

## Relation entre l'expérimentation et la modélisation numérique pour l'analyse du comportement sismique des structures en béton armé

J. Mazars, J.F. Dubé et J.L. Fléjou<sup>1</sup>

### RESUME

Cet article présente un modèle éléments finis multicouches utilisé pour décrire la réponse dynamique non-linéaire des structures en béton armé. Ainsi, il inclut une modélisation visco-endommageable pour le béton susceptible de décrire l'ouverture et la refermeture des microfissures, des hypothèses satisfaisantes pour prendre en compte les effets du cisaillement et la possibilité d'utiliser un élément semi-rigide pour décrire les conditions limites spécifiques. L'application à une structure à murs porteurs soumise à un essai sur table sismique (CASSBA) montre l'efficacité des différents modèles et des hypothèses qui ont été émises (dont certaines s'appuient sur le retour d'expérience) ainsi que son intérêt dans l'aide à la compréhension de la réponse sismique des structures en béton armé.

### INTRODUCTION

Le chargement sismique est, parmi les différents chargements appliqués aux structures en béton armé, probablement le plus difficile. La conception des structures adaptées est basé sur des codes de construction [comme l'eurocode 8, 1988] qui définissent des règles pour que l'ouvrage soit aussi sûr que possible dans un contexte donné (sismicité du site, type de construction ...). Les analyses sont souvent basées sur des calculs "statiques équivalents" qui déduisent, de résultats linéaires, des chargements statiques utilisés pour des analyses non linéaires.

D'un autre côté, les analyses dynamiques non linéaires des structures réelles ne sont pas couramment utilisées étant donné les nombreux problèmes numériques que cela pose. Quoi qu'il en soit, dans le cas des structures à armature (charpente), la description, qui utilise des macro-éléments incluant un comportement élasto-plastique en termes de variables globales ( $M$ ,  $N$ ,  $u$  ...) est à présent très courante et utile, en particulier pour les structures en acier [Maison, Neuss 1985].

Le comportement spécifique du béton, qui n'est pas élasto-plastique et qui présente à la fois de l'adoucissement et un caractère unilatéral (restauration des raideurs et refermeture des fissures), la nature composite du béton armé, la géométrie particulière des éléments et l'importance croissante des conditions limites, sont les principales raisons qui expliquent les difficultés à réaliser des analyses dynamiques non linéaires des structures en béton armé.

Le but de cette communication est de montrer comment, au LMT Cachan, nous avons abordé ces différents problèmes pour la simulation du comportement d'une structure à murs porteurs, testée sur une table vibrante dans le cadre du programme sismique français CASSBA [Bish, Coin 1994].

### I LES BASES DE LA DESCRIPTION

Afin de décrire efficacement l'histoire du comportement dans le temps des structures en béton armé sous sollicitation sismique, nous considérons les conditions suivantes comme nécessaires :

- 1) un modèle réaliste pour décrire le matériau,
- 2) une discrétisation éléments finis optimale, c'est à dire suffisamment fine sans être trop coûteuse,
- 3) une description précise des conditions limites.

<sup>1</sup>Laboratoire de Mécanique et Technologie, ENS Cachan/CNRS/Univ. Paris 6, 94235 CACHAN cedex - France.

Il est aussi important de mentionner les difficultés soulevées par la définition de l'amortissement structurel et sa grande influence sur les résultats de calculs.

Nous développons ci-après ces trois points et, pour être démonstratif, nous proposons en parallèle une application à la structure CASSBA.

### 1.1 Modèle constitutif non-linéaire

Le chargement sismique, qui comprend des aspects cycliques, produit des microfissures dans le béton avec les effets suivants :

- perte de raideur du matériau au fur et à mesure que les microfissures se développent,
- restauration de raideur quand les fissures se referment.

