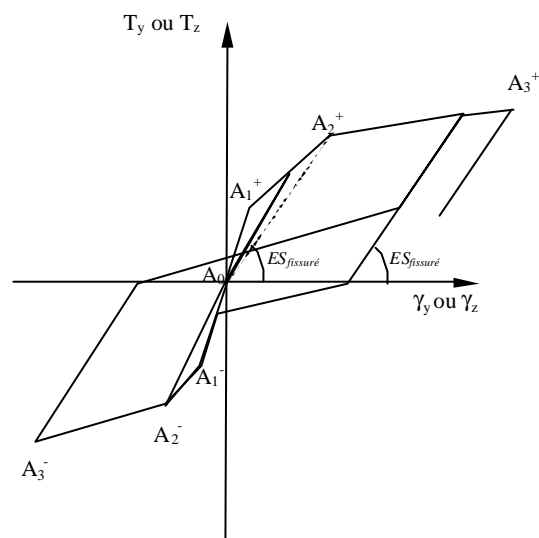
Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000



a/ Comportement en compression-traction



b/ Comportement en flexion



c/ Comportement en cisaillement

Fig 2.3 : Lois de fonctionnement du modèle global



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 14

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

2.2.5. Le modèle INFILL_UNI

Ce modèle permet de modéliser les murs de remplissage en maçonnerie à l'aide de 2 éléments de barre ayant une loi non linéaire en traction-compression [Combescure 1996a et b] (Fig 2.4-b).

La résistance en traction est nulle et la courbe de première charge décrivant le comportement en compression est multilinéaire et peut comporter de l'adoucissement. Cette courbe comporte 3 parties identiques à la courbe du modèle CISAIL_NL: une première zone linéaire élastique, une zone d'endommagement/fissuration et une zone plastique représentative de la ruine de la maçonnerie par compression.

Les conventions béton armé doivent être adoptées pour les déformations et les contraintes : les valeurs positives définissent une compression.

Sous chargement cyclique, la loi tient compte du comportement unilatéral dont la fissuration (principalement à l'interface entre le panneau et la maçonnerie) est à l'origine. Un paramètre permet de régler le pincement de la courbe lors de la refermeture des fissures. Enfin, comme pour le modèle CISAIL_NL, le phénomène de dégradation de résistance sous chargement cyclique peut être reproduit par le modèle. Les paramètres non linéaires sont :

- DELA : Déformation limite du domaine élastique $e_c = \frac{N_c}{S \cdot E}$,
- DMAX : Endommagement maximum au début de la plastification $D_m = 1 - \frac{N_p}{S \cdot E \cdot e_p}$,
- MONO : Evolution de l'effort normal en fonction de la déformation axiale plastique,
- Paramètre contrôlant le pincement de la courbe β : BETA,
- Paramètres contrôlant la dégradation de résistance sous chargement cyclique θ et α : TETA et ALPH,
- Paramètres contrôlant la position du point de fin de glissement et de début de recharge γ et γ' avec :
 $\epsilon_{\text{glissement}} = \gamma \cdot \epsilon_{\text{plastique}} + \gamma' \cdot \epsilon_e$: GAMM et GAMP.

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

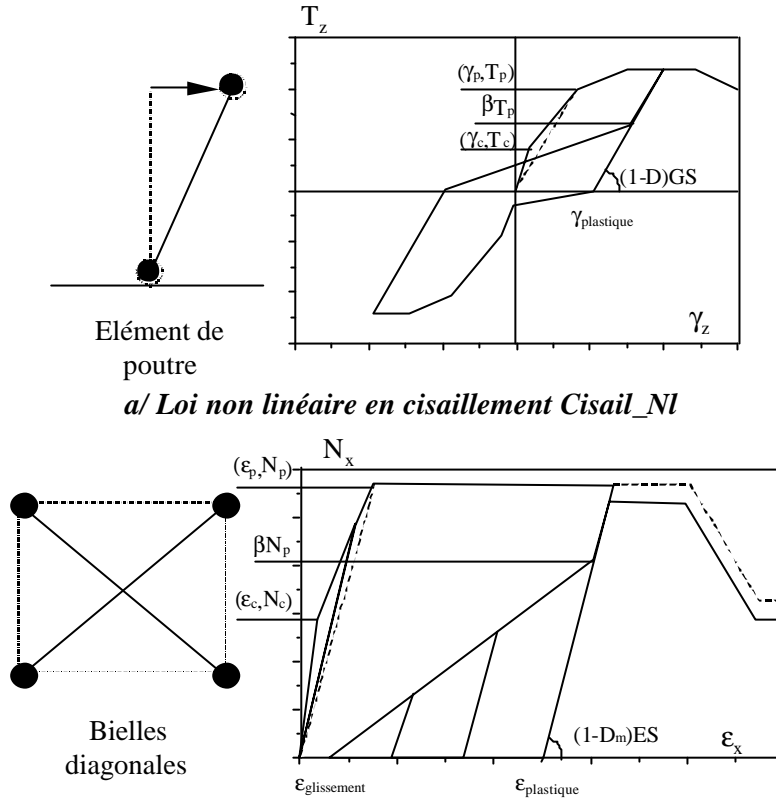


Fig 2.4 : Lois de comportement globales *Cisail_NL* et *Infill_Uni*

2.3. Le modèle à fibre

2.3.1. Principe du modèle à fibre pour l'élément Timoshenko

Le modèle à fibre permet de calculer la loi de comportement de l'élément de poutre de Timoshenko –i.e. la relation entre déformation axiale, courbure, déformation de cisaillement et les contraintes généralisées associées (N, M et T)- à partir d'une description géométrique de la section basée sur les éléments bidimensionnels TRIS et QUAS et de lois de comportement uniaxiales pour chaque matériau (béton, acier, ...) (Fig 2.5).

Le modèle à fibre de Castem est documenté dans [Guedes 1994 et 1997] et [Combescure, 1999a et 2000b].

Les déformations axiale et de cisaillement dans la fibre i s'écrivent respectivement :

- en 2D :

$$\begin{aligned} (\mathbf{e}_x)_i &= \mathbf{e}_x - y_i \cdot \mathbf{f}_z \\ (\mathbf{g}_y)_i &= \mathbf{g}_y \end{aligned}$$

- en 3D :

$$\begin{aligned} (\mathbf{e}_x)_i &= \mathbf{e}_x - y_i \cdot \mathbf{f}_z + z_i \cdot \mathbf{f}_y \\ (\mathbf{g}_y)_i &= \mathbf{g}_y - z_i \cdot \mathbf{f}_x \\ (\mathbf{g}_z)_i &= \mathbf{g}_z + y_i \cdot \mathbf{f}_x \end{aligned}$$

où :

ϵ_x : Déformation axiale moyenne

y_i : Distance entre la fibre i et la fibre moyenne

ϕ_y et ϕ_z : Courbures ($\phi_y = d\theta_y/dx$ et $\phi_z = d\theta_z/dx$)

$\phi_x = d\theta_x/dx$: Dérivée de la rotation de torsion

γ_y et γ_z : Déformations de cisaillement moyenne

Les moments de flexion M_y , M_z et l'effort normal N_x sont obtenus en intégrant les contraintes axiales $(\mathbf{s}_x)_i$ correspondant aux déformations $(\mathbf{e}_x)_i$.

$$\begin{aligned} N_x &= \int_S \mathbf{s}_x dS \\ M_y &= \int_S z \cdot \mathbf{s}_x dS \\ M_z &= - \int_S y \cdot \mathbf{s}_x dS \end{aligned}$$

Les efforts tranchants T_y , T_z et le moment de torsion M_x sont calculés en intégrant les contraintes tangentielles $(\mathbf{t}_y)_i$ et $(\mathbf{t}_z)_i$ déduites de $(\mathbf{g}_y)_i$ et $(\mathbf{g}_z)_i$.

$$\begin{aligned} T_y &= \int_S \mathbf{t}_y dS \\ T_z &= \int_S \mathbf{t}_z dS \\ M_x &= \int_S (y \cdot \mathbf{t}_z - z \cdot \mathbf{t}_y) dS \end{aligned}$$

Pour un matériau élastique en cisaillement, la loi de comportement s'écrit :

$$\begin{aligned} (\mathbf{t}_y)_i &= \mathbf{a}_y \cdot \mathbf{G} \cdot (\mathbf{g}_y)_i \\ (\mathbf{t}_z)_i &= \mathbf{a}_z \cdot \mathbf{G} \cdot (\mathbf{g}_z)_i \end{aligned}$$

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

G est le module de cisaillement élastique : $G = E/2(1+\nu)$.

α_y (paramètre ALPY) et α_z (paramètre ALPZ) sont des facteurs correctifs pour prendre en compte la répartition non uniforme de contrainte de cisaillement (pour une section rectangulaire et un matériau élastique, ce facteur vaut 0.833). Ces paramètres peuvent aussi être pris égal à zéro : la fibre est prise en compte pour le calcul du moment et de l'effort normal mais pas pour celui de l'effort tranchant.

Par la suite, nous appellerons modèle non linéaire en cisaillement, les modèles pour lesquels la relation $(t_y)_i = a_y \cdot G \cdot (g_y)_i$ ou $(t_z)_i = a_z \cdot G \cdot (g_z)_i$ est non linéaire.

Il faut noter que la loi de comportement est intégrée en un seul point pour l'élément POJS et l'élément triangulaire à 3 nœuds TRIS, sur 2 points pour l'élément à 2 points SEGS et sur 4 points pour l'élément à 4 nœuds QUAS. Les positions de ces points d'intégration sont données Fig 2.6. Pour les éléments SEGS et QUAS, la solution est donc exacte pour une section rectangulaire en élasticité avec un seul élément.

Remarquons aussi que les hypothèses cinématiques supposent l'absence de gauchissement et, en torsion, la répartition de contrainte de cisaillement n'est exacte que pour des sections circulaires. En élasticité, cette répartition ne vérifie pas la théorie de Saint-Venant.

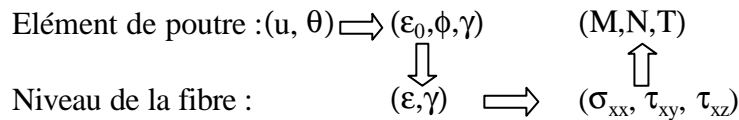
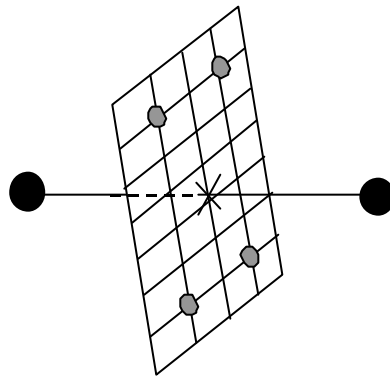


Fig 2.5 : Principe du modèle à fibre

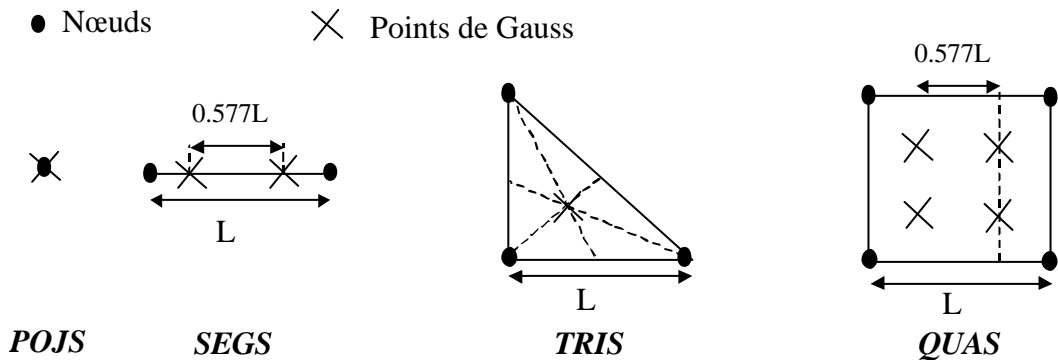


Fig 2.6 : Eléments bidimensionnels utilisés pour la description des sections



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 18

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

2.3.2. Le modèle de béton BETON_UNI

La loi Béton_uni reprend le modèle d'Hognestad [Hognestad, 1951]. Elle permet de reproduire l'adoucissement après fissuration, le comportement unilatéral du béton (refermeture des fissures) ainsi que l'adoucissement après avoir atteint la résistance en compression et la prise en compte du confinement sur cet adoucissement et la résistance en compression. Deux fonctionnements d'ouverture et refermeture de fissures sont possibles [Guedes, 1997], (Fig 2.6).

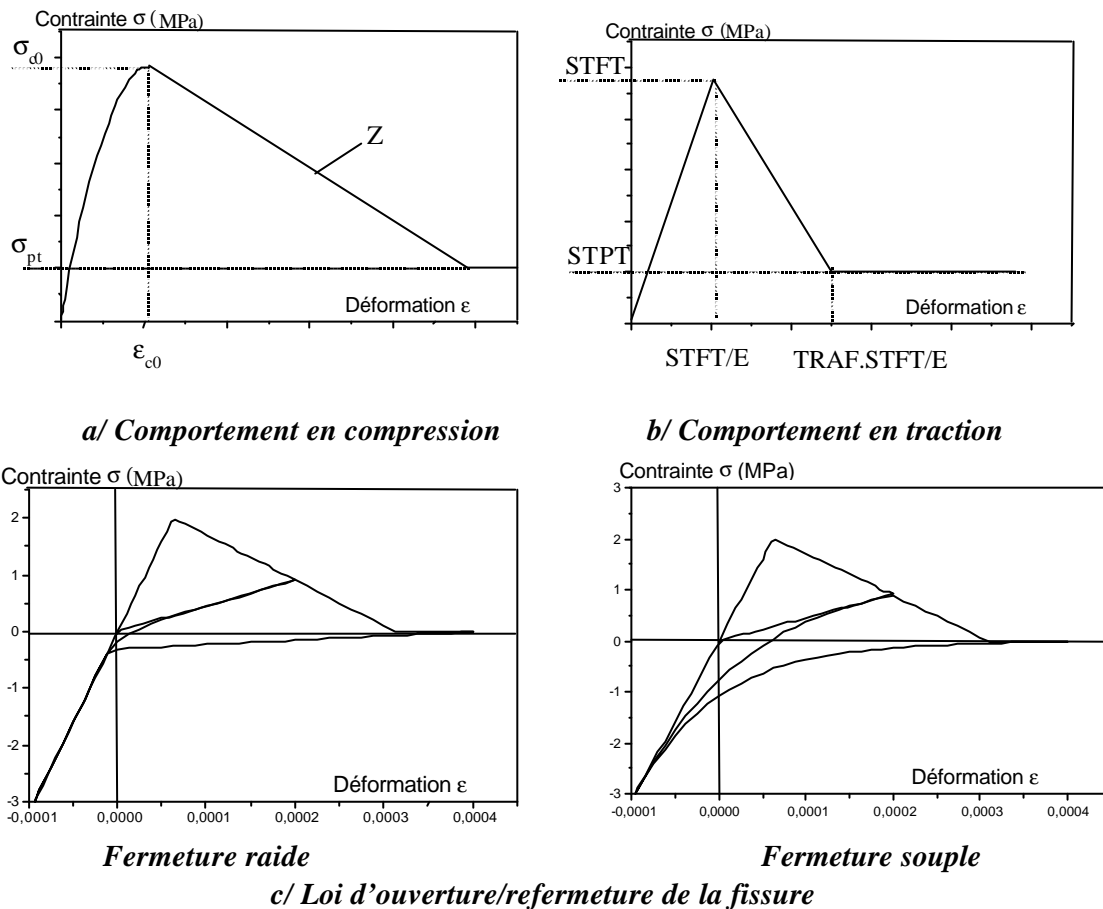


Fig 2.7 : Loi de comportement BETON_UNI

2.3.2.1. Courbe de première charge en compression

Sous chargement monotone, la loi est du type parabole puis linéaire avec adoucissement (Fig 2.6-a). Un plateau avec une contrainte résiduelle non nulle peut-être défini après l'adoucissement. En utilisant les conventions génie civil (déformation positive en compression) :

$$\text{Pour } 0 < \epsilon < \epsilon_{c0}, \quad \frac{s}{s_{c0}} = \frac{e}{e_{c0}} \cdot \left(2.0 - \frac{e}{e_{c0}} \right)$$

$$\text{Pour } \epsilon_{c0} < \epsilon, \quad \frac{s}{s_{c0}} = 1 + Z \cdot (e - e_{c0})$$

Sur le plateau, $s = s_{pt}$

Avec :

σ_{c0} : contrainte au pic (paramètre STFC).

ϵ_{c0} : déformation au pic (paramètre EZER).

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

Z : pente après le pic (paramètre ZETA)

σ_{pt} : contrainte résiduelle (paramètre ST85)

Il faut noter que le logiciel ne vérifie pas si l'utilisateur a défini une loi en compression avec une rigidité initiale différente du module d'Young élastique E. Pour avoir un jeu de paramètres cohérent, il faut prendre $e_{c0} = 2 \cdot \frac{S_{c0}}{E}$.

De plus, il est conseillé de prendre une contrainte résiduelle valant 20% de la contrainte maximale.

2.3.2.2. Prise en compte du confinement en compression

La ductilité d'une section en béton armé et donc le comportement sismique de la structure dépendent fortement du confinement du béton et le paramètre Z est directement fonction du confinement apporté par les cadres.

- Si l'utilisateur donne une valeur négative pour Z, la valeur de Z utilisée dans le calcul est calculée à partir des coefficients α (paramètre ALF1) et ω_0 (paramètre OME1). De plus, dans ce cas, la contrainte et la déformation au pic données par l'utilisateur sont corrigées d'un facteur β :

$$\begin{aligned} s'_{c0} &= b \cdot s_{c0} \\ e'_{c0} &= b^2 \cdot e_{c0} \end{aligned}$$

avec :

$$b = \text{Min}(1 + 2.5 \cdot a \cdot w_w, 1.125 + 1.25 \cdot a \cdot w_w)$$

$$Z = \frac{b - 0.85}{b \cdot (0.1 \cdot a \cdot w_w + 0.0035 + e'_{c0})}$$

Les coefficients α et ω_0 sont déterminés à l'aide des formules suivantes :

$$a = \left(1 - \frac{8}{3n}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_c}\right)$$

$$w_w = \frac{A_{cadre} \cdot f_{yt}}{b_c \cdot h_c \cdot f_{cu}} \cdot \sum \left(\frac{l_w}{s}\right)$$

n : nombre de barres de flexion

b_c et h_c : dimension de la surface de béton confiné par les cadres

s : espacement des cadres

A_{cadre} : section d'un cadre

l_w : longueur totale des cadres

f_{cu} : contrainte ultime pour le béton

f_{yt} : contrainte de plastification des cadres

- Si l'utilisateur donne une valeur positive pour Z, les coefficients α et ω_0 sont ignorés et la valeur de Z donnée par l'utilisateur est utilisée. Cette valeur peut être déterminée à l'aide des formules précédentes ou de celles disponibles dans la littérature.

2.3.2.3. Dégradation de raideur en compression

La non linéarité en compression s'accompagne d'une dégradation de raideur :

$$E_d = E \cdot \left(1 - \frac{(e'_{\max})^2}{1 + (e'_{\max}) + (e'_{\max})^2} \right)$$

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

avec E : module élastique

$$e_{\max}' = \frac{e_{c\max}'}{e_{c0}'}$$

La déformation plastique vaut donc :

$$e_{pla} = e_{c\max} \frac{S_{c\max}}{E_d}$$

$\epsilon_{c\max}$ est la déformation maximale déjà atteinte en compression.

$\sigma_{c\max}$ est la contrainte associée.

2.3.2.4. Comportement en traction

Le béton possède une résistance en traction mais est fragile après fissuration. La loi est linéaire par morceau en traction (Fig 2.6-b):

- jusqu'au pic, le comportement est linéaire, la résistance en traction est notée STFT,
- l'adoucissement est linéaire la déformation ultime est proportionnelle à la déformation au pic, le facteur de proportionnalité étant noté TRAF,
- un plateau résiduel a été introduit, la résistance résiduelle est notée STPT.

2.3.2.5. Lois de refermeture de la fissure

2 lois de refermeture/ouverture de la fissure sont possibles (Fig 2.6-c) :

Refermeture raide

Cette loi de fermeture/ouverture de la fissure est bilinéaire :

- avant refermeture, la décharge a lieu avec un module fissuré,
- après refermeture, le béton retrouve sa rigidité initiale.

Cette loi de refermeture très raide a tendance à surestimer le pincement des courbes force-déplacement et moment-courbure, le pincement étant lié à la refermeture des fissures de flexion [Combesure 1998 et 1999a].

De plus, il est à l'origine de « chocs » lors des calculs dynamiques. Ces chocs existent bien dans la réalité (ils sont, par exemple, à l'origine des variations d'effort normal lors des essais CAMUS) mais cette loi de refermeture les surestime.

Refermeture souple

La loi contrainte déformation n'est plus bilinéaire mais hyperbolique et passe par les points (ϵ_t, σ_t) et (ϵ_c, σ_c) avec une pente σ_t' et σ_c' respectivement. L'équation de cette courbe est donc :

$$s(e) = \left(s^* - s_t' \cdot e^* \right) \left(\frac{e - e_t}{e^*} \right)^{\left(\frac{s_c' - s_t'}{s^* - s_t' \cdot e^*} \right)} + s_t' \cdot (e - e_t) + s_t$$

avec $s^* = s_c - s_t$

$$e^* = e_c - e_t$$

Les 2 pentes peuvent être modifiées à l'aide des paramètres F_1' (paramètre FAM1 en compression) et F_2' (paramètre FAM2 en traction) :

$$s_c' = \frac{s_c}{(e_c - e_t) / F_1}$$

$$s_t' = \frac{s_t}{(e_c - e_t) \cdot F_2}$$

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

Les points (ϵ_t, σ_t) et (ϵ_c, σ_c) sont fonctions des déformations maximales et des contraintes associées déjà atteintes en traction et compression notées $(\epsilon_{tmax}, \sigma_{tmax})$ et $(\epsilon_{cmax}, \sigma_{cmax})$ ainsi que des 2 paramètres F_1 (paramètre FAMX) et F_2 (paramètre FACL).

Pour la compression :

$$s_c = \frac{s_{cmax}}{F_1}$$

$$e_c = e_{cmax} - \frac{s_{cmax} - s_c}{E_d}$$

Pour la traction :

$$s_t = s_{tmax}$$

- avant l'ouverture complète de la fissure (σ_{tmax} non nul)

$$e_t = e_{tmax}$$

- après ouverte complète de la fissure ($\sigma_{tmax}=0$)

$$e_{tmax} = e_{pla} + (F_2/2) \cdot (e_{tmax} - e_{pla}) \text{ pour la décharge}$$

$$e_{tmax} = e_{pla} + F_2 \cdot (e_{tmax} - e_{pla}) \text{ pour la recharge}$$

Si le paramètre FAMX est pris négatif, la première loi de refermeture/ouverture est adoptée et les 3 autres paramètres n'ont pas de signification.

Dans le cas contraire, les 4 paramètres supplémentaires permettent de moduler la reprise de raideur lors de la refermeture de la fissure.

La figure suivante présente la relation $\sigma-\epsilon$ pour 2 jeux de paramètres :

Jeu de paramètre « souple » : $F_1=FAMX=1, F_2=FACL=1,$
 $F_1'=FAM1=10 \text{ et } F_2'=FAM2=10$

Jeu de paramètre « moins souple » : $F_1=FAMX=10, F_2=FACL=1,$
 $F_1'=FAM1=1 \text{ et } F_2'=FAM2=10$

Pour retrouver une loi équivalente à la loi précédente, le paramètre F_1 doit être choisi élevé (de l'ordre de 10). De plus, la tangente au point (ϵ_c, σ_c) peut être choisie pour obtenir une droite entre ce point et (ϵ_t, σ_t) d'où $F_1'=1$.

Pour assouplir la refermeture de la fissure, la courbe entre (ϵ_c, σ_c) et (ϵ_t, σ_t) doit être une hyperbole et non plus une droite. De plus, la contrainte pour laquelle on retrouve la rigidité élastique ne doit plus être faible.

2.3.3. Le modèle de béton simplifié BAEL

Cette loi permet d'effectuer des calculs de vérification réglementaires. Elle reprend la loi parabole - rectangle des règles BAEL (Fig 2.8). En plus du module d'Young, il suffit de spécifier la contrainte maximale en compression (paramètre FC).

En compression, la contrainte est une fonction parabolique de la déformation jusqu'à f_c (pente nulle au pic) puis est constante (Fig 2.8). La non linéarité ne provient que de la formation de déformation plastique (pas de dégradation de raideur). La déformation plastique vaut donc $e_p = e - \frac{s}{E}$.

Il faut noter que le plateau peut débiter pour une déformation valant 0.2% si le module d'Young est pris égal à

$$E = \frac{2 \cdot f_c}{0.002}$$

En traction, aucune résistance n'est admise i.e. $\sigma=0$ si $e < e_p$ (convention de signe béton armé). La loi reproduit le caractère unilatéral du béton : on retrouve la raideur élastique uniquement si $e > e_p$.

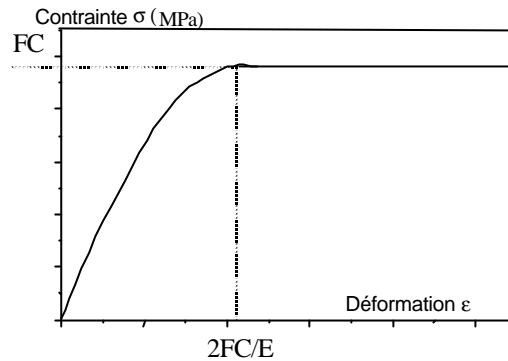


Fig 2.8 : Loi de comportement béton simplifié BAEL

2.3.4. Modèle d'endommagement unilatéral de Laborderie

Cette loi est la version uniaxiale du modèle d'endommagement unilatéral de La Borderie [La Borderie,1991], [Dubé, 1994], [Ragueneau, 1999], [Kotronis, 2000]. Ce modèle de béton est basé sur la théorie de l'endommagement. Il a la spécificité d'être unilatéral et de reproduire la reprise de raideur lors de la refermeture des fissures. 2 variables d'endommagement décrivent les comportements en traction et en compression. Le paramètre SIGF permet de contrôler le comportement lors de la refermeture de la fissure.

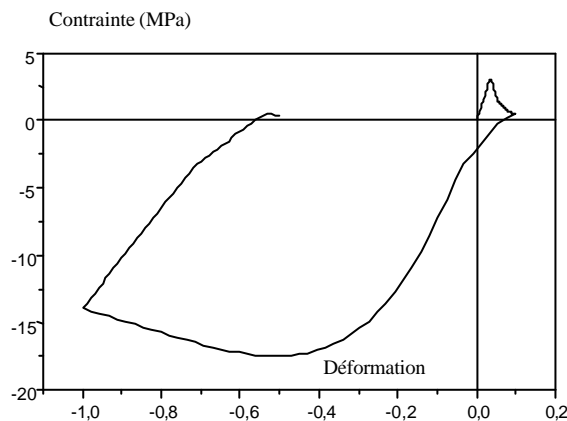


Fig 2.9 : Loi d'endommagement unilatéral de La Borderie

2.3.5. Le modèle d'acier de Menegotto-Pinto ACIER_UNI

Cette loi reprend le modèle de Menegotto-Pinto [Menegotto, 1973].

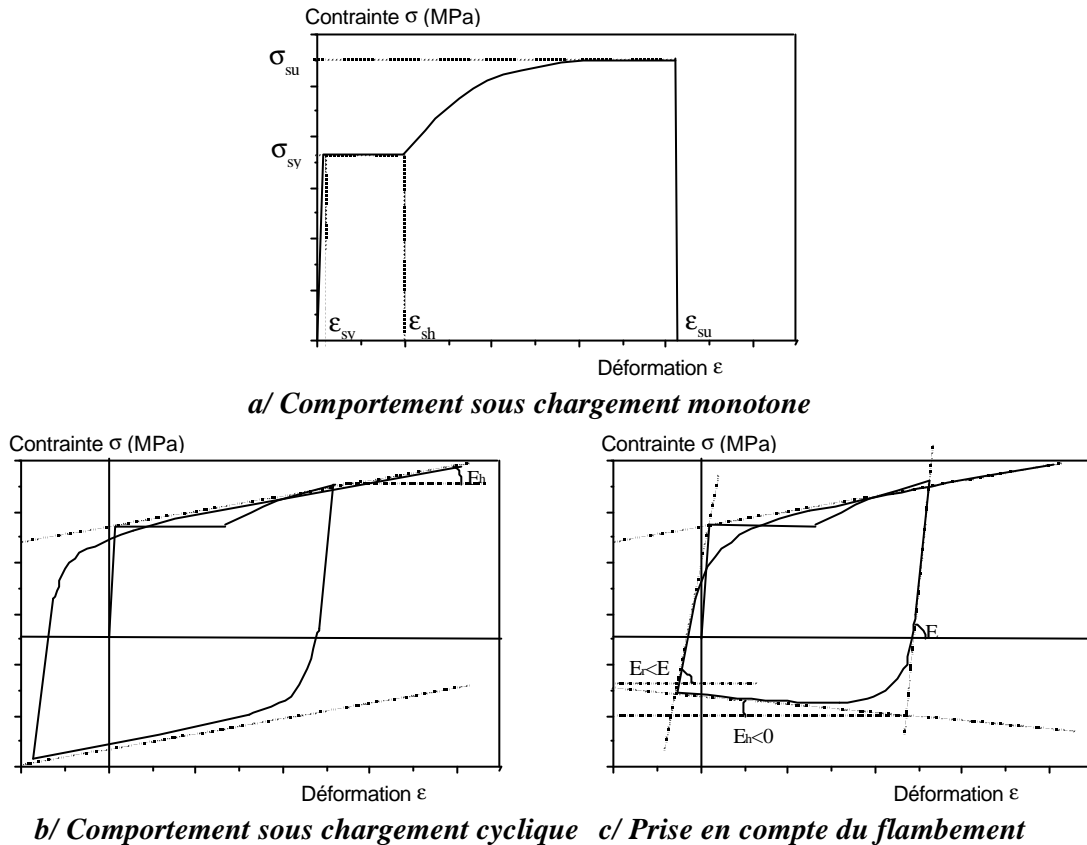


Fig 2.10 : Loi de comportement ACIER_UNI

Sous chargement monotone, la loi possède un plateau plastique ($\sigma = \sigma_{sy}$) suivi d'un écrouissage jusqu'au point $(\epsilon_{su}, \sigma_{su})$ (Fig 2.10-a):

$$s = s_{su} - (s_{su} - s_{sy}) \left(\frac{e_{su} - e}{e_{su} - e_{sh}} \right)^4$$


Sous chargement cyclique, l'écrouissage est cinématique et l'effet Bauschinger est reproduit (Fig 2.10-b). La pente de l'écrouissage peut être estimée à l'aide de la relation : $E_h = \frac{s_{su} - s_{sy}}{e_{su} - e_{sh}}$. Les 2 droites asymptotes de la courbe σ - ϵ

sous chargement cyclique passent par les points de début de plastification $(\pm \epsilon_{sy}, \pm \sigma_{sy})$.

La loi inclut un modèle de flambement (Fig 2.10-c). Ce phénomène doit être pris en compte si le rapport entre la distance entre 2 cadres L et le diamètre des aciers de flexion D est supérieur à 5. L'asymptote de la courbe (σ, ϵ) sous chargement cyclique devient alors négative (adoucissement) : sa pente est proportionnelle à $E_h = a_5 \cdot \left(5 - \frac{L}{D}\right) E$.

De plus, le module de décharge élastique E_r est alors inférieur au module élastique E : $E_r = a_5 \cdot E$ avec

$$a_5 = 1.0 + \frac{5 - \frac{L}{D}}{7.5}$$

		SEMT/EMSI/RT/01-008/A
		Date : 06/03/2001
	RAPPORT DM2S	Page 25
Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000		

Le modèle de flambement est valable pour des rapports L/D compris entre 5 et 11.
Le modèle est détaillé dans [Guedes, 1997].

L'acier est caractérisé par :

- sa raideur élastique E,
- sa contrainte de plastification σ_{sy} (paramètre STSY),
- sa contrainte ultime σ_{su} (paramètre STSU),
- sa déformation de début d'érouissage ϵ_{sh} (paramètre EPSH),
- sa déformation ultime ϵ_{su} (paramètre EPSU),
- le ratio entre le module d'érouissage et le module élastique pour des chargements cycliques (paramètre BFAC),
- les paramètres ROFA, A1FA et A2FA gouvernant l'effet Bauschinger (un jeu de paramètre standard est donné dans [1] : ROFA=20, A1FA=18.5 et A2FA=0.15),
- le rapport entre la distance entre 2 cadres L et le diamètre des aciers de flexion D (paramètre FALD),
- les paramètres AFAC, CFAC, A6FAC et FALD permettant de traiter les problèmes de flambement des aciers (le jeu de paramètres standard étant AFAC=0.006, CFAC=0.500 et A6FA=620 pour un acier à 450MPa et une valeur de FALD comprise entre 5 et 11).

2.3.6. La loi acier élastoplastique avec érouissage cinématique PARFAIT_UNI

Les aciers peuvent être modélisés avec cette loi élastoplastique avec érouissage cinématique.

Les 2 paramètres de cette loi sont :

- la contrainte de plastification (paramètre SIGY),
- le module d'érouissage (paramètre H) qui vaut 0 pour un matériau parfaitement plastique.

Remarque : le module d'érouissage est lié à la pente après plastification E_p avec la relation suivante : $E_p = \frac{E \cdot H}{E + H}$.

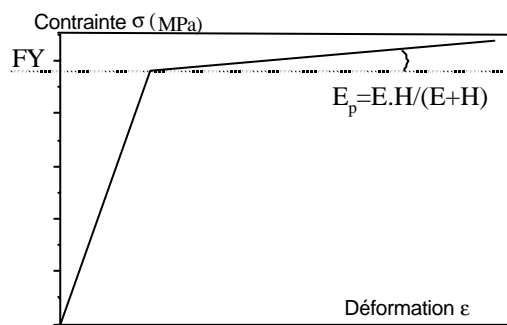


Fig 2.11 : Loi de comportement acier simplifié PARFAIT_UNI

2.3.7. La loi d'ancrage et de recouvrement ACIER_ANCRAGE

2.3.7.1. Principe et hypothèses du modèle d'ancrage

Le modèle d'acier ACIER_UNI et le modèle de glissement acier-béton d'Eligehausen sont mis en série (Fig 2.12-a):

- la loi de comportement de l'acier s'écrit $\sigma_s(\varepsilon_s)$ où σ_s et ε_s sont la contrainte et la déformation de l'acier,
- le modèle de glissement est une relation du type $\tau(s)$ où τ est la contrainte d'adhérence et s le glissement entre l'acier et le béton. En première approximation, ces 2 grandeurs peuvent être supposées uniformes sur toute la longueur de recouvrement ou d'ancrage L_{anc} (la contrainte dans l'acier σ_s varie donc linéairement dans l'ancrage – Fig 2.12-b).

A priori, seule la déformation totale ε est connue et vaut :

$$\varepsilon = \varepsilon_s + s/L_{anc}$$

ou, de façon incrémentale,

$$\Delta\varepsilon = \Delta\varepsilon_s + \Delta s/L_{anc}$$

Notons λ le coefficient de partition entre le glissement et l'allongement de l'acier (qui est une inconnue).

$$\Delta\varepsilon_s = \lambda \cdot \Delta\varepsilon$$

$$\Delta s = L_{anc} \cdot (1 - \lambda) \cdot \Delta\varepsilon$$

Le coefficient λ peut être déterminé grâce à l'équilibre entre la contrainte dans l'acier et la contrainte d'adhérence. L'incrément de force dans la barre d'acier vaut :

$$\Delta F_{acier} = S_{acier} \cdot \Delta\sigma_s(\varepsilon_s^0 + \Delta\varepsilon_s) = \pi \cdot (\phi/2)^2 \cdot \Delta\sigma_s(\varepsilon_s^0 + \lambda\Delta\varepsilon)$$

L'incrément de force d'ancrage vaut :

$$\Delta F_{ancrage} = \pi \cdot \phi \cdot L_{ancrage} \cdot \Delta\tau(s^0 + \Delta s) = \pi \cdot \phi \cdot L_{ancrage} \cdot \Delta\tau(s^0 + L_{anc} \cdot (1 - \lambda) \cdot \Delta\varepsilon)$$

(ϕ est le diamètre de la barre).

L'équilibre s'écrit donc :

$$\Delta F_{acier} + \Delta F_{ancrage} = 0 = f(\lambda)$$

Les lois de comportement utilisées étant non linéaires, cette équation est non linéaire en λ et doit donc être résolue de façon itérative. Un algorithme de Newton-Raphson modifié est utilisé.

La section des aciers SECT ainsi que la longueur d'ancrage LANC sont nécessaires en plus des caractéristiques de l'acier et de la loi de glissement.

2.3.7.2. Description de la loi de glissement utilisée

La loi d'Eligehausen [Eligehausen, 1993] a été adoptée pour la courbe de première charge (mais pas pour le comportement sous chargement cyclique). Cette loi est adoucissante après le plateau de résistance maximale (Fig 2.12-c).

$$\begin{aligned} \tau &= \tau_{max} \cdot (s/s_1)^\alpha & 0 < s < s_1 \\ \tau &= \tau_{max} & s_1 < s < s_2 \\ \tau &= \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_f) \cdot (s - s_2) / (s_3 - s_2) & s_2 < s < s_3 \\ \tau &= \tau_f & s_3 < s \end{aligned}$$

Sous chargement cyclique, une loi simplifiée a été adoptée. La décharge se fait avec un module élastique jusqu'à l'axe des abscisses. La contrainte reste alors nulle jusqu'au glissement plastique créé dans l'autre direction. C'est un modèle de glissement sans dégradation de résistance sous chargement cyclique.

