

Analyse par éléments finis des structures en béton armé sous séisme - Modélisation du noeud d'ossature

F. Fleury¹, O. Merabet² et J.-M. Reynouard³

RESUME

Différentes approches de la modélisation des structures en béton armé répondent à des besoins divers. Pour orienter vers le choix d'une approche, les principales caractéristiques de trois grandes familles de modèles développés à l'INSA sont présentées. Sur cette base, il apparaît nécessaire de construire un modèle semi-local de noeud d'ossature. Vers cet objectif, un modèle local de liaison acier-béton utilisé avec une analyse par éléments finis de membrane est développé. La modélisation locale ainsi obtenue capture les mécanismes clés qui gouvernent le comportement du noeud d'ossature, et peut servir de base à la construction d'un modèle plus global. Des voies de développement sont proposées.

INTRODUCTION

Les modèles prédictifs peuvent apporter diverses contributions: comprendre les mécanismes élémentaires; compléter des expériences physiques; aider à l'élaboration de règles, à la conception d'une structure particulière; prédire les dommages sous un séisme donné; évaluer les risques; ...

Une excitation sismique apporte des besoins spécifiques et des contraintes supplémentaires à prendre en compte: pour résoudre le problème dynamique d'une structure fortement nonlinéaire, dont le comportement dépend de l'histoire de chargement, il apparaît nécessaire d'aborder le problème d'abord de façon déterministe, et donc d'intégrer pas à pas les équations de l'équilibre dynamique. Le nombre de pas de calculs devient alors très supérieur à celui nécessaire en statique. La première contrainte supplémentaire concerne donc le volume de calculs. Par ailleurs, pour ne pas multiplier les besoins en mémoire par le même ordre, des algorithmes de mise en forme des résultats qui agissent en temps réel sur la réponse calculée doivent être fournis avec le modèle. Le contenu fréquentiel des secousses impose aussi une qualité d'approximation du champ de déplacement telle que les modes propres importants et donc les forces d'inertie soient bien décrits. Cette contrainte n'est pas la plus sévère. Les besoins sont aussi accrus de par les qualités requises pour une structure antisismique qui doit pouvoir absorber l'énergie de l'excitation et la dissiper au travers de l'hystérésis matériau: la sollicitation impose de l'ordre d'une dizaine de cycles de forte amplitude. Le modèle rhéologique doit donc rendre compte des dégradations apportées par cette histoire de chargement et bien prédire en particulier l'énergie dissipée.

Ces demandes et considérations posent notre problématique: spécialiser les outils de prédiction pour accroître leur efficacité (niveau et fiabilité des informations sur la quantité de ressources informatiques mobilisées). Il s'agit de formuler une réduction judicieuse du domaine de validité d'un modèle par des hypothèses simplificatrices qui abaissent le volume des calculs lors de l'intégration dans le temps de l'équation d'équilibre dynamique.

¹ Doctorant, Laboratoire Bétons et Structure, INSA Lyon, 69621 Villeurbanne, France

² Maître de Conférences, Laboratoire Bétons et Structure, INSA Lyon, 69621 Villeurbanne, France

³ Professeur, Laboratoire Bétons et Structure, INSA Lyon, 69621 Villeurbanne, France

EVALUATION DE MODELES EXISTANTS

Différentes échelles de modélisation

Nous distinguerons trois catégories de modèles, du plus général au plus particulier, illustrés sur la figure 1: modèles local, semi-local et global.

Les modèles locaux (figure 1a) utilisent une loi rhéologique exprimée en variables locales, indépendante de la géométrie de la structure, et dont les paramètres ont des significations physiques et sont accessibles par des essais standardisés [Merabet 90]. La solution éléments finis nécessite la résolution de grands systèmes d'équations, le calcul de la loi en de nombreux points, et l'intégration des contraintes dans les deux ou trois directions de l'espace. Des outils de traitement doivent être développés pour rendre les informations reçues, qui sont très complètes, sous une forme directement utilisable par un bureau d'étude.

La prépondérance de la distorsion des voiles courts oblige à choisir un support cinématique qui puisse décrire le gauchissement des sections, et une loi locale écrite en biaxial. Bien que des éléments de poutre avec cisaillement puissent donner en élastique de bons résultats globaux jusqu'à un élancement de 1, nous nous orientons pour ces voiles vers une approche locale, biaxiale, pour trois raisons: l'effort de calcul nécessaire ne doit pas être très supérieur, les résultats sont plus complets, et les fortes non-linéarités modifient les distributions de gauchissement valables en élastique qui sont à la base de la cinématique des éléments de poutres avec cisaillement.