Pour simuler ce comportement nous utilisons le modèle d'endommagement unilatéral développé pour le béton au LMT Cachan [La Borderie 1993] qui s'appuie sur les concepts suivants:

- existence de 2 mécanismes distincts en traction et en compression respectivement  $D_1$  et  $D_2$ , affectant la raideur du matériau,
- création de déformations résiduelles, induites par l'endommagement,
- effet de la refermeture des fissures (caractère unilatéral) traité par une restauration de la raideur dans le passage traction-compression et l'effacement progressif de la déformation résiduelle de traction.

L'écriture 3D conduit à la loi de comportement suivante :

$$\varepsilon = \frac{\sigma^+}{E_0 (1 - D_1)} + \frac{\sigma^-}{E_0 (1 - D_2)} + \frac{\nu}{E_0} (\sigma - \text{Tr } \sigma \mathbf{1}) \quad \text{terme "déformation élastique"}$$

$$+ \frac{\beta_1 D_1}{E_0 (1 - D_1)} \frac{\partial f}{\partial \sigma} + \frac{\beta_2 D_2}{E_0 (1 - D_2)} \mathbf{1} \quad \text{terme "déformations permanentes"} \quad (1)$$

$E_0$  est le module d'élasticité initial,  $\nu$  est le coefficient de Poisson.

$\sigma^+$  et  $\sigma^-$  sont respectivement le tenseur des contraintes "de traction" et le tenseur des contraintes "de compression" (composé par les termes positifs de la diagonale pour l'un et négatifs pour l'autre, dans le repère principal).

$D_1$  et  $D_2$  sont respectivement les variables d'endommagement en traction et compression, pilotées par le taux de dissipation d'énergie.

$\beta_1$  et  $\beta_2$  sont des constantes et  $f(\sigma)$  permet de gérer la refermeture des fissures : avec  $\partial f / \partial \sigma$  variant de 1 (fissure ouverte) à 0 (fissure fermée).

### 1.2 La description éléments finis

Afin de limiter le problème, nous avons recherché une discrétisation optimale. Cela consiste en l'établissement d'un compromis entre une modélisation très fine de la structure (et coûteuse), et une modélisation plus grossière, donc moins coûteuse, mais qui reste limitée dans la fourniture d'une information locale.

Nous avons décidé d'utiliser une configuration éléments finis multicouches. Cette approche combine l'avantage d'utiliser des éléments de type poutres, avec la simplicité du comportement uniaxial (simplification de l'équation 1, dont la réponse est donnée figure 1) tout en fournissant une information locale suffisante. Un comportement uniaxial amélioré est introduit pour traduire la prise en compte des effets dus au cisaillement qui sont : 1) le changement de cinématique par le gauchissement des sections, 2) la rotation du repère principal de contrainte par rapport à la direction des couches.

### 1.3 Conditions limites

Les conditions classiques aux extrémités des poutres sont :

- extrémité libre ( $u, v, \theta \neq 0$  et  $N, V, M = 0$ ),
- extrémité encastree ( $u, v, \theta = 0$ ),
- extrémité rotulée ( $u, v = 0$   $\theta \neq 0$  mais  $M = 0$ )

Dans de nombreux cas les liaisons réelles se comportent comme une combinaison de ces trois types classiques. Pour reproduire les conditions limites réelles, nous proposons d'introduire, comme interface entre la poutre et le support, un élément semi-rigide [Colson 1987, Fléjou 1993].

La loi constitutive (moment-rotation) de cet élément semi-rigide peut être élastique non linéaire (figure 2), s'il n'y a pas de dissipation, ou anélastique dans les autres cas.

## II APPLICATION AUX PROBLEMES SISMIQUES

Le programme français CASSBA, auquel le LMT Cachan était associé par l'intermédiaire du GRECO Géomatériaux (réseau français de laboratoires), a permis la confrontation de la modélisation avec une structure réelle à voiles porteurs sollicitée par un séisme.