Les paramètres à définir pour cette loi sont donc :

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

S1T : Glissement au début du plateau de résistance maximale,

S2T : Glissement à la fin du plateau de résistance maximale,

S3T : Glissement à la fin de l'adoucissement,

T1T : Contrainte de cisaillement maximale (sur le plateau),

T3T : Contrainte de cisaillement résiduelle,

ALFA : Paramètre α définissant le début de la courbe de première charge,

KS : Rigidité en cisaillement initiale (cette rigidité doit être prise suffisamment élevée car, à l'origine, la contrainte de cisaillement τ vaut le minimum de $\tau_{\max} \cdot (s/s_1)^\alpha$ et de $Ks \cdot s$),

KN : Rigidité normale initiale.

Cette loi peut aussi être utilisée sur un élément de joint 2D JOI2 (ANCRAGE_ELIGEHAUSEN), les contraintes et les raideurs doivent alors être multipliées par le périmètre de la barre.

2.3.8. La loi d'ancrage et de recouvrement PARFAIT_ANCRAGE

Cette loi est similaire à la loi d'ancrage ACIER_PARFAIT mais la loi ACIER_UNI a été remplacée par la loi élastoplastique avec écrouissage cinématique PARFAIT_UNI.

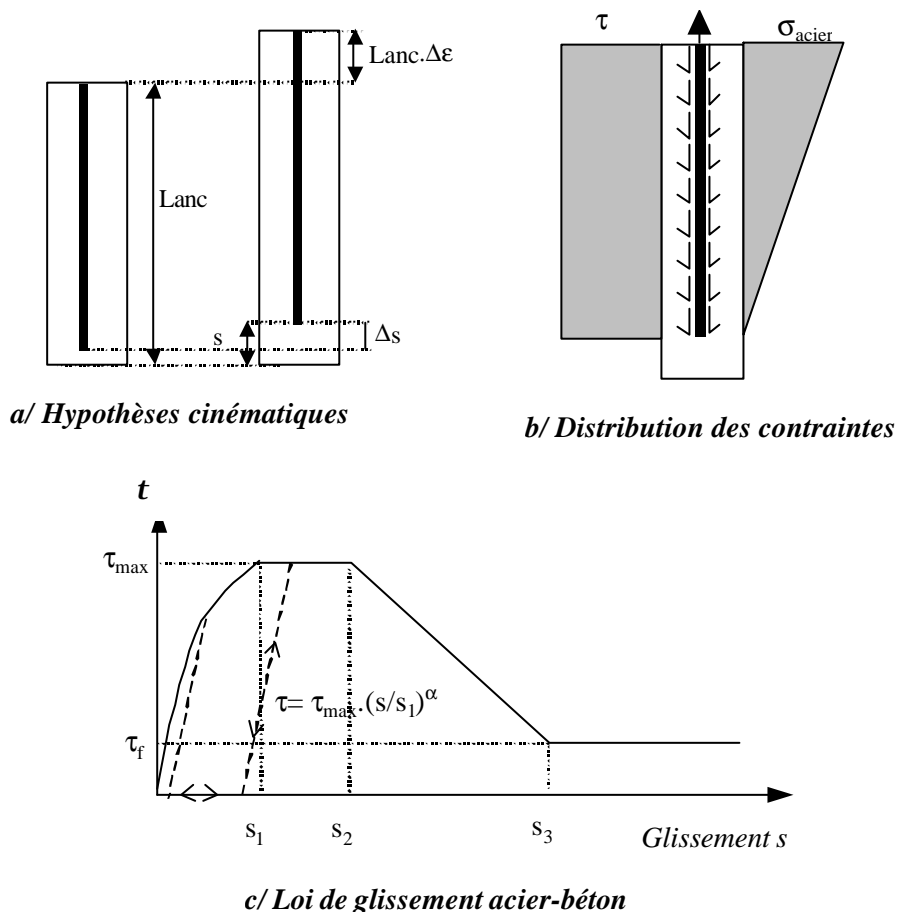


Fig 2.12 : Principe des lois d'ancrage et loi utilisée pour le glissement acier/béton

2.3.9. La loi d'endommagement fragile en traction et compression FRAGILE_UNI

Ce modèle d'endommagement est fragile indépendamment en traction et en compression. Une loi d'endommagement similaire au modèle de béton de Mazars en traction a été adoptée (Fig 2.13).

La contrainte axiale s'écrit :

$$\sigma = (1-D) \cdot \varepsilon \text{ avec}$$

$$1-D_t = (f_t/E \cdot \varepsilon) \cdot (f_{tr}/f_t) + (1 - (f_t/f_{tr})) \cdot e^{((f_t/E - \varepsilon)/\varepsilon_r)}$$

$$1-D_c = (f_c/E \cdot \varepsilon) \cdot (f_{cr}/f_c) + (1 - (f_c/f_{cr})) \cdot e^{((f_c/E - \varepsilon)/\varepsilon_c)}$$

f_t : Résistance en traction (FT),

f_{tr} : Résistance résiduelle en traction (FT_R),

ε_r : Déformation contrôlant l'adoucissement en traction (STRT),

f_c : Résistance en compression (FC),

f_{cr} : Résistance résiduelle en compression (FC_R),

ε_c : Déformation contrôlant l'adoucissement en compression (STRC),

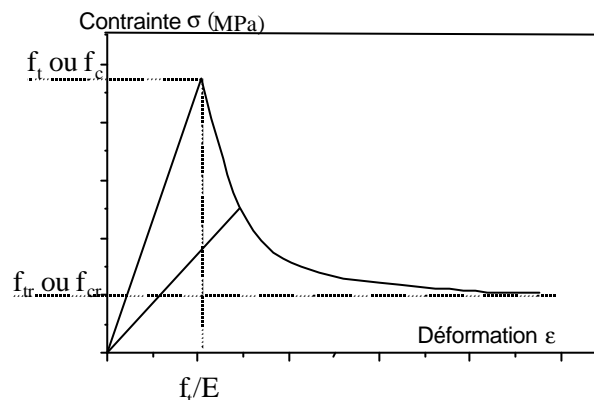


Fig 2.13 : Loi d'endommagement fragile Fragile_Uni

Cette loi peut être utilisée pour modéliser des matériaux fragiles (tissu en fibre de carbone...) ou vérifier des mécanismes fragiles en traction (comme les recouvrements, ancrages...) ou compression (flambement...). Un exemple d'application est donné dans [Dufour, 1998].

2.3.10. Le modèle de béton de Mazars

Le modèle d'endommagement de béton de Mazars [Mazars, 1991] a été introduit dans le modèle à fibre dans sa formulation 3D complète [Combescurre, 1994]: elle permet le calcul non seulement de la contrainte axiale σ_{xx} mais aussi des contraintes de cisaillement τ_{xy} et τ_{xz} .

Rappelons que ce modèle est un modèle d'endommagement scalaire :

$$\mathbf{s}_{ij} = \frac{E \cdot (1-D)}{1+n} \left(\mathbf{e}_{ij} + \frac{n}{1-2n} \mathbf{d}_{ij} \cdot \text{Tre} \right)$$

avec $D = \mathbf{a}_c^b D_c + \mathbf{a}_t^b D_t$ et, si $\tilde{\mathbf{e}} > \mathbf{e}_{d0}$,

$$D_c = 1 - \frac{\mathbf{e}_{d0} \cdot (1-A_c)}{\tilde{\mathbf{e}}} - A_c \cdot \exp(B_c \cdot (\mathbf{e}_{d0} - \tilde{\mathbf{e}})) \text{ pour la compression}$$

$$D_t = 1 - \frac{\mathbf{e}_{d0} \cdot (1-A_t)}{\tilde{\mathbf{e}}} - A_t \cdot \exp(B_t \cdot (\mathbf{e}_{d0} - \tilde{\mathbf{e}})) \text{ pour la traction}$$

On définit la déformation équivalente à partir des déformations principales positives : $\tilde{\mathbf{e}} = \sqrt{\sum_i \langle \mathbf{e}_i \rangle^2}$

Le fait que ce modèle soit un modèle d'endommagement scalaire permet de déduire les déformations γ_{yz} , ϵ_{yy} et ϵ_{zz} d'après les autres déformations si on adopte l'hypothèse classique pour les poutres $\sigma_{yy} = \sigma_{zz} = \tau_{yz} = 0$:

$$\begin{aligned} \gamma_{yz} &= 0 \\ \epsilon_{yy} &= -\nu \cdot \epsilon_{xx} \\ \epsilon_{zz} &= -\nu \cdot \epsilon_{xx} \end{aligned}$$

Les calculs de la variable d'endommagement et des contraintes sont effectués avec le tenseur des déformations complet.

$$\begin{aligned} \mathbf{s}_{xx} &= E \cdot (1-D) \cdot \mathbf{e}_{xx} \\ \mathbf{t}_{xy} &= \frac{E \cdot (1-D)}{2 \cdot (1+n)} \mathbf{g}^{xy} \\ \mathbf{t}_{xz} &= \frac{E \cdot (1-D)}{2 \cdot (1+n)} \mathbf{g}^{xz} \end{aligned}$$

Cette formulation du modèle de Mazars permet d'avoir un comportement non linéaire en cisaillement sur les éléments de poutre de Timoshenko. Le principal effet est de tenir compte de l'inclinaison des directions principales du tenseur des contraintes (qui restent identiques à celles du tenseur des déformations pour ce modèle) par rapport à l'axe de la poutre. Cela permet d'« assouplir » le comportement à l'effort tranchant.

Les paramètres caractérisant le comportement non linéaire sont :

\mathbf{e}_{d0} : Déformation de traction à partir de laquelle l'endommagement devient non-nul (déformation de début de fissuration généralement : $\mathbf{e}_{d0} = \frac{f_t}{E}$)

A_c et B_c commandent le comportement en compression

Ces 2 valeurs doivent vérifier la relation suivante pour assurer la continuité de la dérivée première de la courbe contrainte-déformation dans le cas de la compression simple:

$$B_c = \frac{A_c - 1}{A_c \cdot \mathbf{e}_{d0}}$$

On peut exprimer la résistance en compression ξ et la déformation au pic ϵ_{ξ} en fonction des 3 paramètres précédents et des caractéristiques élastiques E et ν :

$$f_c = E \cdot \left(-\frac{(1-A_c)^2}{A_c} + A_c \cdot \exp\left(-\frac{1}{A_c}\right) \right) \frac{e_{d0}}{\sqrt{2} \cdot n}$$

$$e_{fc} = -\frac{1}{B_c \cdot \sqrt{2} \cdot n} = -\frac{A_c \cdot e_{d0}}{(1-A_c) \cdot \sqrt{2} \cdot n}$$

A_t et B_t commandent le comportement en traction : A_t contrôle l'asymptote horizontale ($A_t=0$ signifie que le comportement est adoucissant jusqu'à une contrainte nulle) et B_t détermine la vitesse de l'adoucissement. β caractérise le comportement en cisaillement (on le prend généralement égal à 1.06).

2.3.11. La loi phénoménologique STRUT_UNI

La résistance à l'effort tranchant des éléments élancés en béton armé (poteau ou poutre) provient principalement d'un mécanisme de bielles et tirants. Cette analogie est la base du modèle Strut_Uni : l'effort tranchant V est repris par 2 bielles de béton (une en compression et une en traction) et un tirant représentant les cadres (Fig 2.14) [Guedes, 1997] et [Combesure, 1999a].

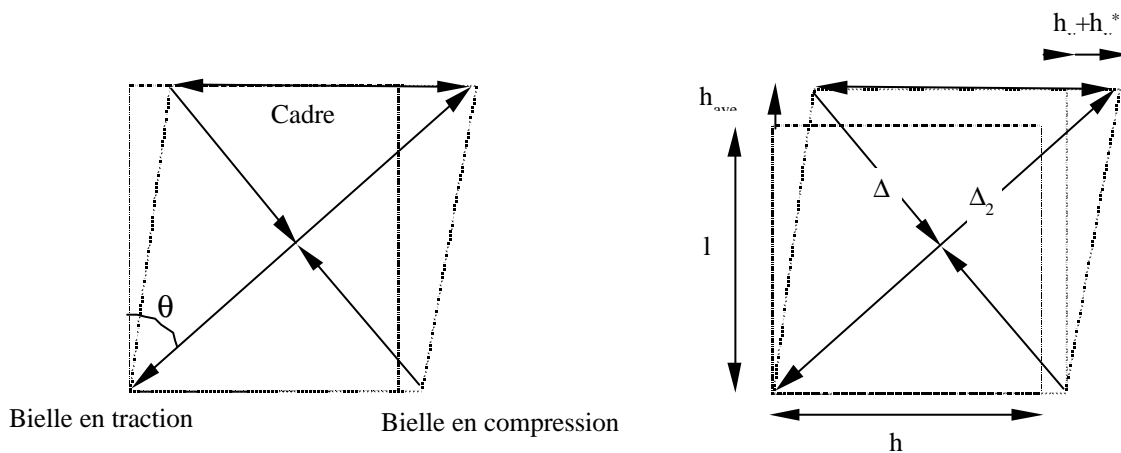


Fig 2.14 : Principe du modèle de bielles et tirants Strut_Uni

Notons θ l'angle d'inclinaison entre l'axe de la poutre et chacune des bielles, h la largeur, b l'épaisseur et $A_{cis}=b \cdot h$ la surface de la section résistant à l'effort tranchant (généralement, le béton d'enrobage est négligé).

Notons F_{c1} et F_{c2} , les efforts repris par les bielles de béton qui ont une section A_{strut} , σ_c et ϵ la contrainte et la déformation dans chaque bielle. D'où :

$$F_{c1} = \sigma_c(\mathbf{e}_1) \cdot A_{strut} = \sigma_c(\mathbf{e}_1) \cdot A_{cis} \cdot \cos \theta$$

$$F_{c2} = \sigma_c(\mathbf{e}_2) \cdot A_{strut} = \sigma_c(\mathbf{e}_2) \cdot A_{cis} \cdot \cos \theta$$

avec A_{cis} la surface de la section utilisée pour le cisaillement.

La force F_{wy} dans le tirant est fonction de la section d'un cadre A_{sw} , de l'espacement s entre 2 cadres ainsi que de l'inclinaison des bielles. En effet, le tirant représente l'ensemble des cadres situés sur la hauteur d'une bielle soit

$$l = \frac{h}{\tan \theta} \text{ . D'où :}$$

$$F_{wy} = f_{sw}(\mathbf{e}_{sw}) \cdot A_{cis} \cdot \tan \theta \cdot r_t \text{ en notant } r_t = \frac{2 \cdot A_{sw}}{b \cdot s}$$

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

Au point A, l'équation d'équilibre s'écrit dans la direction transverse :

$$F_{wy} + (F_{c1} + F_{c2}) \cdot \sin q = 0$$

Pour la section, l'équilibre donne :

$$V + (F_{c1} - F_{c2}) \cdot \sin q = 0$$

D'où :

$$V = (s_c(e_2) - s_c(e_1)) \cdot \sin q \cdot A_{strut}$$

L'effort tranchant V peut donc être calculé à partir des contraintes dans les bielles de béton qui sont reprises par les cadres dans la direction transverse.

En théorie, si les bielles en traction et en compression étaient perpendiculaires, θ étant l'inclinaison de la bielle en compression, la bielle en traction serait inclinée d'un angle $90 - \theta$ (degrés) par rapport à la fibre moyenne de l'élément de poutre. Sa section vaudrait donc $A_{strut} = A_{cis} \cdot \sin q$.

Cette hypothèse obligerait à utiliser des sections et des inclinaisons différentes en traction et en compression et compliquerait trop le modèle. Il a donc été décidé de prendre un angle et une section identiques en compression et en traction, la section des diagonales valant :

$$A_{strut} = A_{cis} \cdot \left(\frac{\cos q + \sin q}{2} \right)$$

Les contraintes dans l'acier et le béton sont calculées à l'aide des lois de comportement et des déformations axiales dans les cadres (noté ϵ_{sw}) et les bielles (notées ϵ_{c1} et ϵ_{c2}).

Trois déformations généralisées sont définies au niveau de l'élément de poutre : l'allongement axial moyen ϵ_{ave} , la courbure ϕ et la déformation de cisaillement γ .

La cinématique permet de relier l'allongement axial ϵ_{ave} et la déformation de cisaillement γ aux déformations ϵ_{sw} , ϵ_{c1} et ϵ_{c2} .

Les déformations des 2 bielles de béton s'écrivent :

$$e_1 = \frac{\Delta_1}{l / \cos q} = \epsilon_{ave} \cdot (\cos q)^2 + \epsilon_{wy} \cdot (\sin q)^2 + \frac{\tan g}{2} \cdot \sin 2q$$

$$e_2 = \frac{\Delta_2}{l / \cos q} = \epsilon_{ave} \cdot (\cos q)^2 + \epsilon_{wy} \cdot (\sin q)^2 + \frac{\tan g}{2} \cdot \sin 2q$$

Ces 2 expressions permettent de bien voir que les déformations du béton et donc l'effort tranchant V sont des fonctions de ϵ_{ave} , γ -qui sont des déformations de l'élément de poutre- ainsi que de ϵ_{wy} . Cette dernière déformation n'est pas une entrée de la loi de comportement mais est calculée en réalisant l'équilibre à l'aide d'une méthode itérative du type Newton. Cet équilibre est vérifié à chaque appel de la loi de comportement.


De plus, la cinématique utilisée est à l'origine d'un couplage entre cisaillement et flexion.

En effet, le raccourcissement et l'allongement des bielles de béton sont fonctions de l'allongement axial moyen de la section utilisée pour la flexion.

Ainsi, sous le seul effet du poids propre, les bielles vont être comprimées et le tirant représentant les cadres sera tendu.

De plus, la fissuration de flexion produit un changement d'axe neutre et donc un allongement axial. Cet allongement va diminuer le raccourcissement de la bielle en compression et augmenter l'allongement de la bielle en traction et donc favoriser sa fissuration.

Il faut remarquer qu'avant la fissuration, cette interaction entre cisaillement et flexion peut être à l'origine de la compression des cadres : la contrainte dans la bielle en traction peut être supérieure en valeur absolue à la contrainte dans la bielle en compression et le cadre qui doit reprendre cette différence de contrainte peut donc être comprimé.

		SEMT/EMSI/RT/01-008/A
		Date : 06/03/2001
	RAPPORT DM2S	Page 32
Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000		

L'utilisation de ce modèle nécessite de fournir les paramètres matériau du béton (modèle BETON_UNI) et de l'acier (modèle ACIER_UNI) ainsi que la densité volumique de cadre (paramètre ROST) et la déformation ultime utilisée pour le calcul d'un indice d'endommagement (paramètre EULT).

Pour ce dernier paramètre, une valeur supérieure à 1 (en valeur absolue) signifie que l'indice d'endommagement reste nul. Si la valeur de EULT est positive, l'indice d'endommagement vaut $D_k = \epsilon_{\max} / (\epsilon_{\max} - \epsilon_{\min})$. Si sa valeur est négative, $D_k = \epsilon_{\min} / \epsilon_{\text{ult}}$.

2.3.12. La loi simplifiée avec adoucissement pour le cisaillement CISAIL_NL

Dans sa version modèle à fibre, cette loi unidimensionnelle relie la déformation et la contrainte de cisaillement. De plus, la contribution de ce modèle à l'effort normal et aux moments de flexion est nulle.

Ses paramètres et son fonctionnement sont identiques à ceux de la loi globale CISAIL_NL.



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 33

RAPPORT DM2S**Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000****3. APPLICATION A LA MODELISATION DES ELEMENTS DE STRUCTURE**

Ce chapitre donne des indications et des recommandations pour les structures en béton armé soumises à un chargement sismique à l'aide des éléments finis et lois de comportement décrits précédemment.

3.1. Rappels sur la notion de dommage

Avant de passer en revue la modélisation des différents éléments de structure, il est intéressant de s'attarder sur la notion d'endommagement et de ruine.

L'indice d'endommagement de Park et Ang [Park, 1987] qui est le plus utilisé est défini de façon qualitative :

Limit State Damage index	Degree of damage	Damage (service) state	Usability	Appearance
0.00	None	Undamaged	Usable	Undeformed/uncracked
0.20-0.30	Slight	Serviceable		Temporarily Unusable
	Minor	Repairable	Spalling of concrete cover	
0.50-0.60	Moderate	Unrepairable	Buckled bars, exposed core	
>1.00	Severe		Collapse	Loss of shear/axial capacity
	Collapse	Unusable		

Cette définition reste très générale. Une première quantification de l'endommagement en terme d'ouverture de fissure peut être trouvée dans les méthodes d'estimation des dégâts après un séisme. Regardons, par exemple, une des méthodes utilisées en Italie [CNR, 1986] pour quantifier les dommages des bâtiments en béton armé du type portique. Cette échelle des dommages comporte 5 niveaux (de A -dommage inexistant- à E -dommage très grave-) et est définie en fonction d'ouvertures de fissure résiduelles maximales w_{fis} :

- Niveau B: Dans les poutres, $w_{fis} < 2mm$,
(Dommage léger) Dans les poteaux, $w_{fis} < 1mm$,
- Niveau C: Dans les poutres, $w_{fis} < 4mm$,
(Dommage moyen) Dans les poteaux, $w_{fis} < 3mm$,
Pas de signe de début d'écrasement du béton,
- Niveau D: Dans les noeuds d'ossature et les murs en b.a., fissuration diagonale $w_{fis} < 1mm$,
(Dommage grave) Dans les poutres, $w_{fis} < 6mm$
Début d'écrasement du béton
Dans les poteaux, Ecrasement du béton d'enrobage, aciers de flexion visibles et début de flambement
Dans les noeuds d'ossature et les murs en b.a., fissuration diagonale $w_{fis} < 3mm$
Le déplacement relatif entre étage résiduel peut atteindre 30mm.
- Niveau E: Ecrasement du béton confiné, flambement ou rupture en traction des aciers,
(Dommage très grave) ouverture des cadres.

Cette échelle montre bien que la notion de dommage dépend fortement du type d'élément concerné (poteau, poutre, noeud d'ossature...) ainsi que du mode de ruine (mode ductile comme un mode de flexion ou mode fragile comme un mode d'effort tranchant).

Les critères utilisés étant des ouvertures de fissure, une équivalence entre déformation des aciers et ouverture de fissure est nécessaire. Calvi et Priestley donnent une telle équivalence lorsqu'ils définissent des états limites utilisés



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 34

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

pour une analyse de vulnérabilité [Calvi, 1999] ou pour effectuer un dimensionnement en déplacement [Priestley, 1998].

Dans [Calvi, 1999], le second état limite LS2 correspond à une structure avec des dommages mineurs ne nécessitant pas de réparation conséquente, soient les allongements suivants :

- pour l'acier : ϵ_s entre 0.01 - 0.015 en traction
- pour le béton : ϵ_c entre à 0.0035 - 0.0040 en compression

La déformation admissible pour l'acier correspond à une ouverture maximale de fissure de l'ordre de 3mm (en supposant un espacement entre fissures de 20cm) et une ouverture résiduelle de 1mm. La flèche relative entre étage reste comprise entre 0.3% et 0.5%.

Le troisième état limite LS3 correspond à une structure fortement endommagée mais non ruinée et est caractérisé par les valeurs d'allongement suivantes:

- pour l'acier , ϵ_s entre à 0.03-0.04 en traction
- pour le béton, ϵ_c entre à 0.006 - 0.01 en compression

La flèche relative entre étage doit rester comprise entre 0.5% et 1.5%.

Ces valeurs de déformations sont très différentes des critères de ruine habituellement considérés pour le dimensionnement. Cette différence soulève le problème du niveau d'endommagement attendu pour le séisme de dimensionnement dans les codes modernes.

Les essais de la structure portique de 4 étages effectués à Ispra à l'aide de la méthode pseudodynamique [Arede, 1997], bien que la structure n'ait pas été instrumentée en jauge de déformation, fournissent quelques arguments pour ce débat très ouvert. Ce portique dimensionné selon l'EC8 (classe de ductilité élevée DCH) a été soumis à 2 niveaux de séismes :

- un séisme de basse intensité (0.12g soit 0.4 fois le niveau de dimensionnement),
- un séisme de forte intensité (0.45g soit 1.5 fois le niveau de dimensionnement).

Pour le premier niveau de séisme qui correspond à un état de service (et donc un séisme plus probable), les flèches relatives maximales atteintes en tête et entre deux étages lors des essais valent respectivement 0.30% et 0.36%. Ces valeurs sont à rapprocher de la flèche relative entre deux étages admise par l'EC8 pour ce niveau de séisme (0.4% ou 0.6% selon le type de matériaux utilisés).

Pour le second niveau de séisme, les flèches relatives totale et entre étage ont atteint des valeurs de 1.70% et 2.41% respectivement sans entraîner de dommage autre que la fissuration et la plastification localisée des aciers (pas d'écrasement du béton, ni de flambement des aciers).

Après deux essais intermédiaires avec des murs de remplissage, la structure a été soumise à des chargements statiques alternés de niveaux croissants correspondant à des ductilités globales de 3, 5 et 8. Les flèches relatives suivantes ont été atteintes :

- | | | |
|-----------------|----------------------|-------------------------------|
| - Ductilité 3 : | Flèche totale : 1.7% | Flèche entre 2 étages : 2.24% |
| - Ductilité 5 : | Flèche totale : 2.8% | Flèche entre 2 étages : 3.90% |
| - Ductilité 8 : | Flèche totale : 4.8% | Flèche entre 2 étages : 7.20% |

Seul le dernier essai a provoqué l'écrasement du béton d'enrobage et des ruptures d'acier longitudinal (Fig 3.2 et 3.3).

Ces chiffres donnent une idée des marges existantes dans le cas de l'EC8 : de forts dommages ont été observés pour une flèche relative valant environ 3 fois la flèche observée pour le séisme de forte intensité.

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000



a/ Rotule plastique ruinée (flexion)



b/ Ruine de noeuds d'ossature



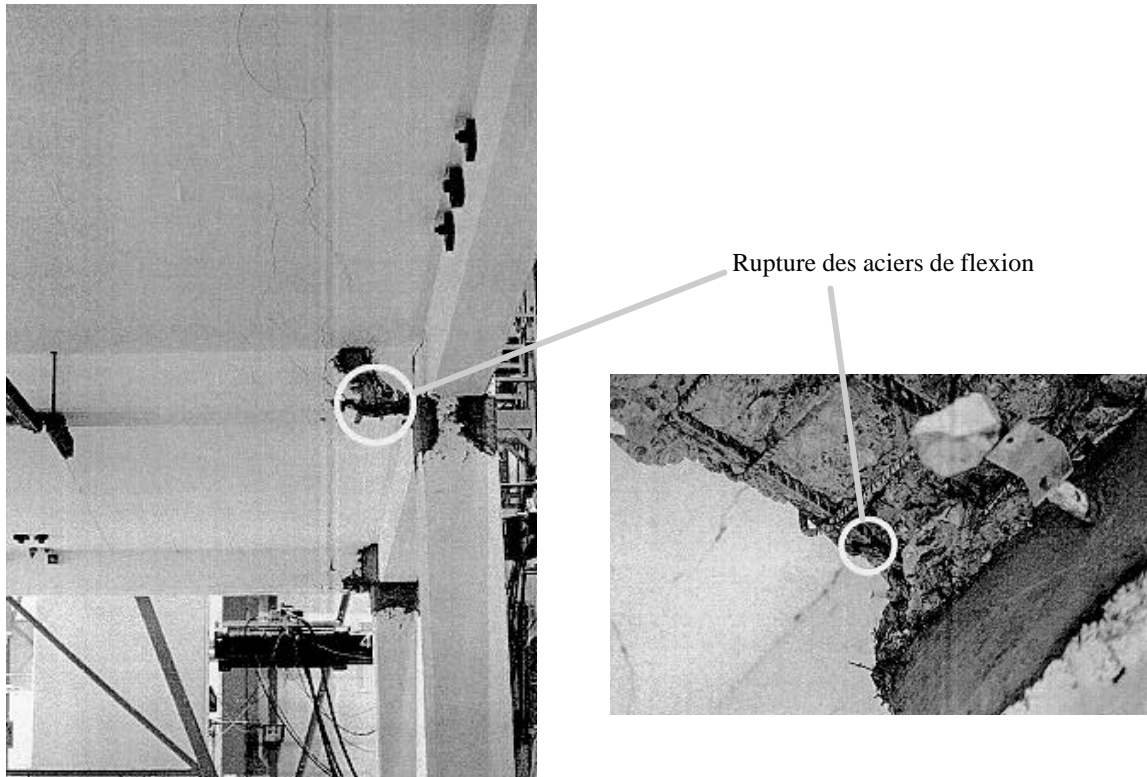
c/ Ruine par effort tranchant



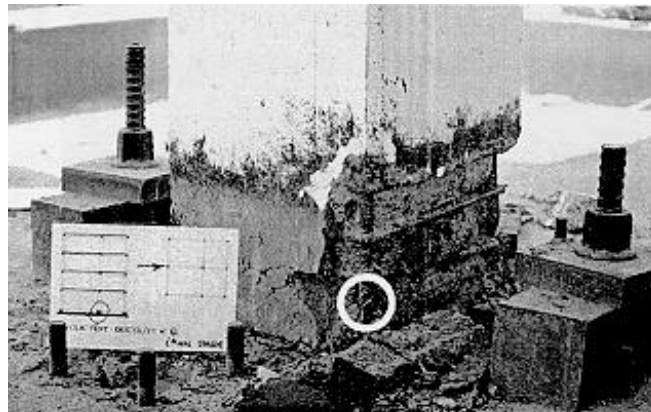
d/ Ruine par effort tranchant
(Détail)

Fig 3.1: Exemples de ruines observées après les séismes de Dinar (1996) et Adana (1998) en Turquie

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

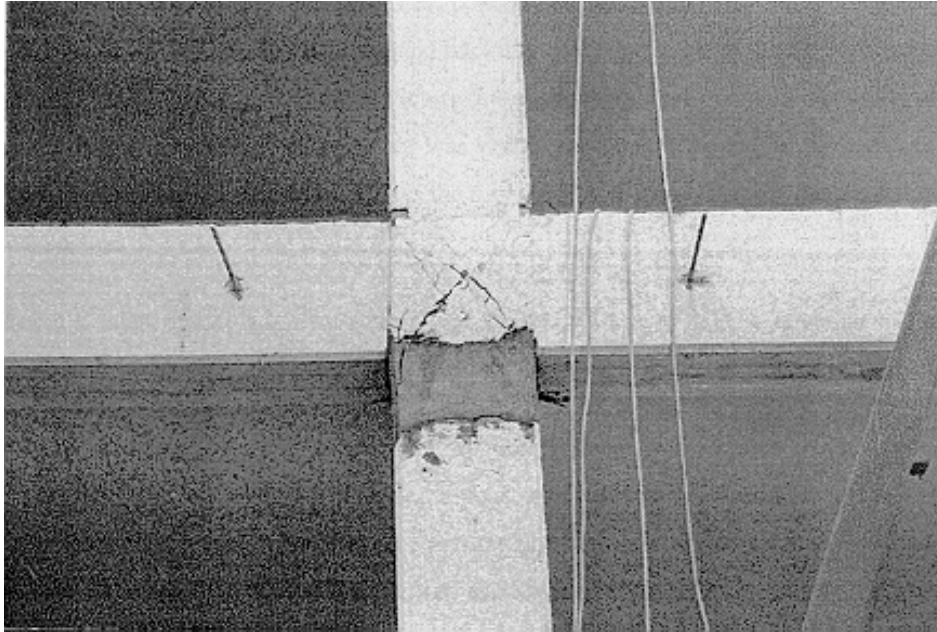


a/ Etat d'endommagement des poutres
(essais statiques - ductilité globale de 8)

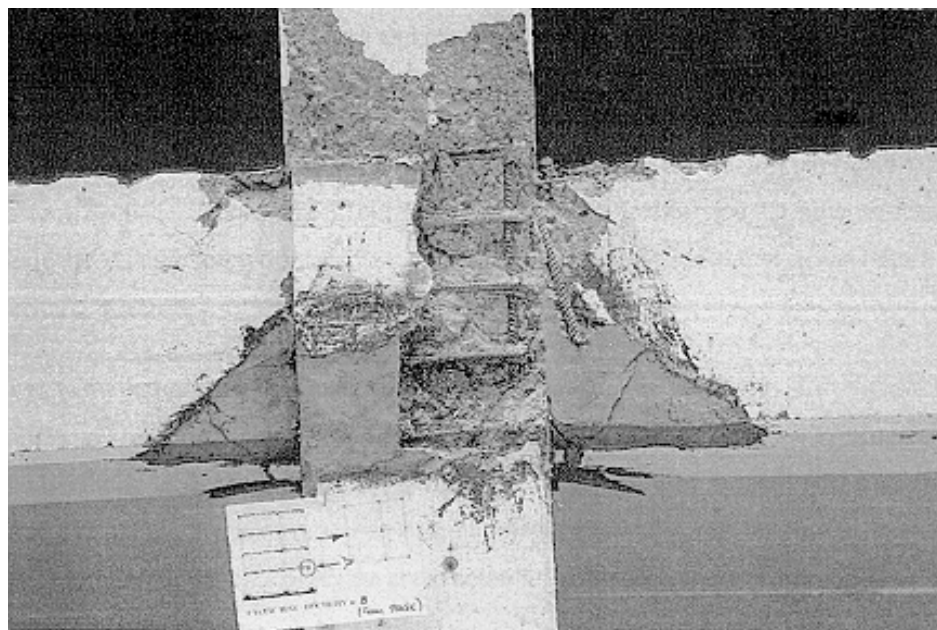


b/ Etat d'un poteau du rez-de-chaussée
(essais statiques - ductilité globale de 8)

Fig 3.2: Portique d'Ispra - Endommagement des poutres et poteaux après le dernier essai



a/ Fissuration d'un noeud d'ossature
(essais statiques - ductilité globale de 5)



b/ Fissuration d'un noeud d'ossature
(essais statiques - ductilité globale de 8)

Fig 3.3: Portique d'Ispra - Fissuration des noeuds d'ossature

3.2. Modélisation du comportement en flexion des éléments linéiques

Dans cette partie, ont été rassemblés différents critères en rotation et courbure valables pour des éléments linéiques du type poteau et poutre.

3.2.1. Rappel du comportement à la ruine d'une section de béton armé

Les différentes phases de comportement d'une structure en béton armé se retrouvent au niveau de la section. Nous allons donc rappeler le comportement à la ruine d'une section de béton armé ainsi que les principaux paramètres influant sur la réponse de la section (i.e. sur la ductilité, la résistance, etc...). Comme il est admis pour ce type d'élément de structure, l'hypothèse des sections planes est adoptée pour le calcul des relations moment-courbure.

3.2.1.1. Phénomènes observés

Une analyse de section montre 3 phases principales (Fig 3.4):

- la fissuration de la section après une brève phase élastique,
- la plastification des aciers,
- la ruine de la section qui se traduit par l'écrasement du béton en compression, la rupture des aciers en traction ou le flambement des aciers sous chargement cyclique.

La relation moment-courbure de la section d'un poteau (poteau Gauvain) [Gauvain, 1977 et 1979] est donnée sur la Fig 3.4 pour 2 types de loi d'acier et de béton : d'une part, pour des lois réglementaires BAEL (beton_bael et parfait_uni), d'autre part, les lois plus réalistes (acier_uni et beton_uni).

On remarquera l'écroûissage quasi-nul dans le cas des lois réglementaires. Cela conduit à une faible variation des moments ultimes vis-à-vis de l'allongement à rupture des aciers. Dans le tableau 1, ont été rassemblées les valeurs de moments pour des allongement de fibre extrême de 0.25%, 0.5%, 1%, 2.5% et 5%. Au delà de 0.5% d'allongement, le moment varie peu et le choix d'une faible valeur d'allongement comme 1% alors que les aciers peuvent supporter des allongements supérieurs à 10% est donc totalement justifié pour le calcul d'un moment ultime utilisé dans une logique de dimensionnement basée sur des critères en effort.

<i>Critère</i>	<i>Traction</i> $e_s=0.25\%$	<i>Traction</i> $e_s=0.5\%$	<i>Traction</i> $e_s=1.0\%$	<i>Traction</i> $e_s=2.5\%$	<i>Traction</i> $e_s=5.0\%$	<i>Compression</i> $e_c=0.35\%$	<i>Compression</i> $e_s=0.5\%$
<i>Courbure</i>	0.021m ⁻¹	0.039m ⁻¹	0.074m ⁻¹	0.176m ⁻¹	0.346m ⁻¹	0.116m ⁻¹	0.182m ⁻¹
<i>Moment</i>	17.2kN.m	21.1kN.m	22.6kN.m	23.4kN.m	23.4kN.m	23.3kN.m	23.4kN.m

Tableau 3.1: Moment, courbure pour différents allongements en fibre extrême (lois BAEL)

3.2.1.2. Modélisation simplifiée du comportement d'une section

Les relations moment-courbure sont généralement simplifiées en une courbe trilineaire (Fig. 3.5), chaque segment de la courbe reliant les points de fissuration (ϕ_c, M_c), plastification (ϕ_y, M_y) et ruine (ϕ_u, M_u) [Takeda 1970]. Une légère variante est d'utiliser une rigidité fissurée, la raideur passant de sa valeur élastique à sa valeur fissurée lorsque le moment devient supérieur au moment de fissuration [Arede, 1997]. Le cas extrême de cette simplification est de ne considérer qu'un comportement bilinéaire avec une rigidité initiale fissurée (Fig 3.5-c) ([Priestley, 1997], [Paulay, 1992] et [ATC 40, 1996]).

Nous pouvons définir, en plus de la rigidité initiale et des moments de plastification et ultime, deux grandeurs caractéristiques de la section: la rigidité fissurée et la ductilité.