Les voiles élancés se rapprochant plus de la géométrie de poutres, la taille des calculs générés par l'approche locale nous conduit à tenter d'exploiter la cinématique de poutre de Bernoulli, dans une approche semi-locale [Fleury & al. 93]. Si la loi de béton reste locale, elle est dégénérée à une direction, et mise en oeuvre sur des éléments de poutres multicouches, à six degrés de liberté. L'histoire du matériau est suivie en un certain nombre de points, supports de l'intégration des contraintes (figure 1b). On obtient alors une réduction du nombre de degrés de libertés, donc de la taille du système d'équations; un calcul plus rapide de la loi, qui est uniaxiale; et un allègement de l'effort d'intégration qui ne porte que sur un scalaire, et qui est effectuée sur une organisation optimisée des points supports.

Ces modèles, plus spécialisés que les précédents, gardent un bon niveau d'information locale, sous une forme plus accessible à l'ingénieur. Son utilisation pour des voiles élancés doit être envisagée avec précaution, et nous proposerons une méthode avec l'exemple d'application sur le voile CASSBA. C'est pour des systèmes de poutres et poteaux que cette approche est la plus adaptée.

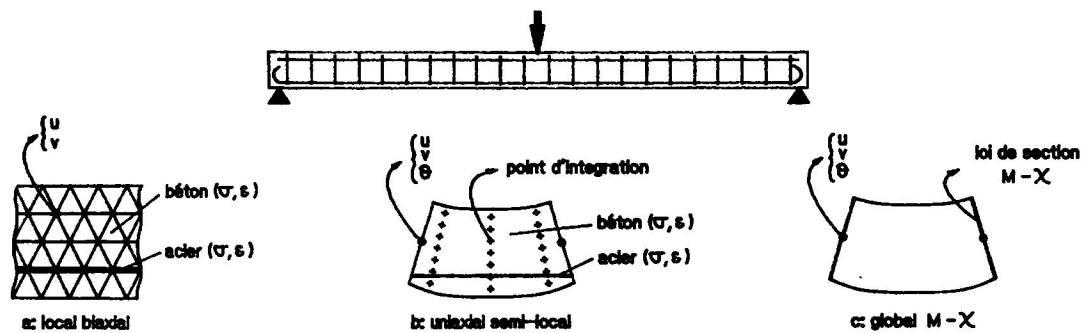


Figure 1: les différentes échelles de modélisation.

Son coût qui reste relativement élevé incite à développer des modèles globaux de section, encore plus rapides mais aussi plus spécialisés. La seule façon de réduire radicalement le volume des calculs est de supprimer une ou plusieurs directions d'intégration, ce qui a aussi l'avantage de réduire considérablement le nombre de points où sont calculées les lois de comportement. Il s'agit alors de construire les lois pré-intégrées dans la hauteur de la section, directement exprimées en variables généralisées, moment-courbure par exemple. Le modèle obtenu est alors très spécialisé: géométrie de section, pourcentage d'acier, type de sollicitation, histoire de chargement... Malgré cette grande spécialisation, et la perte d'informations locales, elles offrent les avantages d'un temps de calcul très réduit et d'une prise en compte empirique de certains phénomènes globaux dont les causes locales sont parfois complexes à identifier et modéliser, tel le glissement acier-béton, la dégradation au cyclage, les effets du cisaillement.

Un exemple concret: la structure CASSBA

Nous allons à travers l'exemple concret de CASSBA, évaluer les possibilités et limites de l'approche semi-locale pour des voiles élancés, et nous insisterons sur les précautions à prendre lors d'une telle approche. Ce programme, lancé par le M.R.T. en 1990 a pour objectif l'amélioration de la compréhension du comportement des bâtiments à murs porteurs [Brachet-Rolland & al. 94]. Il est organisé autour d'un essai sur la table sismique Azalée du CEA, et de simulations numériques effectuées par le GRECO Géomatériaux. Les enjeux - économiques et scientifiques - de l'opération ont amené une collaboration fructueuse d'acteurs d'horizons divers: PROGEC, FNB, CEA, SNBATI, SAE, CEBTP, Experts, GRECO. Notre contribution, au sein du GRECO, s'est porté sur l'aide à la définition de l'essai, l'évaluation des modèles, l'aide à l'analyse des résultats d'essais.