Basé sur une expérience de table vibrante réalisée au CEA Saclay sur un modèle de 8 étages à échelle 1/3, les buts de cette recherche étaient :

- l'analyse et l'observation de la réponse et des modes d'endommagement d'une structure multi-étage tridimensionnelle à voiles porteurs,
- le développement et le calage de modélisations privilégiant le comportement non-linéaire en dynamique.

La structure a été testée à trois niveaux différents du même accélérogramme 0,1g - 0,36g - 0,5g. L'expérience conduit à un grand nombre d'informations (3 niveaux de chargements, 120 voies de mesures) et les principales observations pendant et après les tests sont :

- l'effet majeur du contact table-maquette (choisis sans fixation) qui a conduit à des soulèvements pendant le mouvement,
- l'apparition de fissures principalement situées dans la partie basse des voiles.

L'analyse de ces résultats a nécessité beaucoup de travail, en particulier pour estimer les comportements locaux et leurs conséquences sur la réponse de la structure. Pour traiter ces aspects en profondeur, une combinaison des résultats expérimentaux et numériques était nécessaire. Dans ce cadre, nous allons démontrer l'intérêt de la présente modélisation.

Pour simuler le comportement de la structure, le modèle multicouches était basé sur un maillage de 27 éléments poutre avec 18 couches (les armatures sont situées sur chaque côté du modèle et l'élément le plus bas est semi-rigide) (figure 3).

Le calcul dynamique [code EFiCoS - La Borderie 1991] utilise un algorithme implicite de Newmark [Bath et Wilson 1976]. Les paramètres du matériau utilisé ont été déterminés à partir des caractéristiques mesurées avant l'essai. Un amortissement structurel de  $\xi = 5\%$  est censé représenter l'amortissement obtenu pour une faible accélération en régime linéaire.

### 2.1 Les effets mineurs du cisaillement et de la distorsion

Afin de déterminer les effets de la distorsion, nous avons considéré un cas avec condition limites pures (encastrement) et un niveau de sollicitation sismique qui assure un comportement non linéaire (accélération de dimensionnement 0,36g). Les deux simulations avec et sans effets de distorsion dus au cisaillement sont présentées sur la figure 4. Elles montrent, pour ce cas particulier, l'effet mineur de la distorsion sur le comportement de la structure fonctionnant comme une poutre élancée, des études sur des ouvrages à faible élancement (de l'ordre de 1) montrent l'importance de ces effets (flèche et efforts modifiés) [Ghavamian 1995].

## 2.2 Les effets majeurs de la liaison table-maquette

Les effets majeurs de la liaison sur le comportement global sont dus, 1) au fait que la maquette n'était pas fixé à la table, 2) à l'endommagement préalable de la base de la structure lié au transport de la maquette (le modèle a été construit hors de la table). Le schéma 5 explique le fonctionnement de la liaison au cours du chargement, c'est à dire une désolidarisation de la longrine par rapport au reste du bâtiment et donc un fonctionnement en poutre de celle-ci.

Un calcul préliminaire utilisant un modèle éléments finis 3D (avec des éléments de contact à la base pour simuler la liaison) a été réalisé afin de déduire le comportement de la liaison (voir figure 7a). Ceci conduit à une simulation non réaliste, particulièrement pour le niveau sismique le plus bas de 0,1g [Mazars 1994]. Ceci confirme que le transport a introduit une courbure permanente de la base, observé et mesuré pendant le test et qui a considérablement changé le contact table-maquette.

### 2.2.1 Procédure d'identification pour la liaison

Afin d'obtenir un modèle réaliste du contact, la meilleure solution était d'identifier directement les paramètres réels de liaison à partir de la réponse de la structure. Pour cela, nous avons utilisé une procédure automatique d'identification et pour en tirer encore plus d'avantages, nous avons également pris en considération l'identification des paramètres d'amortissement structurel qui semble avoir été affecté par le régime non linéaire de la structure.