Rigidité fissurée

La rigidité fissurée est le rapport entre le moment de plastification et la courbure correspondante :



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 39

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

$$E_{fiss} = \frac{M_y}{f_y}$$

Cette rigidité peut être comparée à la rigidité élastique qui ne dépend que de la géométrie de la section. Il faut noter que la rigidité fissurée peut fortement varier en fonction du ferrailage et de l'effort normal. En effet, le moment de plastification est fonction de ces 2 grandeurs alors que la courbure de plastification varie peu avec ces grandeurs. Les effets de la contrainte normale et du taux de ferrailage sur les relations moment-courbure de la section du poteau Gauvain (en utilisant les lois BAEL) sont visibles sur les Fig. 3.6-a et 3.7 et les tableaux 3.2 et 3.3: une augmentation de ces 2 paramètres entraîne une augmentation de la résistance de la section mais une diminution de sa courbure de ruine et donc de sa ductilité $\mu_{1/r}$. Il faut noter que les courbure de ruine données dans les tableaux suivants ont été calculées pour différents critères portant sur la déformation maximale admissible en fibre extrême (1% et 5% en traction et 0.35% et 0.50% en compression). Les analyses de section avec les lois réalistes béton_uni et acier_uni montrent bien la réduction de ductilité qu'entraîne l'augmentation de contrainte normale moyenne (Fig 3.6-b).

	<i>Effort normal N_1 (essais Gauvain soit $s_n=0.678MPa$)</i>	<i>Effort normal N_2 ($s_n=0.1f_c=3.MPa$)</i>	<i>Effort normal N_3 ($s_n=0.3f_c=6.MPa$)</i>
Moment de plastification M_y	16.8kN.m	20.4kN.m	28.1kN.m
Courbure de plastification	0.020m ⁻¹	0.022m ⁻¹	0.027m ⁻¹
Moment ultime (1% traction)	22.6kN.m	26.6kN.m	32.8kN.m
Courbure ultime (1% traction)	0.074m ⁻¹ $\mu_{1/r}=3.7$	0.078m ⁻¹ $\mu_{1/r}=3.5$	0.096m ⁻¹ $\mu_{1/r}=3.5$
Courbure ultime (5% traction)	0.346m ⁻¹ $\mu_{1/r}=17.3$	0.378m ⁻¹ $\mu_{1/r}=17.2$	0.462m ⁻¹ $\mu_{1/r}=17.1$
Courbure ultime (0.35% comp.)	0.116m ⁻¹ $\mu_{1/r}=5.8$	0.084m ⁻¹ $\mu_{1/r}=3.8$	0.050m ⁻¹ $\mu_{1/r}=1.85$
Courbure ultime (0.50% comp.)	0.182m ⁻¹ $\mu_{1/r}=9.1$	0.120m ⁻¹ $\mu_{1/r}=5.4$	0.073m ⁻¹ $\mu_{1/r}=2.7$
Rapport $E_{élastique}/E_{fissuré}$	2.81	2.52	2.23

Tableau 3.2: Influence de l'effort normal sur les caractéristiques de la section (poteaux Gauvain)

	<i>Ferrailage f_1 (essais Gauvain)</i>	<i>Ferrailage $2f_1$</i>	<i>Ferrailage $0.5f_1$</i>	<i>Ferrailage $0.25f_1$</i>
Moment de plastification M_y	16.8kN.m	32.3kN.m	9.47kN.m	5.61kN.m
Courbure de plastification	0.020m ⁻¹	0.023m ⁻¹	0.019m ⁻¹	0.018m ⁻¹
Moment ultime (1% traction)	22.6kN.m	45.3kN.m	12.5kN.m	7.15kN.m
Courbure ultime (1% traction)	0.074m ⁻¹ $\mu_{1/r}=3.7$	0.085m ⁻¹ $\mu_{1/r}=3.7$	0.070m ⁻¹ $\mu_{1/r}=3.7$	0.067m ⁻¹ $\mu_{1/r}=3.7$
Courbure ultime (5% traction)	0.346m ⁻¹ $\mu_{1/r}=17.3$	0.436m ⁻¹ $\mu_{1/r}=18.9$	0.327m ⁻¹ $\mu_{1/r}=17.2$	0.319m ⁻¹ $\mu_{1/r}=17.7$
Courbure ultime (0.35% comp.)	0.116m ⁻¹ $\mu_{1/r}=5.8$	0.064m ⁻¹ $\mu_{1/r}=2.8$	0.172m ⁻¹ $\mu_{1/r}=9.1$	0.248m ⁻¹ $\mu_{1/r}=13.8$
Courbure ultime (0.50%)	0.182m ⁻¹	0.095m ⁻¹	0.285m ⁻¹	0.395m ⁻¹

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

<i>comp.</i>)	$\mu_{1/r}=9.1$	$\mu_{1/r}=4.1$	$\mu_{1/r}=15$	$\mu_{1/r}=21.9$
<i>Rapport $E_{élastique}/E_{fissuré}$</i>	2.81	1.63	4.65	7.45

Tableau 3.3: Influence du ferrailage sur les caractéristiques de la section (poteaux Gauvain)

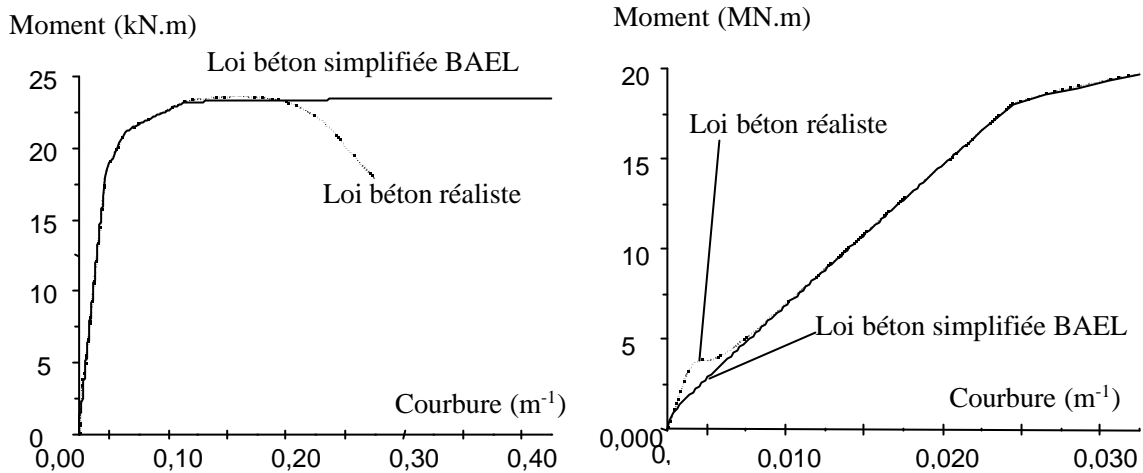


Fig 3.4: Relations moment-courbure pour 2 types de loi (avec zoom sur la fissuration)

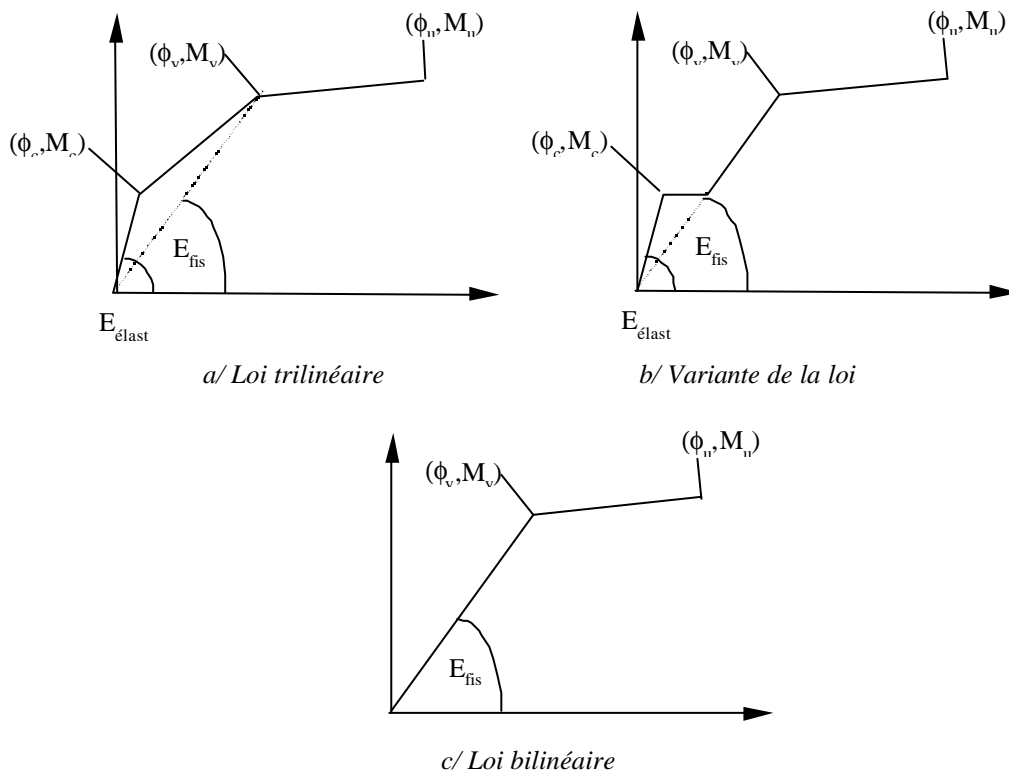


Fig 3.5: Lois moment-courbure simplifiées

Ductilité de section

La ductilité de section est le rapport des courbures ultime et de plastification :

$$m_{l/r} = \frac{f_u}{f_y}$$

Par la suite, nous utiliserons un critère sur les allongements en fibre extrême (compression ou traction) mais il faut remarquer que l'EC8 définit la courbure de ruine comme le minimum des courbures correspondant à :

- un moment valant 85% du moment au pic,
- un moment pour lequel la déformation ultime est atteinte pour l'acier ou le béton.

Pour l'acier, la déformation ultime réglementaire de l'EC8 est la déformation pour laquelle la contrainte maximale est atteinte. Des valeurs minimales de cette déformation sont données pour les classes de ductilité M et H.

Pour le béton, elle est égale à la déformation pour laquelle la contrainte vaut 85% de la contrainte maximale.

Les lois autorisées par l'EC8 et l'EC2 pour le calcul de la loi moment-courbure sont du type :

- élastique parfaitement plastique pour l'acier,
- parabole ou parabole-rectangle pour le béton.

Pour référence, les dispositions constructives de l'EC8 conduisent à des ductilités de section minimales variant de 4 à 13 :

- Classe L (faible ductilité): $\mu_{l/r}=4$,
- Classe M (ductilité moyenne): $\mu_{l/r}=7$,
- Classe H (ductilité élevée): $\mu_{l/r}=13$.

3.2.1.3. Influence des cadres sur la courbure de ruine

Les cadres ont 2 effets principaux sur le comportement à la ruine d'une section :

- ils apportent un confinement améliorant la ductilité du béton en compression et donc celle de la section,
- ils retardent le flambement des aciers sous chargement cyclique.

Dans une analyse de section, ces deux effets sont pris en compte en modifiant la loi du béton (modification de la pente adoucissante post-pic en compression) et en utilisant des critères de ruine dépendant du taux de confinement. Analysons comment ces différents phénomènes sont pris en compte par Priestley [Priestley, 1997], l'EC8 [EC8, 1998] et le modèle à fibre disponible dans CASTEM 2000 [Guedes, 1997].

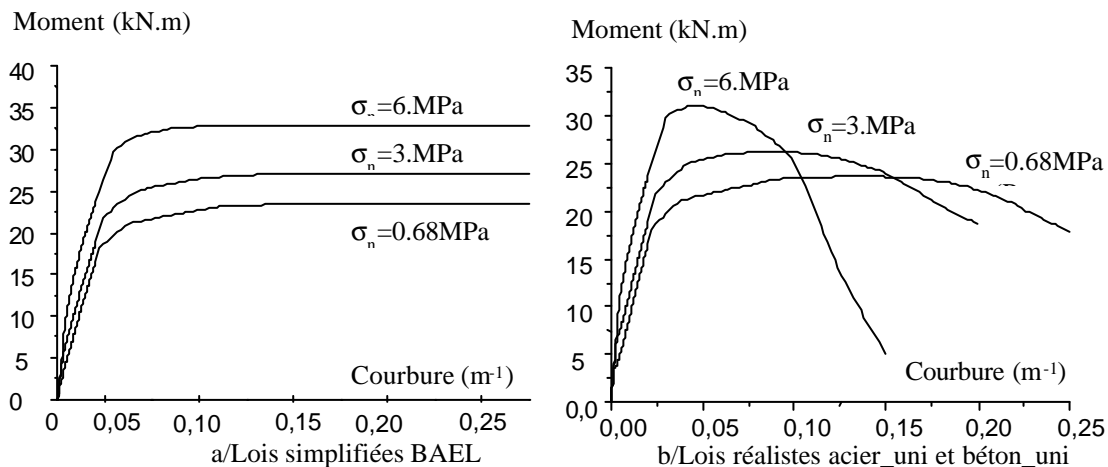


Fig 3.6: Influence de l'effort normal sur les relations moment-courbure

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

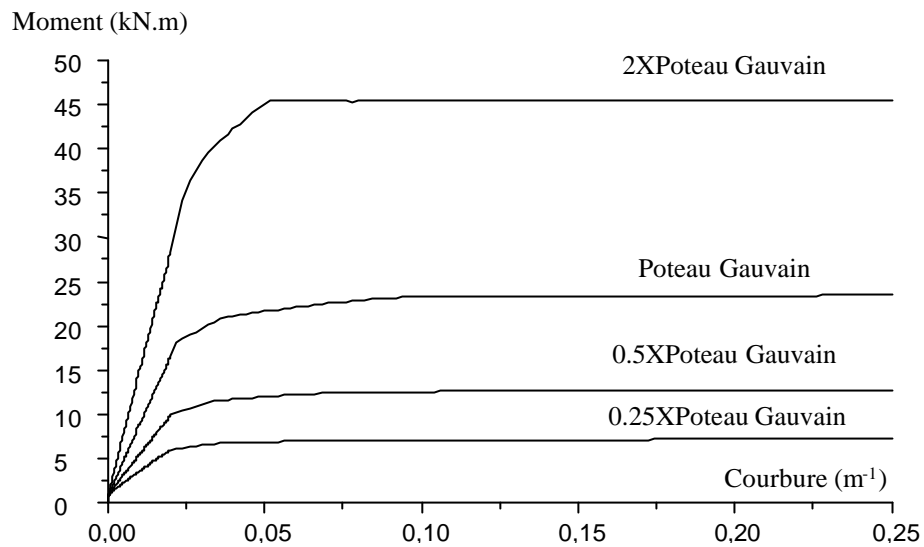


Fig 3.7: Influence du taux de ferrailage sur les relations moment-courbure

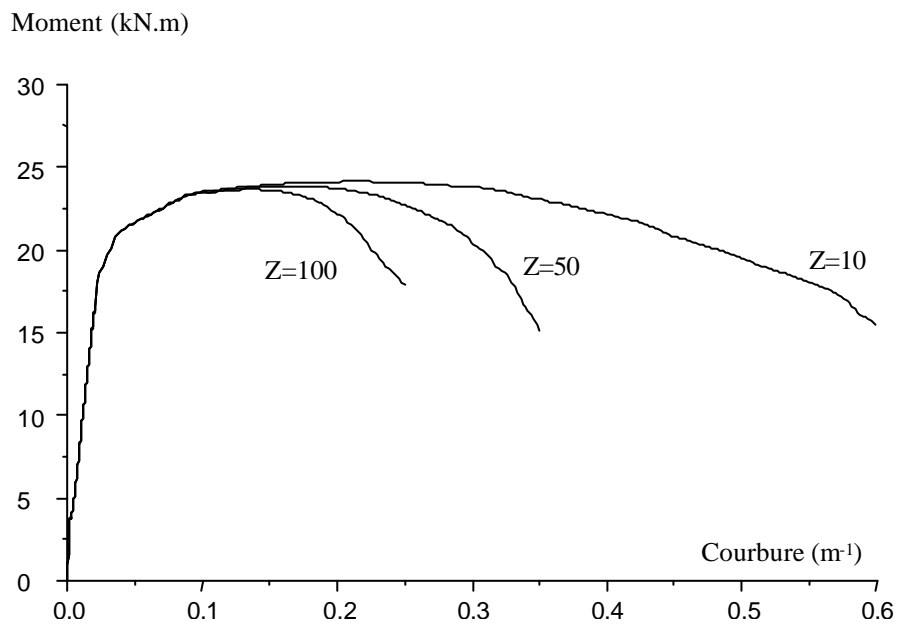


Fig 3.8: Influence du paramètre de confinement du béton Z sur les relations moment-courbure

Approche de Priestley

Il limite la déformation dans l'acier ϵ_{sm} à 60% de la déformation ultime ϵ_u :

$$e_{sm} = 0.6 \cdot e_{su}$$

Il faut noter que cette valeur ne dépend pas du taux de cadres.

Si le béton du poteau ou de la poutre peut être considéré comme confiné, la déformation admissible dans le béton ϵ_{cu} dépend du taux de confinement ρ_s qui vaut :

$$r_s = 1.5 \cdot \frac{A_v}{b_c \cdot s}$$

avec :

s : espacement des cadres,

A_v : Section totale de cadre sur une hauteur s,

b_c : Profondeur de la section confinée (limitée par les aciers de flexion).

Soit :

$$e_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \cdot r_s \cdot f_y \cdot e_{su}}{f_c'}$$

ϵ_{su} : Déformation ultime de l'acier pouvant être prise égale à 15% et 10% pour des aciers de résistance 275 et 420MPa respectivement,

f_c' : résistance ultime réelle (généralement 1.5 fois la résistance nominale),

f_y : Contrainte de plastification de l'acier.

Le béton est considéré confiné si les conditions suivantes sont respectées :

- le diamètre des cadres est supérieur à un quart du diamètre des aciers de flexion,
- les cadres sont correctement pliés (135°),
- des étriers relient les aciers intermédiaires,
- l'espacement des cadres s est inférieur aux 2 valeurs suivantes:

$$s < \frac{b}{4}, \text{ b étant la largeur du poteau ou de la poutre,}$$

$$s < 6 \cdot d_{bl}, \text{ } d_{bl} \text{ étant le diamètre des barres de flexion.}$$

Généralement, les conditions précédentes ne sont pas remplies pour les poteaux non dimensionnés au séisme et la déformation ultime du béton est prise égale forfaitairement à :

$$e_{cu} = 0.005$$

Il faut noter que les valeurs décrites précédemment sont bien supérieures aux valeurs traditionnellement utilisées pour le calcul des moments ultimes de dimensionnement du BAEL (1% pour l'acier et 0.35% pour le béton).

Rappel de l'EC8

Remarque sur le type d'acier longitudinal à utiliser

Avant de décrire comment est pris en compte le confinement dans l'EC8, rappelons les clauses spéciales concernant les déformations ultimes des aciers ainsi que le rapport entre contrainte maximale f_t et contrainte de plastification f_y des aciers:

- Classe de ductilité L : $\epsilon_{su} > 5\%$, $f_t/f_y > 1.08$ (acier haute ductilité de l'EC2)
- Classe de ductilité M : $\epsilon_{su} > 6\%$, $f_t/f_y > 1.15$
- Classe de ductilité H : $\epsilon_{su} > 9\%$, $f_t/f_y > 1.20$

Les aciers avec une ductilité normale (classe EC2 : $\epsilon_{su} > 2.5\%$, $f_t/f_y > 1.05$) sont interdits en zone sismique.



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 44

RAPPORT DM2S**Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000**

Cela montre bien que des déformations dans l'acier bien supérieures à 1% sont admises sous chargement sismique.

Prise en compte du confinement

Un des ratios les plus utilisés pour quantifier le taux de confinement est le ratio mécanique ω_0 donné par l'EC8 :

$$w_w = \frac{\text{Volume_de_cadre}}{\text{Volume_de_béton_confiné}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

f_{yd} : Contrainte de plastification des cadres

f_{cd} : Contrainte maximale en compression du béton

Soit pour une section de béton confiné rectangulaire de cotés b_c et h_c confinée par des cadres de section A_v espacés de s :

$$w_w = \frac{2 \cdot A_v \cdot (b_c + h_c)}{b_c \cdot h_c \cdot s} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Pour chaque classe de ductilité, l'EC8 donne des valeurs minimales de ratio ω_0 :

- Classe de ductilité H : $\omega_0 > 0.13$,
- Classe de ductilité M : $\omega_0 > 0.09$,
- Classe de ductilité L : $\omega_0 > 0.05$.

Le ratio ω_0 doit aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$\alpha \cdot w_w \geq k_0 \cdot \mu_{1/r} \cdot n_d \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot \left(0.35 \cdot \frac{A_c}{A_0} + 0.15 \right) - 10 \cdot \epsilon_{cu}$$

α : Coefficient d'efficacité des cadres ($\alpha < 1$),

$\mu_{1/r}$: Ductilité en courbure,

$n_d = \frac{S_n}{f_{cd}}$: Effort normal réduit,

$\epsilon_{sy,d}$: Déformation de plastification des cadres,

A_c : Section confinée ($b_c \cdot h_c$),

A_0 : Section totale,

ϵ_{cu} : Déformation ultime du béton (0.0035),

k_0 : Coefficient dépendant de la classe de ductilité,

- Classe DCL : $k_0 = 65$,
- Classe DCM : $k_0 = 60$,
- Classe DCH : $k_0 = 55$.

En inversant cette relation, la ductilité en courbure peut être calculée en fonction des cadres en place, de leur déformation de plastification et de l'effort normal agissant sur le poteau.

Dispositions constructives associées

A chaque classe de ductilité, sont associées des dispositions constructives particulières.

Donnons comme exemple l'espacement entre cadre qui doit être inférieur à :

- Classe DCH : $s < \min(b/4, 100\text{mm}, 5 \cdot d_{bl})$
- Classe DCM : $s < \min(b/4, 150\text{mm}, 7 \cdot d_{bl})$
- Classe DCL : $s < \min(b/2, 200\text{mm}, 9 \cdot d_{bl})$

d_{bl} étant le diamètre des barres de flexion et b la profondeur du poteau ou de la poutre.

Pour les 3 classes, le diamètre des cadres doit au moins être égal à 6mm.

En plus de ces dispositions constructives, il ne faut pas oublier que les cadres doivent reprendre l'effort tranchant calculé à partir d'une méthode de dimensionnement en capacité.



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 45

RAPPORT DM2S**Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000***Comparaison avec les règles PS92*

Le règlement français ne possède qu'une classe de ductilité. Les dispositions constructives et les taux de ferrailage minimum sont similaires à ceux des classes de ductilité DCL et DCM de l'EC8.

Les règles PS92 utilisent le ratio volumique minimum de cadres défini comme:

$$r_w = \frac{\text{Volume_de_cadre}}{\text{Volume_de_béton_confiné}}$$

Le taux minimal est de 0.8% (pour un acier à 235MPa et un béton à 30MPa, cette valeur revient à prendre $\omega_b=0.063$).

Le diamètre minimal des cadres est de 8mm.

L'espacement minimal s est :

$$s < \min(b/4, 150\text{mm}, 8.d_b)$$

Pour une description plus complète des dispositions constructives, on pourra se référer directement à l'EC8 et au PS92.

Prise en compte du confinement dans le modèle à fibre

La loi de béton du modèle à fibre possède un comportement post-pic qui est fonction de la quantité de cadres en place.

Le ratio volumique mécanique précédent ω_b est utilisé et peut influencer la pente post-pic Z.

Un coefficient d'efficacité des cadres similaire à celui de l'EC8 est tout d'abord calculé à partir des dimensions du béton confiné (b_c et h_c), de l'espacement des cadres s et du nombre n de barres de flexion aux coins des cadres :

$$a = \left(1 - \frac{8}{3n}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_c}\right)$$

La contrainte au pic σ_{c0} , la déformation correspondante ε_{c0} et la pente post-pic Z sont modifiées en fonction d'un facteur β valant :

$$b = \min(1 + 2,5 a \omega_w; 1,125 + 1,25 a \omega_w)$$

Soient :

$$s_{c0}^* = b s_{c0}$$

$$e_{c0}^* = b^2 e_{c0}$$

(ces 2 grandeurs étant négatives en compression)

$$Z = \frac{b - 0,85}{b(0,1 a \omega_w + 0,0035 + e_{c0}^*)}$$

La dernière expression devient en l'absence total de confinement :

$$Z = \frac{1 - 0,85}{0,0035 + e_{c0}^*}$$

Cette dernière expression revient à prendre pour le béton une contrainte valant 85% de la contrainte au pic pour une déformation dans le béton de 0.0035, ce qui est la définition « classique » de la ruine dans l'EC2 et l'EC8 (ruine des matériaux et des sections).

Pour un béton avec une déformation au pic valant 0.2%, le facteur Z vaut 100.

Pour bien mettre en évidence l'influence de ce paramètre, trois valeurs de Z (10,50 et 100) ont été utilisées pour le calcul de la relation moment-courbure de la section du poteau Gauvain (Fig. 3.8).

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

3.2.2. Passage au cas du poteau console

Le chapitre précédent a donné quelques éléments permettant d'estimer les courbures de ruine ainsi que l'influence de quelques paramètres. Un pas délicat reste nécessaire pour définir un critère global de l'élément de structure. Lorsqu'un calcul est effectué sur une structure complète, les critères de ruine sont généralement exprimés en rotation totale (chord rotation en anglais, Fig 3.9) ou en rotation plastique. La rotation est calculée entre l'extrémité de l'élément (poutre ou poteau) et le point d'inflexion ou, pour des raisons de simplicité de calcul, entre l'extrémité et la moitié de l'élément [Arede, 1997].

Calculons la rotation de ruine dans le cas du poteau console.

3.2.2.1. Un modèle simplifié de poteau console

La longueur de la zone plastifiée, lorsque la courbure ultime est atteinte en pied de poteau, peut être calculée à l'aide d'une loi moment-courbure simplifiée bilinéaire : la rigidité fissurée est prise comme rigidité initiale et un écrouissage est considéré après la plastification. Notons :

- E_{fis} : Rigidité fissurée,
- E_p : Pente de la relation moment-courbure après plastification,
- M_y : Moment de plastification,
- ϕ_y : Courbure de plastification,
- ϕ_u : Courbure ultime.

Le moment ultime M_u est relié aux caractéristiques précédentes à l'aide de la relation suivante :

$$M_u = M_y + E_p \cdot (\mathbf{f}_u - \mathbf{f}_y)$$

Pour un poteau encastré en pied et soumis à un effort horizontal en tête, la répartition de moment est linéaire en fonction de la hauteur (Fig 3.10-a) alors que la répartition de courbure est bilinéaire (Fig.3.10-b).

Lorsque le moment ultime est atteint à la base du poteau, la hauteur de la zone plastifiée H_p vaut :

$$H_p = H \cdot \left(\frac{M_u - M_y}{M_u} \right) = \frac{H \cdot E_p \cdot (\mathbf{f}_u - \mathbf{f}_y)}{M_y + E_p \cdot (\mathbf{f}_u - \mathbf{f}_y)}$$

Cette relation montre très bien qu'en l'absence d'écrouissage après plastification (i.e. $E_p=0$), la hauteur de la zone plastifiée - et donc la rotation plastique de ruine - est nulle.

Avec ce modèle très simplifié, nous pouvons décomposer le déplacement -ou la rotation- en tête Δ_u en une partie provenant de la déformée élastique du poteau Δ_y et une partie provenant de la rotation plastique de la rotule $\Delta_{u,p}$.

Nous avons vu que les relations moment-courbure pouvaient avoir un très faible écrouissage, en particulier, si le modèle d'acier est plastique parfaitement plastique.

L'intégration des courbures en vue de calculer les rotations de ruine peut donc donner des résultats très variables et sans doute peu fiables. Ainsi Arede note, lors des comparaisons calculs/essais pour le portique de 4 étages d'Ispra, des différences notables entre les valeurs d'indice d'endommagement calculées à partir d'une rotation de ruine estimée analytiquement et l'état réel de la structure. Cela l'a amené à utiliser comme critère de ruine des ductilités en rotation issues de formules empiriques.

La complexité du matériau béton armé peut expliquer ces différences. En effet, 2 phénomènes importants ne sont pas pris en compte par les analyses de section basées sur l'hypothèse des sections planes et les éléments du type poutre :

- le glissement acier-béton qui est nécessaire à la formation et l'ouverture de fissures localisées,
- l'effort tranchant qui incline les fissures et qui augmente donc la longueur de la rotule.

La suite de ce chapitre présente l'approche des longueurs de rotule plastique de Priestley ainsi qu'une formule empirique très utilisée donnant la rotation de ruine.

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

Il faut noter que l'utilisation de ces formules pour déterminer le critère de ruine dans des calculs non-linéaires implique l'emploi de modèles prenant en compte les flexibilités provenant du glissement acier-béton et de l'effort tranchant. Si on ne dispose pas de modèles semblables, un critère du type ductilité en rotation déduite de formules empiriques donnant les rotations de ruine et de plastification peut être employé [Arede, 1997].

3.2.2.2. Définition d'une longueur de rotule plastique

Priestley ([Paulay, 1992], [Priestley, 1997]) utilise la notion de longueur de rotule plastique pour définir une rotation de ruine, cette longueur L_p étant définie comme la longueur permettant de retrouver la rotation de ruine plastique expérimentale $\theta_{p,u}$ si elle est multipliée par une courbure plastique ultime. Soit :

$$q_{p,u} = (f_u - f_y) \cdot L_p$$

Il faut noter qu'avec cette définition, la longueur de rotule plastique L_p vaut, si elle est calculée analytiquement, la moitié de la hauteur plastifiée H_p calculée précédemment.

La longueur de rotule plastique L_p permet le calcul de la ductilité μ_{Δ} en déplacement du poteau à partir de la ductilité en courbure $\mu_{1/r}$.

En effet, les déplacements de plastification et de ruine valent respectivement:

$$\Delta_y = f_y \cdot \frac{H^2}{3}$$

$$\Delta_{p,u} = q_{p,u} \cdot (H - 0.5 \cdot L_p) = (f_u - f_y) \cdot L_p \cdot (H - 0.5 \cdot L_p)$$

D'où une ductilité en déplacement fonction de la ductilité en courbure:

$$\mu_{\Delta} = 1 + 3 \cdot (\mu_{1/r} - 1) \cdot \frac{L_p}{H} \cdot \left(1 - 0.5 \cdot \frac{L_p}{H} \right)$$

3.2.2.3. Calcul de la longueur de rotule

Plusieurs formules empiriques peuvent être utilisées. La longueur de rotule plastique dépend de la hauteur du poteau H et de la longueur d'acier plastifié dans l'ancrage:

$$L_p = 0.08 \cdot H + 0.022 \cdot f_y \cdot d_{bl}$$

- f_y : contrainte de plastification des aciers,
- d_{bl} : diamètre des barres de flexion.

Une expression similaire, correspondant à $f_y = 500$ MPa, est parfois donnée :

$$L_p = 0.08 \cdot H + 6 \cdot d_{bl}$$

En effet, il est admis que la rotation de ruine provient non seulement de la déformation du poteau lui-même mais aussi de la plastification et du glissement acier-béton au niveau de l'ancrage des aciers de flexion.

Le calcul analytique de cette longueur nécessite un modèle du type fibre avec une prise en compte du glissement acier-béton. Manfredi a développé et utilisé un tel modèle pour calculer la rotation plastique de ruine ainsi que la ductilité en rotation pour différents rapports f_t/f_y , efforts normaux et types de loi d'acier ([Manfredi 1998], Fig 3.11).

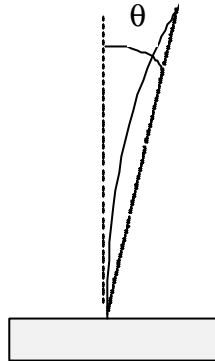


Fig 3.9: Définition de la chord rotation q

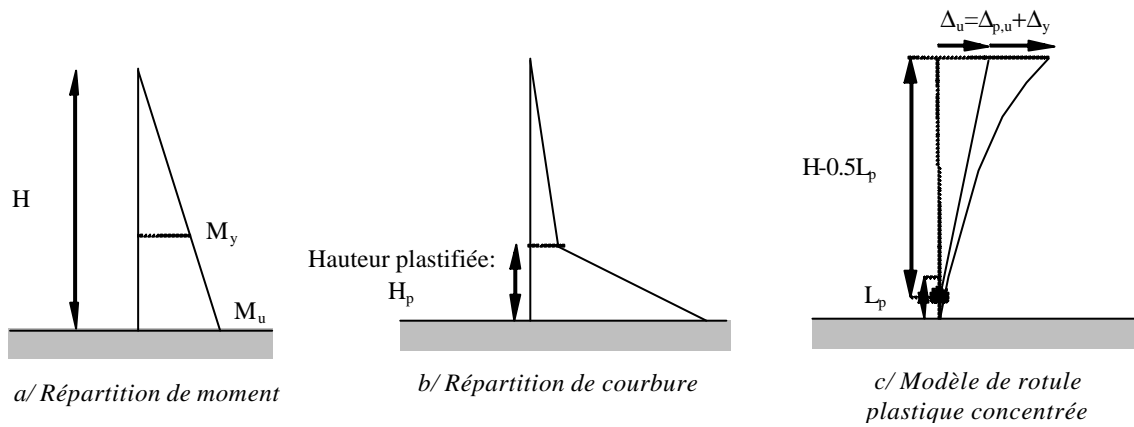
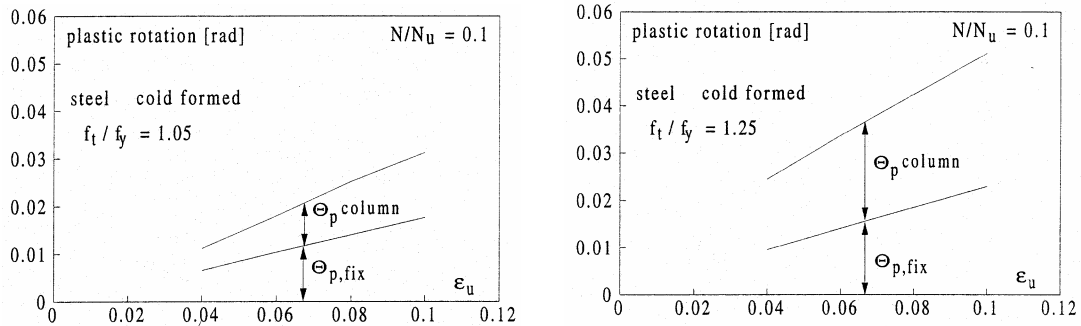
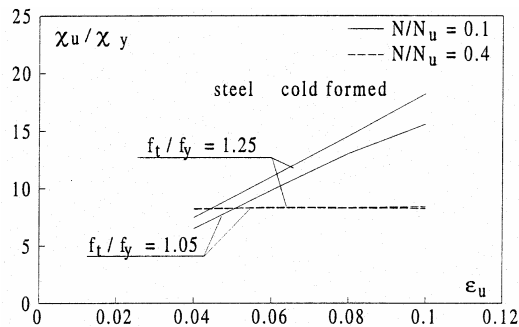


Fig 3.10: Répartition de moment et de courbure sur la hauteur d'un poteau

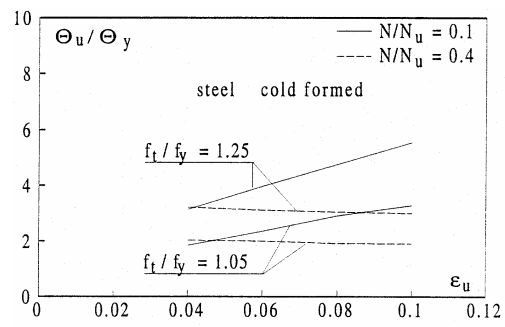
Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000



a/ Rotation plastique de ruine en fonction de la déformation ultime des aciers ϵ_u pour 2 types d'écroutissage. Contribution de la déformation du poteau et du glissement acier-béton.



b/ Ductilité en courbure en fonction de ϵ_u pour 2 types d'écroutissage et 2 efforts normaux



c/ Ductilité en rotation en fonction de ϵ_u pour 2 types d'écroutissage et 2 efforts normaux

Fig 3.11: Calcul analytique de la rotation de ruine (d'après [Manfredi, 1998])

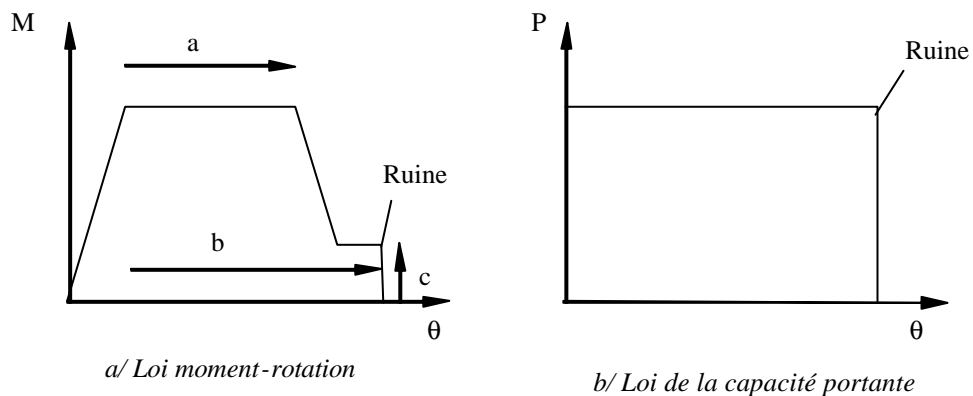


Fig 3.12: Loi simplifiée des guides ATC 40, FEMA 273 et 356

3.2.2.4. Calcul empirique de la rotation de ruine

Une autre relation empirique a été utilisée par plusieurs auteurs ([Fardis 1994], [Arede 1997]). Elle a été validée sur de nombreux essais de poteaux et poutres. La rotation ultime totale vaut :



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 50

RAPPORT DM2S**Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000**

$$q_u = 0.0634 \cdot \left(\frac{H}{D}\right)^{0.93} \cdot \left(\frac{\max(r_t, 0.004)}{\max(n_d, 0.05)}\right)^{0.48} \cdot w_t^{-0.27} \cdot f_c^{-0.15}$$

- H : Hauteur du poteau,
- D : Largeur du poteau (H/D est l'élançement mécanique du poteau),
La formule est valable pour $1 < H/D < 7$.
- $n_d = \frac{S_n}{f_c}$: Effort normal réduit ($0 < v_d < 0.55$),
- ρ_t : Ratio volumique de cadres,
- ω : Ratio mécanique d'acier longitudinal (section A_s des aciers tendus seulement) ($0 < \omega < 0.5$).

$$w_t = A_s \cdot \frac{f_y}{f_c}$$

- f_c : Résistance en compression du béton.

