
Méthodologie de simulation d'impact sur un bâtiment industriel en béton armé

Stéphane Moulin * — **Pierre Koechlin *** — **Serguei Potapov ***
Eric Champain **

* *Electricité de France*

*Recherche et Développement, Département Analyses Mécaniques et Acoustique
1 avenue du Général de Gaulle
F-92141 Clamart Cedex
stephane.moulin@edf.fr*

** *Electricité de France*

*Division Ingénierie Nucléaire, Service Etudes et Projets Thermiques et Nucléaires
12 avenue Antoine Dutrievoz
F-69628 Villeurbanne Cedex*

RÉSUMÉ. Dans le cadre des projets nucléaires, Electricité de France (EDF) étudie les conséquences mécaniques liées à l'accident de type impact. On modélise le comportement dynamique d'un bâtiment industriel durant les phases d'impact et d'ébranlement à l'aide du code EUROPLEXUS. La stratégie adoptée consiste à utiliser une méthode de décomposition de domaine qui permet de traiter simultanément le problème de dynamique rapide dans la zone d'impact et le problème de dynamique vibratoire dans le reste de la structure. Le comportement non linéaire de la paroi en béton armé est modélisé à l'aide d'une loi de comportement élastoplastique endommageable écrite en variables globales.

ABSTRACT. In the context of nuclear projects, Electricité de France (EDF) studies the mechanical consequences of impact loads on reinforced concrete shell structures. We developed a numerical methodology to simulate this kind of accident. Both local behaviour in the impact zone and vibration of the whole structure are treated simultaneously even if they belong to different fields: during impact, the local behaviour is a fast dynamics issue whereas the structure shaking is a slow dynamics linear problem. To treat the physical phenomena, our modelling strategy is based on a domain decomposition method implemented into EUROPLEXUS fast dynamics software. The non-linear local behaviour is described by a material law, which uses resultant shell variables and accounts for plasticity and damage.

MOTS-CLÉS : impact, béton armé, coques, décomposition de domaine.

KEYWORDS: impact, reinforced concrete, shells, domain decomposition.

1. Introduction

L'analyse vibratoire d'un bâtiment soumis à un impact de projectile nécessite de traiter de manière couplée les phases successives d'impact et d'ébranlement qui appartiennent à des domaines de la physique différents :

- la phase de l'impact, pendant laquelle la structure en béton armé subit un fort endommagement dans une zone localisée (durée de quelques dizaines de millisecondes environ), relève de la dynamique rapide ;

- la phase de l'ébranlement, où l'énergie transmise par le projectile induit des effets vibratoires dans toute la structure de façon élastique linéaire (pendant quelques secondes), est un problème de dynamique vibratoire s'apparentant aux études sismiques.

L'étude de l'endommagement local de la paroi en béton armé nécessite l'utilisation d'une loi de comportement non linéaire prenant en compte la dissipation de l'énergie par fissuration dans le béton et la plastification dans les armatures. Il est donc nécessaire de mailler suffisamment finement cette zone. Ceci a pour conséquence, dans un calcul éléments finis monodomaine classique, d'augmenter considérablement le nombre de degrés de liberté du modèle comparativement au modèle dédié aux vibrations induites. Dans ce cas, il est nécessaire d'utiliser pour tout le modèle un pas de temps de calcul très faible respectant la condition CFL pour le plus petit élément du modèle. Ces deux facteurs rendent prohibitif, en termes de temps CPU, le coût d'une étude industrielle.

Afin de résoudre ce problème, on fait appel à une méthode de décomposition de domaines permettant d'utiliser une finesse de maillage et un pas d'intégration propres à chaque sous-domaine, avec un traitement approprié des interfaces incompatibles.

Une autre source de réduction des coûts de calcul est l'utilisation d'un modèle élastoplastique endommageable écrit en variables globales et permettant de représenter le comportement de la paroi en béton armé sous un chargement d'impact puis en cyclique.

Les études numériques sont menées à l'aide du code de calcul par éléments finis de dynamique rapide EUROPLEXUS (Casadei *et al.*, 2003) qui s'appuie sur un schéma d'intégration explicite et dont le codéveloppement fait l'objet de partenariats EDF-CE/CCR-CEA-SNECMA.