L'identification est basée sur une combinaison de 2 fonctions coût orthogonales susceptibles de représenter la distance entre une courbe expérimentale et sa simulation pour une série de paramètres donnée. La meilleure série de paramètre est celle qui assure le minimum de valeurs pour les fonctions coût. Ceci est introduit dans une procédure susceptible de traiter les relations constitutives explicites et implicites et développée au LMT Cachan [code SIDOLO, Pilvin 1983].

La procédure utilisée pour CASSBA est une sorte de calcul parallèle dans lequel les 3 simulations (0,1g - 0,36g - 0,5g) du déplacement au sommet sont comparées aux résultats expérimentaux et les paramètres sont automatiquement ajustés pour atteindre le meilleur compromis entre les 3 comparaisons (figure 6). Globalement, 5 paramètres sont concernés par la procédure :

- 3 pour décrire la liaison ;  $R_m$  la raideur à l'origine,  $M_u$  le moment ultime et  $\alpha$  un paramètre,
- 2,  $\alpha_c$  et  $\beta_c$ , pour représenter l'amortissement structurel ;  $C = \alpha_c M + \beta_c K$ .

Le résultat de la procédure est donné dans les figures 8 et 9 où sont comparés la simulation des déplacements au cours du temps et leurs courbes expérimentales correspondantes.

### 2.2.2 Commentaires

- le comportement identifié de la liaison est comparé, figure 7, au résultat mentionné ci-dessus à partir d'un calcul 3D. On peut en déduire que le comportement de la liaison est considérablement affecté par une dégradation initiale et aussi probablement par la déformation de la table vibrante (la structure pèse 90 tonnes). Une façon d'introduire cette dégradation dans le calcul 3D est de générer un endommagement initial dans la longrine et de décrire sa désolidarisation par rapport au reste de la structure (figure 5). La modélisation e.f. est ainsi enrichie par un contact unilatéral entre le premier plancher et la longrine et la rigidité de cette dernière est diminuée par un rapport de 250 (figure 7c).

- la comparaison entre les courbes expérimentales et la simulation est très bonne (figure 8 a-b). Cela signifie que les différents modèles et hypothèses émises sont particulièrement réalistes,

- la figure 8c donne l'état de l'endommagement après le chargement 0,36g, comparé avec les fissures observées sur la structure. La localisation des zones endommagées est compatible avec la ligne de fissure observée sur la structure réelle,

- mais des interrogations portant sur l'amortissement structurel demeurent :  $\alpha_c$  et  $\beta_c$  ont été initiés pour trouver 5% d'amortissement sur les deux premiers modes naturel en régime élastique : après identification, ils donnent 7,6% pour le mode 1, ce qui semble réaliste et 26,5% pour le mode 2, ce qui paraît trop élevé. Nous expliquons ceci par le fait que les courbes utilisées pour identifier le déplacement au

sommet sont principalement gouvernées par le mode 1 et qu'ainsi le résultat pour le mode 2 n'est pas significatif. Le concept "d'amortissement structurel" n'est pas clairement établi : effets matériaux, frottements internes, dissipation des conditions limites ? Des travaux sur la question sont en cours au LMT Cachan [Dubé 1994].

Un autre résultat, compatible avec l'observation expérimentale, est la fréquence fondamentale mesurée après le test à 2,3 Hz et déduite de la vibration libre à la fin du calcul à 2,4 Hz (la valeur initiale était 6,3 Hz). Ce résultat montre l'importance de la perte de raideur quand la structure est endommagée.

#### CONCLUSION

Le but de ce travail était de réaliser un outil susceptible de décrire le comportement dynamique non linéaire des structures en béton armé. Afin d'éviter les analyses coûteuses, nous avons choisi de décrire un élément poutre multicouches comprenant les spécifications suivantes :

- un modèle d'endommagement avec deux variables d'endommagement scalaires décrivant l'ouverture et la refermeture des microfissures,
- la possibilité de décrire, ou non, les effets de cisaillement avec introduction d'une condition cinématique complémentaire dans la coupe transversale des éléments poutre.
- l'utilisation d'un élément semi-rigide pour décrire les conditions limites spécifiques.