3.2.2.5. Calculs simplifiés de l'ATC 40 et des FEMA 273 et 356

Les valeurs données par les formules précédentes peuvent être comparées à celles de l'ATC 40 [ATC 40, 1996] et des FEMA 273 [FEMA 273, 1997] et FEMA 356 [FEMA 356, 2000] qui ne prennent en compte que très peu de paramètres et ne permettent donc que d'avoir un ordre de grandeur des rotations de ruine.

Dans ces guides américains, la loi moment-rotation (ou effort tranchant-cisaillement) comporte une phase élastique puis un plateau plastique de longueur a, la ruine étant atteinte pour une rotation plastique b (Fig 3.12).

Une fois la rotation de ruine atteinte, la capacité portante de l'élément disparaît. Ce couplage existe dans très peu de codes de calcul.

Le tableau 3.4 donne des valeurs de rotations plastiques limites pour des poteaux ayant différentes dispositions constructives.

3.2.3. Spécificités des poutres

L'ensemble des considérations précédentes est valable pour les poutres. Toutefois ces éléments linéiques se caractérisent par:

- des sections non symétriques (sections en T et ferraillements non symétriques),
- un effort normal nul sous poids propre,
- une répartition de moments fléchissants sous poids propre plus complexe que dans le cas des poteaux (Fig 3.14).

Ces spécificités doivent être prises en compte dans la modélisation. Ainsi le FEMA 356 donne-t-il des valeurs de rotations plastiques différentes pour les poutres (Tableau 3.5).

Les 2 premiers points influencent directement les modes de ruine potentiels : généralement, contrairement à une section de poteau qui ruine par compression du béton, une section de poutre ruine en traction au niveau de la fibre inférieure qui est moins armée que la fibre supérieure où se trouve la table en compression. La Fig 3.13 montre des exemples de relations moment-courbure pour une section de poteau et une section de poutre.

Le troisième point nécessite une discrétisation spatiale assez fine selon la longueur de la poutre. Il faut aussi noter qu'en cas de changement de ferraillement le long de la poutre (ce qui est courant), les rotules peuvent ne pas se situer aux extrémités de la poutre.

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

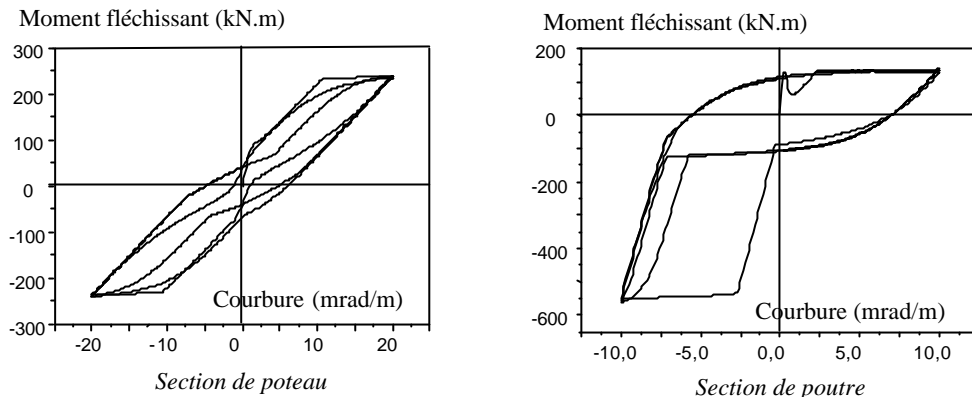


Fig 3.13: Relations moment courbure d'une section de poteau et de poutre sous chargement cyclique

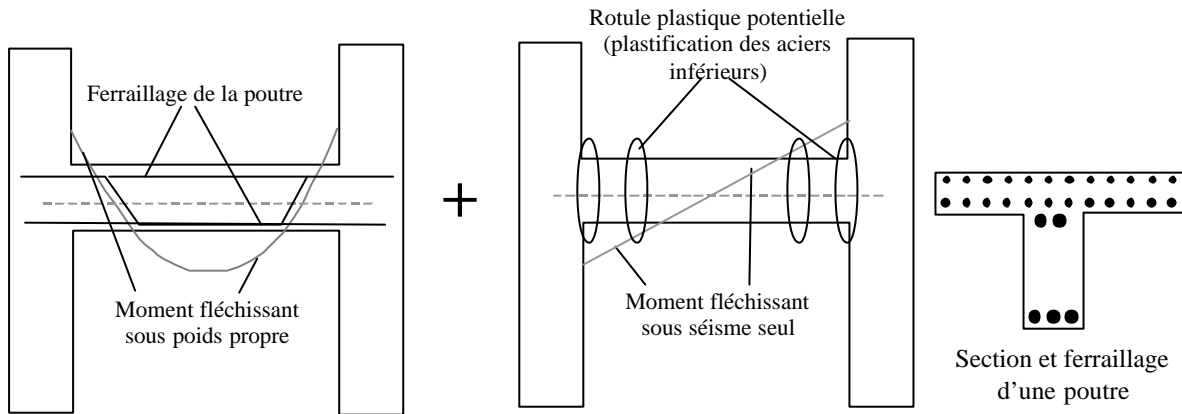


Fig 3.14: Répartition de moment et de ferrailage dans une poutre



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 52

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

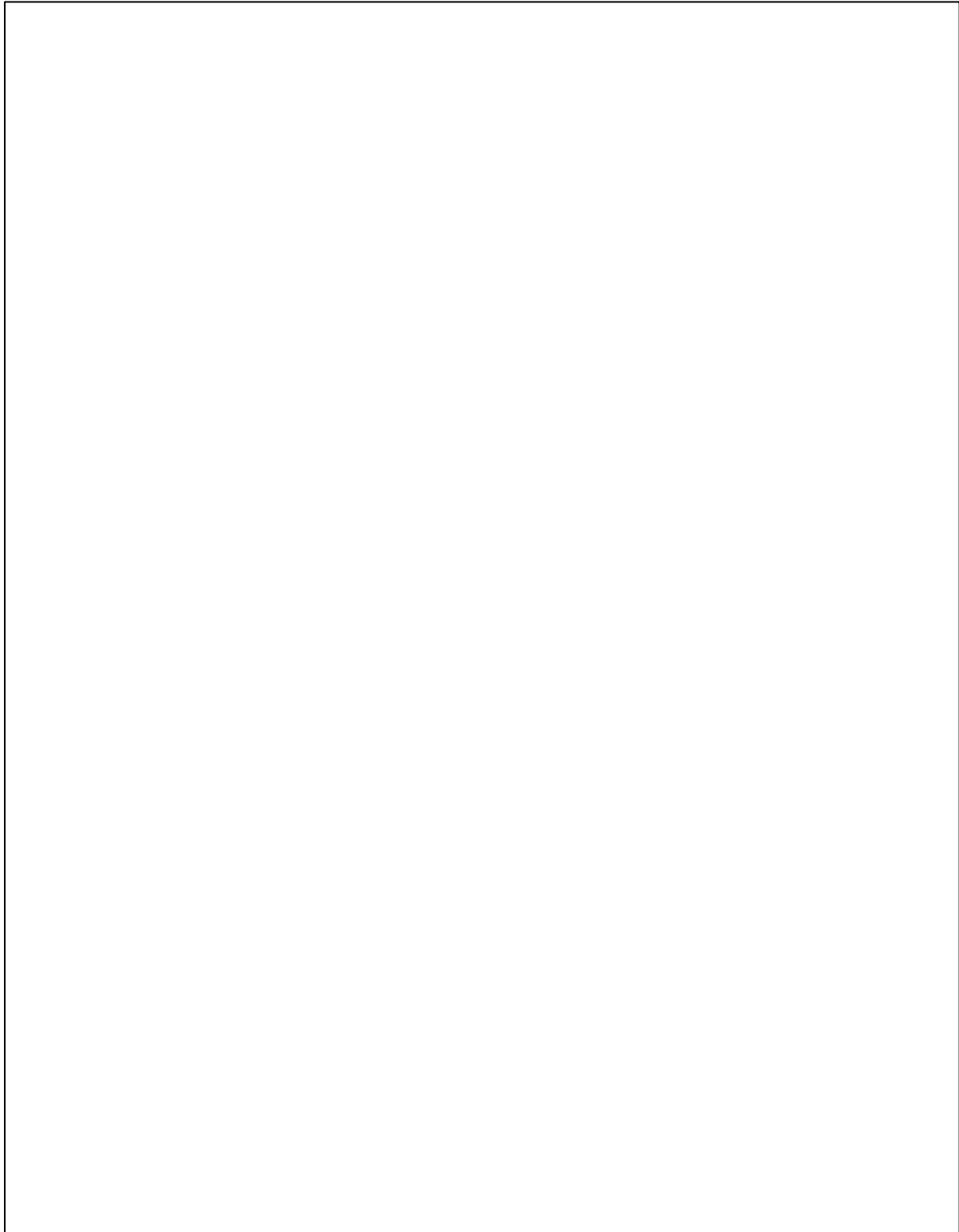


Tableau 3.4: Critères de ruine utilisés pour les poteaux dans l'ATC 40 et le FEMA 356



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A


Date : 06/03/2001

Page 53

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

Tableau 3.5: Critères de ruine utilisés pour les poutres dans l'ATC 40 et le FEMA 356

		SEMT/EMSI/RT/01-008/A
		Date : 06/03/2001
	RAPPORT DM2S	Page 54
Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000		

3.2.4. Application aux murs porteurs élancés

Les remarques des sous-chapitres 3.2.1 et 3.2.2 s'appliquent aussi aux murs porteurs élancés dont le comportement est dominé par la flexion. Toutefois, ce type de structure a plusieurs spécificités. Des exemples de modélisation de structure à murs porteurs sont donnés dans [Linde, 1991] et [Benchmark Camus 1 et 3, 1998 et 2001].

3.2.4.1. Effort normal et pourcentage d'armature

Les murs porteurs sont généralement caractérisés par un effort normal plus faible que celui trouvé normalement dans les poteaux et par un taux de ferrailage plus faible (le taux géométrique de ferrailage minimum requis par les codes de dimensionnement est généralement de 1% pour les poteaux contre 0.25% pour les murs porteurs). La fissuration est donc souvent plus localisée que dans les poteaux et les sections ruinent généralement par traction.

3.2.4.2. Les variations d'effort normal

Les essais sismiques sur des structures à murs porteurs ont montré l'importance des variations d'effort normal pour cette famille d'éléments en béton armé. Ces variations qui peuvent atteindre l'ordre de grandeur de l'effort normal statique (en valeurs absolues) sont dues à la fissuration qui entraîne un décalage d'axe neutre et un soulèvement des masses. Sous chargement dynamique, la refermeture de la fissure est à l'origine d'un impact qui excite généralement le premier mode propre vertical du mur. L'amplitude de ces variations d'effort normal dynamique est directement liée aux caractéristiques de refermeture des fissures du modèle de béton.

3.2.4.3. Le décalage en Z et le fonctionnement en treillis

Enfin, le comportement des murs porteurs assez élancé (rapport de la hauteur à la largeur H/L supérieur à 3) peut être fortement influencé par l'effort tranchant : ce dernier peut être à l'origine de l'inclinaison des fissures de flexion et du décalage en Z. Ce fonctionnement dit fonctionnement en treillis apparaît donc au delà d'une certaine valeur d'effort tranchant (en première approximation, on peut utiliser la contrainte limite de fissuration au cisaillement de l'EC2). Pour des valeurs plus faibles d'efforts tranchants, la fissuration reste horizontale (fonctionnement en poutre). L'importance de ce phénomène est accrue pour les murs porteurs en raison de leurs dimensions : la longueur d'un mur correspond généralement à un ou 2 étages de la structure et les aciers ne sont pas généralement continus sur tous les étages. L'inclinaison des fissures peut être prise en compte dans une modélisation modèle à fibre en décalant les sections béton armé : l'élément situé à la hauteur H du mur aura la section du niveau H+ΔH, la hauteur ΔH pouvant être prise égale à la longueur du mur L (fissures à 45 degrés).

Erreur ! Nom de fichier incorrect. *Fig 3.15: Influence de l'effort tranchant sur le comportement en flexion (décalage en Z)*



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 55

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

3.3. Vérification de la résistance à l'effort tranchant des éléments porteurs

Adopter un critère de ruine en terme de rotation ou de courbure ultime suppose un mécanisme de ruine de flexion et donc une résistance aux ruines fragiles - du type effort tranchant - suffisante. Ce chapitre rassemble quelques éléments de bibliographie permettant le calcul de la résistance à l'effort tranchant des poteaux, des poutres et des voiles. Les formules présentées peuvent permettre d'identifier les paramètres de la loi CISAIL_NL du modèle à fibre et des lois globales en cisaillement de l'élément de poutre de Timoshenko (Takeda, bilinéaire...).

3.3.1. Résistance à l'effort tranchant des poteaux et poutres

3.3.1.1. Formules du BAEL

En dehors des rotules plastiques, les règles PS92 [PS92, 1995] et le BAEL [BAEL, 1992] admettent que la résistance à l'effort tranchant provient de la présence d'acier transversaux et de la résistance en traction du béton:

$$t_u = 0.3 \cdot k \cdot f_{ij} + 0.9 \cdot \frac{A_{cadre}}{b \cdot s} \cdot f_{yt}$$

- f_{ij} : résistance du béton en traction (2.1MPa pour un béton de 25MPa),
- f_{yt} : Contrainte de plastification de l'acier des cadres.,
- b : profondeur du poteau (perpendiculairement au sens de chargement),
- d : largeur du poteau (dans le sens de chargement),
- $A_g = b \cdot d$: section du poteau,
- s : espacement des cadres,
- A_{cadre} : section totale des cadres,
- P : effort normal.

Le facteur k dépend de l'effort normal de la section :

- en traction, $k = 1 - 10 \cdot \frac{|P|}{A_g \cdot f_{c28}}$
- en compression, $k = 1 + 3 \cdot \frac{|P|}{A_g \cdot f_{c28}}$

Remarquons que si $k=1$ (i.e. $P=0$), le BAEL donne au béton une résistance au cisaillement de 0.61MPa (pour $f_{ij}=2.1$ MPa).

Cette contribution du béton ne peut pas être considérée au niveau des rotules plastiques à cause de la fissuration de flexion (Règles PS92).

Dans la plupart des bâtiments non dimensionnés au séisme, les cadres en place ne suffisent généralement pas pour justifier la résistance à l'effort tranchant. Afin de bien vérifier la possibilité de ruine par effort tranchant, il faut se demander quelle peut être la contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant.

3.3.1.2. L'approche de Priestley

Article de Priestley et Calvi, 1991

Dans cet article traitant de la réévaluation sismique de structure portique, [Priestley, 1991] donne des formules pour calculer la résistance à l'effort tranchant des poutres et des poteaux.

Pour les poteaux :

$$V_u = v_c \cdot b \cdot d + \frac{A_{cadre} \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 56

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

$$t_u = v_c + \frac{A_{cadre} \cdot f_{yt}}{s \cdot b}$$

Nous retrouvons la contribution des cadres (similaire à la formule du BAEL) et celle du béton à laquelle nous allons nous intéresser.

- pour une faible ductilité globale, $\mu < 2$:

$$v_c = \left(1 + \frac{K \cdot P}{A_g \cdot f_c} \right) v_b$$

$$v_b = (0.85 + 120 \cdot \rho_l) \cdot \sqrt{f_c} \text{ (psi)}$$

$$v_b = 0.0838 \cdot (0.85 + 120 \cdot \rho_l) \cdot \sqrt{f_c} \text{ (MPa)}$$

K=3 pour la compression

K=12 pour la traction

f_c : résistance en compression du béton

ρ_l : pourcentage d'acier longitudinal

Pour donner un ordre de grandeur, prenons $f_c = 25 \text{ MPa}$, $P = 0$ et $\rho_l = 1\%$ d'où $v_c = 0.86 \text{ MPa}$

- pour une forte ductilité globale, $\mu > 4$:

$$v_c = 1.0 \cdot \sqrt{f_c} + 0.2 \cdot \frac{P}{A_g} \text{ (psi)}$$

$$v_c = 0.0838 \cdot \sqrt{f_c} + 0.2 \cdot \frac{P}{A_g} \text{ (MPa)}$$

Soit pour $P = 0$, $v_c = 0.419 \text{ MPa}$

- Pour des ductilités intermédiaires, il faut interpoler linéairement (Fig 3.16-a).

Il faut noter que les lois non linéaires en cisaillement de Castem (lois bilinéaire, Takeda, global et cisail_nl) ne présentent aucun couplage avec le comportement en flexion. Seul le modèle de bielles et tirant couple la flexion et le cisaillement mais ce couplage est difficilement « réglable ».

Article de Priestley, 1997

Dans un article plus récent, Priestley [Priestley, 1997] donne d'autres formules :

la résistance en cisaillement est la somme des contributions de l'acier, du béton et de l'effort normal.

$$V_n = V_s + V_c + V_p$$

- Contribution du béton

$$V_c = 0.8 \cdot A \cdot k \cdot \sqrt{f_c}$$

La valeur de k dépend de la ductilité demandée en flexion (ductilité en courbure mais équivalente à une ductilité en rotation) et varie de 0.29 à 0.05 (Fig 3.16-b).

Soit pour un béton de 25MPa, une contribution du béton qui varie de 1.16MPa à 0.2MPa suivant la ductilité demandée en courbure.

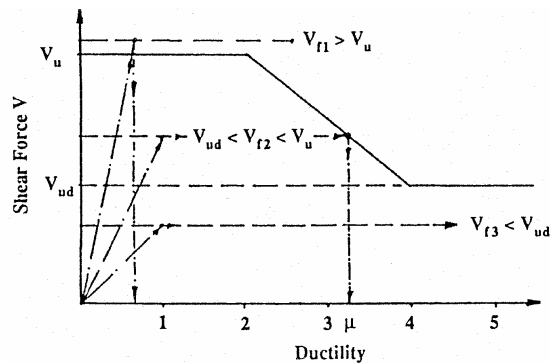
- Contribution du poids propre

Priestley suppose que l'effort tranchant est transmis par un mécanisme de bielles inclinées d'un angle α et donc :

$$V_p = P \cdot \tan \alpha$$

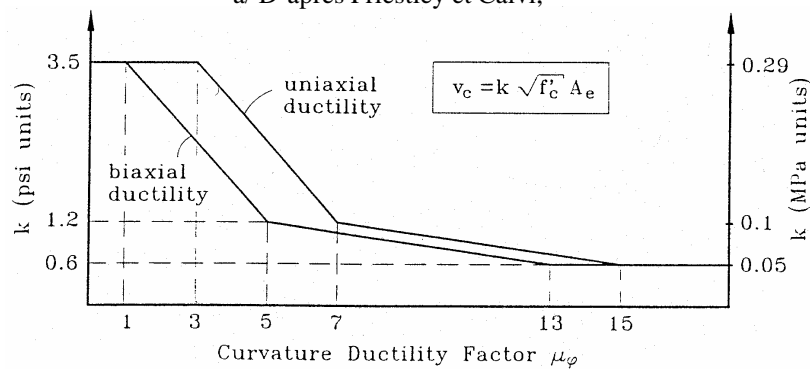
$$v_p = s_n \cdot \tan \alpha$$

α est l'angle entre la fibre moyenne de l'élément et la droite reliant les points d'application des résultantes des contraintes de compression dans le béton des 2 sections situées aux extrémités du poteau (en tête et en pied).



Relationship between shear strength and ductility

a/ D'après Priestley et Calvi,



b/ D'après Priestley, 1997

Fig 3.16: Relation entre la résistance à l'effort tranchant et la ductilité demandée en flexion

3.3.2. Résistance à l'effort tranchant des voiles

Dans ce chapitre, après une description des modes de fonctionnement des voiles en cisaillement, nous rappelons les vérifications demandées par les différents codes de dimensionnement utilisés pour les voiles en France. Les formules donnant la résistance à l'effort tranchant des voiles peuvent être utilisées pour l'identification des paramètres des lois non-linéaires en cisaillement (Cisail_NI, Takeda, Global..., Fig 2.4a).

3.3.2.1. Modes de fonctionnement en cisaillement des voiles en béton armé

Le comportement des voiles en béton armé qui ont un élancement $\lambda = H/L = M/(T.L)$ très faible (inférieur ou égal à 1) est dominé par l'effort tranchant. Ceci se traduit par des relations force-déplacement très pincées et dissipant donc peu d'énergie (voir les essais SAFE [Lafolie, 1999] [Pégon, 1999] ou du CEBTP [Fouré, 1992] ainsi que la conférence sur les bâtiments à murs porteurs [AFPC, 1991]). Ce type de comportement peut être très bien modélisé par des bielles diagonales et des tirants horizontaux ou verticaux. Le pincement des courbes est alors facilement interprété par le déplacement nécessaire à la refermeture des fissures de la bielle en compression qui était tendue lors du demi-cycle précédent [Wang, 1990].

On peut distinguer 3 types de mode de ruine :

- ruine par compression du béton de la diagonale,
- ruine par plastification des aciers horizontaux ou verticaux,
- ruine par glissement après formation d'une fissure horizontale située généralement au niveau de la reprise de bétonnage.



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 58

RAPPORT DM2S**Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000**

Les règlements demandent de vérifier ces différents modes de ruine. En France, il faut remarquer qu'il n'y a pas de code de dimensionnement spécifique pour les voiles et que les règlements des poutres et des poteaux-consols s'appliquent.

3.3.2.2. Rappel des règles PS 92:

Le PS 92 donne des formules permettant de calculer, pour des murs porteurs relativement élancés, les efforts de fissuration -fissurations d'effort tranchant et de flexion-, les résistances correspondantes ainsi que la résistance au glissement.

Conventions:

- f_t : résistance en traction du béton,
 f_c : résistance en compression du béton,
(Pour le béton, le coefficient de sécurité γ_b est pris égal à 1.15 et pas 1.5)
 f_y : Limite élastique des aciers,
 σ_n : effort normal,
 b : longueur du mur,
 a : largeur du mur (panneau central),
 S_{web} : Aire du panneau central,
 A_{web} : Section totale d'acier dans le panneau central,
 S_{fl} : Aire d'une aile,
 A_{fl} : Section totale d'acier dans chaque aile.

On définit 2 ratios en rapportant les sections d'acier à l'aire du panneau central

$$r_{web} = \frac{A_{web}}{S_{web}}$$

$$v = 100 \cdot \frac{A_{fl}}{S_{web}} \text{ (dans les formules, ce ratio est pris directement en \%)}$$

Ce dernier ratio est défini pour des sections rectangulaires, A_{fl} étant la section des aciers de flexion concentré à chaque extrémité.

M : Moment fléchissant à la base,

T : Effort tranchant à la base (la contrainte de cisaillement est calculée en négligeant la surface des ailes:

$$t = \frac{T}{S_{web}}),$$

N : Effort normal,

h : Hauteur du mur,

h' : Hauteur correspondant au point d'application des forces horizontales,

q : Coefficient de comportement.

Dans le PS 92, il faut remarquer que le coefficient de comportement est défini pour les moments et que la contrainte de cisaillement de dimensionnement τ^* -à laquelle on compare les valeurs données par les formules suivantes- vaut

la contrainte de cisaillement τ pénalisée d'un facteur $\frac{1+q}{2}$, soit:

$$t^* = \left(\frac{1+q}{2} \right) \frac{T}{S} = \left(\frac{1+q}{2} \right) t$$

Cela revient à comparer l'effort tranchant calculé τ à l'effort tranchant réglementaire divisé par $(1+q)/2$.



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 59

RAPPORT DM2S**Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000**Efforts tranchants de fissuration:

2 contraintes de cisaillement sont calculées, la première τ_1 correspondant à un mécanisme de flexion et la seconde τ_2 à un mécanisme d'effort tranchant.

a/ Mécanisme de flexion:

$$t_1 = t^* \cdot \frac{M_{lim}}{M}$$

La contrainte de cisaillement τ^* vaut $\left(\frac{1+q}{2}\right) \frac{T}{S_{web}}$ et le moment $M = T \cdot h'$.

On retrouve le coefficient pénalisant $\frac{1+q}{2}$ pour "annuler" son effet: ce facteur ne doit s'appliquer qu'aux mécanismes de cisaillement et l'effort tranchant τ_1 correspond au mécanisme de flexion.

Le moment limite de fissuration vaut:

$$M_{lim} = \frac{2 \cdot I_n}{b} \left(\frac{f_t}{g_b} + s_n \right)$$

$$\text{avec } I_n = \frac{a \cdot b^3}{12} + \frac{S_{fl} \cdot b^2}{2} = \left(1 + 6 \cdot \frac{S_{fl}}{S_{web}}\right) \frac{a \cdot b^3}{12} = \left(1 + 6 \cdot \frac{S_{fl}}{S_{web}}\right) \frac{S_{web} \cdot b^2}{12} \text{ pour une section en H}$$

$$\text{avec } I_n = \frac{a \cdot b^3}{12} = \frac{S_{web} \cdot b^2}{12} \text{ pour une section rectangulaire}$$

$$\text{D'où: } t_1 = \left(\frac{1+q}{2}\right) \frac{2 \cdot I_n}{b \cdot S_{web} \cdot h'} \left(\frac{f_t}{g_b} + s_n\right)$$

$$\text{avec } \frac{2 \cdot I_n}{b \cdot S_{web} \cdot h'} = \left(1 + 6 \cdot \frac{S_{fl}}{S_{web}}\right) \frac{b}{6 \cdot h'} \text{ pour une section en H}$$

$$\text{avec } \frac{2 \cdot I_n}{b \cdot S_{web} \cdot h'} = \frac{b}{6 \cdot h'} \text{ pour une section rectangulaire}$$

b/ Mécanisme d'effort tranchant:

La formule suivante est utilisée:

$$t_2 = 0.45 \cdot \sqrt{f_t \cdot \left(f_t + \frac{2}{3} \cdot s_n\right)}$$

Cette formule est valable pour un coefficient de sécurité du béton valant 1.5. Dans le cas accidentel ($\gamma_b = 1.15$), il faut la modifier:

$$t_2 = 0.45 \cdot \sqrt{\frac{1.5}{1.15} \cdot f_t \cdot \left(\frac{1.5}{1.15} \cdot f_t + \frac{2}{3} \cdot s_n\right)}$$

Résistance limite associée:

Une contrainte de cisaillement limite est associée aux 2 mécanismes de fissuration:

$$t_3 = (1 + 3 \nu) \cdot \min(t_1, t_2) + 0.15 \cdot s_n$$

Cette formule ne tient compte que des aciers de flexion concentrés aux extrémités du voile. Les aciers répartis apportent une résistance supplémentaire valant:

$$\Delta t = 0.9 \cdot f_y \cdot r_{web}$$

Résistance au glissement:



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 60

RAPPORT DM2S**Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000**

Il faut vérifier que le voile ne glisse pas à la base:

$$t^* \leq 0.35 \cdot f_t \cdot \frac{x}{b} + \frac{(F_b + A' \cdot f_y)}{S_{web}} \cdot tgj$$

avec $tg\phi = 0.7$

$\frac{x}{b}$: Fraction du mur en compression,

F_b : Résultante des forces de compression,

A' : Section équivalente d'acier réparti valant $\rho_{web} S_{web}$ quand les densités de ferrailage horizontal et vertical sont identiques.

F_b est calculé à l'aide de l'équilibre $N = F_b - v \cdot f_y \cdot S_{web}$ avec $N = (S_{web} + 2 \cdot S_{fl}) \cdot s_n$

d'où $F_b + A' \cdot f_y = (S_{web} + 2 \cdot S_{fl}) \cdot s_n + (v + 2 \cdot r_{web}) S_{web} \cdot f_y$

3.3.2.3. Rappel du B.A.E.L.:

Selon le B.A.E.L., les voiles soumis à un effort horizontal peuvent être considérés comme

- des poutres soumises à un effort tranchant

- des consoles courtes

Rappelons les E.L.U. du béton et de l'acier pour ces 2 parties.

Il faut noter que la contrainte de cisaillement de référence vaut $t = \frac{T}{S_{web}}$ et que les formules du BAEL donnent des résistances ne tenant pas compte du facteur de comportement.

Effort tranchant des poutres:

L'E.L.U. du béton nous donne la contrainte de cisaillement limite:

$$t_{u,béton} = \text{Min}(0.2 \cdot \frac{f_c}{g_b}, 5 \text{MPa})$$

L'E.L.U. de l'acier ne prend en compte que l'acier horizontal réparti dans l'âme. L'écriture de l'équilibre conduit à:

$$r_{web} \cdot f_y \geq \frac{t_u - 0.3 \cdot k \cdot f_t}{0.9} \text{ soit:}$$

$$t_{u,acier} = 0.9 \cdot r_{web} \cdot f_y + 0.3 \cdot k \cdot f_t$$

$$\text{avec } k = 1 + 3 \cdot \frac{S_0}{f_c} \text{ en compression}$$

$$\text{Dans le cas accidentel, } t_{u,acier} = 0.9 \cdot r_{web} \cdot f_y + 0.3 \cdot k \cdot \frac{1.5}{1.15} \cdot f_t$$

Dans cette dernière formule, une partie de la résistance vient du béton ($0.3 \cdot k \cdot f_t$) et une autre de la résistance de l'acier ($0.9 \cdot r_{web} \cdot f_y$). On peut remarquer qu'on retrouve ce terme dans le PS 92 ($\Delta\tau$). La différence la plus importante avec le PS 92 est la non-prise en compte des aciers de flexion dans le calcul de la résistance à l'effort tranchant.

Consoles courtes:

L'E.L.U. du béton conduit à:

$$t_{u,béton} = \text{Min}(0.03 \cdot (2+d) \cdot f_c, 4 \text{MPa}) \text{ avec } d = \frac{b}{h}$$

$$\text{Dans le cas accidentel, } t_{u,béton} = 0.03 \cdot (2+d) \cdot \frac{1.5}{1.15} \cdot f_c$$

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

L'E.L.U. de l'acier s'obtient en écrivant que le moment ultime est atteint lors de la plastification des aciers de flexion:

$$A_{fl} = \frac{M_u}{z \cdot f_e} + \frac{H_u}{f_y} \text{ avec } z = \text{Min} (0.7b(1+0.1\delta) , 1.2h'(0.8+0.2\delta))$$

H_u est l'effort de traction repris par la console. On ne va pas considérer ce terme:

$$T_u = \frac{A_{fl} \cdot z \cdot f_y}{h} \text{ d'où } t_u = \frac{V \cdot z \cdot f_y}{h}$$

Lorsque les aciers de flexion ne sont pas suffisants, le B.A.E.L. donne une formule pour l'acier réparti vertical:

$$\frac{A_r}{A_{fl}} = I = 0.25 \cdot \left(d + \frac{12t_u}{f_c} - 1 \right)$$

$$\text{D'où } t_{u,réparti} = \frac{f_c}{12} \cdot (4I - (d-1))$$

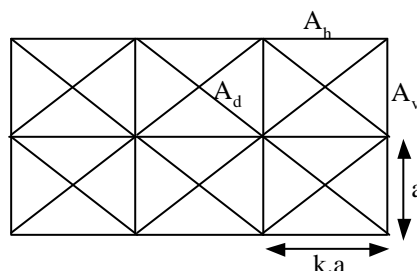
Les formules dans le cas de la console courte ne prennent en compte que la résistance en compression du béton et celle des aciers de flexion. Les contributions de l'effort normal et des aciers répartis sont négligées et les contraintes trouvées risquent d'être plus basses que pour la poutre.

3.3.2.4. Le béton armé équivalent

Les formules précédentes peuvent être utilisées pour identifier les paramètres d'une loi non linéaire en cisaillement $\tau(\gamma)$. En conservant une modélisation simplifiée, les voiles peuvent être modélisés à l'aide d'éléments de barre d'acier et de béton. Si un réseau de barres horizontales, verticales et diagonales est utilisé, on généralise la méthode des équivalences utilisée en élasticité dans les années 1950-1970. [Kotronis, 2000] a validé une telle méthode sur les résultats expérimentaux SAFE et a appelé cette méthode le béton armé équivalent. Les lois uniaxiales béton et acier de Castem 2000 qui fonctionnent sur les éléments de barre sont très bien adaptées à cette modélisation. [Kotronis, 2000] a utilisé les formules de la méthode des équivalences pour identifier les sections des bielles :

pour les bielles verticales, horizontales et diagonales: $A_v = \frac{3}{8} \cdot \frac{3k^2 - 1}{k} \cdot at$, $A_h = \frac{3}{8} \cdot (3 - k^2) \cdot at$ et $A_d = \frac{3}{16} \cdot \frac{(1 - k^2)^{3/2}}{k} \cdot at$.

En élasticité, ces formules sont théoriquement valables pour un coefficient de Poisson valant 1/3.



$$A_v = \frac{3}{8} \cdot \frac{3k^2 - 1}{k} \cdot at$$

$$A_h = \frac{3}{8} \cdot (3 - k^2) \cdot at$$

$$A_d = \frac{3}{16} \cdot \frac{(1 - k^2)^{3/2}}{k} \cdot at$$

t: épaisseur du voile

Fig 3.17: Modélisation des voiles avec la méthode des équivalences (Béton Armé Equivalent [Kotronis, 2000])



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 62

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

3.4. Nœuds d'ossature poutre-poteau

Dans les règlements de dimensionnement français, les nœuds d'ossature ne font l'objet que de dispositions constructives et d'aucun calcul. Nous rappelons donc brièvement dans ce chapitre le mécanisme de fonctionnement d'un nœud d'ossature. Les efforts dans le nœud sont tout d'abord calculés de façon approchée.

3.4.1. Rappel du mode de fonctionnement d'un nœud

Le nœud d'ossature n'est pas un élément de structure linéaire. Toutefois, par convention, des efforts tranchants vertical et horizontal ainsi qu'une contrainte de cisaillement sont définis dans les codes de dimensionnement. Pour cela, faisons un bilan des efforts s'appliquant à un nœud d'ossature en distinguant les nœuds intérieurs et extérieurs.

3.4.1.1. Définition des efforts

La figure 3.18 montre les principaux efforts agissant sur un nœud d'ossature intérieur.

Notons :

- l_c et l_b les distances entre le centre du nœud et les points d'inflexion du poteau et de la poutre respectivement,
- h_b et h_c la hauteur de la poutre et la largeur du poteau,
- b_j la profondeur du nœud,
- z_b la distance entre les aciers en traction et la résultante des efforts de compression dans le béton (soit environ $0.80h_b$),
- V_c et V_b les efforts tranchants dans le poteau et la poutre (que nous supposons, pour ce calcul simplifié, égaux de part et d'autre du nœud d'ossature),
- V_{jh} et V_{jv} les efforts tranchants horizontal et vertical dans le nœud d'ossature,
- T_b : effort de traction dans les aciers de la poutre,
- C_b : effort de compression dans le béton de la poutre.

Dans une poutre, si l'effort normal est négligé, l'équilibre donne:

$$T_b = C_b$$

De plus, l'équilibre global du nœud s'écrit (équilibre en moment):

$$2l_c \cdot V_c - 2 \cdot T_b \cdot z_b - V_b \cdot h_c = 0$$

Cette équation et la Fig 3.18-b permettent donc de voir que le nœud d'ossature doit permettre d'assurer, entre les poteaux situés de part et d'autre du nœud le passage d'un moment négatif vers un moment positif. L'effort tranchant horizontal dans le nœud vaut alors :

$$V_{jh} = C_b + T_b - V_c$$

A l'aide des 3 équations précédentes, nous pouvons exprimer V_{jh} en fonction des efforts tranchants dans la poutre et le poteau, soit :

$$V_{jh} = \left(\frac{2l_c}{z_b} - 1 \right) V_c - \frac{h_c}{z_b} V_b$$

L'effort tranchant dans la poutre est fonction de l'effort tranchant dans le poteau et de la distance entre le centre du nœud et le point d'inflexion de la poutre et du poteau (équilibre en moment):

$$V_b = \frac{l_c}{l_b} \cdot V_c$$

d'où :

$$V_{jh} = \left(\frac{2l_c}{z_b} \cdot \left(1 - \frac{h_c}{l_b} \right) - 1 \right) V_c$$

Une équation similaire est donnée dans [Priestley, 1997] (page 253).

Cette expression est presque identique dans le cas d'un nœud d'ossature externe.

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

En pratique, l'effort tranchant horizontal est de l'ordre de 4 à 6 fois l'effort tranchant dans le poteau [Paulay , 1992].

L'effort tranchant vertical dans le nœud vaut (à cause de l'équilibre du nœud):

$$V_{jv} = \frac{h_b}{h_c} \cdot V_{jh}$$

3.4.1.2. Calculs selon l'EC8

Dans l'EC8, l'effort tranchant est calculé en supposant que les rotules plastiques se forment dans les poutres et est donc fonction de la contrainte de plastification des aciers et du ferrailage des poutres.

Soit pour des nœuds intérieurs,

$$V_{jh} = g_{rd} \cdot \frac{2}{3} \cdot (A_{s1} + A_{s2} \cdot q/5) \cdot f_{yd} - V_c$$

Et des nœuds extérieurs,

$$V_{jh} = g_{rd} \cdot \frac{2}{3} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_c$$

Le coefficient de sécurité γ_{rd} est fonction de la classe de ductilité ($\gamma_{rd}=1.15$ pour la classe M et $\gamma_{rd}=1.25$ pour la classe H).