Le bâtiment en question est présenté figure 2. Le voile est à la limite de la théorie des poutres: élancement de 2,7 et conditions aux limites semi-rigides (bâtiment simplement posé). Pour éviter le calcul dynamique biaxial long et coûteux, la méthode consiste en une comparaison en statique équivalent des deux modèles - local et semi-local - et un calcul dynamique uniaxial. Pour cela, deux hypothèses sont nécessaires: 1- la comparaison statique en monotone reste valable en cyclique et sous une distribution de chargement voisine, et 2- les phénomènes qui sont négligés par le modèle uniaxial ne sont pas la source de modes de vibrations susceptibles de modifier la distribution des forces d'inertie. La discussion de ces hypothèses doit être abordée pour chaque situation particulière.

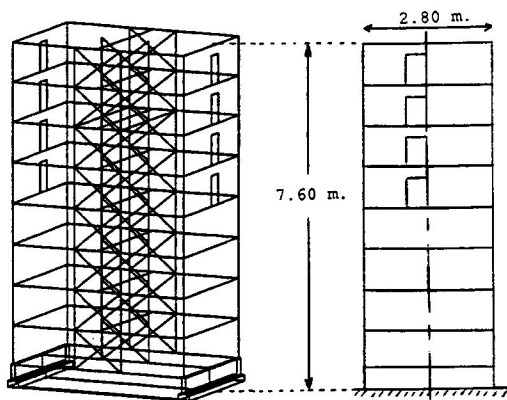


figure 2: Dessin schématique du spécimen

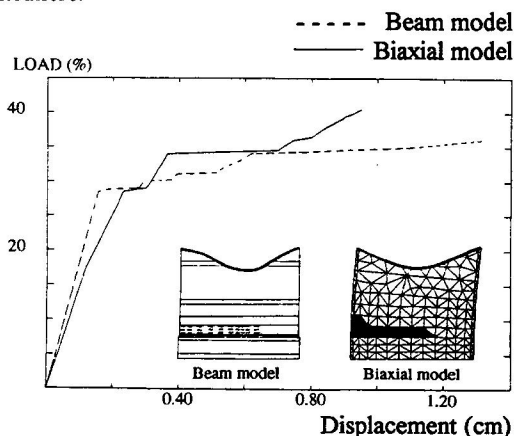


Figure 3: Comparaison statique 1-D/2-D

La comparaison statique a porté sur l'évolution de la raideur globale, la charge et le mode de ruine, la distribution des nonlinéarités et les déformées des sections et de la structure. La figure 3 montre les courbes charge/déplacement et les distributions des fissures pour $P=29,5\%$ pour les deux modèles. L'analyse approfondie des résultats des deux calculs a montré qu'avec les deux hypothèses citées, nous pouvions espérer que le calcul semi-local prédise de façon satisfaisante l'histoire des amplitudes, des fréquences et des schémas de fissuration. D'autres informations locales, telles que la déformation de l'acier, ne seront pas fiables.

Cette comparaison qui visait à évaluer l'influence des hypothèses de Bernouilli, a porté sur la structure encastree. Pour maintenir l'aspect prédictif du calcul dynamique 1-D, un modèle global élastique nonlinéaire de liaison maquette-table a été construit sur la base d'un calcul biaxial avec conditions aux limites unilatérales.

Pour valider cette méthode, les résultats des calculs dynamiques avec les deux approches sont comparés. La figure 4 montre que les amplitudes, les fréquences, ainsi que les schémas de fissuration sont en relativement bon accord. Mais, bien que la variation de raideur globale soit bien capturée par le modèle 1-D, les déformations dans les aciers sont nettement surestimées, ce qui peut provenir d'un élément de liaison trop raide et d'une distribution de fissures dans le modèle biaxial qui n'annule pas complètement la contribution du béton dans la direction de l'acier après fissuration.