L'application présentée est la simulation de l'essai d'une structure à voiles porteurs sur table vibrante. Une procédure d'identification automatique est utilisée pour identifier directement à partir des résultats de l'essai le comportement de la liaison et l'amortissement structurel le plus adapté. Cette procédure constitue une aide intéressante pour une meilleure compréhension du fonctionnement des structures en béton armé.

L'ajustement nécessaire de paramètres de liaison montre combien cet effet est sensible et auquel il convient d'attacher une attention très particulière pour faire du calcul prévisionnel. Mais la connaissance de l'importance de la liaison sol-structure n'est pas nouvelle ceci est une confirmation supplémentaire, la recherche doit être soutenue sur ce thème.

#### REFERENCES

- Bathe, K.L., Wilson, E.L. 1976. Numerical Method in f.e. analysis, Printice-Hall Inc.
- Bathoz, J.L., Dhatt, G. 1990. Modélisation des structures par éléments finis, ed. Hermès, vol. 1 et vol. 2.
- Colson, A. 1987. Three dimensional physical and mathematical modelling of connections, in Connections in Steel Structures, ed. R. Bjorhovde. Elsevier App. Sci. London, 104-111.
- Crisfield, M.A. 1984. The application of shear-constraint to the generation of plate-elements, in f.e. methods for plate and shell structures, T.J.R. hyghes and E. Hinton, vol. 1, 153-175.
- Eurocode 8, 1988. Structure in seismic regions-design report EUR 8850 FR.
- Fléjou, J.L. 1993. Comportement dynamique des structures de génie civil avec liaisons semi-rigides. Thèse de doctorat, LMT Cachan- U. Paris 6.
- La Borderie, C., Mazars, J., Pijaudier-Cabot, G. 1993. Response of plain and reinforced concrete structures under cyclic loadings, in Concrete design based on fracture mechanics. Ed. W. Gerstle, Z.P. Bazant ACI SP 134.
- Maison, B.F., Neuss, C.F. 1985. Super-Etabs : an enhanced version of the ETABS program for the dynamic analysis of structures, University of California.
- Mazars, J. 1994. Modélisation du comportement et simulations du fonctionnement de la maquette CASSBA. Annales de l'ITBTP, n°523, 68-91.
- Ghavamian, Sh., Mazars, J. 1995. Comportement sismique des piles de pont. Rapport de contrat LMT - SETRA.
- Pilvin, P. 1983. Modélisation du comportement des assemblages de structures à barres. Thèse de doctorat, LMT Cachan - U. Paris 6.
- Bish, P., Coin, A. 1994. The CASSBA project, proceedings 10th ECEE - Vienna.
- Dubé, J.F., al. 1994. Rate dependent damage model for concrete - wave propagation and localisation. Proceedings EURO C 94, Innsbruck, 313-322.
- Dubé, J.F. 1994. Modélisation simplifiée et comportement visco-endommageable des structures en béton. Thèse de doctorat, LMT - ENS de Cachan.

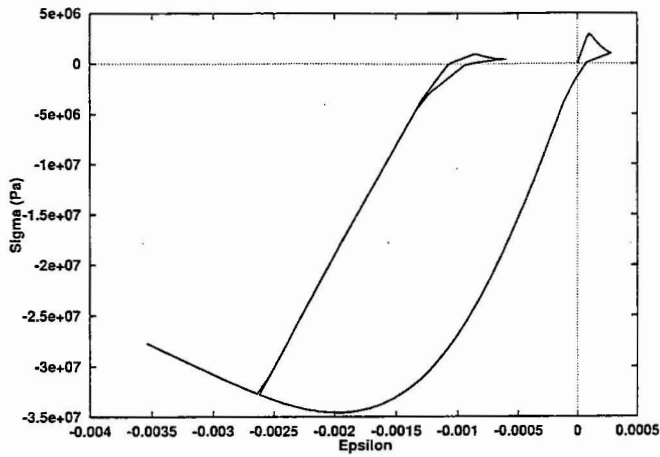


Figure 1 : Réponse uniaxiale du modèle unilatéral sous chargement cyclique.