- A_{s1} : Section des aciers supérieurs de la poutre,
- A_{s2} : Section des aciers inférieurs de la poutre,
- f_{yd} : Contrainte de plastification des aciers,
- V_c : Effort tranchant dans le poteau supérieur,
- q : Coefficient de comportement.

3.4.2. Calcul des contraintes de cisaillement dans le nœud

3.4.2.1. Calcul des sections de référence utilisées

Lorsque le nœud se situe à l'intersection d'une poutre et d'un poteau de section identique, le calcul des sections utilisées pour le calcul de la contrainte de cisaillement ne pose pas de problème.

Horizontalement, $S_{jh} = h_c \cdot b_j$

Verticalement, $S_{jv} = h_b \cdot b_j$

Dans le cas de poutres et poteaux de sections différentes et de nœuds excentrés, il est admis de prendre une surface plus importante que la simple intersection du poteau et de la poutre en raison des effets tridimensionnels ([EC8], [Paulay, 1992]). La fig 3.19 montre une vue en plan d'un nœud d'ossature irrégulier et la section devant être prise comme section de référence.

La section de référence vaut dans ce cas : $S_{jh} = h_c \cdot b_j \cdot \left(1 + \frac{1}{4}\right)$

3.4.2.2. Définition des contraintes

Les efforts tranchants vertical et horizontal définis précédemment donnent, après division par les sections correspondantes, une unique contrainte de cisaillement.

En effet, si on suppose que le nœud a des sections verticale et horizontale rectangulaires et que la répartition de contrainte de cisaillement est uniforme:

$$V_{jv} = h_b \cdot b_j \cdot v_{jv}$$

$$V_{jh} = h_c \cdot b_j \cdot v_{jc}$$

D'où $v_j = v_{jh} = v_{jv} = \frac{V_{jv}}{h_b \cdot b_j} = \frac{V_{jh}}{h_c \cdot b_j}$

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

A la contrainte de cisaillement précédente, vient s'ajouter la contrainte verticale σ_n provenant du poteau. A partir de ces 2 contraintes - supposées uniformes dans le nœud - , [Priestley, 1997] calcule les contraintes principales de traction et de compression :

$$p_t = \frac{\mathbf{S}_n}{2} - \sqrt{\left(\frac{\mathbf{S}_n}{2}\right)^2 + \mathbf{u}_j^2}$$

$$p_c = \frac{\mathbf{S}_n}{2} + \sqrt{\left(\frac{\mathbf{S}_n}{2}\right)^2 + \mathbf{u}_j^2}$$

3.4.2.3. Estimation rapide des contraintes de cisaillement dans un nœud

La contrainte de cisaillement que doit reprendre un nœud peut être facilement estimée si le mécanisme de ruine et les moments ultimes des sections des poutres et des poteaux sont connus.

Soient M_{ug} , M_{ud} , M_{us} , M_{ui} les moments ultimes des sections autour du nœud (gauche, droite, supérieure et inférieure).

-Pour un nœud intérieur :

Si les rotules sont dans les poteaux, l'effort tranchant sur la hauteur du nœud (ou la largeur du nœud si les rotules sont les poutres) vaut

$$V_{jh} = (M_{us} + M_{ui}) / H_{noeud}$$

La contrainte de cisaillement vaut donc :

$$t_j = (M_{us} + M_{ui}) / (H_{noeud} \cdot L_{noeud} \cdot e_{noeud})$$

- H_{noeud} : Hauteur du nœud,
- L_{noeud} : Largeur du nœud,
- e_{noeud} : Epaisseur du nœud.

On divise donc une somme de moment par le volume du nœud.

Si les rotules sont dans les poutres :

$$t_j = (M_{ug} + M_{ud}) / (H_{noeud} \cdot L_{noeud} \cdot e_{noeud})$$

Il faut remarquer que l'équilibre du nœud donne la relation entre les moments des poutres et poteaux autour du nœud :

$$|M_g| + |M_d| = |M_s| + |M_i|$$

-Pour un nœud de rive

Si la rotule se forme dans la poutre :

$$t_j = (M_{ug}) / (H_{noeud} \cdot L_{noeud} \cdot e_{noeud})$$

Si des rotules se forment dans les poteaux au dessus et au dessous du nœud :

$$t_j = (M_{us} + M_{ui}) / (H_{noeud} \cdot L_{noeud} \cdot e_{noeud})$$

-Pour un nœud d'angle

L'équilibre donne l'égalité entre le moment dans la poutre et le moment dans le poteau.

$$t_j = \text{Min}(M_{us}, M_{ui}) / (H_{noeud} \cdot L_{noeud} \cdot e_{noeud})$$

3.4.3. Hypothèses cinématiques

Ce chapitre décrit une méthode de calcul des efforts dans les nœuds d'ossature à l'aide d'éléments de poutre ayant des lois de comportement linéaires ou non linéaires. Si aucune vérification n'est envisagée pour les nœuds d'ossature, les modélisations Fig 3.21 peuvent être adoptées.



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 65

RAPPORT DM2S**Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000**

Le but de la modélisation est de reproduire le mécanisme de fonctionnement décrit sur la Fig 3.18: le poteau -nœud d'ossature compris- est modélisé avec des éléments de poutre Timoshenko et l'effort tranchant dans l'élément représentant le nœud d'ossature doit être identique à l'effort V_{jh} (Fig 3.20).

Les poutres situées de part et d'autre du nœud seront aussi modélisées avec des éléments de poutre Timoshenko et seront liées aux nœuds d'ossature à l'aide de relations cinématiques.

Les poteaux et poutres peuvent être représentés à l'aide d'un élément Timoshenko non linéaire en flexion (modèle à fibre) au niveau de la rotule plastique dont la longueur sera fixée analytiquement ou empiriquement et d'un élément à la cinématique plus riche (poutre de Bernoulli ayant une répartition de courbure linéaire par exemple) pour la partie entre les rotules qui, en principe, ne plastifie pas.

Notons :

PN : Centre du nœud d'ossature (intersection des lignes moyennes de la poutre et du poteau)
(ce point est fictif et ne fait pas partie du maillage défini dans Castem 2000),

PND : Extrémité de la poutre située à droite du nœud,

PNG : Extrémité de la poutre située à gauche du nœud,

PNS : Extrémité du poteau situé au dessus du nœud,

PNI : Extrémité du poteau située en dessous du nœud.

La distance entre PNS et PNI est la hauteur du nœud et sera notée H_{noeud} .

Les déplacements horizontaux et verticaux ainsi que la rotation de ces points seront notés :

UXN, UYN, RZN pour le point PN,

UXND, UYND, RZND pour le point PND,

UXNG, UYNG, RZNG pour le point PNG,

Etc...

Nous devons avoir les relations cinématiques suivantes :

- Mouvement du centre du nœud :

$$UXN = 0.5 (UXND+UXNG)=0.5 (UXNS+UXNI),$$

$$UYN = 0.5 (UYND+UYNG)=0.5 (UYNS+UYNI),$$

- Continuité de la poutre (il n'y a pas d'élément de poutre traversant le nœud)

PND et PNG ont un mouvement de corps rigide (translations et rotation),

- Les moments aux points PND et PNG sont transmis aux points du poteaux PNS et PNI par des efforts tranchants horizontaux. Ceci peut se traduire par la relation cinématique :

$$RZND=(UXNI-UXNS)/H_{noeud} (=RZNG),$$

Ces relations s'écrivent dans Castem 2000 :

$$Rel1 = RELA UX PND + UX PNG - UX PNS - UX PNI ;$$

$$Rel2 = RELA UY PND + UY PNG - UY PNS - UY PNI ;$$

$$Rel3 = RELA CORI DEPL ROTA (PND et PNG) ;$$

$$Rel4 = RELA H_{noeud} RZ PND - 1. UX PNI + 1. UX PNS ;$$

La Fig 3.20 montre la répartition d'effort tranchant et de moment sur la hauteur du poteau pour différents types de nœud d'ossature.

La modélisation décrite permet de retrouver les efforts tranchants et les contraintes de cisaillement transmis par le nœud d'ossature. Le nœud étant modélisé avec un élément de poutre Timoshenko, les lois non linéaires du modèle à fibre pour l'effort tranchant (CISAIL_NL et STRUT_UNI) peuvent être utilisées. Le chapitre suivant donne des éléments pour déterminer la résistance du nœud.

3.4.4. Calcul de la résistance et critères de ruine en effort

Les 2 articles de Priestley (1991 et 1997) ainsi que l'EUROCODE 8 et le FEMA 273 donnent des formules simples pour le calcul de la résistance des nœuds d'ossature.



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 66

RAPPORT DM2S**Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000**

Toutefois il ne faut pas oublier que les phénomènes apparaissant dans le mécanisme de résistance des nœuds d'ossature sont très complexes : état de contrainte non-uniforme et complexe, importance du phénomène de glissement acier-béton, influence du frottement apporté par les cadres, etc...

Dans la littérature, 2 mécanismes différents sont souvent cités :

- le mécanisme de bielle diagonale qui se forme entre 2 coins du nœud
- le mécanisme de bielles inclinées réparties sur toute la surface du nœud lorsque la bielle diagonale ne peut plus se former.

Pour ces 2 mécanismes, la rupture du nœud peut provenir de l'écrasement du béton ou du manque de cadre et d'une rupture en traction du béton.

Il ne faut toutefois pas oublier les mécanismes de ruine par rupture des ancrages (longueurs insuffisantes) qui peuvent être critiques pour les nœuds d'angle et les nœuds de rive.

Fouré décrit une méthode de vérification des nœuds tenant compte des ancrages dans [Fouré, 2000].

3.4.4.1. Formules des articles de Priestley

L'article de Priestley et Calvi, 1991 [Priestley, 1991] donne une expression de la résistance au cisaillement des nœuds d'ossature faiblement ferrillés et périssant donc par traction dans le béton.

$$v_t = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \sqrt{1 + \frac{S_n}{0.29 \cdot \sqrt{f'_c}}}$$

Dans [Priestley, 1997], les vérifications portent sur les contraintes principales de traction et de compression. Les contraintes admissibles sont :

- pour la traction,
$$p_t = -0.29 \cdot \sqrt{f'_c}$$

Si la contrainte de traction est supérieure à cette valeur, le nœud ruine par traction dans le béton.

- pour la compression,
$$p_c = 0.5 \cdot f'_c$$

Même en présence d'une quantité de cadres suffisante, le nœud peut périr en raison d'une compression trop importante dans le béton.

Pour un béton à 25MPa, les résistances à la traction et à la compression valent respectivement :

$$p_t = 1.45 \text{ MPa}$$

$$p_c = 12.5 \text{ MPa}$$

Ces valeurs sont à comparer aux contraintes principales de traction et de compression.

Il faut remarquer que les formules précédentes - en particulier, celles donnant la résistance en traction - ne sont fonctions que des caractéristiques du béton. En effet, les anciens bâtiments non-dimensionnés au séisme ne comportent généralement aucun cadre dans les nœuds d'ossature.

3.4.4.2. Formules de l'Eurocode 8

L'EC8 demande de vérifier la contrainte de cisaillement pour les mécanismes de ruine de compression et de traction.

-Vérification à la compression :

Pour éviter une rupture par compression du béton, la contrainte de cisaillement ne doit pas dépasser (part 2.10.1.3-6):

$$v_c = 20 \cdot t_{rd} \text{ dans les nœuds intérieurs}$$

$$v_c = 15 \cdot t_{rd} \text{ dans les nœuds extérieurs}$$

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

La résistance au cisaillement τ_{rd} est donnée par l'EC 2 et est fonction de la résistance en traction du béton et d'un coefficient de sécurité : $t_{rd} = \frac{0.25}{g_d} \cdot f_{ct}$. Soit pour un béton à 25MPa, $\tau_{rd}=0.30\text{MPa}$ et $v_c=6.\text{MPa}$ pour un nœud intérieur.

-Vérification à la traction :

L'EC8 donne une formule (part. 2.10.1.5-8) permettant de déterminer la quantité minimale de cadres dans le nœud d'ossature (cadres horizontaux) en vue d'assurer le bon confinement du béton :

$$\frac{A_{scadre} \cdot f_{yf}}{b_j \cdot h_b} = v_j - I \cdot \sqrt{t_{rd} \cdot (12 \cdot t_{rd} + s_n)}$$

Le second terme du membre de droite correspond à la résistance du béton.

Pour les structures de la classe M, $\lambda=1.2$ d'où une résistance du béton au cisaillement :

$$v_t = 1.2 \cdot \sqrt{t_{rd} \cdot (12 \cdot t_{rd} + s_n)}$$

Pour un effort normal de 4MPa et un béton de 25MPa, la résistance du béton vaut 1.81MPa.

3.4.4.3. Les critères du FEMA 273

Le FEMA donne des valeurs forfaitaires de contrainte de cisaillement ultime fonction du type de nœud. La contrainte de cisaillement ultime vaut :

$$v_t = I \cdot g \cdot \sqrt{f_c}$$

$\lambda=1$ pour du béton normal

γ est fonction du type du nœud et de son ferrailage horizontal (Tableau 3.2).

<i>Ratio volumétrique d'acier de confinement horizontal dans le nœud</i>	<i>Nœud intérieur avec poutre transverse</i>	<i>Nœud intérieur sans poutre transverse</i>	<i>Nœud de rive avec poutre transverse</i>	<i>Nœud de rive sans poutre transverse</i>	<i>Nœud d'angle</i>
<i><0.3%</i>	12	10	8	6	4
<i>>0.3%</i>	20	15	15	12	8

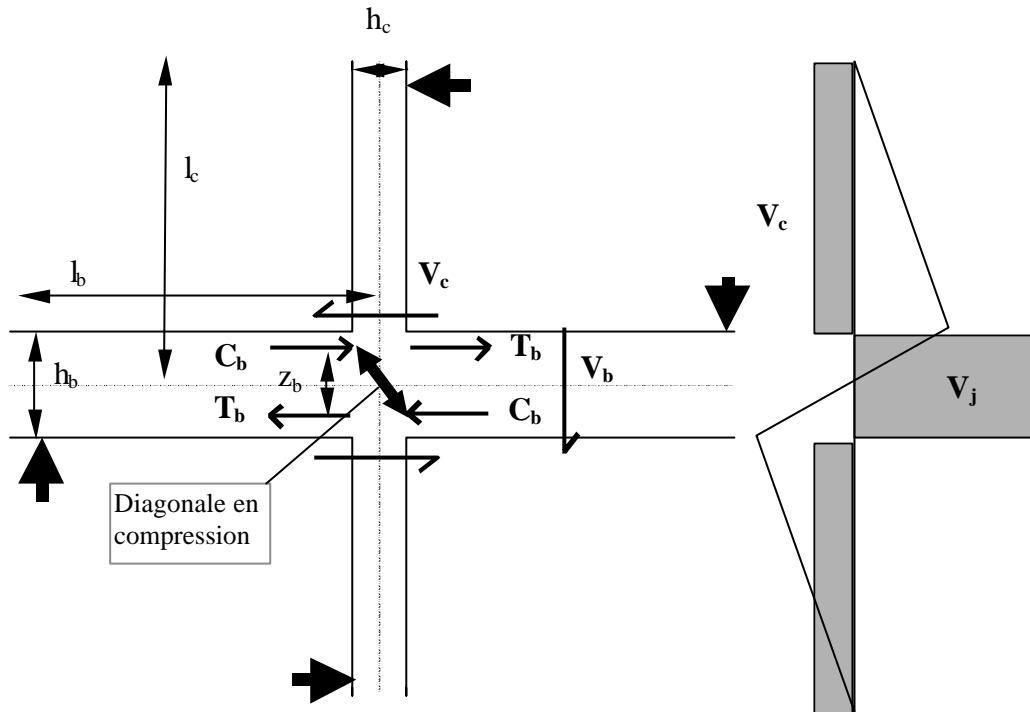
Tableau 3.5: Valeur du paramètre g

Ainsi pour un béton ayant une résistance en compression de 25 MPa (3625 psi), la contrainte ultime d'un nœud intérieur avec suffisamment de cadres avec poutre transverse vaut $\tau_u= 8.30$ MPa (1204 psi) alors que celle d'un nœud d'angle sans cadre ($\gamma=4$) vaut $\tau_u= 1.66$ MPa (240 psi) et celle d'un nœud de rive sans cadre ($\gamma=8$) vaut $\tau_u= 3.32$ MPa (480 psi).

Ces valeurs peuvent être comparées à celles données par Priestley et l'Eurocode 8 pour un effort normal nul et un béton à 25 MPa :

- les 2 formules de Priestley donnent une résistance de 1.45 MPa
- la contribution du béton de l'Eurocode 8 donne une résistance de 1.25 MPa

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000



a/ Dimensions et efforts principaux

b/ Répartition de moment et d'effort tranchant sur la hauteur du poteau

Fig 3.18: Fonctionnement mécanique des nœuds d'ossature et conventions utilisées

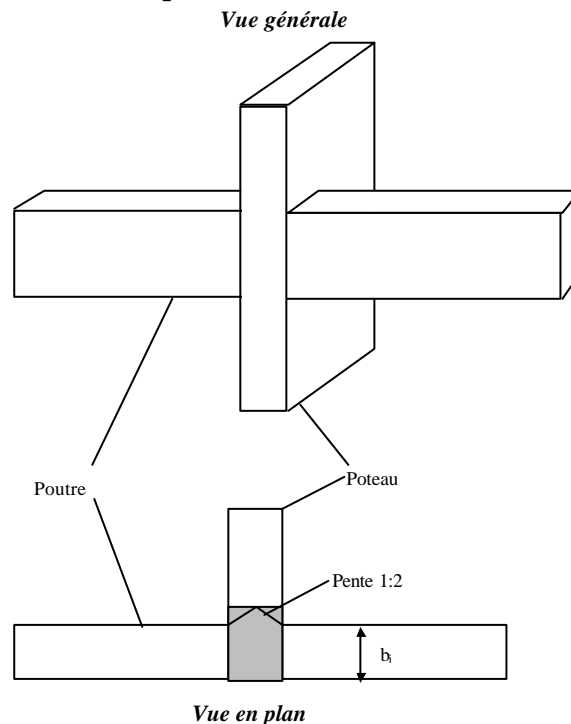


Fig 3.19 : Section de référence dans le cas d'un nœud excentré (en négligeant les planchers)

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

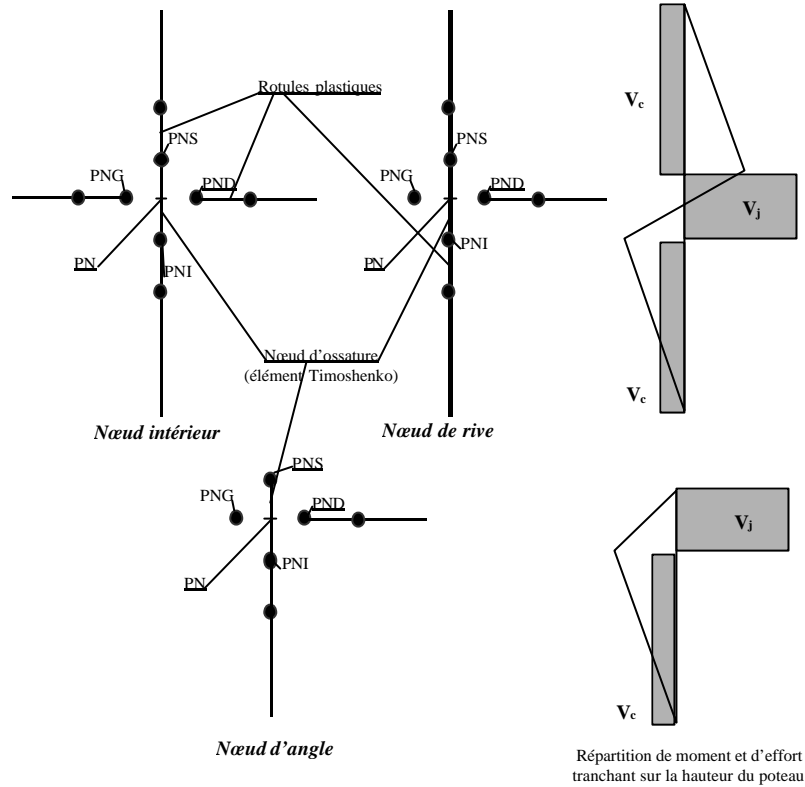


Fig 3.20 : Modélisation de différents types de nœud d'ossature et répartition des efforts internes sur la hauteur du poteau

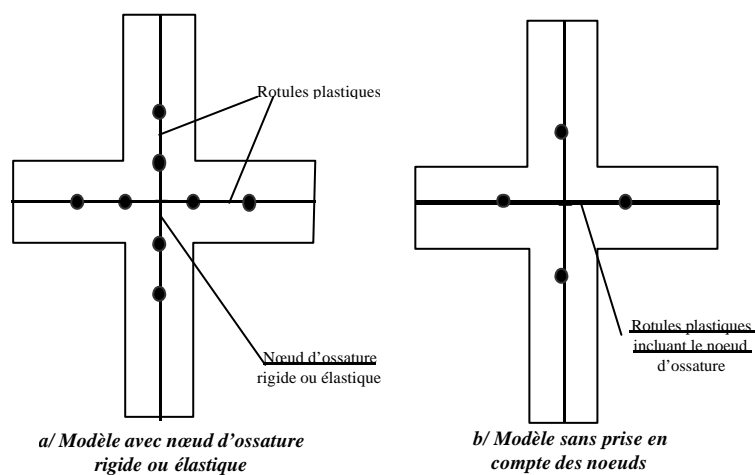


Fig 3.21 : Modélisations simplifiées des nœuds d'ossature

3.5. Vérification des ancrages et recouvrements

Les modèles ANCRAGE_ACIER et ANCRAGE_PARFAIT peuvent être utilisés pour vérifier les mécanismes de ruine fragile des ancrages et des recouvrements.

L'identification des paramètres du modèle d'adhérence est un élément clé de ces vérifications.

Le tableau 3.6 reprend les valeurs données par Eligehausen [Eligehausen, 1993] (voir la Fig 2.12 pour les conventions). La contrainte de cisaillement ultime dépend des conditions de confinement des aciers (par des cadres ou une épaisseur d'enrobage suffisante).

Béton	Non confiné*		Confiné**	
	Bonne	Autre	Bonne	Autre
s_1	0.6 mm	0.6 mm	1.0 mm	
s_2	0.6 mm	0.6 mm	3.0 mm	
s_3	1.0 mm	2.5 mm	Espacement crénelures	
α	0.4		0.4	
τ_{\max}	$2.0\sqrt{f_c}$	$1.0\sqrt{f_c}$	$2.5\sqrt{f_c}$	$1.25\sqrt{f_c}$
τ_f	$0.15 \tau_{\max}$		$0.40 \tau_{\max}$	

Tableau 3.6: Valeurs caractéristiques données par Eligehausen

*: Ruine par fendage du béton

** : Ruine par écrasement du béton

Toutefois ce tableau donne peu d'indication sur l'influence des cadres en place ou d'un chemisage éventuel. Pour recalculer résultats d'essais et de calculs, Xiao prend une résistance au glissement qui est fonction de la résistance du béton $\tau_u^{\text{béton}}$ mais aussi de la pression de confinement f_l exercée par le chemisage.

$$t_u = t_u^{\text{béton}} + 1.4f_l$$

Dans le cas des chemisages en composite, [Xiao, 1997] donne une pression de confinement fonction de l'épaisseur du chemisage t , du diamètre du poteau ou de la pile de pont D (supposée circulaire), du module d'élasticité E_c et de la déformation admissible du chemisage ϵ_c .

$$f_l = \frac{2t}{D-2t} \cdot E_c \cdot \epsilon_c$$


D'autres expressions pour le cas des poteaux en béton armé existent dans la littérature. Ainsi Fouré a-t-il proposé des formules tenant compte des cadres en place [Fouré, 1998].

La formule proposée par Fouré peut donner la contrainte admissible dans les aciers en fonction de la longueur de recouvrement l_{recou} , des aciers en place (f , A , f_e : diamètre, section et contrainte de plastification des aciers longitudinaux, A_t et f_{et} : section et contrainte de plastification des cadres, K : facteur d'efficacité des cadres), du béton (f_{ij} : résistance à la traction, e_{\min} : enrobage, etc ...) et des coefficients de sécurité ($\gamma_b=1.15$ pour le béton et $\gamma_s=1.5$ comme coefficient de sécurité sismique).

$$s_{\text{acier}} = \frac{4 \cdot l_{\text{recou}} \cdot f_{ij}}{f \cdot g_b} \cdot \frac{\left(12 - \frac{f}{10}\right)}{4.8 g_s \cdot \left(1 - 0.15 \left(\frac{e_{\min}}{f} - 1\right)\right) \left(1 - 8K \frac{\sum A_t f_{et}}{A f_e}\right)}$$

Cette formule peut être rapprochée de la formule classique utilisée pour les ancrages et les recouvrement :

$$s_{\text{acier}} = \frac{4 \cdot l_{\text{recou}} \cdot t_u}{f}$$

 DEN DM2S		SEMT/EMSI/RT/01-008/A Date : 06/03/2001
	RAPPORT DM2S	Page 71
Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000		

où t_u est la contrainte ultime d'adhérence (pour un béton de 25 MPa, cette contrainte vaut 2.8 MPa dans le BAEL mais peut valoir jusqu'à 12.5 MPa suivant les documents utilisés et les conditions de confinement du béton). Dans la formule de Fouré, les 2 termes au dénominateur sont compris entre 0.7 et 1.0. Nous allons nous placer dans le cas défavorable pour lequel ces 2 termes valent 1.

La contrainte ultime de cisaillement est donc directement fonction de la résistance en traction du béton qui vaut :

$$f_{ij}=0.6+0.06 \cdot f_{cj}$$

Cette formule permet de calculer la contrainte de traction admissible dans les aciers longitudinaux. Si cette contrainte est supérieure à la contrainte de plastification des aciers, les aciers peuvent plastifier. Dans le cas contraire, il y a ruine des recouvrements avant plastification des aciers.

Une analyse de résultats d'essais statiques de poteaux en béton armé est décrite dans [Combescure, 2000b].

3.6. Murs de remplissage en maçonnerie et béton armé

3.6.1. Principe des modélisations du comportement dans le plan

Les murs de remplissage en maçonnerie de terre cuite ou de parpaings ainsi que les panneaux en béton armé sont généralement modélisés à l'aide de 2 diagonales travaillant uniquement en compression (Fig 2.4b). Rappelons que ces panneaux se caractérisent par le fait qu'ils sont construits après le portique et ne sont donc pas porteurs. Il faut tenir compte de cette caractéristique dans la modélisation : si le poids propre est réellement appliqué au modèle, il faut donc introduire les bielles après avoir appliqué le chargement vertical. Remarquons que dans certains modèles, comme ceux de Takeda, il n'est pas utile d'appliquer le poids propre car il est pris en compte dans l'identification des moments capables des sections béton armé. Cette dernière remarque n'est pas valable dans le cas du modèle à fibre dans lequel il y a une interaction entre l'effort normal et le moment.

La qualité de la modélisation dépend fortement de l'identification des caractéristiques des diagonales (rigidité initiale, rigidité fissurée, résistance...). Plusieurs formules de largeur de diagonale équivalente sont données dans la littérature. Une synthèse qui fait bien la distinction entre largeur de diagonale équivalente pour la raideur et pour la résistance est donnée dans [Fardis, 1996]. Seules les formules de la diagonale équivalente pour la raideur seront étudiées.

Rappelons 4 formules parmi les plus utilisées : [Mainstone, 1971], [Dawe, 1989], [Durrani, 1994] et [Paulay, 1992].

3.6.2. Mainstone, 1971

Cette approche est la plus utilisée. La largeur de la diagonale équivalente W_{diag} est fonction d'un facteur λ_h :

$$W_{diag} = 0.175 \cdot (I_h \cdot H)^{-0.4} \cdot \sqrt{H^2 + L^2}$$

$$I_h = \sqrt[4]{\frac{E_w \cdot t_w \cdot \sin 2\theta}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot H}}$$

E_c : Module d'Young du portique,

I_c : Inertie de la section du portique,

E_w : Module d'Young du remplissage,

t_w : Epaisseur du remplissage,

H : Hauteur du remplissage,

L : Longueur du remplissage,

θ : Inclinaison par rapport à l'horizontale des diagonales du panneau

3.6.3. Dawe et Seah, 1989

D'après [Dawe, 1989], la largeur de la diagonale vaut :

$$W_{diag} = \frac{p}{1.5 \cdot I_h} \cos \theta + \frac{p}{1.5 \cdot I_t} \sin \theta$$

$$I_t = \sqrt[4]{\frac{E_w \cdot t_w \cdot \sin 2\theta}{4 \cdot E_c \cdot I_b \cdot L}}$$

$$I_h = \sqrt[4]{\frac{E_w \cdot t_w \cdot \sin 2\theta}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot H}}$$

I_b et I_c sont les inerties respectivement des poutres et des poteaux.

3.6.4. Durrani et Luo, 1994

La formule donnée par [Durrani, 1994] a été validée sur des résultats de calcul éléments finis.

$$W_{diag} = g \cdot \sin 2\theta \cdot \sqrt{H^2 + L^2}$$



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 73

RAPPORT DM2S**Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000**

$$g=0.32 \cdot \sqrt{\sin 2q} \cdot \left(\frac{H^4 \cdot E_w \cdot t_w}{m \cdot E_c \cdot I_c \cdot H_{in}} \right)^{-0.1}$$
$$m=6 \cdot \left(1 + \frac{6 E_b I_b H}{p \cdot E_c I_c L} \right)$$

3.6.5. Recommandations pour l'utilisation des formules précédentes

Les formules précédentes ont été appliquées à l'étude d'un portique avec remplissage testé au LNEC de Lisbonne sous chargement statique-cyclique [Combescure, 1999d et 2000c]. Cette étude a donné les valeurs suivantes de largeur de diagonale pour la rigidité initiale :

- 9.25% de la longueur pour [Mainstone, 1971]
- 36.7% de la longueur pour [Dawe, 1989]
- 18.7% de la longueur pour [Durrani, 1994]
- 25% de la longueur pour [Paulay, 1992]

Rappelons qu'un calcul éléments finis non linéaire effectué lors de la même étude avait donné 51% de la longueur de la diagonale pour la rigidité initiale et 25% de la longueur pour la rigidité sécante au début de l'écrasement de la maçonnerie. Des valeurs similaires ont été trouvées pour des panneaux de géométrie différentes sans ouverture et l'influence de la présence d'ouverture (portes et fenêtres) a été étudiée dans [Combescure, 2000a].

Il faut remarquer que la définition du module d'Young de la maçonnerie peut varier selon les auteurs et les tests utilisés pour mesurer ce module : tests sur des blocs simples, de murs comprimés parallèlement ou perpendiculairement aux trous, de compression diagonale...

De plus, ces formules ont été validées sur d'autres types de maçonnerie (briques pleines) et portiques (portiques en acier pour Mainstone, par exemple).

Enfin, aucune de ces formules ne prend en compte le fait que le mur soit chargé verticalement.

Nous retiendrons de cette première application que, avec le module utilisé -issu des résultats de tests de compression diagonale-, la formule de Mainstone donne des valeurs trop faibles alors que les 2 autres formules permettent d'approcher relativement correctement la rigidité sécante au début de l'écrasement de la maçonnerie.

Enfin, la règle très simplifiée donnée par [Paulay, 1992] donne des résultats très corrects dans le cas du portique étudié.

3.6.6. Vérification du comportement hors-plan

Le comportement hors-plan de la maçonnerie de remplissage a été relativement peu étudié expérimentalement et analytiquement. [Fardis, 1996] et [Angel, 1994] présentent des bibliographies récentes sur les essais et les modèles analytiques. Notons que les modèles présentés dans [Angel, 1994] se basent souvent sur un mécanisme de résistance de type arc. Une vérification du comportement hors-plan de la maçonnerie avec Castem 2000 nécessiterait l'utilisation d'éléments de poutre à la place des 2 éléments de barre ainsi qu'un modèle couplé entre le comportement dans le plan et le comportement hors-plan.



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 74

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

4. LES METHODES DE CALCULS NON LINEAIRES

Ce chapitre présente quelques éléments de méthodologie de calcul non linéaires sur des structures de génie civil soumises à des chargements sismiques. Ces calculs réalisés avec la procédure PASAPAS de Castem 2000 peuvent être dynamique ou statique (Push-Over).

4.1. Calculs temporels

4.1.1. Généralités

La procédure PASAPAS permet de résoudre l'équation de la dynamique avec des algorithmes de Newmark pour l'intégration temporelle et de Newton-Raphson pour la convergence. Le chargement sismique intervient généralement comme forces d'inertie au second membre car on se place dans le repère relatif et non pas absolu. Le chargement pourrait aussi être un déplacement imposé à la base de la structure. Par la suite, nous ne parlerons pas de cette seconde approche qui est nécessaire dans le cas de systèmes multi-supportés (par exemple, étude d'un pont avec prise en compte du déphasage du signal entre les différentes piles).

Les forces d'inertie sont créées avec l'opérateur CHAR à partir de la matrice de masse (opérateur MASS), d'un champs par point CHPO d'accélération horizontale uniforme sur la hauteur et de l'accélérogramme.

Il faut noter que le poids propre doit être imposé à la structure de façon statique et que cela implique une reprise de calcul lorsque le chargement dynamique est appliqué (avec modification de la table de PASAPAS). L'application du poids propre doit aussi tenir compte, si nécessaire, de l'ordre de construction des éléments de structure et de leur rôle porteur ou non porteur. Ceci peut avoir une importance dans le cas de la maçonnerie de remplissage ou de la prise en compte du renforcement sismique dans le calcul.

Une description détaillée de la procédure PASAPAS et de ses options de calcul est donnée en Annexe.

4.1.2. Caractéristiques dynamiques de la structure

4.1.2.1. Fréquences initiales

L'étude de structures réelles (testées en laboratoire sur mur de réaction ou table vibrante ou situations réelles sur des bâtiments instrumentés) a montré que la fréquence initiale était généralement surestimée par le calcul si le module d'Young du béton n'était pas réduit pour tenir compte de sa fissuration initiale (due au retrait ou autre...). A titre d'indication, les valeurs conseillées par l'ATC 40 et les FEMA 273 et 356 sont données dans le Tableau 4.1. Il faut noter que dans l'ATC 40, la rigidité élastique correspond plutôt à une rigidité fissurée qu'à une rigidité élastique car ce guide fait référence à des lois de comportement bilinéaires.

4.1.2.2. Amortissement

La matrice d'amortissement est un des paramètres d'entrée de la procédure PASAPAS. Généralement, un amortissement de Rayleigh calé sur l'amortissement de 2 fréquences (f_1, ζ_1) et (f_2, ζ_2) est adopté :

$$C = aM + bK$$

M est la matrice de masse et K la matrice de rigidité (sans les conditions aux limites).

Pour la fréquence f_n (pulsation ω_n), l'amortissement réduit ζ_n vaut alors :

$$\zeta_n = \frac{a}{2\omega_n} + \frac{b\omega_n}{2} = \frac{a}{4pf_n} + bpf_n$$

On peut alors résoudre ce système quand on connaît les valeurs de l'amortissement pour 2 fréquences :

$$a = 2 \frac{\omega_1 \cdot \omega_2^2}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \zeta_1 - 2 \frac{\omega_1^2 \cdot \omega_2}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \zeta_2$$

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

$$\mathbf{b} = -2 \frac{w_1}{w_2^2 - w_1^2} \cdot \mathbf{x}_1 + 2 \frac{w_2}{w_2^2 - w_1^2} \cdot \mathbf{x}_2$$

Si les 2 amortissements sont pris égaux :

$$\mathbf{a} = 2 \frac{w_1 \cdot w_2}{w_2 + w_1} \cdot \mathbf{x}$$

$$\mathbf{b} = \frac{2}{w_2 + w_1} \cdot \mathbf{x}$$

Pour certains problèmes, il est préférable de supprimer l'amortissement lié à la matrice de M qui introduit de la viscosité pour des mouvements de corps rigide. On a alors $\mathbf{b} = \frac{2}{w_1} \cdot \mathbf{x}$.

Il faut aussi remarquer que la matrice d'amortissement reste constante pendant tout le calcul même lorsque le système devient très non linéaire (importante ouverture de fissure). Lorsque la rigidité tangente ou sécante est très différente de la rigidité initiale, certains auteurs recommandent de réactualiser la matrice d'amortissement en modifiant la matrice K utilisée pour le calcul de la matrice d'amortissement [Benchmarks Camus 1998 et 2001].

De plus, des comparaisons entre calculs dynamiques et calculs statiques ont mis en évidence une localisation des déformations, de la fissuration et donc de la plastification moins marquée dans le cas dynamique. Ceci peut être lié au caractère « régularisant » de l'amortissement et il faut porter une attention particulière aux valeurs d'amortissement choisies et parfois limiter l'amortissement dans les zones où se concentrent les dommages.

Enfin, les valeurs d'amortissement doivent être prises inférieures aux valeurs utilisées pour les calculs élastiques de dimensionnement : une valeur de 2% sur le premier mode est plus réaliste que les 5% des codes de dimensionnement.