Conclusion

Les modèles semi-locaux et globaux ont été validés sur des structures simples qui respectent bien les hypothèses qui sont à la base de leur construction. Ils ont été aussi utilisés pour des portiques réels, à plusieurs étages et travées [Fleury & al. 93, Ile & al. 95]. Bien que ces bâtiments soient composés d'éléments linéiques, la liaison entre ces éléments viole les hypothèses de Bernouilli: les noeuds d'ossature sont le siège de distorsions importantes, de glissements entre l'acier et le béton, et leur contribution à la raideur globale et à l'énergie dissipée peut devenir prépondérante. Ceci est bien illustré sur la fig. 5 qui présente les résultats du calcul semi-local sur un noeud testé par Del Toro en 88 [Del Toro 88], et où l'on remarque que ni le pincement des boucles d'hystérésis, ni la chute de résistance n'est bien modélisé.

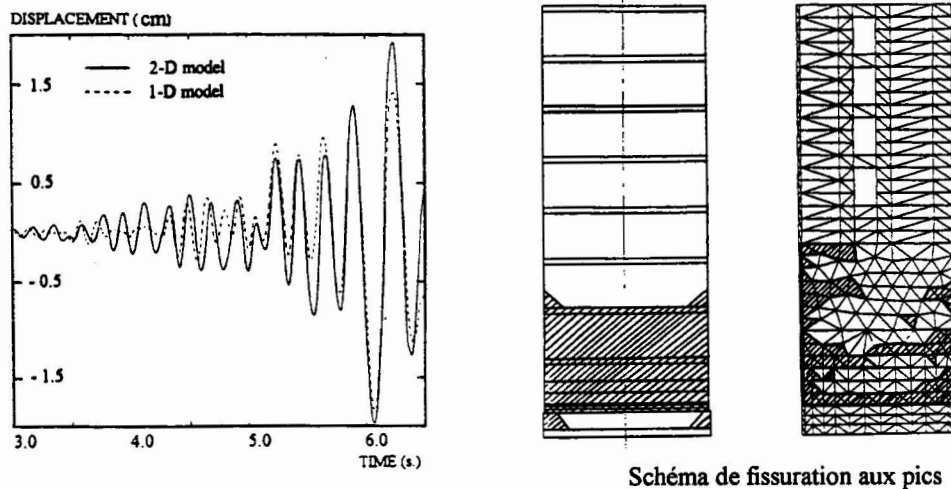


Figure 4: Comparaison dynamique 1-D/2-D

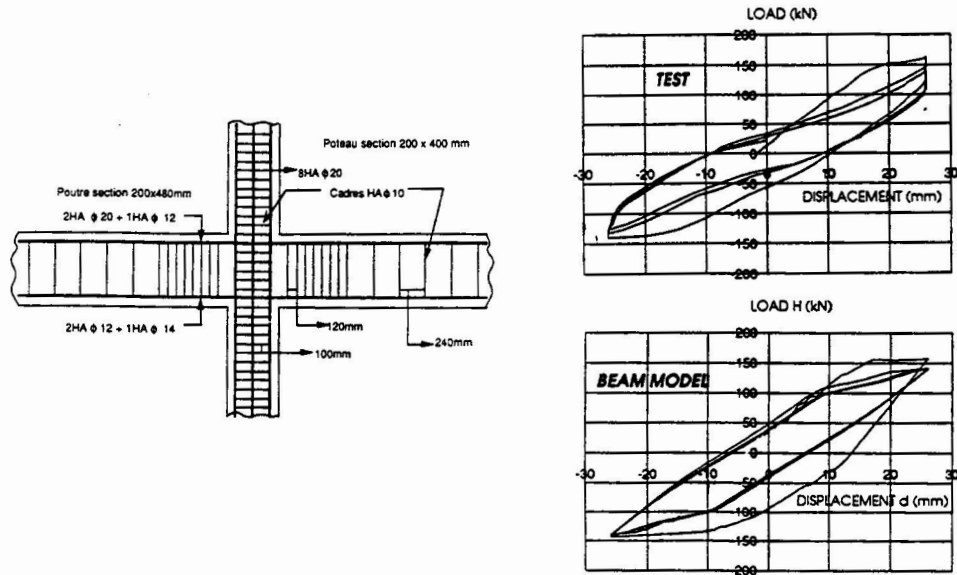


Figure 5: Courbes charge/déplacement pour l'essai et le modèle multicouche.