Figure 2 : Loi de fonctionnement de l'élément semi-rigide.

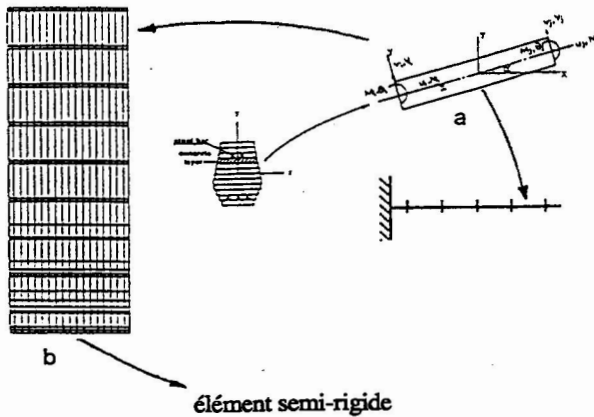
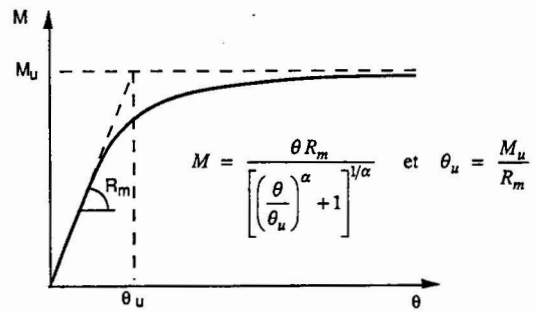


Figure 3 : Modèle éléments finis multicouches.  
a- Décomposition générale.  
b- Découpage de la structure CASSBA.

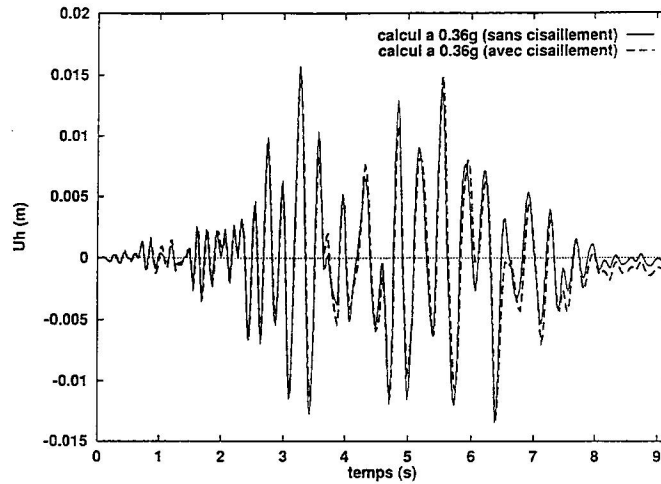


Figure 4 : Déplacement en tête de la maquette (CASSBA), calculé avec (---) et sans (—) effet de cisaillement.