2. Méthode de décomposition de domaine

2.1. Description générale

La méthode de décomposition de domaine mise en œuvre dans EUROPLEXUS permet de considérer :

– des échelles de temps différentes. Le choix du pas de temps est ainsi adapté au maintien de la stabilité du schéma d'intégration sur chaque sous-domaine de la structure ;

– des maillages incompatibles. Ceci permet d'augmenter la finesse du maillage dans la zone d'impact sans pénaliser le reste du maillage.

Après discrétisation en espace et en temps par le schéma explicite, l'équilibre dynamique à chaque pas de temps s'écrit [1] :

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}}^{n+1} = \mathbf{F}_{\text{ext}} - \mathbf{F}_{\text{int}}(\mathbf{U}^{n+1}) = \mathbf{F}^{n+1} \quad [1]$$

où \mathbf{M} est la matrice de masse sous forme diagonale, $\ddot{\mathbf{U}}^{n+1}$ l'accélération au temps t_{n+1} et \mathbf{U}^{n+1} le déplacement au temps t_{n+1} déduit des quantités connues au temps t_n .

A partir du problème global, on effectue un découpage de la structure en deux sous-domaines. On résout les équations de la dynamique sur chaque sous-domaine et la cohérence du problème global est assurée par les conditions de continuité à l'interface suivante :

l'équilibre des efforts d'interface :

$$\mathbf{F}_1 + \mathbf{F}_2 = 0 \quad [2]$$

la continuité cinématique :

$$\dot{\mathbf{U}}^1 = \dot{\mathbf{U}}^2 \quad [3]$$

La méthode utilisée pour imposer la continuité des grandeurs à l'interface est celle de Schur duale. On impose l'équilibre des efforts d'interface [2] et on doit vérifier *a posteriori* la continuité cinématique. Pour assurer la meilleure stabilité globale de l'intégration en temps du système, on choisit de contrôler la continuité des vitesses à l'interface [3].

2.2. Multi-échelles en temps

On considère un pas de temps différent sur chaque sous-domaine (Gravouil *et al.*, 1996). Le pas de temps du sous-domaine 1 est pris multiple du pas de temps du sous-domaine 2 (figure 1) : $\Delta t_{\text{sd1}} = m\Delta t_{\text{sd2}}$.

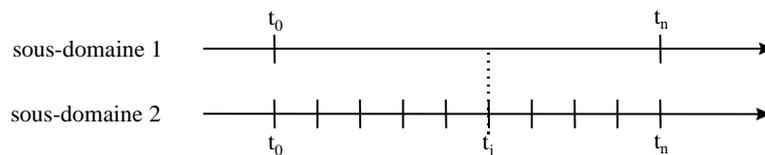


Figure 1. Pas de temps différents sur chaque sous-domaine

De plus, en dynamique explicite, il est nécessaire d'adapter le pas de temps à la condition de courant afin d'obtenir une efficacité de résolution optimale. On prend donc en compte un pas de temps variable au cours du calcul sur les deux sous-domaines (figure 2).

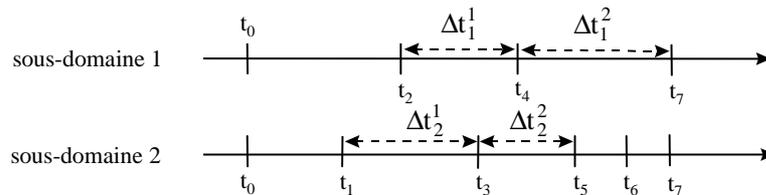


Figure 2. Pas variables au cours du temps

2.3. Multi-échelles en espace

Dans le cas des maillages compatibles, les relations de continuité cinématique imposées au niveau des interfaces sont de simples relations nodales couplant tous les degrés de liberté des nœuds en vis-à-vis. Concernant les maillages incompatibles, il devient nécessaire de prendre en compte des relations de collage permettant d'assurer la continuité cinématique. Le principe de collage de maillage est détaillé dans (Herry, 2001) et (Faucher *et al.*, 2002).

Deux types de méthodes sont disponibles dans EUROPLEXUS :

- la méthode dite optimale, qui assure une continuité cinématique parfaite à l'interface. En présence d'un nombre réduit de nœuds coïncidents entre les deux maillages, une rigidité artificielle apparaît ;
- la méthode Mortar, dans laquelle le collage parfait n'est pas assuré. En revanche, quelle que soit la discrétisation utilisée, elle ne surcontraint pas l'interface.

Dans notre cas, le maillage étant hiérarchique (figure 8), les deux méthodes coïncident.