<i>Elément de structure</i>	<i>Rigidité en flexion</i>	<i>Rigidité en cisaillement</i>	<i>Rigidité axiale</i>
<i>Poutre (sans précontrainte)</i>	0.5EI	0.4ES	ES
<i>Poutre (avec précontrainte)</i>	EI	0.4ES	ES
<i>Poteau en compression</i>	0.7EI	0.4ES	ES
<i>Poteau en traction</i>	0.5EI	0.4ES	ES
<i>Mur porteur non fissuré</i>	0.8EI	0.4ES	ES
<i>Mur porteur fissuré</i>	0.5EI	0.4ES	ES
<i>Planchers (sans précontrainte)</i>	/	0.4ES	ES
<i>Planchers (avec précontrainte)</i>	/	0.4ES	ES

Tableau 4.1: Rigidités conseillées par l'ATC 40



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 76

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

4.1.3. Signaux sismiques utilisés

Les calculs sismiques temporels nécessitent l'utilisation de plusieurs signaux à plusieurs niveaux de séisme. Le choix des signaux est délicat et, généralement, des signaux artificiels sont utilisés pour pouvoir obtenir une correspondance entre les spectres de ces signaux et le spectre réglementaire. Des signaux artificiels peuvent être générés avec Castem 2000 à l'aide de l'opérateur SIGNSYNT. On pourra aussi se référer à [Pedron, 1998] et [Pinto, 1991] pour d'autres méthodes de génération (courbe enveloppe temporelle et pas en fréquence Δf différents). D'autres méthodes sont parfois utilisées pour générer des signaux artificiels qui ont un aspect plus «réel» : les signaux peuvent ainsi être générés à l'aide des phases d'enregistrements de séismes réels, les amplitudes étant modifiées. Un exemple d'utilisation de ce type de signaux générés par GDS est donné dans [Combescure, 1999f].

Le choix des signaux utilisés pour les calculs dynamiques temporels doit se baser sur la forme de leur spectre et leur aspect «réaliste» (durée, courbe enveloppe du signal, etc...) mais aussi sur l'analyse de leurs caractéristiques : accélération maximale (PGA et ZPA) mais aussi vitesses et déplacements maximaux et des indicateurs comme l'intensité d'Arias et le CAV (Cumulative Absolute Velocity). Ces 2 derniers indicateurs sont définis par :

- l'intensité d'Arias :

$$I_a = \frac{p}{2 \cdot g} \int a_{\text{séisme}}^2 dt$$

-la vitesse absolue cumulée (notée CAV):

$$CAV = \int |a_{\text{séisme}}| dt$$

avec $a_{\text{séisme}}$ l'accélérogramme.

4.2. Calculs statiques équivalents

Les guides de réévaluation utilisés aux Etats-Unis (ATC 40 et FEMA 273 et 356) sont basés sur des calculs non-linéaires du type Push-Over (chargement statique horizontal) et l'utilisation de spectres tracés en pseudo accélération - déplacement.

Ce nouveau format de spectre ainsi que ses propriétés sont tout d'abord décrits avant de donner quelques expressions permettant d'estimer l'amortissement équivalent devant être utilisé avec une méthode sécante.

4.2.1. Utilisation d'un spectre en accélération - déplacement

4.2.1.1. Les différents formats de spectre d'oscillateur

Traditionnellement, les spectres d'oscillateur sont tracés en accélération spectrale et période/fréquence en raison de l'utilité d'une telle représentation pour le dimensionnement basé sur des calculs d'efforts (Fig4.1-a). Il y a une vingtaine d'années, Newmark et Hall ont introduit dans le génie parasismique la représentation en log-log sur laquelle peuvent se lire les accélérations spectrales mais aussi les vitesses et déplacements spectraux (Fig 4.1-b). Les 3 zones à accélération, vitesse et déplacement constants sont ainsi représentées par des droites.

Avec l'apparition des méthodes de dimensionnement en déplacement, les spectres en déplacement sont de plus en plus utilisés (Fig 4.1-c). Au milieu des années 90, un nouveau type de spectre est apparu pour la réévaluation sismique des bâtiments existants: l'accélération spectrale S_a est tracée en fonction du déplacement spectral S_d (d'où son nom ADRS : Acceleration Displacement Response Spectra).

Dans cette représentation, les zones à déplacement et accélération constants sont respectivement des droites verticales et horizontales alors que la zone à vitesse constante est en $1/S_d$ (Fig 4.1-d).

Les spectres des règles PS92 sont donnés pour une telle représentation sur la Fig 4.1.

4.2.1.2. Quelques propriétés des spectres en accélération-déplacement

Sur un graphique accélération - déplacement, les points de même fréquence et période sont des droites passant par l'origine. La période associée au point (S_d, S_a) vaut :

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

Il faut remarquer que cette expression est utilisée pour le calcul approché de la période fondamentale d'un bâtiment avec la méthode de Rayleigh. Cette propriété peut être utilisée pour calculer directement la période apparente du mode fondamental à partir de la courbe déplacement - accélération issue du calcul statique non-linéaire.

L'intérêt principal du spectre en accélération - déplacement réside dans la possibilité de le superposer directement à une loi accélération spectrale - déplacement caractérisant un oscillateur non linéaire à lddl, l'accélération spectrale étant directement calculée à l'aide de l'effort tranchant à la base, de la masse et du coefficient de masse modale. Avec une telle représentation, il apparaît clairement que les structures peuvent résister aux séismes en ayant une résistance élevée et/ou en développant une ductilité importante.

Le point d'intersection du spectre et de la courbe accélération - déplacement de l'oscillateur («capacity curve») peut être considéré comme un point de fonctionnement et donne l'accélération spectrale -et donc les efforts- et le déplacement observés pour un séisme donné (Fig 4.2). Cette démarche est similaire à une méthode sécante et l'amortissement utilisé doit être fonction de la ductilité appelée. Ainsi, la détermination du point de fonctionnement correspondant à un niveau de séisme donné nécessite-t-il un certain nombre d'itérations car la ductilité appelée et donc l'amortissement ne sont pas a priori connus.

Par contre, lorsqu'on cherche le niveau de séisme correspondant à une certaine ductilité, le processus n'est pas itératif car les déplacements et accélérations spectraux, à amortissement constant, sont directement proportionnels à l'accélération maximale du signal.

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

4.2.2. Application de cette nouvelle représentation à l'analyse des signaux

Il est intéressant de tracer des signaux correspondant à des séismes proches et des séismes lointains (San Francisco, Melendy Ranch, Taft et Nice, Fig 4.3 et 4.4) avec la représentation en accélération-déplacement (Fig 4.5).

La Fig 4.5 met bien en évidence les différences de contenus fréquentiels observées précédemment :

- pour les hautes fréquences (pente T élevée), les séismes proches sont plus «aggressifs» pour des systèmes linéaires
- pour des fréquences plus basses, dans la zone à vitesse constante, les séismes proches ont un déplacement spectral plus faible que les séismes lointains, ce qui peut expliquer que, dès que le système devient non linéaire, la demande en ductilité et donc l'endommagement deviennent moins importants pour les séismes proches.

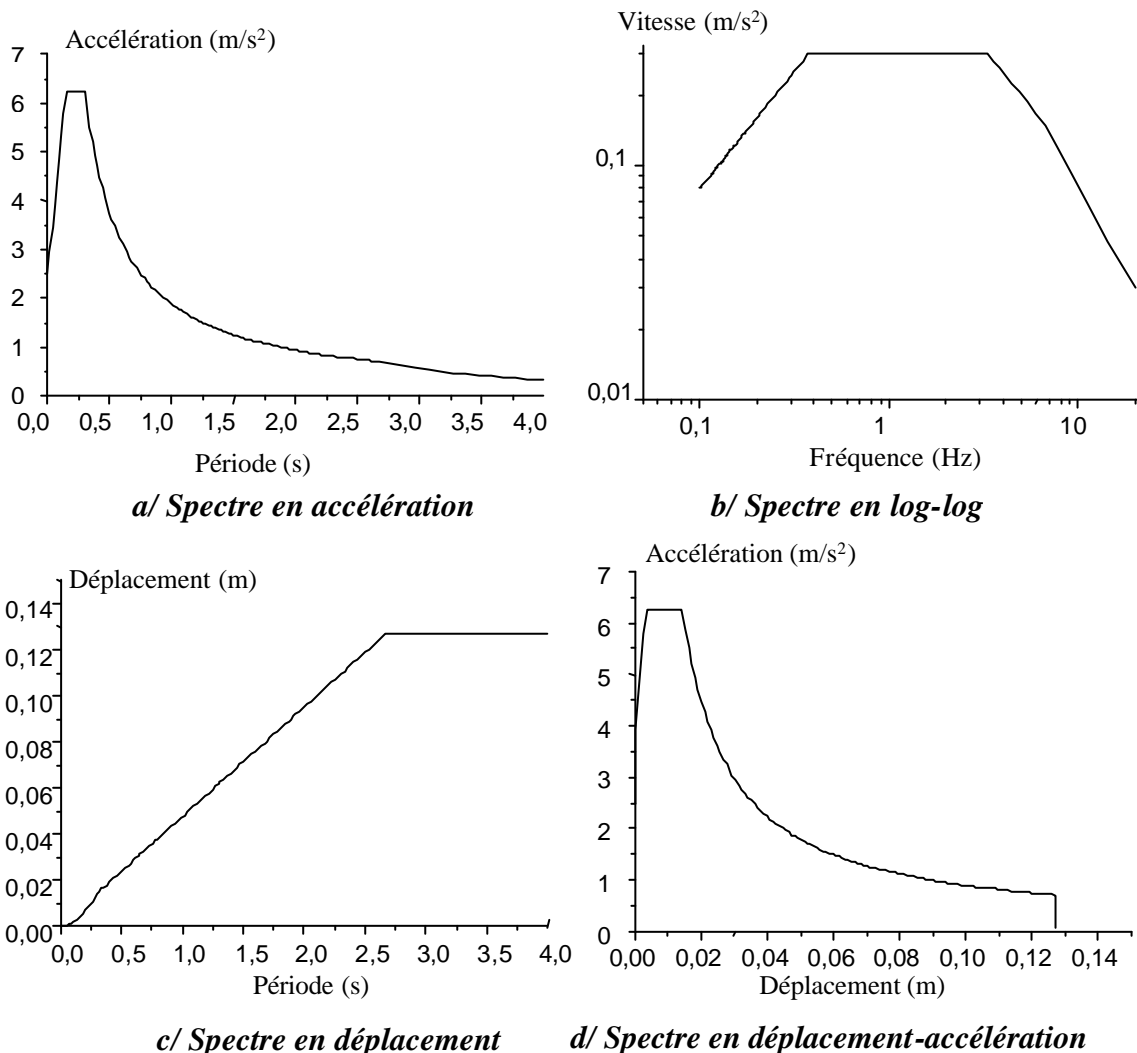


Fig 4.1: Spectres des règles PS92 ($a_n=0.25g$)

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

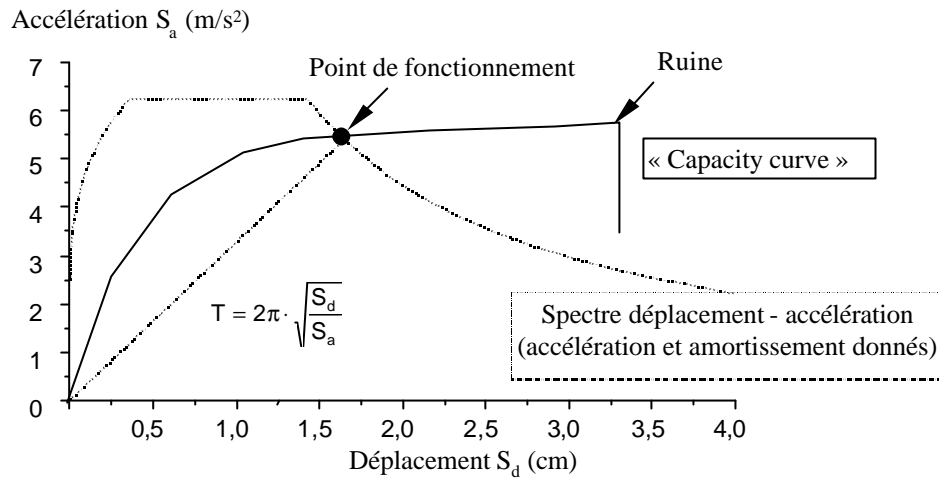


Fig 4.2: Définition du point de fonctionnement

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

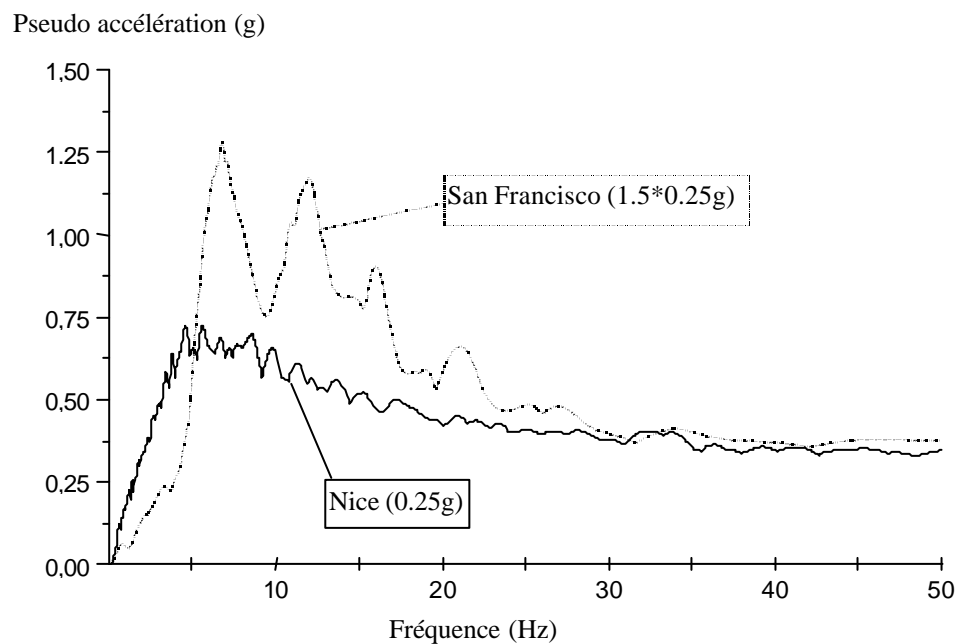
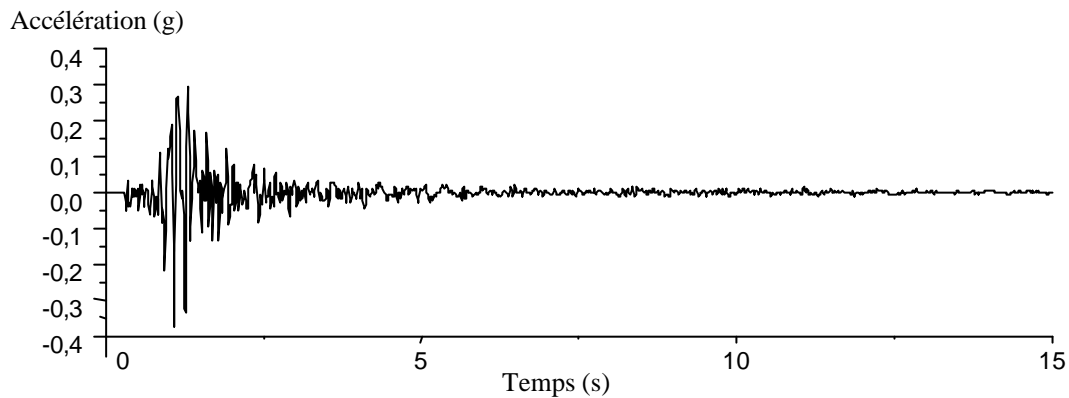
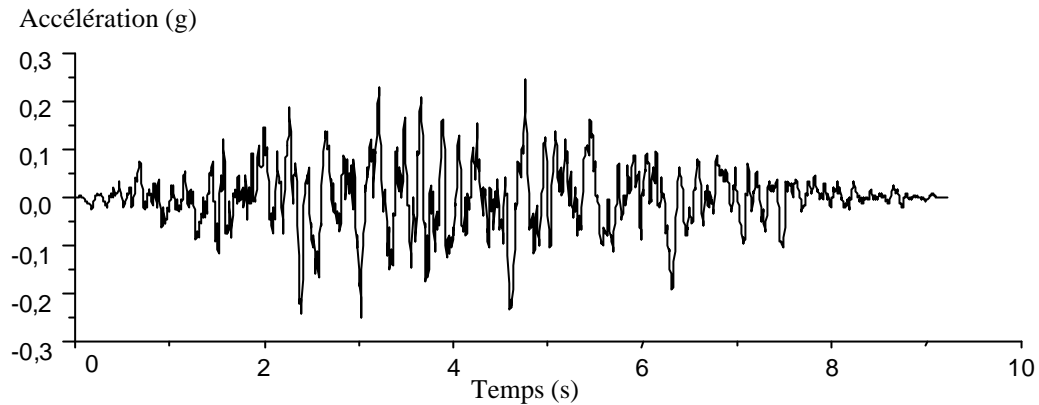
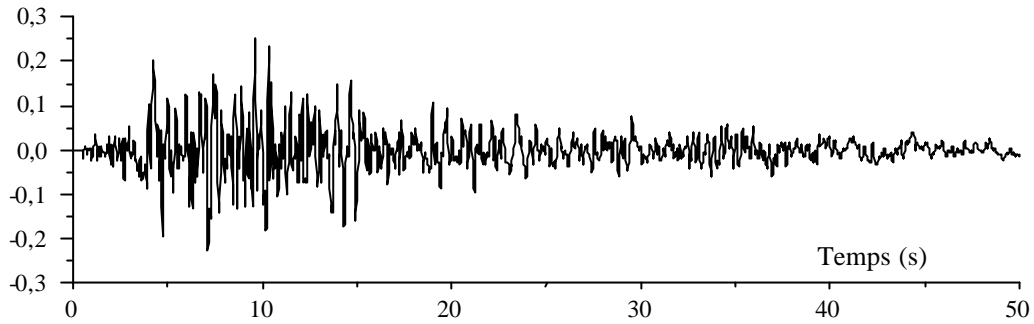


Fig 4.3: Spectres des signaux Nice (signal artificiel) et San Francisco (signal naturel)

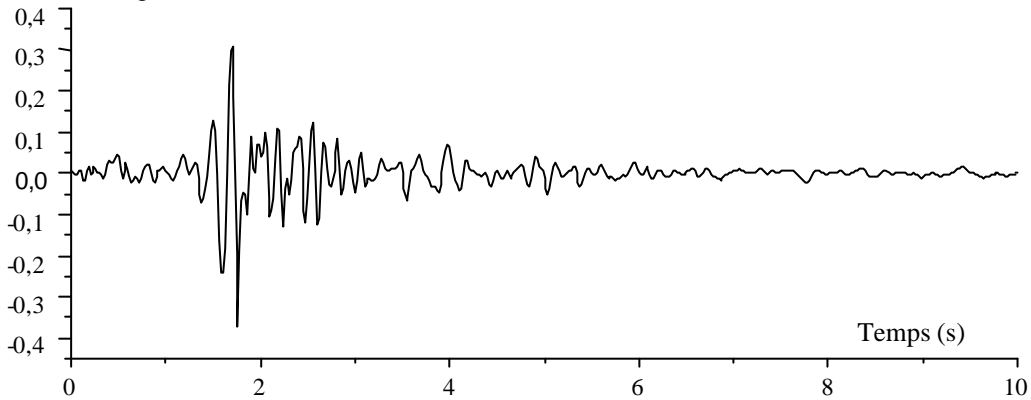
Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

Accélération (g)

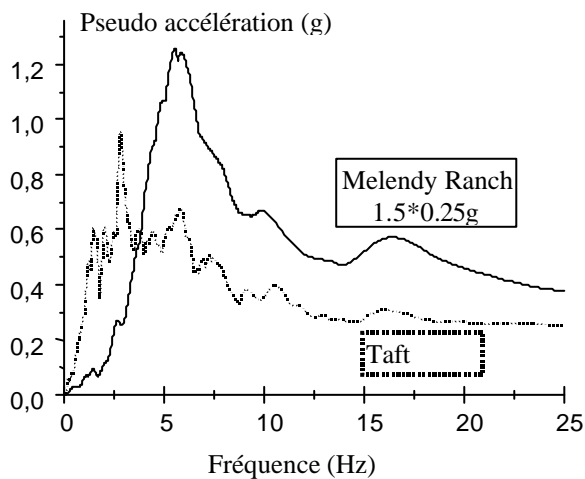


a/ Signal Taft (0.25g)

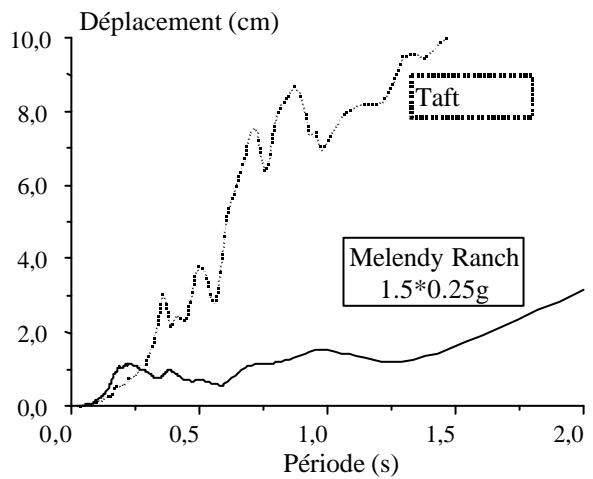
Accélération (g)



b/ Signal Melendy Ranch (1.5*0.25g)



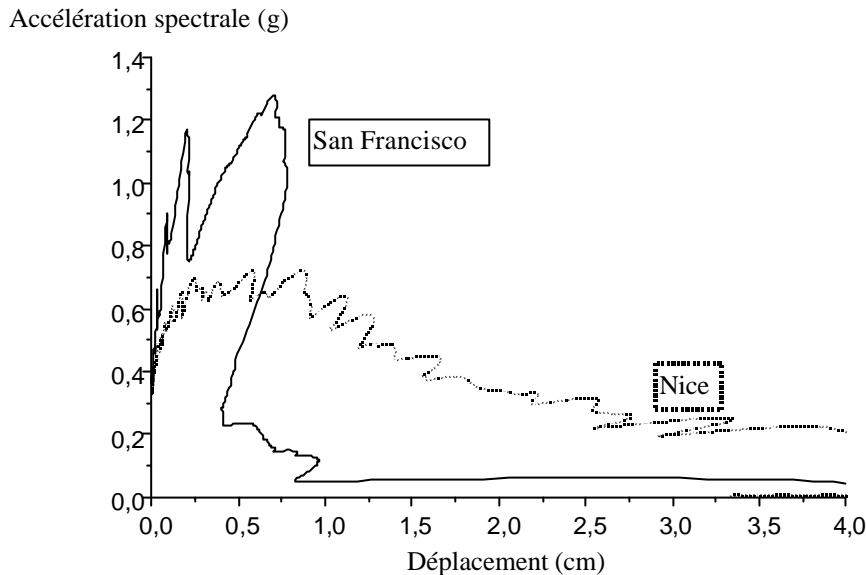
c/ Spectres en accélération -



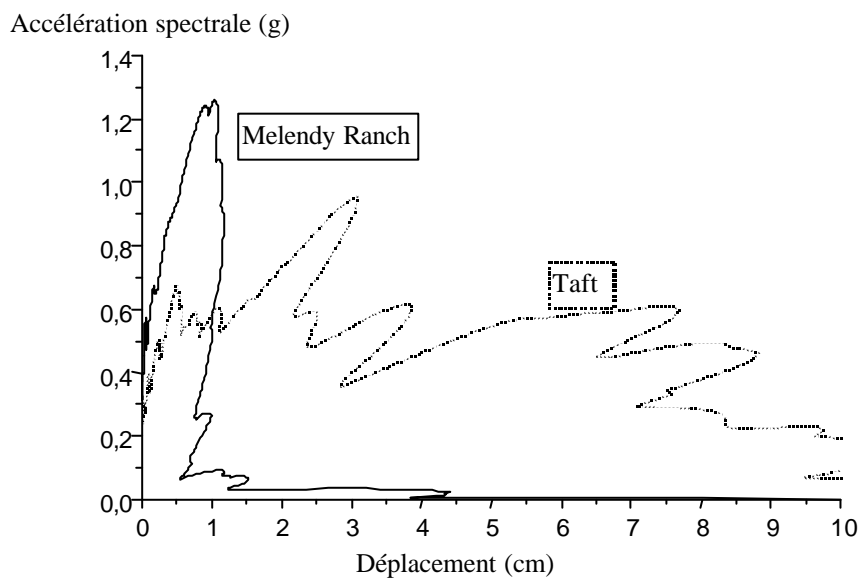
d/ Spectres en déplacement - période

Fig 4.4: Spectres en pseudo accélération et déplacement des signaux naturel Taft (séisme lointain) et Melendy Ranch (séisme proche)

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000



a/ Spectre en déplacement-accelération des signaux San Francisco (1.5*0.25g) et Nice (0.25g)



b/ Spectre en déplacement-accelération des signaux Melendy Ranch (1.5*0.25g) et Taft (0.25g)

Fig 4.5 : Spectres en accélération-déplacement des signaux Nice, San Francisco, Melendy Ranch et Taft (5% d'amortissement)

4.2.3. Calcul de l'amortissement équivalent

Le calcul de l'amortissement équivalent β_{eff} est un des points cruciaux des méthodes simplifiées basées sur la rigidité sécante. L'ATC 40 est tout d'abord rappelé. Quelques vérifications analytiques sur des systèmes à un degré de liberté sont ensuite effectuées.

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

4.2.3.1. Rappel de l'ATC 40

L'ATC donne la valeur d'amortissement équivalent suivante pour un oscillateur élastoplastique avec de l'écroûissage (Fig 4.7-a):

$$b_{eff} = b_{elas} + 63.7 \cdot k \cdot \left(\frac{a_y d_{pi} - d_y a_{pi}}{a_{pi} \cdot d_{pi}} \right) \text{ (en \%)}$$

d_y, a_y : déplacement et accélération de début de plastification,

d_{pi}, a_{pi} : déplacement et accélération atteints,

k : facteur de réduction prenant en compte le fait que les structures ont des comportements moins dissipatifs qu'un système élastoplastique parfait.

Pour un système sans écroûissage, cette expression devient :

$$b_{eff} = b_{elas} + 63.7 \cdot k \cdot \left(1 - \frac{1}{m} \right) \text{ (en \%)}$$

μ : ductilité demandée.

Cet amortissement est ensuite utilisé pour modifier le spectre élastique :

$$S_a = \frac{S_a^{elas}}{R}$$

$$S_d = \frac{S_d^{elas}}{R}$$

Le coefficient de réduction R dépend de la zone dans laquelle on se situe.

Dans la zone à accélération constante : $R_a = \frac{3.21 - 0.68 \cdot \ln b_{eff}}{2.12} = 1 - 0.32 \cdot \ln \left(\frac{b_{eff}}{b_{elas=5\%}} \right)$

Dans la zone à vitesse constante : $R_v = \frac{2.31 - 0.41 \cdot \ln b_{eff}}{1.65} = 1 - 0.248 \cdot \ln \left(\frac{b_{eff}}{b_{elas=5\%}} \right)$

Ces valeurs sont à rapprocher de celle donnée par les règles PS92 :

$$R = \left(\frac{5}{b} \right)^{0.4} \approx 1 - 0.4 \cdot \ln \left(\frac{b}{5} \right)$$

Ces expressions sont utiles lorsqu'un spectre réglementaire est utilisé. Par la suite, seuls des signaux réels seront considérés et les spectres seront calculés avec les valeurs d'amortissement données.

4.2.3.2. Calcul analytique de l'amortissement équivalent

L'amortissement hystérétique équivalent peut être estimé à partir de :

$$b_h = \frac{\text{Aire}}{2p \cdot d_{pi} \cdot a_{pi}}$$

Aire : surface de la boucle lorsqu'un cycle d'amplitude $d_{pi} = \mu \cdot d_y$ est effectué.

Cet amortissement doit être ajouté à l'amortissement élastique.

Pour un oscillateur élastoplastique parfait,

$$\text{Aire} = 2 \cdot a_y \cdot 2 \cdot (m-1) d_y$$

$$b_h = \frac{2}{p} \cdot \left(1 - \frac{1}{m} \right) = 0.637 \cdot \left(1 - \frac{1}{m} \right)$$

Nous retrouvons l'expression de l'ATC 40.

Pour des lois non linéaires comportant du pincement, cette valeur d'amortissement doit être réduite. Pour les 2 lois Fig 4.6-c et d, l'amortissement devient :

$$b_h = \frac{3}{2p} \left(1 - \frac{1}{m} \right) \text{ (loi 2)}$$

$$b_h = \frac{2+a}{2p} \left(1 - \frac{1}{m} \right) \text{ (loi 3)}$$

α : paramètre de pincement compris entre 0 (loi très pincée) et 1 (loi peu pincée).

L'évolution de l'amortissement total (élastique + hystérétique) en fonction de la ductilité appelée est donnée et comparée aux valeurs données par [Priestley, 1997] sur la Fig 4.7.

De façon générale, la relation entre amortissement hystérétique équivalent et ductilité appelée peut se mettre sous la forme [Calvi, 1998]:

$$b_h = a \cdot \left(1 - \frac{1}{m_b} \right)$$

α compris entre 20 et 30%

β entre 0.5 et 1

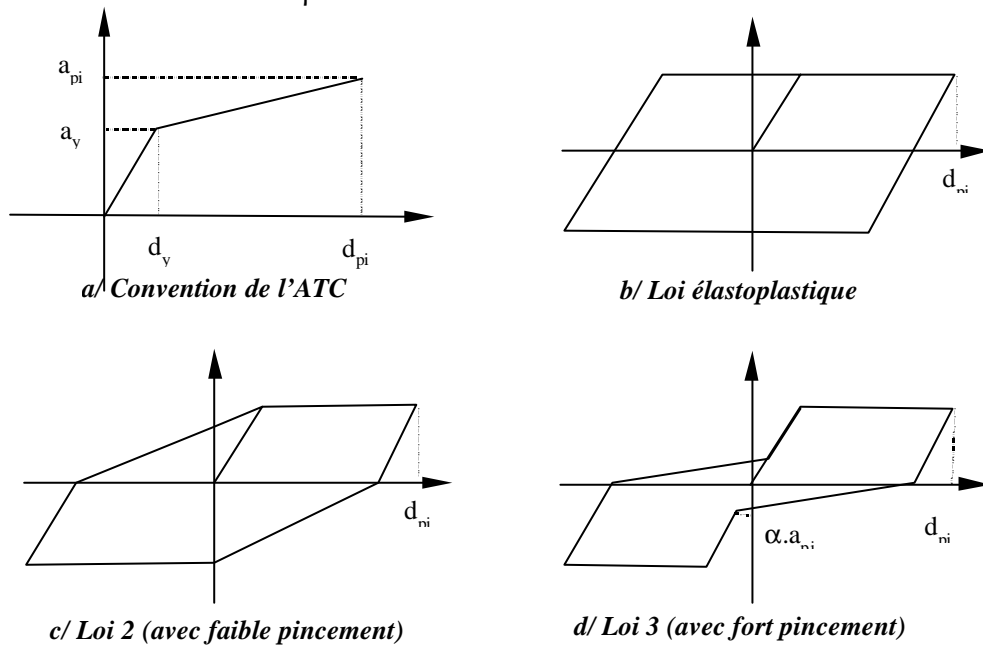


Fig 4.6: Définition des paramètres de quelques lois non linéaires simplifiées

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

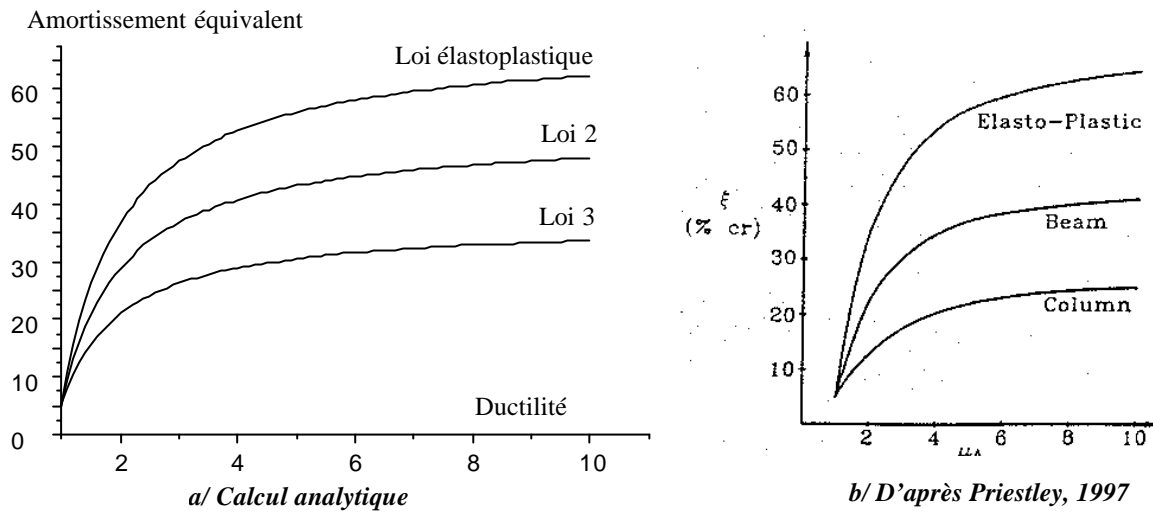


Fig 4.7: Evolution de l'amortissement équivalent en fonction de la ductilité appelée



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 86

RAPPORT DM2S**Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000**

4.2.4. Passage à une structure réelle

Les considérations précédentes sont valables pour des systèmes à un degré de liberté. Le passage d'une structure réelle vers un système à un degré de liberté peut présenter des difficultés en particulier pour des structures irrégulières.

Tout d'abord, le calcul statique «push-over» requiert le choix d'une répartition d'effort et d'accélération sur la hauteur de la structure qui dépend du type de structure et qui, en théorie, devrait être modifiée en fonction de la réponse de la structure.

Les répartitions d'accélération - supposées proportionnelles aux déplacements - sont données Fig 4.8 pour des structures portiques régulières, portiques avec un étage souple et murs porteurs ayant un comportement global dominé par la flexion.

Un second problème se pose lors du passage de la courbe effort tranchant à la base - déplacement en tête à la relation accélération spectrale - déplacement spectral. Le facteur de participation modale PF et le coefficient de masse modale α du mode fondamental doivent tout d'abord être déterminés à partir de la déformée:

$$d_{\text{sommet}} = PF \cdot S_d \text{ avec } PF = \frac{\left(\sum m_i \cdot f_i\right) f_i}{\left(\sum m_i \cdot f_i^2\right)}$$

$$T_{\text{base}} = \alpha \cdot M \cdot S_a \text{ avec } \alpha = \frac{\left(\sum m_i \cdot f_i\right)^2}{\left(\sum m_i\right) \left(\sum m_i \cdot f_i^2\right)}$$

ϕ_i : Déformée du mode fondamental,

Pour des structures portiques régulières, $f_i = \frac{x}{H}$

Pour des structures à murs porteurs régulières, $f_i = \left(\frac{x}{H}\right)^{1.5}$

i : Numéro de l'étage,

H : Hauteur totale du bâtiment.,

N : Nombre d'étage,

m_i : Masse de l'étage i.

Il faut noter que l'utilisation des formules précédentes suppose que les modes propres d'ordre supérieur sont totalement négligés.

Enfin, un dernier problème apparaît quand l'amortissement équivalent doit être déterminé à l'aide des formules valables pour des systèmes à un degré de liberté ayant des lois bilinéaires. En effet, ces formules nécessitent la détermination d'une ductilité globale et donc d'un déplacement de plastification.

A titre d'indication, donnons la définition du point de plastification (d_y, F_y) de l'ATC 40. Trois rigidités sont définies (Fig 4.9):

- la rigidité initiale élastique K_i ,
- la rigidité tangente après plastification K_s : aucune indication autre que le jugement de l'ingénieur n'est donnée pour déterminer cette rigidité,
- la rigidité initiale effective K_e qui est la rigidité sécante passant par le point situé sur la courbe donnée par le calcul statique et d'ordonnée $0.6F_y$.

Le point de plastification (d_y, F_y) n'est pas le point correspondant à la plastification du premier élément de structure mais le point d'intersection entre les droites de pente K_e et K_s .