Ainsi la fiabilité des modèles locaux et semi-locaux ne sera pertinente que si on modélise correctement leurs liaisons semi-rigides. Vers l'atteinte des objectifs fixés, il nous semble donc prioritaire de porter l'effort sur le développement d'un modèle semi-local ou global de noeud d'ossature, qui en intègre les mécanismes clés. Nous suivrons la même démarche qui a conduit à la construction des modèles de poutres: en s'appuyant sur un modèle local fiable, exprimer les hypothèses simplificatrices et dégénérer la modélisation au cas particulier du noeud d'ossature réel. Pour être fiable, le modèle local doit notamment pouvoir représenter correctement l'adhérence acier-béton, quand elle est soumise à des cycles alternés de forte amplitude. La première étape est donc le développement d'un tel modèle local de liaison, pour être utilisé avec les lois locales de béton déjà disponibles et validées.

DEVELOPPEMENT D'UN MODELE DE LIAISON ACIER-BETON

La loi utilisée est celle proposée par Eligehausen et Al. (83), et est basée sur une théorie des mécanismes qui gouvernent la résistance et la dégradation de l'adhérence. Elle est donc relativement générale à tous les problèmes classiques de béton armé, même si l'identification de ses six paramètres doit être basée sur des essais qui représentent le problème aux limites particulier visé. (Douze paramètres doivent être identifiés pour une zone non-confinée: six pour chaque direction de chargement.)

La loi, présentée figure 6, consiste en une courbe enveloppe pour chaque sens de chargement, (décrite par les six paramètres $\tau_1, \tau_3, S_1, S_2, S_3, \alpha$), une décharge élastoplastique parfaite, et des fonctions qui pilotent l'évolution de deux paramètres endommagement, qui affectent respectivement la courbe enveloppe et les seuils de friction. La première partie nonlinéaire (trajet OA) représente l'action d'engrènement entre l'acier et le béton environnant, quand se produit une micro-fissuration conique et un écrasement local sur le front des crans. Cette partie est suivie d'un plateau ($\tau = \tau_{max}$ trajet AB) qui se rapporte à une micro-fissuration avancée et le début de fissures de cisaillement entre les crans. La branche

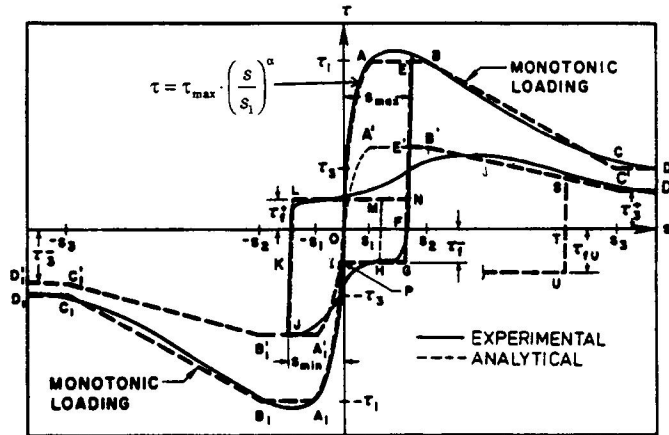


Figure 6: Loi cyclique d'adhérence

descendante (trajet BC) décrit la perte de résistance due à la progression des fissures de cisaillement et le plateau final ($\tau = \tau_3$ trajet CD) représente l'adhérence résiduelle quand les butons de béton sont entièrement cisailés, et n'opposent plus qu'une friction béton-béton. La pente de décharge élastique (trajet EG) est unique, alors que le seuil de friction acier-béton qui suit (trajet GI) est fonction du glissement maximal atteint et de τ_3 . Si la recharge dans la direction opposée est poursuivie, le front opposé des crans d'acier se retrouve en contact avec le béton, et la courbe enveloppe correspondante est suivie (trajet IA') et réduite pour tenir compte de l'endommagement. Les variables endommagement évoluent avec l'énergie dissipée au cours des cycles.

L'élément utilisé est un élément de membrane, et la matrice de Hooke du matériau élastique est prise diagonale (orthotrope avec $\nu = 0$). Dans la direction longitudinale à l'acier, le comportement est considéré élastique, avec un faible module d'Young. Dans la direction transversale, le comportement est unilatéral: élastique en compression, sa raideur est celle du béton environnant, alors que sa résistance est nulle en traction, ce qui permet à l'acier de rétrécir librement dans sa gaine de béton. La résistance au cisaillement est donné par la loi présentée.