Enfin, comme les relations de couplage cinématique à l'interface sont dépendantes de la géométrie locale de l'interface, il a été montré (Herry, 2001) qu'une bonne utilisation de ces méthodes nécessite de placer l'interface incompatible loin des zones de fort gradient de déformation.

La mise en œuvre de ces méthodes sur une étude préliminaire simplifiée a permis de montrer une diminution de temps de calcul d'un facteur huit par rapport à un calcul monodomaine (Moulin *et al.*, 2001).

3. Modèle de comportement non linéaire des plaques en béton armé

3.1. Description générale

Afin de remédier aux problèmes de convergence et de coût CPU associés aux modèles de comportement locaux 3D, un modèle simple de comportement de plaques en béton armé sous chargement cyclique de flexion a été développé. Ce modèle appelé GLRC (GLobal Reinforced Concrete) est écrit en variables globales (\mathbf{N} , efforts membranaires ; M , moments de flexion ; ε , déformations généralisées et κ , courbures) (Koechlin *et al.*, 2002). Une représentation moment-courbure de la loi est donnée figure 3. Ce modèle prend de plus en compte l'influence des efforts membranaires sur les moments plastiques M_p (figure 4).

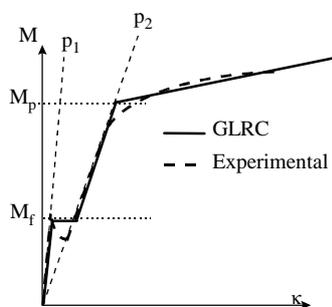


Figure 3. Représentation moment-courbure du modèle GLRC

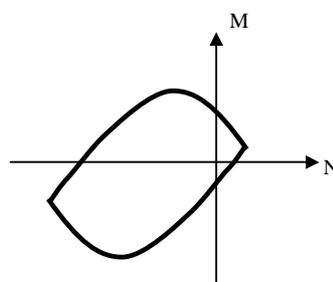


Figure 4. Moment plastique en fonction de l'effort membranaire

3.2. Endommagement

Afin de modéliser le comportement unilatéral du béton, on introduit dans le modèle un endommagement isotrope en flexion caractérisé par deux variables scalaires (flexion positive et négative). L'objectif est de représenter :

- le changement de pente dû à la fissuration du béton,
- le comportement cyclique, c'est-à-dire la dégradation du matériau et la reprise de raideur en cas de flexion alternée.

On se place dans le cadre de l'hypothèse des matériaux standard généralisés. On se dote d'un potentiel thermodynamique $\Phi(\kappa, D_I, D_{II})$ pour le comportement de flexion défini par [4] :

$$\Phi(\kappa, D_I, D_{II}) = a(\text{tr } \kappa)^2 \xi(\text{tr } \kappa, D_I, D_{II}) + b \sum_i \tilde{\kappa}_i^2 \xi(\tilde{\kappa}_i, D_I, D_{II}) \quad [4]$$

avec :

κ : tenseur de courbure
 $\tilde{\kappa}_i$: $i^{\text{ème}}$ valeur propre de
 D_I, D_{II} : variables internes relatives à l'endommagement

$\xi(x, D_I, D_{II})$ est la fonction permettant de distinguer les flexions positive et négative (auxquelles sont respectivement associés D_I et D_{II}). On définit cette fonction par :

$$\xi(x, D_I, D_{II}) = \frac{1 + \gamma D_I}{1 + D_I} H(x) + \frac{1 + \gamma D_{II}}{1 + D_{II}} H(-x), \text{ avec } \gamma < 1 \quad [5]$$

avec H : fonction de Heaviside, $H(x) = 0$ si $x < 0$ et $H(x) = 1$ si $x \geq 0$. γ est un paramètre qui caractérise la pente de la courbe moment-courbure pendant la fissuration (Badel, 2001).

Les relations définissant les lois d'état (Lemaitre *et al.*, 1988) s'écrivent :

$$\mathbf{M} = \frac{\partial \Phi}{\partial \boldsymbol{\kappa}} \quad \text{et} \quad \begin{cases} Y_I = \frac{\partial \Phi}{\partial D_I} \\ Y_{II} = \frac{\partial \Phi}{\partial D_{II}} \end{cases} \quad [6]$$

où Y_I et Y_{II} sont les forces thermodynamiques associées aux variables d'endommagement D_I et D_{II} et \mathbf{m} le moment de rappel (pour un écrouissage cinématique).