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

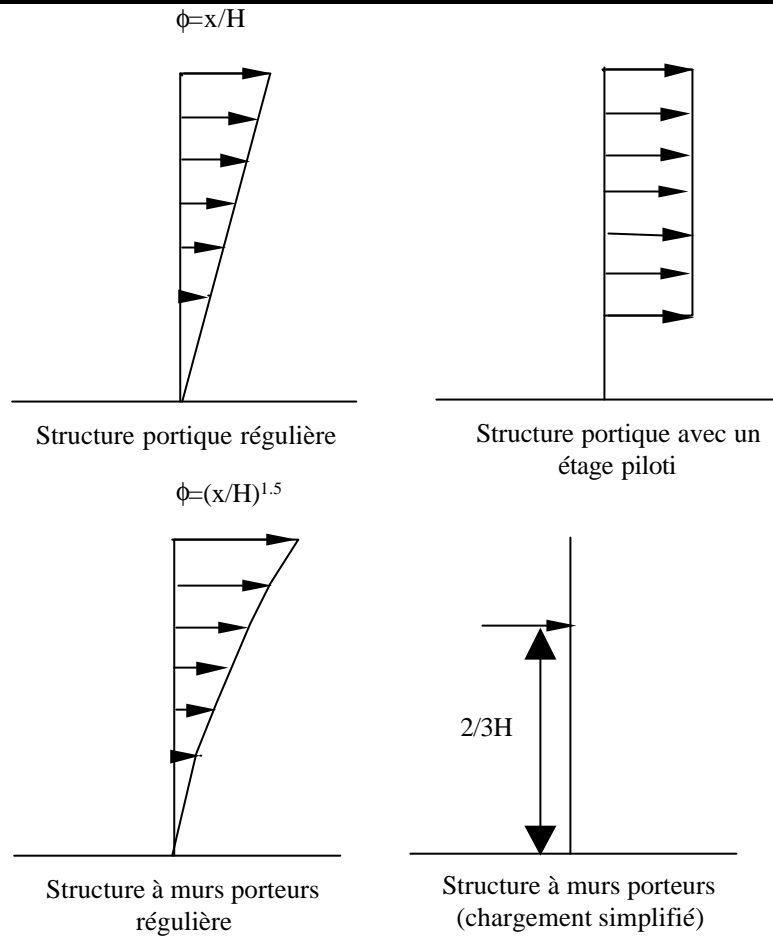


Fig 4.8 : Répartition d'accélération pour différents types de structure

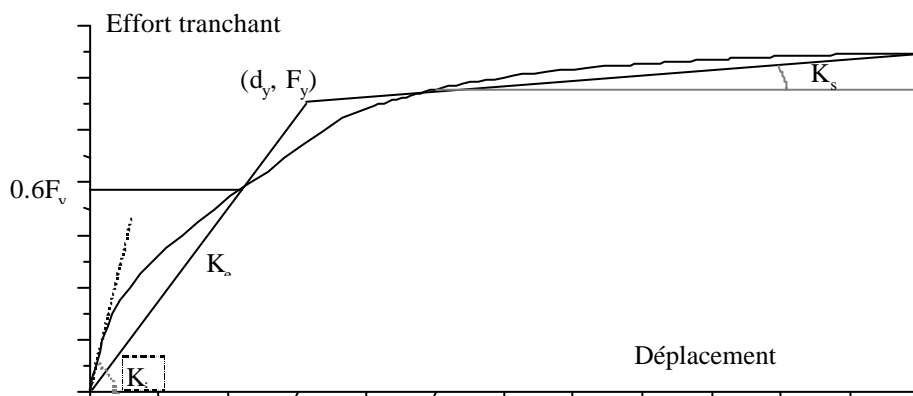


Fig 4.9 : Définition du point de plastification et des différentes raideurs



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 88

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

4.3. Remarques sur la présentation des résultats de calculs

Les chapitres précédents ont décrit les modèles de calcul et les lois de comportement non linéaires ainsi que les méthodes de calculs statiques et dynamiques et ont donné des éléments sur l'identification des paramètres des lois ainsi que sur les critères de ruine et de dommage admissible. Les calculs non linéaires sont aussi caractérisés par la quantité des résultats de calcul bien plus importante que pour des analyses élastiques. De plus, les analyses élastiques peuvent donner directement des plans de ferrailage qui, dans le cas des réévaluations, peuvent être comparés aux plans de l'ouvrage existant.

L'interprétation des résultats de calcul est plus difficile en non linéaire. Les réévaluations des ouvrages existants nécessitent donc de bien définir les résultats de calcul qui seront analysés.

4.3.1. Analyse du comportement global de la structure

Le comportement global de la structure peut être correctement appréhendé en analysant l'évolution des déplacements (dans les 3 directions) ainsi que les réactions aux blocages (efforts tranchants, efforts normaux et moments fléchissants globaux). Les valeurs extrêmes de ces grandeurs peuvent être comparées aux valeurs données par une analyse élastique (vérification de l'équivalence en déplacement ou en énergie, estimation d'un coefficient de comportement ou de réduction des efforts).

En dynamique, l'analyse de leur contenu fréquentiel permet de voir les modes propres qui ont été excités ainsi que la chute de fréquence due aux non linéarités. On peut aussi vérifier si des modes a priori non excités ne l'ont pas été (torsion due à des ruptures non symétriques, mode vertical excité par des variations d'effort normal, etc...).

Le calcul des déplacements entre étage (interstorey drift) permet aussi de déterminer les étages où les dommages se concentrent et d'avoir une première idée du mode de ruine.

4.3.2. Définition d'indices d'endommagement

Un des points cruciaux dans l'analyse des résultats de calcul est la définition des indices d'endommagement qui indiquent l'état des différents éléments de structure et de la structure complète. Les valeurs d'un indice d'endommagement doivent varier entre 0 (élément ou structure saine) et 1 (ruine complète de l'élément ou de la structure complète).

L'indice d'endommagement peut s'exprimer en fonction du déplacement d (total ou entre étage), de la rotation θ (ou de la courbure ϕ), de l'allongement ε , de l'ouverture de la fissure maximale w ou de la ductilité demandée μ

($m = \frac{d}{d_{elastique}} = \frac{q}{q_{elastique}}$). Plusieurs expressions sont utilisées dans la littérature :

$$D = \frac{d}{d_{ruine}} = \frac{q}{q_{ruine}} = \frac{m}{m_{ruine}} = \frac{e}{e_{ruine}} = \frac{w}{w_{ruine}}$$

$$D = \frac{d - d_{elastique}}{d_{ruine} - d_{elastique}} = \frac{q - q_{elastique}}{q_{ruine} - q_{elastique}} = \frac{m - m_{elastique}}{m_{ruine} - m_{elastique}} = \frac{e - e_{elastique}}{e_{ruine} - e_{elastique}} = \frac{w - w_{elastique}}{w_{ruine} - w_{elastique}}$$

(pour $d_{elastique} < d < d_{ruine}$)

Ces expressions sont bien adaptées à l'analyse des modes de ruine ductile de type flexion.

La vérification des modes de ruine fragile peut être effectuée en utilisant des indices d'endommagement fonction des efforts (efforts tranchants T ou moments M):

$$D = \frac{T}{T_{ruine}} = \frac{M}{M_{ruine}}$$

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

Il est intéressant de noter que cette expression permet de tenir compte éventuellement d'une dépendance de la résistance du mécanisme vis-à-vis de la ductilité demandée en flexion. Pour cela, des relations entre résistance et ductilité appelée $T_{ruine}(m)$ ou $M_{ruine}(m)$ doivent être nécessaires. Priestley a donné une expression pour l'effort tranchant [Priestley, 1997].

Lorsque ces indices d'endommagement sont déterminés au niveau local (rotules plastiques ou nœuds d'ossature par exemple), des cartes d'endommagement de la structure peuvent être visualisées pour différents niveaux sismiques. Les rotules critiques peuvent être étudiées plus en détail en analysant l'évolution des déformations, des contraintes locales ainsi qu'en traçant des courbes contrainte-déformation $\sigma(\epsilon)$ et moment-courbure $M(\phi)$.

Ces indices d'endommagement n'ont évidemment un sens que lorsqu'ils sont rattachés à des critères de ruine qui, comme l'a montré le chapitre précédent, dépendent fortement du jugement d'ingénieur et/ou d'expert.

4.3.3. Estimation des courbes de fragilité et des probabilités de ruine

Les outils de calcul non linéaires permettent donc d'estimer l'évolution de l'endommagement en fonction du niveau sismique (paramétrer en accélération maximale mais aussi en vitesse maximale, CAV, Intensité de Mercalli, etc...). Les courbes de fragilité ainsi déterminées permettent aussi le calcul des probabilités de ruine en faisant le produit de convolution avec l'aléa sismique. Un exemple de ce type d'approche est donné dans [Arede, 1997]. Ce calcul nécessite toutefois la connaissance de la dispersion des critères de ruine en plus de leur valeur moyenne.

Il faut alors se fixer des valeurs de probabilité de ruine admissibles qui peuvent dépendre de l'installation [DOE, 1994].

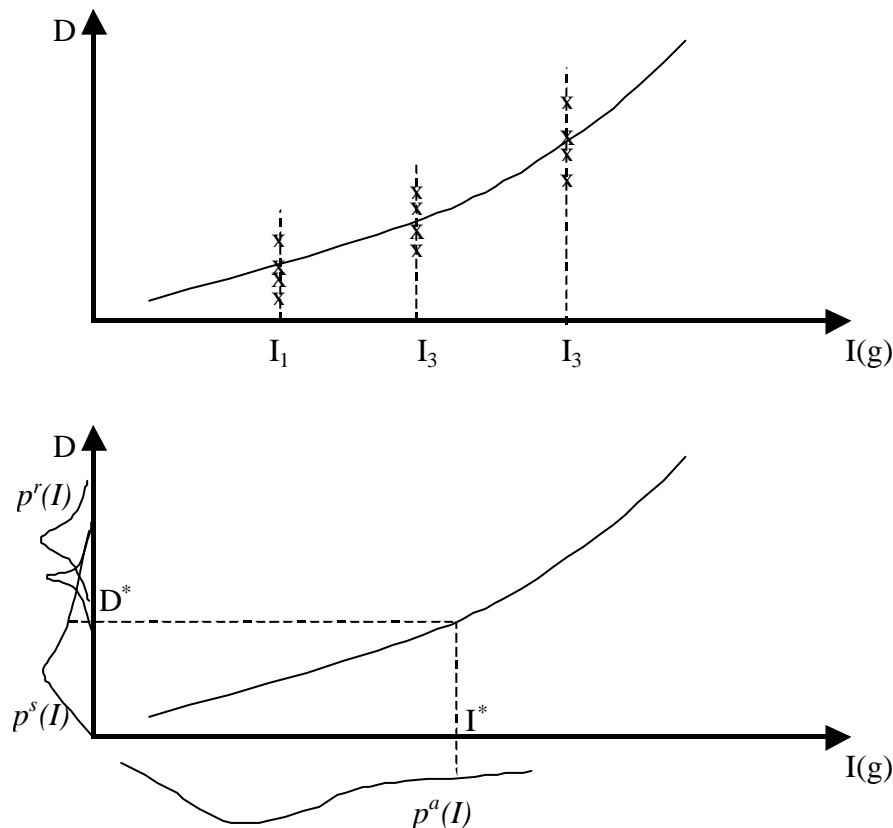


Fig 4.10 : Détermination d'une courbe de fragilité (ou de vulnérabilité) et de la probabilité locale de ruine (d'après [Arede, 1997])



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 90

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 91

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

5. REFERENCES

- [Aboutaha, 1996] R. Aboutaha, M. Engelhardt, J. Jirsa, M. Kreger, «Retrofit of concrete columns with inadequate lap splices by the use of rectangular steel jackets», Earthquake Spectra, Vol 12-4, Novembre 1996
- [Aboutaha, 1994] R. Aboutaha, «Seismic retrofit of non-ductile reinforced concrete columns using rectangular steel jackets», PhD Thesi, University of Texas at Austin, 1994
- [AFPC, 1991] «Conférence Internationale sur les Bâtiments à Murs Porteurs en Béton en Zone Sismique», Association Française Pour la Construction, Paris, 1991.
- [Angel, 1994] R. Angel, D. Abrams, D. Shapiro, J. Uzarski, M. Webster, «Behaviour of reinforced concrete frames with masonry infills», Rapport UILU-ENG-94-2005, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Mars 1994.
- [ATC 40, 1996] ATC, «ATC 40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings », Applied Technology Council, 1996
- [Arede, 1997] A. Arede, «Seismic assessment of reinforced concrete frame structures with a new flexibility based element », PhD Thesi, Universidade do Porto préparée au JRC Ispra, October 1997.
- [Aycardi, 1992] L.E. Aycardi, J.B. Mander, A.M.Reinhorn, «Seismic Resistance of Reinforced Concrete Frame Structures Designed Only for Gravitly Loads : Part II-Experimental Performance of Subassemblages », Technical Report NCEER-92-0028, NCEER, State University of New York at Buffalo, 1992.
- [BAEL 1991] BAEL 91, «Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états ultimes », 1992.
- [Baudry, 1999] B. Baudry, « Calcul de la structure US-Japan par un modèle à fibre », Rapport SEMT/EMSI/RT/99-025B.
- [Benchmark Camus 1, 1998] Groupe de travail AFPS Benchmark Camus 1, «Rapports des participants et rapport de synthèse », Rapports CEA-DMT/SEMT/EMSI 66 et 67/RT, 1998
- [Benchmark Camus 3, 2001] Benchmark Camus 3, «Rapports des participants et rapport de synthèse », Rapports CEA-DMT/SEMT/EMSI/RT/00-036/A.
- [Calvi, 1999] G.M. Calvi, « A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings », Journal of Earthquake Engineering, Vol. 3 N. 3, 1999.
- [CNR, 1986] CNR, «Istruzioni per la compilazione della scheda di rilevamento esposizione e vulnerabilità sismica degli edifici», Regione Emilia Romagna e Toscana, 1986.
- [Combescure, 1994] D. Combescure, P. Pegon «A Fiber Model accounting for Transverse Shear in Castem 2000», JRC Special Publication N°I.94.59, Ispra, 1994.
- [Combescure, 1996a] D. Combescure, P. Pegon « Introduction of two new global models in Castem 2000 for seismic analysis of civil engineering structures», JRC Special Publication N°I.96.34, Ispra, April 1996.
- [Combescure, 1996b] D.Combescure. «Modélisation du comportement sismique des structures portiques comportant des murs de remplissage ». Thèse de doctorat ECP préparée au JRC Ispra, Octobre 1996.
- [Combescure, 1997a] D.Combescure. « Application du modèle à fibre à l'étude numérique de la 1^{ère} structure à murs porteurs CAMUS. Calculs dynamiques non-linéaires préliminaires aux essais », Rapport DMT/97-240
- [Combescure, 1997b] D.Combescure. « Etudes complémentaires du voile porteur en béton armé du NUPEC ». Rapport DMT/97-579
- [Combescure, 1998] D.Combescure. « Rapport intermédiaire d'interprétation et de calcul-Programme CAMUS », Rapport SEMT/EMSI/98-006A
- [Combescure, 1999a] D.Combescure, « Prise en compte du comportement non linéaire en cisaillement dans le modèle à fibre », Rapport SEMT/EMSI/RT/99-004A
- [Combescure, 1999b] D.Combescure, «Critères de ruine et dispositions constructives. Cas des structures portiques ». Rapport SEMT/EMSI/RT/99-009A, 1999.

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

[Combescure, 1999c] D.Combescure, « Effet des séismes proches sur les structures de génie civil. Interprétation des essais Camus et Gauvain à l'aide d'une méthode sécante ». Rapport SEMT/EMSI/RT/99-018A, 1999.

[Combescure, 1999d] D.Combescure, « Modélisation du comportement des murs de remplissage sous chargement sismique ». Rapport SEMT/EMSI/RT/99-046A, 1999.

[Combescure, 1999e] D.Combescure, « Calculs d'interprétation des essais de la structure à murs porteurs dimensionnée à l'EC8 à l'aide du modèle à fibre ». Rapport SEMT/EMSI/RT/99-075A, 1999.

[Combescure, 1999f] D.Combescure, Th. Chaudat, A. Moutafidou, « Seismic tests of ICONS U-shaped walls. Description of the experimental set-up and Main results ». Rapport SEMT/EMSI/RT/99-062A, 1999.

[Combescure, 2000a] D.Combescure, « Etude d'une structure portique de 4 étages en béton armé ayant de mauvaises dispositions constructives (Portique Ispra). Influence des remplissages en maçonnerie sur le comportement sismique ». Rapport SEMT/EMSI/RT/00-009A, 2000.

[Combescure, 2000b] D.Combescure, « Vérification des longueurs de recouvrement et des nœuds d'ossature à l'aide du modèle à fibre ». Rapport SEMT/EMSI/RT/00-048A, 2000.

[Combescure, 2000c] D. Combescure, P. Pegon, « Application of the local to global approach to the study of infilled frame structures under seismic loading », 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Février 2000.

[Dawe, 1989] J.L. Dawe, C.K. Seah, Analysis of concrete masonry infilled steel frames subjected to in-plane loads, 5th Canadian Masonry Symposium, Vancouver, 1989.

[Dubé, 1994] J.F. Dubé, « Modélisation Simplifiée et Comportement Visco-Endommageable des Structures en Béton », Thèse de doctorat de l'ENS Cachan, Décembre 1994.

[Dufour, 1997] F.Dufour, « Modélisation du comportement dynamique d'une structure à murs porteurs en béton armé renforcée à l'aide de tissu en fibres de carbone », Rapport de stage DEA , Rapport SEMT/EMSI/RT/98-070A, 1998.

[Durrani, 1994] A.J. Durrani, Y.H. Luo, Seismic retrofit of flat slab buildings with masonry infill, NCEER Workshop on Seismic response of masonry infills, San Francisco, 1994

[EC8, 1998] EC8, ENV 1998-1-3, « EUROCODE 8, Design provisions for earthquake resistance of structures- Part 1-3 : General rules - Specific rules for various materials and elements », CEN, 1998

[Eligehausen, 1993], R. Eligehausen, G.L. Balazs, « Bond and Detailing », Bulletin d'Information CEB N°217, Comité Euro-International du Béton, 1993.

[Fardis, 1991] M. Fardis, « Member – type models for the non linear seismic response analysis of reinforced concrete structures » in Experimental and numerical methods in earthquake engineering, EURO Courses, Reliability and risk analysis, Volume 2, Ispra 1991.

[Fardis, 1994] M.N. Fardis, S.N. Economu, A.N. Antoniou, P.J. Komodromos and M.G. Sfakianakis, « Damage measures and failure criteria - Part I, Contribution of the University of Patras, Final Research on the Seismic Response of Reinforced Concrete Structures - 2nd Phase », LNEC, Lisboa, 1994

[Fardis, 1996] M.N. Fardis, « Experimental and numerical investigations on the seismic response of R.C. infilled frames and recommendations for code provisions », PREC 8 Report, Report N°6, November 1996.

[FEMA 273, 1997], « FEMA 273-NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings », Federal Emergency Management Agency, 1997.

[FEMA 356, 2000], « FEMA 356- Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings », Federal Emergency Management Agency, 2000.

[Fleury, 1996] F. Fleury, « Prédiction du comportement des structures en béton armé sous sollicitations sismiques: proposition d'un modèle global de noeud d'ossature integrant le comportement de la liaison acier-béton », Thèse de doctorat de l'Université de Clermont II, Juillet 1996.

[Fouré, 1992] B. Fouré, « Comportement sismique des murs en béton banché chaînés », Rapports du CEBTP 22001 et 2212-9-028, Décembre 1998.



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 93

RAPPORT DM2S**Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000**

[Fouré, 1998] B. Fouré, «Résistance des recouvrements d'armatures tendues dans les poteaux en béton sous sollicitations sismiques», Rapport du CEBTP, Décembre 1998.

[Fouré, 2000] B. Fouré, «Résistance sismique des nœuds d'ossatures en béton armé . Formules de calcul», Rapport CEBTP LECA/CEBT/N/S0110/00/0039, Février 2000.

[Gauvain, 1977] J. Gauvain, J.C. Gaubert, J.C. Queval, H. Vaghi, «Essais sismique de poteaux en béton armé », Rapport CEA-EMT/78/177, 1977.

[Gauvain, 1979] J. Gauvain, J.C. Gaubert, J.C. Queval, H. Boisliveau, « Essais sismique de portiques en béton armé », Rapport CEA-EMT/79/13, 1979.

[Guedes, 1994] J. Guedes, P. Pegon, A.V. Pinto « A fibre/Timoshenko beam element in Castem 2000 », JRC Special Publication N°I.94.31, Ispra, July 1994.

[Guedes, 1997] J. Guedes, «Seismic behaviour of reinforced concrete bridges. Modelling, numerical analysis and experimental assessment », PhD Thesi, Universidade do Porto préparée au JRC Ispra, October 1997.

[Hognestad, 1951] E. Hognestad, «A study of combined bending and axial load in reinforced concrete », Bulletin Series 339, Univ. of Illinois, 1951.

[IDARC , 1996] R.E. Valles, A.M. Reinhorn, S.K. Kunnath, C. Li et A. Madam, « IDARC2D Version 4.0 : A computer program for the inelastic damage analysis of buildings ». Technical report NCEER-96-0010. NCEER, State University of New York at Buffalo, 1996.

[Ile, 2000] N. Ile, «Contribution à la compréhension du fonctionnement des voiles en béton armé sous sollicitation sismique : apport de l'expérimentation et de la modélisation à la conception », Thèse de doctorat de l'INSA Lyon, Décembre 2000.

[Jeanvoine, 1998a] E.Jeanvoine, « Modélisation des structures de type portique en béton armé », SEMT/EMSI/RT/98-074A

[Jeanvoine, 1998b] E.Jeanvoine, «Réévaluation sismique du LECA - File D, modèle à fibre. Modèle Takeda. Comparaison à la Hinge Method ». SEMT/EMSI/RT/98-027A

[Kotronis, 2000] P. Kotronis, «Cisaillement dynamique de murs en béton armé. Modèles simplifiés 2D et 3D », Thèse de doctorat de l'ENS Cachan, Décembre 2000.

[La Borderie, 1991] Ch. La Borderie, « Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : modélisation et application à l'analyse de structures en béton », Thèse de doctorat de l'ENS Cachan, 1991.

[La Borderie, 1992] Ch. Laborderie, « Modèles d'endommagement isotropes pour matériaux fragiles », Rapport DMT/92-931, 1992.

[Lafolie, 1999] F. Lafolie, «Essais de voiles en béton armé sous sollicitations sismiques », Journée SFEN-ST9, Réévaluation sismique du Génie Civil des Installations Nucléaires, Paris, 14 Décembre 1999.

[Lago Esteban, 1998] A.Lago Esteban, D. Combescure. "Numerical analysis of CAMUS 3 using a fibre model. Non linear push over and dynamic analysis", Rapport SEMT/EMSI/RT/98-054A

[Lavarenne, 1994] S.Lavarenne. « Développement d'éléments globaux pour l'étude du comportement sismique des structures en béton armé ». Rapport DMT/94-110, 1994.

[Lavarenne, 1995] S.Lavarenne. «Exemple d'application des éléments globaux de Castem 2000 sur une structure de génie civil irrégulière ». Rapport DMT/95-343, 1995.

[Lavarenne, 1996] S.Lavarenne. «Utilisation de l'élément global de Castem 2000 dans le cas d'un voile en béton armé ». Rapport DMT/96-371, 1996.

[Linde, 1993] P. Linde, «Numerical Modelling and capacity Design of Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Walls », PhD Thesis, ETH Zurich University, 1993.

[Mainstone, 1971] R.J. Mainstone, «On the stiffness and strength of infilled frames », Proc. Inst. Civil Eng., Suppl. IV, Paper 7360S,57-90, 1971.

[Manas, 1998] B. Manas, E. Jeanvoine, D. Combescure, « Etude du comportement à la ruine d'une structure à mur porteur en béton armé », Rapport SEMT/EMSI/RT/98-068A, 1998.

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

[Manfredi, 1998] Manfredi G., Pecce M., « Effectiveness of the plastic hinge length in the assessment of the rotation capacity of R.C. columns », 11th European Conference on Earthquake Engineering, 1998

[Marchaud, 1998] G. Marchaud, I Politopoulos. « Modélisation du comportement sismique de la structure MAPU avec l'élément fini semi-global de poutre à fibres ». Rapport SEMT/EMSI/RT/98-001A, 1998.

[Mazars, 1991] J. Mazars, « Damage models for concrete and their usefulness for seismic loadings » in Experimental and numerical methods in earthquake engineering, EURO Courses, Reliability and risk analysis, Volume 2, Ispra 1991.

[Menegotto, 1973] M. Menegotto, P. Pinto, « Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending », IABSE Symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well-defined repeated loads, Lisbon, 1973.

[Monti, 1994] G. Monti, « Modellazione agli elementi finiti di nodi trave-pilastro in cemento armato con scorrimento delle barre di armatura », Thèse de doctorat de l'Université de Rome La Sapienza, Février 1994.

[Monti, 2000] G. Monti, « Consistent insertion of bond-slip into beam fiber elements for biaxial bending », 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, Janvier 2000.

[Park, 1987] Y.J. Park, A.H.S. Ang and Wen, « Damage-Limiting aseismic design of buidings », Earthquake Spectra, Vol 3, N°1, 1987

[Paulay, 1992] Paulay T., Priestley M.J, « Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings », Wiley Interscience, 1992.

[Pedron, 1998] C. Pedron, « Génération et caractérisation de signaux sismiques artificiels. Reflexions sur la réponse sismique d'un oscillateur non linéaire », Rapport SEMT/EMSI/RT/98-0622, 1998.

[Pegon, 1993a] P. Pegon, « A Timoshenko simple beam element in Castem 2000 », JRC Technical Note N°I.93.05, Ispra, January 1993.

[Pegon, 1993b] P. Pegon, « Model implementation in Castem 2000 : Some General consideration and a simple practical realization », JRC Technical Note N°I.93.06, Ispra, January 1993.

[Pegon, 1996] P. Pegon, A.V. Pinto, « Seismic study of monumental structures- Structural analysis, modelling and definition of experimental model », JRC Report EUR 16387 EN, Ispra, January 1996.

[Pegon, 1999] P. Pegon, « Programme SAFE : Présentation générale des essais », Journée SFEN-ST9, Réévaluation sismique du Génie Civil des Installations Nucléaires, Paris, 14 Décembre 1999.

[Pinto, 1991] A. Pinto, P. Pegon, « Numerical representation of seismic input » in Experimental and numerical methods in earthquake engineering, EURO Courses, Reliability and risk analysis, Volume 2, Ispra 1991.

[Politopoulos, 1998] I. Politopoulos, « Etude bibliographique sur la modélisation des bâtiments en béton armé », Rapport SEMT/EMSI/RT/98-047A

[Politopoulos, 1999] I. Politopoulos, « Faisabilité de la modélisation numérique de l'interaction acier-béton », Rapport SEMT/EMSI/RT/99-074A

[Priestley, 1997] N. Priestley, "Displacement based seismic assessment of reinforced concrete buildings", Journal of Earthquake Engineering, Vol 1, N°1, 1997.


[Priestley, 1991] Priestley, M.J, Calvi, M., « Towards a capacity design assessment procedure for reinforced concrete frames », Earthquake Spectra, Vol. 7, N°3, 1991

[PS92] PS92, « Règles de construction parasismique », DTU Règles PS92, AFNOR, 1995.

[Ragueneau, 1999] F. Ragueneau, « Fonctionnement dynamique des structures en béton- Influence des comportements hystérétiques locaux », Thèse de doctorat de l'ENS Cachan, Janvier 1999.


[Takeda, 1970] T. Takeda, M.A. Sozen, N.N. Nielsen, « Reinforced concrete response to simulated earthquakes », Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 96, N°ST12, 1970.

[Xiao, 1997] Y. Xiao, R. Ma, "Seismic retrofit of RC circular columns using prefabricated composite jacketing", Journal of Structural Engineering, Octobre 1997.

 DEN DM2S		SEMT/EMSI/RT/01-008/A Date : 06/03/2001
	RAPPORT DM2S	Page 95
Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000		

[Wang, 1990] F. Wang, "Etude de la tenue aux séismes des voiles en béton armé", Thèse de doctorat de l'Université Paris 6, 1990.

[Wang, 1993] F. Wang, "Synthèse des essais dynamiques sur voile en béton armé", Rapport CEA-DMT/93/226, 1993.

		SEMT/EMSI/RT/01-008/A
		Date : 06/03/2001
	RAPPORT DM2S	Page 96
Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000		

6. ANNEXES

6.1. Lois de comportement non linéaires

<i>Nom de la loi</i>	BILIN_MOMY
<i>Support éléments finis</i>	Eléments de poutre <i>TIMO</i> et <i>POUT</i>
<i>Type de loi</i>	Loi Moment Courbure $M_y(\phi_y)$ des éléments de poutre Timo et Pout Modèle non linéaire de plasticité avec écrouissage cinématique pour la <i>flexion</i>
<i>Syntaxe et Paramètres matériau</i>	<p>MODL = 'MODE' Maillage 'ELASTIQUE' 'PLASTIQUE' 'BILIN_MOMY' POUT (ou TIMO);</p> <p>'YOUN' : Module d'Young 'NU ' : Coefficient de Poisson 'SECT' : Section de la poutre pour la compression-traction 'INRY' : Inertie autour de l'axe local Oy 'INRZ' : Inertie autour de l'axe local Oz (en 3D uniquement) ('SECY'): Section réduite pour le cisaillement dans la direction Oy. Par défaut, valeur prise égale à 'SECT'. ('SECZ'): Section réduite pour le cisaillement dans la direction Oz (en 3D uniquement). Par défaut, valeur prise égale à 'SECT'. 'TORS' : Moment d'inertie de torsion (en 3D uniquement)</p> <p>'EAYI': Module d'Young après plastification 'YMOM': Moment de plastification</p>



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 97

RAPPORT DM2S**Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000**

<i>Nom de la loi</i>	BILIN_EFFZ
<i>Support éléments finis</i>	Eléments de poutre TIMO
<i>Type de loi</i>	Loi $T_z(\gamma_z)$ des éléments de poutre Timo Modèle non linéaire de plasticité avec écrouissage cinématique pour le cisaillement
<i>Paramètres matériau</i>	<p>MODL = 'MODE' Maillage 'ELASTIQUE' 'PLASTIQUE' 'BILIN_EFFZ' TIMO;</p> <p>'YOUN' : Module d'Young 'NU ' : Coefficient de Poisson</p> <p>'SECT' : Section de la poutre pour la compression-traction 'INRY' : Inertie autour de l'axe local Oy 'INRZ' : Inertie autour de l'axe local Oz (en 3D uniquement) ('SECY'): Section réduite pour le cisaillement dans la direction Oy. Par défaut, valeur prise égale à 'SECT'. ('SECZ'): Section réduite pour le cisaillement dans la direction Oz (en 3D uniquement). Par défaut, valeur prise égale à 'SECT'. 'TORS' : Moment d'inertie de torsion (en 3D uniquement)</p> <p>'EAYT': Module d'Young après plastification 'YEFF': Effort tranchant de plastification</p>



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 98

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

<i>Nom de la loi</i>	TAKEMO_MOMY
<i>Support éléments finis</i>	Eléments de poutre TIMO et POUT
<i>Type de loi</i>	Loi Moment Courbure $M_y(\phi_y)$ des éléments de poutre Timo Modèle non linéaire de plasticité-endommagement de Takeda pour la flexion
<i>Paramètres matériau</i>	<p>MODL = 'MODE' Maillage 'ELASTIQUE' 'PLASTIQUE' 'TAKEMO_MOMY' POUT (ou TIMO);</p> <p>'YOUN' : Module d'Young 'NU ' : Coefficient de Poisson</p> <p>'SECT' : Section de la poutre pour la compression-traction 'INRY' : Inertie autour de l'axe local Oy 'INRZ' : Inertie autour de l'axe local Oz (en 3D uniquement) ('SECY'): Section réduite pour le cisaillement dans la direction Oy. Par défaut, valeur prise égale à 'SECT'. ('SECZ'): Section réduite pour le cisaillement dans la direction Oz (en 3D uniquement). Par défaut, valeur prise égale à 'SECT'. 'TORS' : Moment d'inertie de torsion (en 3D uniquement)</p> <p>'TRAC': Courbe de base décrivant la loi moment-courbure. Si le comportement est symétrique, cette courbe trilineaire comprend 4 points: origine, fissuration, plastification et un point définissant le comportement après plastification. Si le comportement est non symétrique la courbe comprend 7 points, depuis les valeurs négatives(3 points) jusqu'aux valeurs positives (3 points), en passant par l'origine (objet EVOLUTION).</p> <p>'SFDP' : Dégradation de raideur pour des courbures positives ou 'SFDN': négative (SFDN est égale a SFDP dans le cas symétrique) 'PINP': Pincement pour des courbures positives ou négative 'PINN': (PINN est égale à PINP dans le cas symétrique) 'SRDP': Dégradation de résistance sous chargement cycliques pour des courbures 'SRDN': positives ou négatives (SRDP est égale à SRDN dans le cas symétrique)</p>



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 99

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

<i>Nom de la loi</i>	TAKEMO_EFFZ
<i>Support éléments finis</i>	Eléments de poutre TIMO
<i>Type de loi</i>	Loi $T_z(\gamma_z)$ des éléments de poutre Timo Modèle non linéaire de plasticité-endommagement de Takeda pour le cisaillement
<i>Paramètres matériau</i>	<p>MODL = 'MODE' Maillage 'ELASTIQUE' 'PLASTIQUE' 'TAKEMO_EFFZ' TIMO;</p> <p>'YOUN' : Module d'Young 'NU ' : Coefficient de Poisson</p> <p>'SECT' : Section de la poutre pour la compression-traction 'INRY' : Inertie autour de l'axe local Oy 'INRZ' : Inertie autour de l'axe local Oz (en 3D uniquement) ('SECY'): Section réduite pour le cisaillement dans la direction Oy. Par défaut, valeur prise égale à 'SECT'. ('SECZ'): Section réduite pour le cisaillement dans la direction Oz (en 3D uniquement). Par défaut, valeur prise égale à 'SECT'. 'TORS' : Moment d'inertie de torsion (en 3D uniquement)</p> <p>'TRAC': Courbe de base décrivant la loi moment-courbure. Si le comportement est symétrique, cette courbe trilineaire comprend 4 points: origine, fissuration, plastification et un point définissant le comportement après plastification. Si le comportement est non symétrique la courbe comprend 7 points, depuis les valeurs négatives (3 points) jusqu'aux valeurs positives (3 points), en passant par l'origine (objet EVOLUTION).</p> <p>'SFDP' : Dégradation de raideur pour des courbures positives ou 'SFDN': négative (SFDN est égale a SFDP dans le cas symétrique) 'PINP': Pincement pour des courbures positives ou négatives 'PINN': (PINN est égale à PINP dans le cas symétrique) 'SRDP': Dégradation de résistance sous chargement cycliques pour des courbures 'SRDN': positives ou négatives (SRDP est égale à SRDN dans le cas symétrique)</p>



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 100

RAPPORT DM2S**Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000**

<i>Nom de la loi</i>	GLOBAL
<i>Support éléments finis</i>	Eléments de poutre POUT et TIMO
<i>Type de loi</i>	Lois $M_y(\phi_y)$ et $T_z(\gamma_z)$ des éléments de poutre Pout et Timo Modèle non linéaire de plasticité- globale pour les poutres en béton armé qui permet la prise en compte des lois de comportement non-linéaire selon les types de sollicitation (axiale, flexion et cisaillement).
<i>Paramètres matériau</i>	<p>MODL = 'MODE' Maillage 'ELASTIQUE' 'PLASTIQUE' 'GLOBAL' POUT (ou TIMO); 'YOUN' : Module d'Young 'NU ' : Coefficient de Poisson 'SECT' : Section de la poutre pour la compression-traction 'INRY' : Inertie autour de l'axe local Oy 'INRZ' : Inertie autour de l'axe local Oz (en 3D uniquement) ('SECY') : Section réduite pour le cisaillement dans la direction Oy. Par défaut, valeur prise égale à 'SECT'. ('SE CZ') : Section réduite pour le cisaillement dans la direction Oz (en 3D uniquement). Par défaut, valeur prise égale à 'SECT'. 'TORS' : Moment d'inertie de torsion (en 3D uniquement) 'COMP' : Courbe de comportement pour des sollicitations axiales, constituée par un objet de type EVOLUTIO, avec en abscisse des déplacements et en ordonnée des forces axiales. 'FLXY' : Courbe de comportement pour des sollicitations en flexion dans le plan xOz, constituée par un objet de type EVOLUTION, avec en abscisse des produits (rotation x longueur de l'élément) et en ordonnée des moments de flexion. 'FLXZ' : Courbe de comportement pour des sollicitations en flexion dans le plan xOy, constituée par un objet de type EVOLUTION, avec en abscisse des produits (rotation x longueur de l'élément) et en ordonnée des moments de flexion. 'CISY' : Courbe de comportement pour des sollicitations en cisaillement dans le plan xOy, constituée par un objet de type EVOLUTIO, avec en abscisse des déplacements et en ordonnée des efforts tranchants. 'CISZ' : Courbe de comportement pour des sollicitations en cisaillement dans le plan xOz, constituée par un objet de type EVOLUTIO, avec en abscisse des déplacements et en ordonnée des efforts tranchants.</p> <p><u>Remarques</u> : - il faut définir au moins une loi pour un matériau; - pour un matériau on ne peut définir qu'une loi en flexion (FLXY ou FLXZ) et qu'une loi en cisaillement (CISY ou CISZ); - pour des lois de comportement en compression-traction et en flexion l'élément fini peut être POUT ou TIMO, pour les lois en cisaillement on ne peut utiliser que l'élément TIMO; - les objets de type EVOLUTIO doivent décrire les lois depuis les valeurs négatives (2 ou 3 points) jusqu'aux valeurs positives (2 ou 3 points), en passant par l'origine, soit 5 ou 7 points au total.</p>



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 101

RAPPORT DM2S**Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000**

<i>Nom de la loi</i>	SECTION
<i>Support éléments finis</i>	Eléments de poutre TIMO
<i>Type de loi</i>	Modèle à fibre des éléments de poutre Timo Loi de comportement non linéaire pour les éléments linéiques en béton armé basée sur les hypothèses des poutres de Timoshenko, une description 2D de la section et des lois de comportement uniaxiales en traction-compression et cisaillement pour les matériaux
<i>Paramètres matériau</i>	MODL = 'MODE' Maillage 'ELASTIQUE' 'SECTION' 'PLASTIQUE' 'SECTION' TIMO; 'MODS': Modèle de la section 'MATS': Caractéristiques de la section 'VECT': Vecteur orientant l'axe local Oy. La section peut être formée d'éléments bidimensionnels POJS (1 noeud), SEGS (2 noeuds), TRIS (3 noeuds) ou QUAS (4 noeuds). La section est représentée dans le plan Oyz. Les lois uniaxiales disponibles pour les comportements en flexion et axial sont: Pour le béton: BETON_UNI, BETON_BAEL, MAZARS_FIB, UNILATERAL Pour l'acier: ACIER_UNI et PARFAIT_UNI Pour les ancrages et les recouvrements: ACIER_ANCRAGE et PARFAIT_ANCRAGE Pour les matériaux fragiles en traction et/ou compression: FRAGILE_UNI Pour le cisaillement: CISAIL_NL et STRUT_UNI



