

Modélisation du béton en dynamique rapide avec le module MCCI de CESAR-LCPC

Philippe LUSSOU
Pierre HUMBERT
François TOUTLEMONDE

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

RÉSUMÉ

Les possibilités offertes par le module MCCI du code aux éléments finis CESAR-LCPC sont présentées. Ce module, dédié au calcul dynamique non-linéaire des structures de génie civil, est doté d'un modèle de comportement et d'algorithmes de résolution spécifiques à la modélisation du béton en dynamique rapide. Après une description détaillée du modèle de comportement utilisé, deux exemples d'application sont présentés : la chute d'un conteneur de déchets en béton de fibres et des essais de dalle au tube à choc. Le premier exemple met en œuvre un maillage à base d'éléments massifs 3D et aborde la problématique du contact, le second met en œuvre des éléments de coque multi-couches. Pour chaque exemple, les comparaisons essais/calculs sont précédées d'explications quant au choix de la modélisation : discrétisation, conditions aux limites, paramètres des matériaux.

DOMAINE : Sciences de l'ingénieur.

ABSTRACT

MODELING OF CONCRETE IN RAPID DYNAMICS USING THE MCCI MODULE OF THE CESAR-LCPC COMPUTATION CODE

The possibilities offered by the MCCI module of the CESAR-LCPC finite element code are presented herein. This module, devoted to the non-linear dynamic computation of civil engineering structures, has been programmed with both a behavioral model and a series of solution algorithms specific to modeling concrete under rapid dynamics. Following a detailed description of the behavioral model used, two application examples will be discussed: the fall of a fiber-reinforced concrete waste container, and slab tests using the shock tube. The first example entails a mesh based on 3D solid elements and raises the topic of contact, while the second example involves multi-layer shell elements. For each example, the test / computation comparisons are preceded by explanations regarding the choice of modeling features: discretization, boundary conditions, material-related parameters.

FIELD: Engineering sciences.

215

INTRODUCTION

Le module MCCI a été développé dans le cadre d'un partenariat entre le LCPC et le CEA pour l'étude de la chute de conteneurs à haute intégrité [1]. Les principaux développements dont a bénéficié CESAR-LCPC à cette occasion sont : un modèle de comportement élasto-visco plastique avec endommagement, une méthode numérique de résolution adaptée aux situations de dynamique rapide et une méthode simplifiée de prise en compte du contact qui permet de décrire la chute d'un solide déformable sur un socle supposé infiniment rigide. Le modèle de comportement utilisé est fondé sur un critère de plasticité de Willam-Warnke amélioré pour tenir compte de l'augmentation de résistance du béton avec la vitesse de chargement et couplé avec une loi d'endommagement plastique isotrope pour permettre la modélisation de la désagrégation du béton au niveau du point d'impact. La méthode numérique employée pour le calcul des contraintes est l'algorithme de projection explicite dit de Ortiz et Simo [2]. On s'attache ici à présenter le modèle de comportement ainsi que deux exemples d'application : la chute d'un conteneur de déchets en béton de fibres et des essais de dalle au tube à choc. L'exemple du conteneur met en œuvre un maillage à base d'éléments massifs 3D et aborde la problématique du contact ; les calculs d'essais au tube à choc mettent en œuvre des éléments de coque multi-couches. Pour chaque exemple, les comparaisons essais/calculs sont précédées d'explications quant au choix de la modélisation : discrétisation, conditions aux limites, paramètres des matériaux.

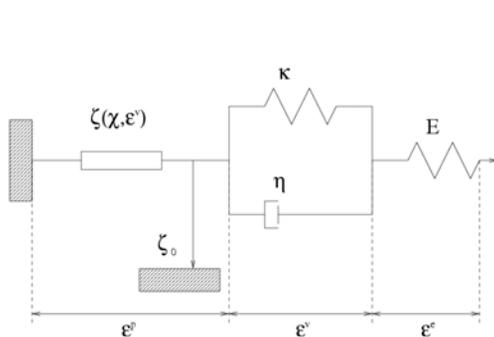
Description phénoménologique et modélisation unidimensionnelle

Le béton est un matériau dont les caractéristiques mécaniques apparentes (résistances, module d'élasticité) varient avec la vitesse de chargement. Les résultats expérimentaux montrent que l'augmentation de résistance observée (en traction ou compression) avec la vitesse de chargement ou de déformation imposée dépend essentiellement du degré de saturation des nanopores du béton [3-5] (porosité intrinsèque aux hydrates de la pâte de ciment dont la dimension caractéristique est de l'ordre du nanomètre). Cet effet de vitesse apparent est donc associé à un mécanisme dépendant de la viscosité du liquide remplissant les pores les plus fins du matériau. Expérimentalement, cette dépendance est vérifiée pour des vitesses de chargement ou de déformation inférieures à 100 GPa/s ou 10/s, des mécanismes inertiels liés à la fissuration du matériau devenant prépondérants pour des vitesses plus importantes [6].

Dans le cadre de la modélisation du comportement dynamique du béton à l'échelle macroscopique, ce phénomène visqueux est pris en compte de manière explicite par l'intermédiaire d'une variable de déformation visco-élastique, de nature scalaire, notée x , indépendante des variables plastiques prenant en compte la microfissuration du matériau à l'échelle macroscopique, ε^p la déformation plastique et χ la variable d'écroûissage. La connaissance de ces variables internes suffit à définir complètement le modèle (avec la déformation totale observable ε). Dans le cas d'un chargement uniaxial dynamique, le comportement du béton peut être représenté par le modèle rhéologique de la figure 1.