On définit le critère d'endommagement suivant :

$$\begin{cases} g_I(Y_I) = -Y_I(\boldsymbol{\kappa}, D_I) - k_1 \leq 0 \\ g_{II}(Y_{II}) = -Y_{II}(\boldsymbol{\kappa}, D_{II}) - k_2 \leq 0 \end{cases} \quad [7]$$

L'allure du modèle GLRC en cyclique est donnée figure 5.

3.3. Plasticité

Le comportement plastique de la plaque en flexion est dû à l'écrouissage des armatures en acier (Aufaure *et al.*, 1985). Le domaine de réversibilité est décrit par un double critère de Johansen (figure 6), (Johansen, 1962 ; Save *et al.*, 1997), que l'on a généralisé pour prendre en compte l'influence de l'effort membranaire sur les moments plastiques en flexion.

Les efforts et les déformations s'écrivent : $\mathbf{N} = [N_x, N_y, N_{xy}, M_x, M_y, M_{xy}]$
 et $\boldsymbol{\varepsilon} = [\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_{xy}, \kappa_x, \kappa_y, \kappa_{xy}]$.

Le critère s'exprime alors :

$$\mathbf{f}(\mathbf{N}) = -\left(M_x - M_{px}(N_x)\right)\left(M_y - M_{py}(N_y)\right) + M_{xy}^2 \leq 0 \quad [8]$$

$$\begin{cases} f_I(\mathbf{N} - \mathbf{n}) \leq 0 & \text{en flexion positive} \\ f_{II}(\mathbf{N} - \mathbf{n}) \leq 0 & \text{en flexion négative} \end{cases} \quad [9]$$

La loi normale d'écoulement plastique s'écrit :

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^P = \lambda_I \frac{\partial f_I}{\partial \mathbf{N}} (\mathbf{N} - \mathbf{n}) + \lambda_{II} \frac{\partial f_{II}}{\partial \mathbf{N}} (\mathbf{N} - \mathbf{n}) \quad [10]$$

L'écrouissage cinématique est décrit par le tenseur de rappel \mathbf{n} :

$$\mathbf{n} = \mathbf{C} \boldsymbol{\varepsilon}^P \quad [11]$$

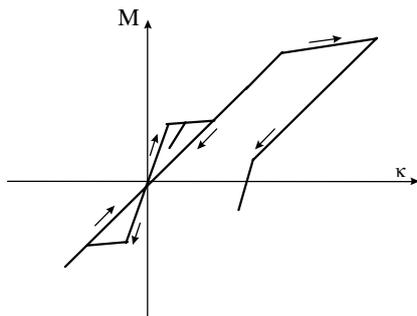


Figure 5. Représentation moment-courbure du modèle GLRC en cyclique

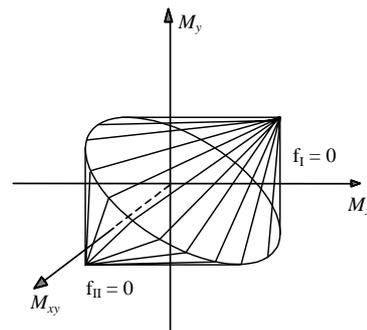


Figure 6. Double critère de Johansen pour $N = 0$

4. Modélisation du problème industriel

4.1. Maillage

On représente un bâtiment industriel complexe dont l'ensemble des structures internes sont maillées (planchers, voiles...), (figure 7). On modélise la structure à l'aide d'éléments plaques de type DKT (Batoz *et al.*, 1990).

La zone d'impact devant être maillée plus finement que le reste de la structure, une procédure de raffinement local du maillage a été mise au point. Le choix du point d'impact est paramétrable par l'utilisateur. La méthode de décomposition de domaine mise en œuvre permet de considérer un maillage incompatible (figure 8).

La modélisation permet de représenter une structure présentant une courbure importante.