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 102

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

<i>Nom de la loi</i>	BETON_UNI
<i>Support éléments finis</i>	Eléments QUAS (4 noeuds), TRIS (3 noeuds), SEGS (2 noeuds) et POJS (1 noeud) du <i>modèle à fibre</i> Eléments de barre BARR
<i>Type de loi</i>	Loi $\sigma_{xx}(\epsilon_{xx})$ du modèle à fibre ou d'éléments barre Loi de comportement uniaxiale de béton de Hognestad avec possibilité de prendre en compte le confinement apporté par les cadres
<i>Paramètres matériau</i>	<p>MODL = 'MODE' Maillage 'ELASTIQUE' 'PLASTIQUE' 'BETON_UNI' TRIS (QUAS, SEGS ou POJS);</p> <p>'YOUN' : Module d'Young 'NU ' : Coefficient de Poisson</p> <p>'STFC': Contrainte de compression au pic 'EZER': Déformation de compression au pic 'STFT' : Contrainte de traction au pic 'ALF1' : Paramètre de confinement 'OME1' : Paramètre de confinement 'ZETA': Pente de la partie descendante de la courbe de compression 'ST85': Plateau de la courbe de compression 'TRAF' : Facteur définissant l'adoucissement de traction 'STPT': Contrainte résiduelle en traction</p> <p>Paramètres définissant la courbe de fermeture et d'ouverture de la fissure 'FAMX': Facteur F1 (définissant le point de refermeture) 'FACL': Facteur F2 (définissant le point d'ouverture complète) 'FAM1': Facteur F1'(définissant la pente associée à F1) 'FAM2': Facteur F2'(définissant la pente associée à F2) Si FAMX < 0, ces 4 paramètres n'ont pas d'influence sur la loi (refermeture de fissure rigide)</p> <p>'ALPY' Coefficient qui multiplie la contrainte de cisaillement τ_{xy} 'ALPZ': Coefficient qui multiplie la contrainte de cisaillement τ_{xz}. Ces coefficients dans le cas d'une section homogène peuvent être définis d'après la théorie de Timoshenko. Ox est l'axe local de la poutre, la section est décrite dans le plan défini par Oy et Oz.</p> <p>('SECT' : Section de l'élément de barre ou de l'élément POJS 'LARG' : Largeur de l'élément SEGS)</p>



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 103

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

<i>Nom de la loi</i>	BETON_BAEL
<i>Support éléments finis</i>	Eléments QUAS (4 noeuds), TRIS (3 noeuds), SEGS (2 noeuds) et POJS (1 noeud) du <i>modèle à fibre</i> Eléments de barre BARR
<i>Type de loi</i>	Loi $\sigma_{xx}(\epsilon_{xx})$ du modèle à fibre ou d'éléments barre Loi de comportement uniaxiale de <i>béton</i> du BAEL
<i>Paramètres matériau</i>	MODL = 'MODE' Maillage 'ELASTIQUE' 'PLASTIQUE' 'BETON_BAEL' TRIS (QUAS, SEGS ou POJS); 'YOUN' : Module d'Young 'NU ' : Coefficient de Poisson 'FC': Résistance en compression 'ALPY' Coefficient qui multiplie la contrainte de cisaillement τ_{xy} . 'ALPZ': Coefficient qui multiplie la contrainte de cisaillement τ_{xz} . Ces coefficients dans le cas d'une section homogène peuvent être définis d'après la théorie de Timoshenko. Ox est l'axe local de la poutre, la section est décrite dans le plan défini par Oy et Oz. ('SECT' : Section de l'élément de barre ou de l'élément POJS 'LARG' : Largeur de l'élément SEGS)



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 104

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

<i>Nom de la loi</i>	MAZARS
<i>Support éléments finis</i>	Eléments QUAS (4 noeuds), TRIS (3 noeuds), SEGS (2 noeuds) et POJS (1 noeud) du <i>modèle à fibre</i>
<i>Type de loi</i>	Loi $\sigma_{xx}(\epsilon_{xx})$ du modèle à fibre ou d'éléments barre Modèle d'endommagement isotrope de Mazars La formulation est tridimensionnelle et tient compte des déformations de cisaillement
<i>Paramètres matériau</i>	<p>MODL = 'MODE' Maillage 'ELASTIQUE' 'PLASTIQUE' 'MAZARS_FIB' TRIS (QUAS, SEGS ou POJS);</p> <p>'YOUN' : Module d'Young 'NU ' : Coefficient de Poisson</p> <p>'KTR0': Seuil en déformation pour la traction (1.E-4) 'ACOM': Paramètre pour la compression (1.4) 'BCOM': Paramètre pour la compression (1850) 'ATRA': Paramètre pour la traction (1) 'BTRA': Paramètre pour la traction (2.E4) 'BETA': Correction pour le cisaillement (1.2)</p> <p>'ALPY' Coefficient qui multiplie la contrainte de cisaillement τ_{xy}. 'ALPZ': Coefficient qui multiplie la contrainte de cisaillement τ_{xz}. Ces coefficients dans le cas d'une section homogène peuvent être définis d'après la théorie de Timoshenko. Ox est l'axe local de la poutre, la section est décrite dans le plan défini par Oy et Oz.</p> <p>('SECT' : Section de l'élément de barre ou de l'élément POJS 'LARG' : Largeur de l'élément SEGS)</p>



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 105

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

<i>Nom de la loi</i>	UNILATERAL
<i>Support éléments finis</i>	Eléments QUAS (4 noeuds), TRIS (3 noeuds), SEGS (2 noeuds) et POJS (1 noeud) du <i>modèle à fibre</i>
<i>Type de loi</i>	Loi $\sigma_{xx}(\epsilon_{xx})$ du modèle à fibre ou d'éléments barre Modèle d'endommagement <i>unilatéral</i> de Laborderie
<i>Paramètres matériau</i>	<p>MODL = 'MODE' Maillage 'ELASTIQUE' 'PLASTIQUE' 'UNILATERAL' TRIS (QUAS, SEGS ou POJS);</p> <p>'YOUN' : Module d'Young 'NU ' : Coefficient de Poisson</p> <p>'YS1 ' : Seuil en énergie pour la traction (2.5 E-4 MPa) 'YS2 ' : Seuil en énergie pour la compression (1.5 E-3 MPa) 'A1 ' : Paramètre pour la traction (5000 MPa) 'B1 ' : Paramètre pour la traction (1.5) 'A2 ' : Paramètre pour la compression (10 MPa) 'B2 ' : Paramètre pour la compression (1.5) 'BET1': Gère les déformations inélastiques en traction (1MPa) 'BET2': Gère les déformations inélastiques en compression (-40MPa) 'SIGF': Contrainte de refermeture de fissures (-3.5MPa)</p> <p>'ALPY' Coefficient qui multiplie la contrainte de cisaillement τ_{xy}. 'ALPZ': Coefficient qui multiplie la contrainte de cisaillement τ_{xz}. Ces coefficients dans le cas d'une section homogène peuvent être définis d'après la théorie de Timoshenko. Ox est l'axe local de la poutre, la section est décrite dans le plan défini par Oy et Oz.</p> <p>('SECT' : Section de l'élément de barre ou de l'élément POJS 'LARG' : Largeur de l'élément SEGS)</p>



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 106

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

<i>Nom de la loi</i>	ACIER_UNI
<i>Support éléments finis</i>	Eléments QUAS (4 noeuds), TRIS (3 noeuds), SEGS (2 noeuds) et POJS (1 noeud) du <i>modèle à fibre</i> Eléments de barre BARR
<i>Type de loi</i>	Loi $\sigma_{xx}(\epsilon_{xx})$ du modèle à fibre ou d'éléments barre Loi de comportement uniaxiale d' <i>acier</i> de Menegotto Pinto Avec prise en compte possible du flambement des aciers
<i>Paramètres matériau</i>	<p>MODL = 'MODE' Maillage 'ELASTIQUE' 'PLASTIQUE' 'ACIER_UNI' TRIS (QUAS, SEGS ou POJS);</p> <p>'YOUN' : Module d'Young 'NU ' : Coefficient de Poisson</p> <p>'STSY': Contrainte de plasticité 'STSU': Contrainte ultime 'EPSH' : Déformation de début d'écrouissage 'EPSU' : Déformation ultime 'ROFA' : Coefficient RO 'BFAC' : Rapport de la rigidité d'écrouissage cyclique à la rigidité élastique 'A1FA' : Coefficient A1 'A2FA' : Coefficient A2 'FALD' : Rapport de la longueur entre deux renforts de cisaillement avec le diamètre de la barre 'A6FA' : Coefficient A6 'CFAC' : Coefficient C 'AFAC' : Coefficient A</p> <p>'ALPY' Coefficient qui multiplie la contrainte de cisaillement τ_{xy}. 'ALPZ': Coefficient qui multiplie la contrainte de cisaillement τ_{xz}. Ces coefficients dans le cas d'une section homogène peuvent être définis d'après la théorie de Timoshenko. Ox est l'axe local de la poutre, la section est décrite dans le plan défini par Oy et Oz.</p> <p>('SECT' : Section de l'élément de barre ou de l'élément POJS 'LARG' : Largeur de l'élément SEGS)</p>



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 107

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

<i>Nom de la loi</i>	ACIER_ANCRAGE
<i>Support éléments finis</i>	Eléments QUAS (4 noeuds), TRIS (3 noeuds), SEGS (2 noeuds) et POJS (1 noeud) du <i>modèle à fibre</i> Eléments de barre BARR
<i>Type de loi</i>	Loi $\sigma_{xx}(\epsilon_{xx})$ du modèle à fibre ou d'éléments barre Loi de comportement d' ancrage ou de recouvrement basé sur le modèle d'acier ACIER_UNI et le modèle de glissement acier/béton ANCRAGE_ELIGEHAUSEN. Ce modèle est basé sur l'équilibre entre la traction dans les aciers et les contraintes de cisaillement à l'interface acier-béton (supposées uniforme sur toute la longueur d'ancrage). Cet équilibre est réalisé de façon itérative.
<i>Paramètres matériau</i>	MODL = 'MODE' Maillage 'ELASTIQUE' 'PLASTIQUE' 'BETON_UNI' TRIS (QUAS, SEGS ou POJS); 'YOUN' : Module d'Young de l'acier 'NU ' : Coefficient de Poisson 'LANC' : Longueur d'ancrage 'SECB' : Section d'une barre d'acier - <i>Données relatives au modèle de glissement:</i> 'G12': Module de cisaillement 'S1T': Glissement au début du plateau 'S2T': Glissement à la fin du plateau 'S3T': Glissement à la fin de l'adoucissement 'T1T': Contrainte de cisaillement sur le plateau 'T3T': Contrainte de cisaillement résiduelle après la fin de l'adoucissement 'ALFA': Paramètre définissant la première partie de la courbe située avant le plateau (Valeur conseillée: 0.4) - <i>Données relatives au modèle d'acier :</i> 'STSY': Contrainte de plasticité 'STSU': Contrainte ultime 'EPSH' : Déformation de début d'écrouissage 'EPSU' : Déformation ultime 'ROFA' : Coefficient RO 'BFAC' : Rapport de la rigidité d'écrouissage cyclique à la rigidité élastique 'A1FA' : Coefficient A1 'A2FA' : Coefficient A2 'FALD' : Rapport de la longueur entre deux renforts de cisaillement avec le diamètre de la barre 'A6FA' : Coefficient A6 'CFAC' : Coefficient C 'AFAC' : Coefficient A



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 108

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

'ALPY' Coefficient qui multiplie la contrainte de cisaillement τ_{xy} .
'ALPZ' : Coefficient qui multiplie la contrainte de cisaillement τ_{xz} .
Ces coefficients dans le cas d'une section homogène peuvent être définis d'après la théorie de Timoshenko.
Ox est l'axe local de la poutre, la section est décrite dans le plan défini par Oy et Oz.

('SECT' : Section de l'élément de barre ou de l'élément POJS
'LARG' : Largeur de l'élément SEGS)



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 109

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

<i>Nom de la loi</i>	PARFAIT_UNI
<i>Support éléments finis</i>	Eléments QUAS (4 noeuds), TRIS (3 noeuds), SEGS (2 noeuds) et POJS (1 noeud) du <i>modèle à fibre</i> Eléments de barre BARR
<i>Type de loi</i>	Loi $\sigma_{xx}(\epsilon_{xx})$ du modèle à fibre ou d'éléments barre Loi de comportement uniaxiale d' acier élastoplastique avec écrouissage linéaire
<i>Paramètres matériau</i>	<p>MODL = 'MODE' Maillage 'ELASTIQUE' 'PLASTIQUE' 'PARFAIT_UNI' TRIS (QUAS, SEGS ou POJS);</p> <p>'YOUN' : Module d'Young 'NU ' : Coefficient de Poisson</p> <p>'SIGY' : Limite élastique 'H ' : Module d'écrouissage (H=0 pour une loi élastoplastique parfaite)</p> <p>'ALPY' Coefficient qui multiplie la contrainte de cisaillement τ_{xy}. 'ALPZ' : Coefficient qui multiplie la contrainte de cisaillement τ_{xz}. Ces coefficients dans le cas d'une section homogène peuvent être définis d'après la théorie de Timoshenko. Ox est l'axe local de la poutre, la section est décrite dans le plan défini par Oy et Oz.</p> <p>('SECT' : Section de l'élément de barre ou de l'élément POJS 'LARG' : Largeur de l'élément SEGS)</p>



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 110

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

<i>Nom de la loi</i>	PARFAIT_ANCRAGE
<i>Support éléments finis</i>	Eléments QUAS (4 noeuds), TRIS (3 noeuds), SEGS (2 noeuds) et POJS (1 noeud) du <i>modèle à fibre</i> Eléments de barre BARR
<i>Type de loi</i>	Loi $\sigma_{xx}(\epsilon_{xx})$ du modèle à fibre ou d'éléments barre Loi de comportement d' ancrage ou de recouvrement basé sur le modèle d'acier PARFAIT_UNI et le modèle de glissement acier/béton ANCRAGE_ELIGEHAUSEN. Ce modèle est basé sur l'équilibre entre la traction dans les aciers et les contraintes de cisaillement à l'interface acier-béton (supposées uniforme sur toute la longueur d'ancrage). Cet équilibre est réalisé de façon itérative.
<i>Paramètres matériau</i>	MODL = 'MODE' Maillage 'ELASTIQUE' 'PLASTIQUE' 'PARFAIT_ANCRAGE' TRIS (QUAS, SEGS ou POJS); 'YOUN' : Module d'Young de l'acier 'NU ' : Coefficient de Poisson 'LANC' : Longueur d'ancrage 'SECB' : Section d'une barre d'acier - <i>Données relatives au modèle de glissement:</i> 'G12' : Module de cisaillement 'S1T' : Glissement au début du plateau 'S2T' : Glissement à la fin du plateau 'S3T' : Glissement à la fin de l'adoucissement 'T1T' : Contrainte de cisaillement sur le plateau 'T3T' : Contrainte de cisaillement résiduelle après la fin de l'adoucissement 'ALFA' : Paramètre définissant la première partie de la courbe située avant le plateau (Valeur conseillée: 0.4) - <i>Données relatives au modèle d'acier :</i> 'SIGY' : Limite élastique 'H ' : Module d'écrouissage (H=0 pour une loi élastoplastique parfaite) 'ALPY' Coefficient qui multiplie la contrainte de cisaillement τ_{xy} . 'ALPZ' : Coefficient qui multiplie la contrainte de cisaillement τ_{xz} . Ces coefficients dans le cas d'une section homogène peuvent être définis d'après la théorie de Timoshenko. Ox est l'axe local de la poutre, la section est décrite dans le plan défini par Oy et Oz. ('SECT' : Section de l'élément de barre ou de l'élément POJS 'LARG' : Largeur de l'élément SEGS)



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 111

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 112

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

<i>Nom de la loi</i>	FRAGILE_UNI
<i>Support éléments finis</i>	Eléments QUAS (4 noeuds), TRIS (3 noeuds), SEGS (2 noeuds) et POJS (1 noeud) du <i>modèle à fibre</i> Eléments de barre BARR
<i>Type de loi</i>	Loi $\sigma_{xx}(\epsilon_{xx})$ du modèle à fibre ou d'éléments barre Modèle d'endommagement uniaxial <i>fragile</i> en traction et compression. L'adoucissement est hyperbolique avec possibilité de contrainte résiduelle.
<i>Paramètres matériau</i>	<p>MODL = 'MODE' Maillage 'ELASTIQUE' 'PLASTIQUE' 'FRAGILE_UNI' TRIS (QUAS, SEGS ou POJS);</p> <p>'YOUN' : Module d'Young 'NU ' : Coefficient de Poisson</p> <p>'FC ' : Résistance en compression 'FC_R': Contrainte résiduelle en compression 'STRC': Déformation contrôlant l'adoucissement en compression 'FT ' : Résistance en traction 'FT_R': Contrainte résiduelle en traction 'STRT': Déformation contrôlant l'adoucissement en traction</p> <p>'ALPY' Coefficient qui multiplie la contrainte de cisaillement τ_{xy}. 'ALPZ': Coefficient qui multiplie la contrainte de cisaillement τ_{xz}. Ces coefficients dans le cas d'une section homogène peuvent être définis d'après la théorie de Timoshenko. Ox est l'axe local de la poutre, la section est décrite dans le plan défini par Oy et Oz.</p> <p>('SECT' : Section de l'élément de barre ou de l'élément POJS 'LARG' : Largeur de l'élément SEGS)</p>



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 113

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

<i>Nom de la loi</i>	CISAIL_NL
<i>Support éléments finis</i>	Eléments QUAS (4 noeuds), TRIS (3 noeuds), SEGS (2 noeuds) et POJS (1 noeud) du <i>modèle à fibre</i> Eléments de poutre TIMO
<i>Type de loi</i>	Loi $\tau_z(\gamma_z)$ (en 3D) ou $\tau_y(\gamma_y)$ (en 2D) du modèle à fibre Loi $T_z(\gamma_z)$ (en 3D) ou $T_y(\gamma_y)$ (en 2D) de l'élément de poutre Timo Modèle non linéaire d'endommagement-plasticité avec adoucissement pour l' <i>effort tranchant</i>
<i>Paramètres matériau</i>	<p>MODL = 'MODE' Maillage 'ELASTIQUE' 'PLASTIQUE' 'CISAIL_NL' TRIS (QUAS, SEGS ou POJS);</p> <p>'YOUN' : Module d'Young 'NU ' : Coefficient de Poisson</p> <p>'DELP': Déformation limite du domaine élastique (sens positif) 'DELM': Déformation limite du domaine élastique (sens négatif) 'DMAP' : Endommagement maximum lors de la plastification (sens positif) 'DMAN': Endommagement maximum lors de la plastification (sens négatif) 'BETA': Paramètre de pincement 'ALFA': Paramètre réglant la vitesse de la dégradation de résistance sous chargement cyclique 'TETA': Fraction de la résistance résiduelle après complète dégradation sous chargement cyclique 'MONP': Evolution de l'effort tranchant (ou de la contrainte de cisaillement) en fonction de la déformation plastique (déformation positive) 'MONN' : Evolution de l'effort tranchant (ou de la contrainte de cisaillement) en fonction de la déformation plastique (déformation négative)</p> <p>'ALPY' Coefficient qui multiplie la contrainte de cisaillement τ_{xy}. 'ALPZ': Coefficient qui multiplie la contrainte de cisaillement τ_{xz}. Ces coefficients dans le cas d'une section homogène peuvent être définis d'après la théorie de Timoshenko. Ox est l'axe local de la poutre, la section est décrite dans le plan défini par Oy et Oz.</p> <p>('SECT' : Section de l'élément POJS 'LARG' : Largeur de l'élément SEGS)</p>



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 114

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

<i>Nom de la loi</i>	STRUT_UNI
<i>Support éléments finis</i>	Eléments QUAS (4 noeuds), TRIS (3 noeuds), SEGS (2 noeuds) et POJS (1 noeud) du modèle à fibre Eléments de poutre TIMO
<i>Type de loi</i>	Loi $\tau_z(\gamma_z)$ (en 3D) ou $\tau_y(\gamma_y)$ (en 2D) du modèle à fibre Modèle non linéaire de diagonales et tirant (Strut and Tie) pour l'effort tranchant
<i>Paramètres matériau</i>	<p>MODL = 'MODE' Maillage 'ELASTIQUE' 'PLASTIQUE' 'STRUT_UNI' TRIS (QUAS, SEGS ou POJS);</p> <p>'YOUN' : Module d'Young (utilisé uniquement en élastique) 'NU ' : Coefficient de Poisson</p> <p>Il faut donner les caractéristiques et les sections de béton et d'acier ainsi que l'inclinaison de la diagonale.</p> <p><u>-Pour le béton:</u></p> <p>'STFC': Contrainte de compression au pic 'EZER': Déformation de compression au pic 'STFT': Contrainte de traction au pic 'ALF1': Paramètre de confinement 'OME1': Paramètre de confinement 'ZETA': Pente de la partie descendante de la courbe de compression 'ST85': Plateau de la courbe de compression 'TRAF': Facteur définissant l'adoucissement de traction 'STPT': Contrainte résiduelle en traction 'FAMX': Facteur F1 (définissant le point de refermeture) 'FACL': Facteur F2 (définissant le point d'ouverture complète) 'THET': Inclinaison de la diagonale (en degré)</p> <p><u>-Pour l'acier:</u></p> <p>'YOUS' : Module d'élasticité 'STSY' : Contrainte de plasticité 'STSU' : Contrainte ultime 'EPSH' : Déformation de début d'écrouissage 'EPSU' : Déformation ultime 'ROFA': Coefficient RO 'BFAC': Rapport de la rigidité d'écrouissage cyclique avec la rigidité élastique 'A1FA': Coefficient A1 'A2FA': Coefficient A2 'ROST': Densité volumique de cadre 'EULT' : Déformation ultime utilisée pour le calcul de l'indice d'endommagement</p>



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 115

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

'ALPY' Coefficient qui multiplie la contrainte de cisaillement τ_{xy} .
'ALPZ' : Coefficient qui multiplie la contrainte de cisaillement τ_{xz} .
Ces coefficients dans le cas d'une section homogène peuvent être définis d'après la théorie de Timoshenko.
Ox est l'axe local de la poutre, la section est décrite dans le plan défini par Oy et Oz.

('SECT' : Section de l'élément de barre ou de l'élément POJS
'LARG' : Largeur de l'élément SEGS)



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A


Date : 06/03/2001

Page 116

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

<i>Nom de la loi</i>	INFILL_UNI
<i>Support éléments finis</i>	Eléments de barre BARR
<i>Type de loi</i>	Loi en Compression-Traction $N_x(\epsilon_x)$ de l'élément de barre Modèle non-linéaire d'endommagement-plasticité unilatéral avec adoucissement en compression et sans résistance en traction Cette loi peut être utilisée sur deux éléments de barre comme modèle global pour modéliser les murs de remplissage en maçonnerie
<i>Paramètres matériau</i>	MODL = 'MODE' Maillage 'ELASTIQUE' 'PLASTIQUE' 'INFILL_UNI' BARR; 'YOUN' : Module d'Young 'NU ' : Coefficient de Poisson 'DELA' : Déformation limite du domaine élastique 'DMAX': Endommagement maximum lors de la plastification 'BETA' : Paramètre de pincement 'GAMM': Paramètre réglant la position du point de rechargement 'GAMP': Paramètre réglant la position du point de rechargement 'ALFA' : Paramètre réglant la vitesse de la dégradation de résistance sous chargement cyclique 'TETA' : Fraction de la résistance résiduelle après complète dégradation sous chargement cyclique 'MONO': Evolution de la force axiale de compression en fonction de la déformation plastique (attention, pour cette courbe, la compression est prise positive) 'SECT' : Section de l'élément de barre

		SEMT/EMSI/RT/01-008/A
		Date : 06/03/2001
	RAPPORT DM2S	Page 117
Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000		

6.2. Syntaxe d'utilisation de la procédure MOCU

(List_MY) List_MZ List_EPS =
MOCU (List_CY) List_CZ List_NZ MOD1 MAT1 Précision;

L'opérateur MOCU (MOment/CoUrbure) calcule la réponse d'un modèle de SECTION soumis à une biflexion circulaire sous effort normal.

(List_CY) : Programme de chargement en courbure par rapport à l'axe local Oy (en 3D uniquement)

(List_MY) : Réponse en moment par rapport à l'axe local Oy (en 3D uniquement)

List_CZ: Programme de chargement en courbure par rapport à l'axe local Oz

List_MZ : Réponse en moment par rapport à l'axe local Oz

List_NZ : Programme de chargement en effort normal

List_EPS : Réponse en déformation normale

List_CY, List_CZ, List_NZ, List_MY, List_MZ, List_EPS sont des LISTREELS définies à l'aide de PROG.

MOD1 : Modèle de la section

MAT1 : Caractéristique de la section

La procédure fonctionne donc avec toutes les lois BETON_UNI, BETON_BAEL, ACIER_UNI, PARFAIT_UNI, FRAGILE_UNI, ACIER_ANCRAGE, et PARFAIT_ANCRAGE

Précision : Tolérance pour les calculs non-linéaires

Remarques :

1/ La détermination de l'allongement axial moyen respectant l'équilibre dans la direction axiale (l'effort normal est imposé) nécessite des itérations et un algorithme de type Newton Raphon est utilisé. Il se peut que cet algorithme ne converge pas (en particulier si l'effort axial qui s'applique sur la section est trop élevé et que la section ne puisse plus supporter cette charge axiale ou si l'adoucissement post-pic en traction ou compression est trop important).

2/ L'origine du chargement est l'état nul

3/ La procédure MOCU ne donne pas la valeurs des variables internes et donc la valeurs des déformations dans chaque fibre. Néanmoins, les déformations en fibre extrême peuvent être calculées à l'aide de relations du type :

$$\text{List_AllongementFibreExtrême} = \text{List_EPS} \pm ((B/2).\text{List_CY}) \mp ((D/2).\text{List_CZ})$$

B et D sont les 2 dimensions de la section (pour une section rectangulaire).

4/ Si des chargements monotones sont utilisés, l'opérateur IPOL peut être utilisé pour connaître les moments et courbures correspondants à des valeurs particulières de déformation (0.35% pour le béton en compression, 1% ou 5% pour l'acier en traction par exemple)



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 118

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

6.3. Remarques sur l'utilisation de la procédure PASAPAS

6.3.1. Généralités

L'objet de ce chapitre n'est pas d'établir un inventaire exhaustif de toutes les entrées et les options de la procédure PASAPAS utilisée pour les calculs mécaniques (et thermiques) non linéaires mais d'indiquer uniquement les indices de la table (en entrée et sortie) les plus couramment utilisés pour les calculs statiques et dynamiques sur des structures de génie civil.

La procédure PASAPAS résout les équations de la mécanique (statique et dynamique) pour des lois de comportement non linéaires et des pas de calcul définis par l'utilisateur. Les algorithmes sont implicites et nécessitent donc des itérations. Plusieurs options de calculs sont disponibles.

Les données d'entrée et les résultats du calcul sont rangés dans la table qui est le seul paramètre de la procédure. L'appel à PASAPAS s'effectue de la façon suivante :

PASAPAS TAB1

6.3.2. Les données d'entrées

Les données *obligatoires* sont les suivantes :

MODELE: Objet modèle (type MMODEL) englobant toute la structure exceptées les parties correspondant à la RIGIDITE_CONSTANTE

CARACTERISTIQUE : Champ de caractéristiques matérielles et éventuellement géométriques (pour les éléments de barre et de poutre en particulier) si nécessaire (type MCHAML ,sous-type CARACTERISTIQUES)

CHARGEMENT : Définition du chargement en fonction du paramètre d'évolution (type CHARGEME) (créé par l'opérateur CHAR).

L'étude des structures de bâtiment est généralement effectuée avec des chargements mécaniques à forces imposées (pouvant varier avec le temps) ou à déplacement imposé, soit respectivement les options MECA et DIMP.

BLOCAGES_MECANIQUES : blocages mécaniques (type RIGIDITE).


TEMPS_CALCULES : Définition des valeurs du paramètre d'évolution (ou du temps pour lesquelles on effectue le calcul) (type LISTREEL) (créé par l'opérateur PROG).

Pour effectuer un calcul dynamique, le seul paramètre réellement obligatoire est l'indice DYNAMIQUE. La matrice de masse est calculée directement à partir du modèle et des matériaux.

DYNAMIQUE : VRAI si calcul dynamique (type LOGIQUE)

Les indices suivants sont *facultatifs* :

MOVA: (type MOT) Précise le nom de la variable interne sur laquelle on teste le nombre de points plastifiés (EPSE par défaut). Pour le modèle à fibre, ce paramètre doit être pris égal à RIEN car le modèle n'a pas de variable interne nommée EPSE.

		SEMT/EMSI/RT/01-008/A
		Date : 06/03/2001
	RAPPORT DM2S	Page 119
Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000		

AMORTISSEMENT: Matrice d'amortissement facultative en calcul dynamique (Type RIGIDITE)

MASSE_CONSTANTE: Matrice de masse constante (Type RIGIDITE), par exemple, les masses lumpées. Il faut noter que la masse cohérente est calculée automatiquement à partir du modèle et du champ de matériau et qu'il ne faut donc pas mettre dans MASSE_CONSTANTE les matrices de masse correspondant au modèle et au matériau (sauf si la rigidité des zones élastiques de la structure est mise dans RIGIDITE_CONSTANTE).

RIGIDITE_CONSTANTE: Matrice de rigidité du matériau restant toujours linéaire (Type RIGIDITE). Le champ de forces nodales associé est calculé en multipliant cette matrice constante par le champ de déplacement.

TEMPS_SAUVES : Définition des valeurs du paramètre d'évolution (ou du temps pour lesquelles on sauve les résultats) (type LISTREEL) (créé par l'opérateur PROG) (facultatif)

GRANDS_DEPLACEMENTS : (type LOGIQUE). VRAI pour réactualiser la géométrie à chaque itération dans le cas des grands déplacements. Cette option permet de tenir compte de l'effet P- δ .

K_TANGENT : (type LOGIQUE) VRAI pour effectuer les itérations avec la matrice tangente.

PRECISION : Valeur de la précision (type LOGIQUE) (valeur par défaut: 1e-4)

CONVERGENCE_FORCEE : (type LOGIQUE) VRAI si on force la convergence en effectuant des sous-pas non convergés (le défaut)

DELTAITER : Nombre de pas d'écart pour le test de non convergence (type ENTIER)

MAXITERATION Nombre maximum d'itérations (type ENTIER) (valeur prise par défaut: 49)

Les résultats de calculs

Les résultats de calculs sont rangés dans la table TAB1.

TEMPS : Cette table contient les temps de calcul (correspond à TEMPS_SAUVES) (type TABLE)


DEPLACEMENTS . Cette table contient les déplacements. On peut en déduire les déformations avec l'opérateur EPSI (type TABLE).

CONTRAINTES. Cette table contient les contraintes (type TABLE).

Pour le modèle à fibre, les déformations et contraintes sont celles des éléments de poutre (courbure, moment, etc...).

VARIABLES_INTERNES : Cette table contient les variables internes en nonlinéaire matériau (type TABLE). Pour le modèle à fibre, les variables internes contiennent les contraintes et les déformations locales dans chaque fibre (voir la structure de CONS : Contraintes dans la section et VAIS : Variables internes dans la section).

DEFORMATIONS_INELASTIQUES: Cette table contient les déformations inélastiques en nonlinéaire matériau (type TABLE).

		SEMT/EMSI/RT/01-008/A
		Date : 06/03/2001
	RAPPORT DM2S	Page 120
Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000		

VITESSES : Cette table contient les vitesses (type TABLE).

REACTIONS : Cette table contient les forces de réactions (type TABLE).

Ces tables sont indicées par des entiers i donnant le numéro du pas de temps. Si on veut connaître le temps correspondant, il suffit d'aller chercher le $i^{\text{ème}}$ indice dans la table TEMPS.

Si on veut imposer des conditions initiales en vitesses, déplacements, contraintes, valeurs des variables internes, etc., il faut donner les CHAML correspondants en indice 0 de ces tables.

6.3.3. Comment réduire les temps de calculs avec le modèle à fibre

PASAPAS permet de définir une procédure personnelle qui va être appelée à chaque pas de calcul. L'indice PROCEDURE_PERSON1 (type LOGIQUE) doit être pris égal à VRAI.

Le fait de stocker tous les résultats de calculs peut s'avérer fastidieux et peut augmenter de façon dramatique les temps de calcul. Grâce à la procedure_perso1, le post traitement peut être effectué directement à chaque pas de calcul. On peut ainsi éviter de sauver les variables internes en ne stockant que les déplacements et les contraintes dans de nouveaux indices de la table et en mettant une progression quasi-vidé dans TEMPS_SAUVES.

La procédure suivante réalise cette opération en sauvant les déplacements et les contraintes dans les tables d'indice DEPLACEMENTSBIS et CONTRAINTESBIS.

```

DEBPROC PERSON1 PRECED*TABLE;
*
'SI' (PRECED.'CONV') ;
'SI' (NON ( EXISTE PRECED 'NPASSAUVES')));
  NSORB = 0;
  PRECED.'DEPLACEMENTSBIS' = TABLE;
  PRECED.'CONTRAINTESBIS' = Table;
'SINON';
  NSORB = (PRECED.'NPASSAUVES') + 1;
'FINSI';
  PRECED.'NPASSAUVES' = NSORB;
  (PRECED.'TEMPS').NSORB = TEMP0;
  (PRECED.'DEPLACEMENTSBIS').NSORB = PRECED.'DEPI';
  (PRECED.'CONTRAINTESBIS').NSORB = PRECED.'SIGI';
'FINSI';
*
FINPRO PRECED;

```

L'utilisation d'une sauvegarde « sélective » permet des gains de temps de calcul non négligeables dans le cas, par exemple, du modèle à fibre dont les variables internes contiennent l'ensemble des variables internes, déformations et contraintes dans chaque fibre. Le fait de ne pas garder toutes ces grandeurs est peu gênant dans ce cas car les déformations en fibre extrêmes peuvent être recalculées à l'aide des allongements moyens et des courbures.



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 121

RAPPORT DM2S**Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000**

6.3.4. Simuler les différentes phases de construction et les renforcements à posteriori

Le chargement statique peut être appliqué en 2 phases pour simuler le fait que certaines parties de la structures ne reprennent pas le poids propre (par exemple, les murs de remplissage non structuraux ou des barres ou plaques de renforcement ajoutées après la construction)

Phase 1 : Le poids propre est appliqué à toute la structure (MOD1 et MOD2) entre t0 et t1

```
TAB1 = 'TABLE' ;
```

```
*
```

```
TAB1 .'CHARGEMENT' = Chargement statique (poids propre);
```

```
TAB1 .'TEMPS_CALCULES' = prog t0 t1;
```

```
TAB1 .'DYNAMIQUE' = faux;
```

```
TAB1 .'MODELE' = MOD1 (structure porteuse) et MOD2 (structure non porteuse);
```

```
TAB1 .'CARACTERISTIQUES' = MAT1 et MAT1;
```

```
TAB1 .'BLOCAGES_MECANIQUES' = BLOFRA;
```

```
*
```

```
PASAPAS TAB1;
```

```
*
```

Phase 2 : On récupère les déplacements, contraintes, variables internes et déformations anélastiques pour décharger la partie non porteuse (MOD2) entre t1 et t2

```
tcont=tab1 . 'CONTRAINTES';
```

```
tdep =tab1 . 'DEPLACEMENTS';
```

```
tvar=tab1 . 'VARIABLES_INTERNES';
```

```
tdef=tab1 . 'DEFORMATIONS_INELASTIQUES';
```

```
*
```

```
* Calcul des forces nodales équivalentes s'appliquant sur la structure non porteuse.
```

```
*
```

```
nsor=(index (tab1 . 'TEMPS')) . (dime (index (tab1 . 'TEMPS')));
```

```
sig1 = tcont . nsor;
```

```
depj = tdep . nsor;
```

```
fiext1 = bsig mod2 (redu sig1 mod2) mat2;
```

```
*
```

La partie non porteuse est déchargée en créant un chargement s'appliquant à sa frontière avec la partie porteuse.

La structure porteuse reprend donc toute la charge verticale.

```
Ev2 = evol manu (prog t0 t1 t2) (prog 0. 0. 1. );
```

```
CHAIIntermédiaire =char 'MECA' ((-1)*fiext1) ev2;
```

```
*
```

```
tcont . nsor=redu (tcont . nsor) mod1 ;
```

```
tvar . nsor=redu (tvar . nsor) mod1 ;
```

```
tdef . nsor=redu (tdef . nsor) mod1 ;
```

```
*
```

```
TAB1 . MODELE = mod1 ;
```

```
TAB1 . CARACTERISTIQUES = mat1 ;
```

```
TAB1 . CHARGEMENT = CHAStatique et CHASéisme et CHAIIntermédiaire;
```

```
TAB1 .'TEMPS_CALCULES' = prog t1 t2;
```

```
*
```

```
PASAPAS TAB1;
```



DEN

DM2S

SEMT/EMSI/RT/01-008/A

Date : 06/03/2001

Page 122

RAPPORT DM2S

Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000

Phase 3 : On effectue alors le calcul dynamique sur la structure complète après avoir mis à zéro les contraintes, les variables internes et les déformations anélastiques sur la partie non porteuse de la structure.

```
nsor=(index (tab1 . 'TEMPS')) . (dime (index (tab1 . 'TEMPS')));  
tcont . nsor=tcont . nsor et (zero mod2 'CONTRAIN');  
tvar . nsor=tvar . nsor et (zero mod2 'VARINTER');  
tdef . nsor=tdef . nsor et (zero mod2 'DEFINELA');
```

```
TAB1.'DYNAMIQUE' = VRAI;  
TAB1.'MODELE' = MOD1 et MOD2;  
TAB1.'CARACTERISTIQUES' = MAT1 et MAT2;  
TAB1.'AMORTISSEMENT' = CAM1;  
TAB1.'CHARGEMENT' = CHAStatique et CHASéisme;  
TAB1.'TEMPS_CALCULES' = prog t2 ...;  
PASAPAS TAB1;
```