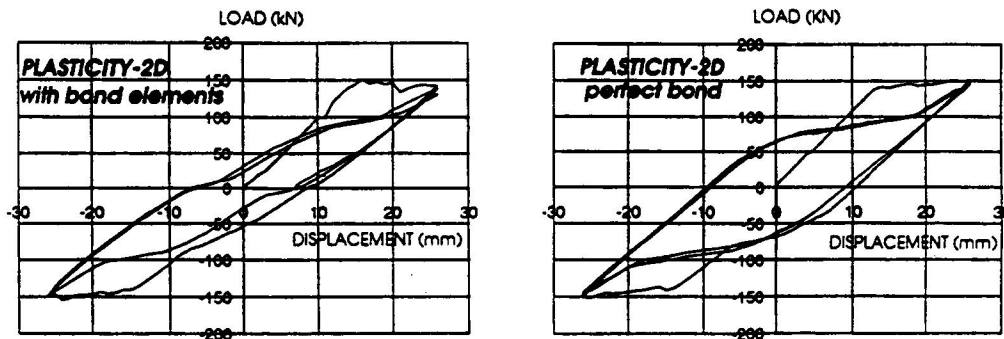


Figure 7: Comparaisons avec et sans modélisation de la liaison.

Cette approche a été validée sur de simples éprouvettes qui reproduisent les conditions présentes dans un noeud d'ossature, où une armature peut être simultanément tirée d'un côté et poussée de l'autre. La figure 7 montre l'apport du modèle de liaison sur le résultat global force-déplacement du même noeud d'ossature présenté figure 5a. Nous pouvons remarquer le meilleur pincement des boucles d'hystérésis et la chute de résistance obtenus avec la prise en compte de la perte d'adhérence. Des cycles d'amplitude plus importante accentuent cette différence.

MODELISATION DU NOEUD D'OSSATURE

Fonctionnement

Les noeuds d'ossature jouent un rôle important dans le fonctionnement d'un portique, au sein duquel il est essentiel que les zones inélastiques se concentrent plutôt dans les poutres que dans les colonnes. Ce sont en même temps des régions critiques, où le moment et l'effort tranchant font naître des contraintes élevées. La figure 8 schématise les actions auxquelles est soumis un noeud intérieur, et les distributions des contraintes aux frontières après quelques cycles de fonctionnement.

Pour isoler le comportement du noeud proprement dit, son influence au niveau global est étudiée en attribuant une partie de la quantité observée à chaque phénomène identifié: si l'on suit la courbe charge-déplacement de la figure 5, on peut considérer que le déplacement d est la somme des déplacements dus: à la flexion et à la distorsion des poutres et des poteaux, au déplacement inélastique des aciers aux interfaces poutre-poteaux (fig. 9a), au glissement de l'acier dans le noeud (fig. 9a), à la distorsion du noeud (fig. 9b), et à l'effet goujon (fig. 9c). Ces modes de déformation coexistent et les mécanismes qui les provoquent sont interdépendants. L'état de la liaison dépend notamment de l'état de l'acier (élastique ou plastifié). Leur contribution évolue au cours du temps: l'ouverture de la fissure d'interface (fig. 9a) peut contribuer jusqu'à 50% au déplacement relatif d'étage.