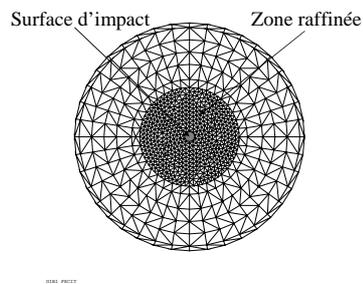
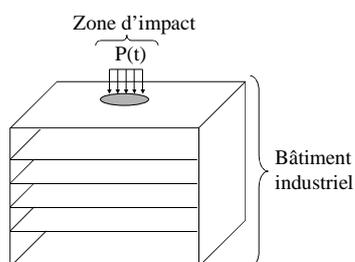


Figure 7. Schéma de principe de l'étude

Figure 8. Détail de la zone d'impact

4.2. Caractéristiques matériaux, conditions limites et chargement

Dans la partie restant linéaire de la structure, les caractéristiques du béton et de l'acier sont considérées élastiques. Au niveau de la zone d'impact, on détermine les caractéristiques d'entrée du modèle GLRC à partir de la courbe moment-courbure et de la représentation du moment plastique en fonction de l'effort membranaire (figures 3 et 4). La matrice d'amortissement utilisée dans EUROPLEXUS est proportionnelle à la matrice de masse.

L'interaction sol-structure est modélisée à l'aide de ressorts de sol répartis sous l'ensemble du radier. Les caractéristiques de ces ressorts ont été préalablement déterminées à l'aide du *Code_Aster* (Waekel, 1999) à partir d'une raideur et d'un amortissement global réglementaire de sol. Le chargement considéré est une force répartie orthogonale à la surface d'impact.

5. Résultats

5.1. Analyse locale (fissuration et plastification)

Afin d'analyser l'endommagement local subi par la structure au cours de l'impact, on observe les déplacements au point d'impact (figure 9). Par rapport à un calcul linéaire élastique, on constate que les déplacements sont plus importants dans le calcul non linéaire. La prise en compte du comportement réaliste du béton armé (fissuration du béton, plastification des aciers) assouplit localement la structure.

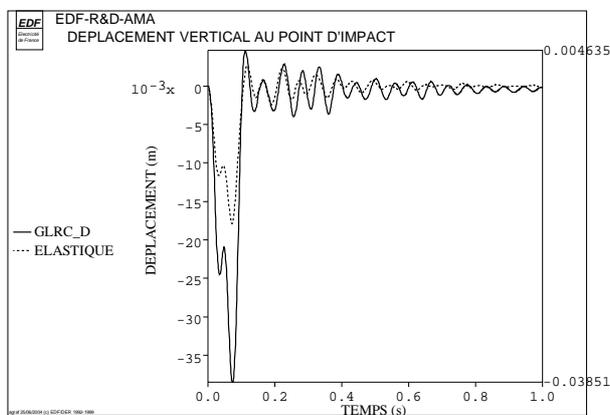


Figure 9. Déplacement vertical au point d'impact

Par ailleurs, on visualise l'endommagement à l'aide des variables internes d'endommagement D_I et D_{II} .

On observe la propagation de la fissuration au cours du temps (figures 10 et 11). La paroi s'endommage dans les deux sens de flexion.

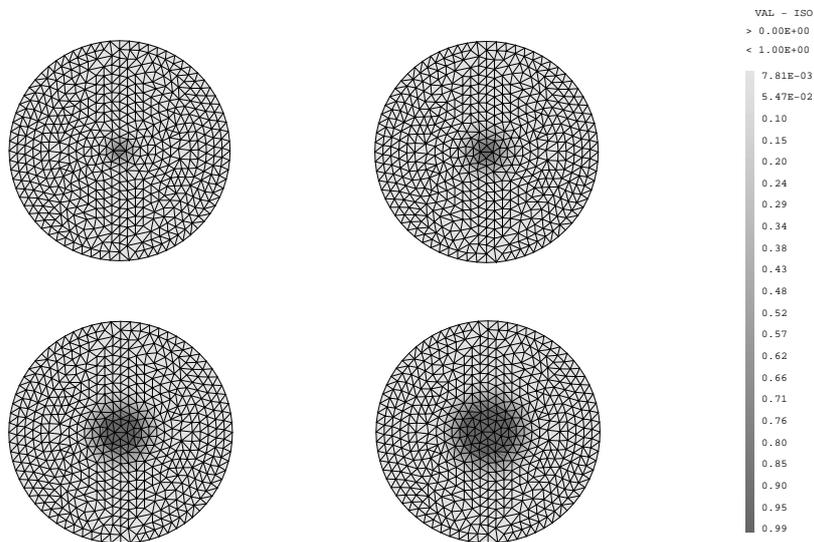


Figure 10. Fissuration en flexion positive D_I - Instants $t = 10, 15, 20, 25$ ms