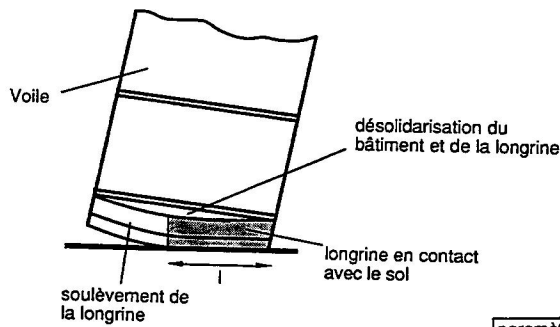
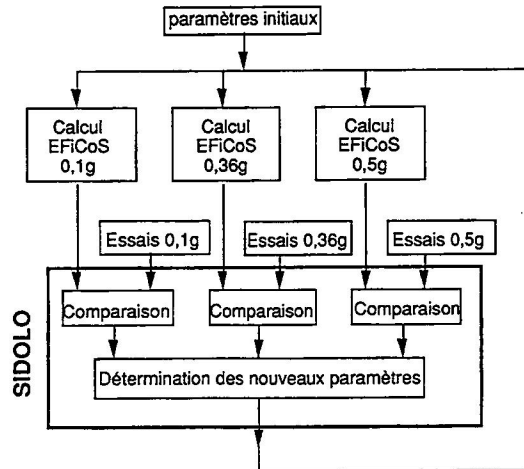
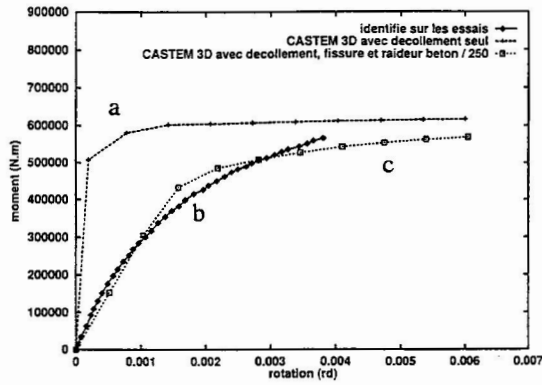


Figure 5 : Schéma de fonctionnement de la maquette au cours de l'essai.

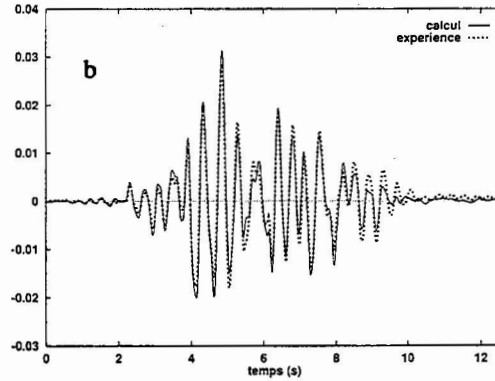
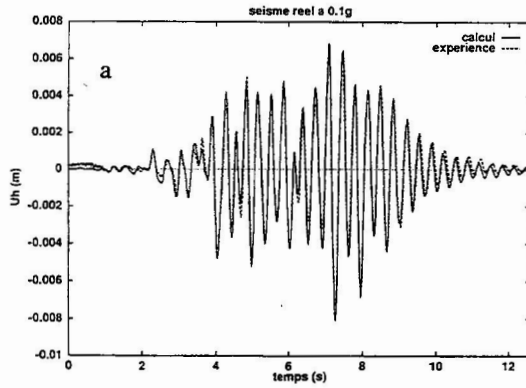
Figure 6 : Algorithme d'identification des paramètres d'une structure (CASSBA).



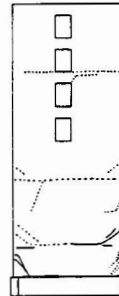
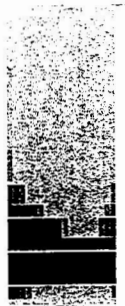


**Figure 7** : Loi moment-rotation de la liaison :

a- Identifié par un calcul 3D avec contact unilatéral à la base.  
 b- Identifié sur les résultats d'essai.  
 c- Cas a) avec contact unilatéral entre la longrine et le bâtiment et rigidité de la longrine divisé par 250.



c



**Figure 8** : Comparaison entre les simulations numériques (après ajustement des paramètres) et les résultats d'essais :

a,b- Déplacement en tête à 0,1g et 0,36g.  
 c- Zones d'endommagement après 0,36g.  
 Calcul à droite, relevé de fissures à gauche.