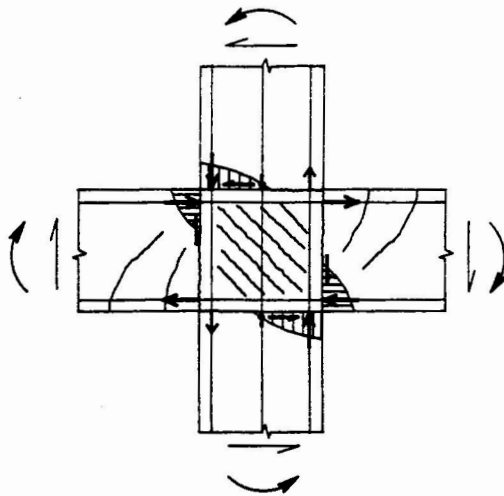


Figure 8: Actions exercées sur le noeud

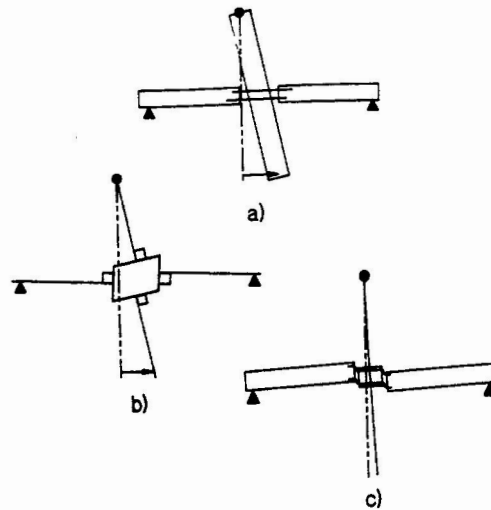


Figure 9: Contributions des modes de déformation

Modélisation

Bien que certains auteurs proposent une loi globale $M-\theta$ unique pour décrire le comportement du noeud, nous estimons qu'une telle approche est en contradiction avec la phénoménologie: les moments sur chaque face sont en général différents, et les comportements des sections de part et d'autre de la partie centrale sont interdépendants, par le comportement de la liaison acier-béton à chaque lit d'armature. Parce que la longueur des ancrages à travers le noeud est petite et que la liaison se dégrade, nous ne pouvons contourner la résolution des équations différentielles d'adhérence.

Nous proposons alors dans un premier temps d'évaluer et d'exploiter les hypothèses suivantes:

1- sections planes sur chaque face du noeud, et 2- distribution uniforme de l'effort tranchant dans la partie centrale. L'évaluation de ces hypothèses qui réduiraient considérablement le nombre de degrés de libertés et de points d'intégration peuvent se faire à partir du modèle biaxial local présenté plus haut. Une loi de béton écrite en cisaillement-distorsion ($\tau-\gamma$) construite sur la base du modèle local pourra aussi être envisagée pour cette zone de panneau. Dans un deuxième temps, il faudra modéliser la transmission des forces à ce noyau central, au travers de la liaison acier-béton et des interfaces poutres-poteaux. Ceci nécessitera d'une part de résoudre les équations différentielles de l'adhérence le long des armatures dans le noeud, et d'autre part de construire un modèle de section qui donne accès aux distributions de contraintes sur sa hauteur. Les modèles local de liaison et multicouche de béton armé présentés plus haut pourront être mis en oeuvre sous une forme adaptée à ce problème particulier.

CONCLUSION

L'efficacité du modèle semi-local a été présentée à travers un exemple qui se situe aux marges de son domaine de validité. Cependant, ce calcul ainsi que d'autres sur des structures composées d'éléments linéiques, font ressortir le besoin en modèle de noeud d'ossature. Le modèle de liaison acier-béton présenté permet une modélisation du noeud d'ossature qui en capture les mécanismes clés: distorsion, glissement acier-béton, plastification de l'acier. Sur cette base, des voies de développement d'un modèle plus global sont indiquées.

REFERENCES

Brachet-Rolland, Coin, A., Fouré B., Gantenbein, F., Queval J.C., Bouland, P., Bisch P., Mazars, J., Soulomiac, R., 1994 Opération CASSBA Conception et Analyse Sismique des Structures en Béton Armé, Annales ITBTP N° 523.

Del Toro Rivera, R. 1988 Comportement des noeuds d'ossature en béton armé sous sollicitations alternées, Doctoral dissertation, E.N.C.P. Paris, France.

Eligehausen, R., Popov, E.P., Bertero, V.-V., 1983 Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations, Earthquake Eng. Research center, report UCB/EERC - 83/23 Univ. of Calif., Berkeley, U.S.A.

Fleury, F., Ile, N., Merabet, O., Reynouard, J.-M. 1993 A R/C element for nonlinear structural seismic analysis Proc. Structural Dynamics, EURO DYN 93, Trondheim, Norway, 21-23 juin, Moan & Al. (Eds.) Balkema Rotterdam pp161-167.

Ile, N., Fleury, F., Merabet, O., Reynouard, J.-M. 1995 2-D dynamic nonlinear analysis of the 8 storey R/C core structure designed according to Eurocode 8. Rapport PREC8 Topic 1.

Merabet, O. 1990 Modélisation des structures planes en béton armé sous chargement monotone et cyclique, Doctoral dissertation, INSA Lyon, France.