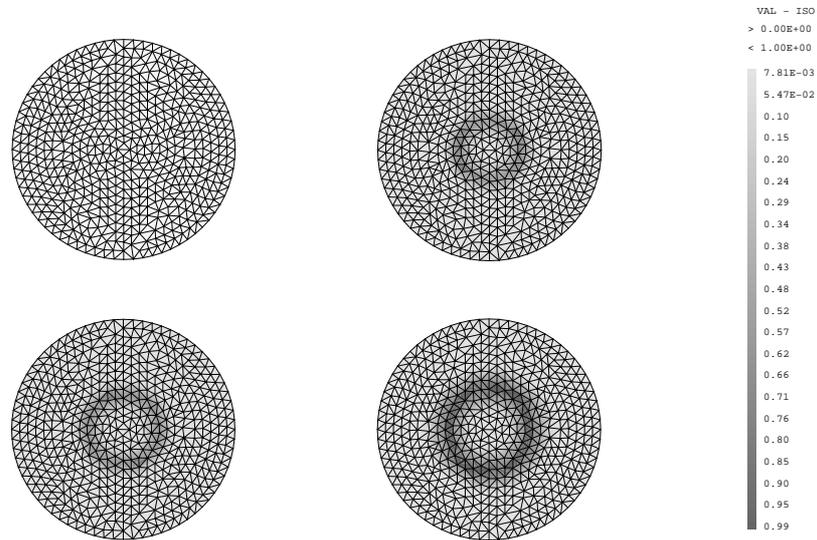


Figure 11. Fissuration en flexion négative DII - Instants $t = 10, 15, 20, 25$ ms

On visualise de plus l'évolution de la courbure plastique (ici $\kappa_p^{\theta\theta}$, figure 12).

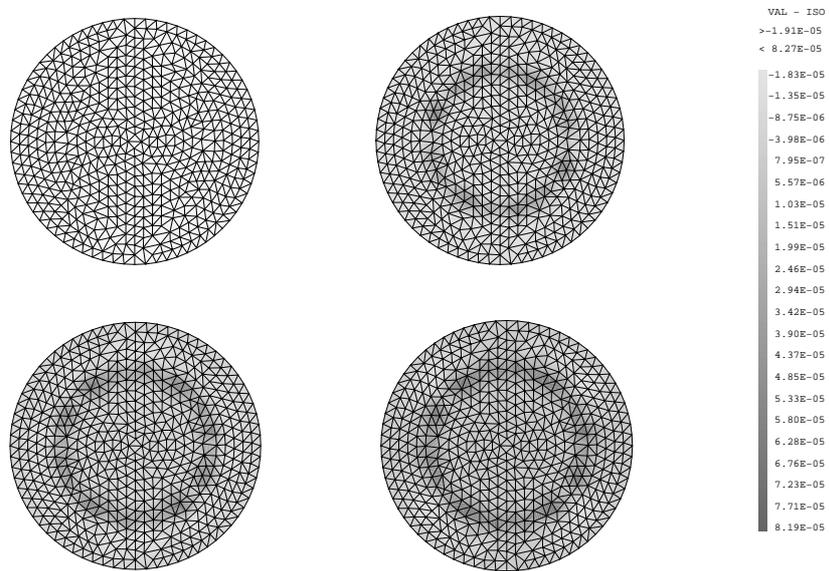


Figure 12. Courbure plastique $\kappa_p^{\theta\theta}$ - Instants $t = 60, 65, 70, 75$ ms

D'un point de vue méthodologique, on s'assure que le comportement non linéaire n'atteint pas les bords du sous-domaine remaillé. L'ensemble de l'énergie dissipée par dégradation du béton armé est ainsi prise en compte.

Enfin, on réalise les bilans d'énergie (figures 13 et 14) permettant d'avoir une estimation de l'énergie dissipée au cours du calcul due à l'endommagement et à la plastification. Dans le calcul présenté, on constate que l'énergie dissipée par plastification reste faible (figures 12, 13 et 14) ; les armatures en acier sont très peu sollicitées dans le domaine plastique.

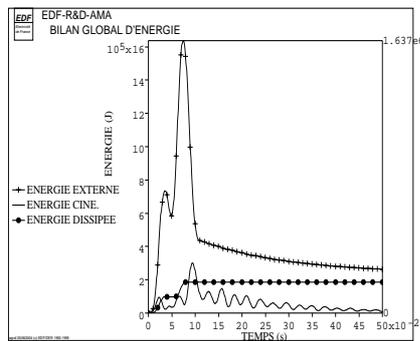


Figure 13. Bilan global d'énergie

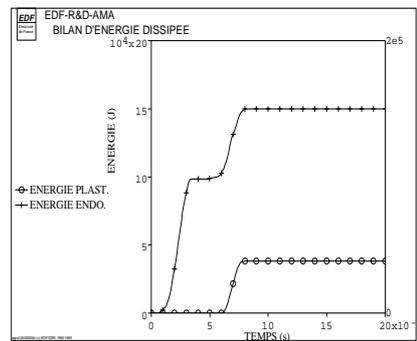


Figure 14. Bilan d'énergie dissipée

5.2. Analyse vibratoire globale

Afin d'analyser le comportement vibratoire du bâtiment à la suite de l'impact, on détermine les spectres de planchers (figure 15) en différents points de la structure. En fonction des niveaux d'accélération atteints sur ces spectres, on peut statuer sur le comportement mécanique du bâtiment pendant la phase d'ébranlement.

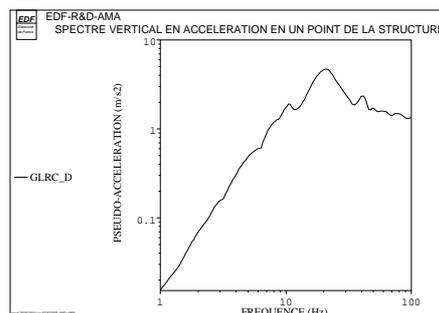


Figure 15. Exemple de spectre de plancher vertical calculé en un point du bâtiment

6. Conclusion

La méthodologie développée permet de traiter dans la même simulation les phases d'impact et d'ébranlement pour des problèmes industriels. L'utilisation de la méthode de décomposition de domaine permet de réduire de façon importante le temps de calcul. Le modèle GLRC donne une bonne représentation du comportement non linéaire de la structure en béton armé, pour un coût raisonnable.

L'étude réalisée permet de démontrer la pertinence de la méthodologie élaborée et de valider les développements réalisés dans le code EUROPLEXUS.

Les aspects à traiter ultérieurement sont l'étude du phénomène de perforation et la détermination réaliste des efforts d'impact pour différents types de projectiles.

7. Bibliographie

- Aufaure M., Chauvel D., L'Huby Y., *Finite Element Modelling of Concrete Structures*, "Dynamic elastoplastic analysis of reinforced concrete slabs and application to plastic design of some building structures", Pineridge Press, 1985.
- Badel P. B., Contribution à la simulation numérique des structures en béton armé, Thèse de doctorat, Université Paris VI, 2001.
- Batoz J.L., Dhatt G., *Modélisation des structures par éléments finis*, Hermès, 1990.
- Casadei F., Halleux J.P., "EUROPLEXUS: a Numerical Tool for Fast Transient Dynamics with Fluid-Structure Interaction", *SAMTECH Users Conference 2003*, Toulouse, France, February 3-4, (<http://europlexus.jrc.it>), 2003.
- Faucher V., Méthodes de réduction en dynamique explicite multi-échelles pour l'analyse des structures complexes sous impact, Thèse de doctorat, ENS Cachan, 2003.
- Gravouil A., Combescure A., "Multi-time-step explicit-implicit method for non linear structural dynamics", *Int. J. Num. Met. In Engrg.*, 1996.
- Herry B., "An approach to the connection between subdomains with non matching meshes for transient mechanical analysis", *Int. J. Num. Met. In Engrg.*, 2001.
- Johansen K. W., *Yield-line theory*, Cement and concrete Association, London, 1962.
- Koechlin P., Potapov S., "A global constitutive model for reinforced concrete plates", *soumis à Journal of Engineering Mechanics*, 2004.
- Lemaitre J., Chaboche J.L., *Mécanique des matériaux solides*, Dunod, 1988.
- Moulin S., Faucher V., Rapport interne EDF R&D HT/62/01/029/B, 2001.
- Save M.A., Massonet C.E., De Saxce G., "Plastic limit analysis of plates, shells and disks", *Applied Mathematics and Mechanics Vol. 43*, 1997.
- Waekel F., Réponse sismique transitoire, Documentation de Référence du code de calcul par éléments finis *Code_Aster*, EDF R&D (www.code-aster.org), 1999.