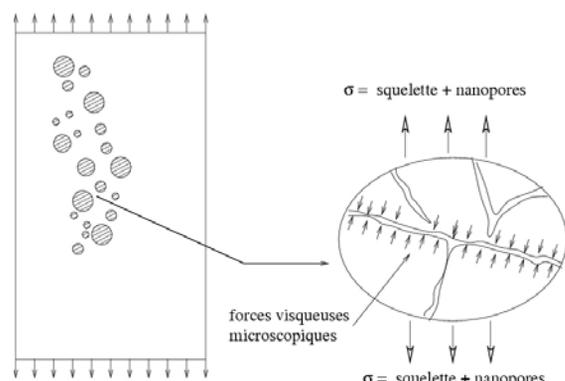
Dans cette figure, ζ_0 définit le seuil d'écroûissage initial du matériau (en traction, ζ_0 est égal à la résistance en traction du matériau sous chargement statique) et $\zeta(x)$ est la force d'écroûissage qui définit les seuils de plasticité successifs lorsque l'écroûissage ou l'adoucissement plastique ($\chi \neq 0$, associé à la microfissuration du matériau) est activé. Cette modélisation est valable sous chargement statique. En dynamique, les effets de vitesse sur les caractéristiques du matériau (résistance et module d'élasticité) doivent être pris en compte au niveau macroscopique. En traction directe dynamique, la résistance apparente du matériau peut être calculée comme la somme, pour une part, de la résistance sous chargement statique f_t et pour une autre part, de l'augmentation de résistance engendrée par le phénomène visqueux présent dans les nanopores du béton (Fig. 2). Dans la modélisation considérée (voir le schéma rhéologique équivalent sur la figure 1), la résistance du matériau en traction sous chargement dynamique est atteinte lorsque :

$$\begin{aligned} \sigma - f_t - \zeta &= 0 \Rightarrow \sigma = f_t^{\text{dyn}} = f_t + \zeta \\ \zeta &= \Delta f_t = f_t^{\text{dyn}} - f_t \end{aligned} \quad (1)$$



□ **Figure 1**

Modèle visco-élasto-plastique avec écroûissage visqueux pour le béton en dynamique. Dans ce schéma 1D, la déformation totale est la somme des déformations ε^e , $\varepsilon^v = x$ et ε^p .



□ **Figure 2**

Résistance apparente du béton sous chargement dynamique de traction, d'après [1].

Ainsi, l'augmentation de résistance en dynamique Δf_t est modélisée par la force d'écroûssage ζ . Cet effet de vitesse est induit par un phénomène visqueux présent au sein des nanopores du béton, pris en compte dans la modélisation par la variable x . Relier l'effet de vitesse macroscopique à son origine physique au sein du modèle revient donc à définir la relation entre la force d'écroûssage ζ et la déformation x : $\zeta(x)$. Par analogie avec la relation entre z et c , qui définit l'écroûssage plastique, $\zeta(x)$ définit un écroûssage non-plastique [7] qui peut être qualifié de visqueux dans le cas présent.

Modélisation des effets de vitesse par l'écroûssage visqueux

Les résultats expérimentaux obtenus en traction directe à différentes vitesses de chargement [3] permettent de relier l'augmentation de résistance en traction (égale à la force d'écroûssage ζ dans le modèle) à la vitesse de chargement imposée ($\dot{\sigma}$ en GPa/s, quasi-constante lors des essais) par la relation suivante (à condition que les nanopores soient saturés) :

$$\Delta f_t = \zeta = \alpha \log \left(\frac{\dot{\sigma}}{5.10^{-5}} \right) \quad (2)$$

où α est l'augmentation de résistance en traction directe par unité logarithmique de vitesse de chargement (valeur moyenne de 0,7 MPa pour les différents bétons testés) et $5.10^{-5} \text{ GPa.s}^{-1}$ est la vitesse de chargement statique de référence. La déformation visqueuse x obtenue au pic d'effort (pour $\sigma = f_t^{\text{dyn}}$) peut être déterminée en résolvant l'équation différentielle donnant son évolution, déduite du modèle rhéologique de la figure 1, pour un chargement de traction où $\sigma = \dot{\sigma} t$:

$$\eta \dot{x} = \frac{\dot{\sigma} t}{\sqrt{3}} - \kappa x \quad (3)$$

À partir de la connaissance des paramètres de cette équation (la viscosité η et la rigidité κ , dont la détermination est explicitée dans [1]), et en éliminant t , paramètre supposé constant entre (2) et (3), il est possible de relier la force d'écroûssage ζ à la variable de déformation visqueuse x pour différentes valeurs de la résistances en traction directe dynamique. La relation suivante a été déterminée [1] d'après des résultats expérimentaux de traction directe dynamique [3] obtenus sur différents bétons de rapport eau/ciment variant entre 0,3 et 0,7 (résistance en compression comprise entre 35 et 120 MPa) :

$$\zeta(x) = 5,21 \alpha \left[\frac{\log(x\sqrt{3})}{\log(f_t / \kappa)} - 1 \right] \quad (4)$$

Cette relation, qui tient compte dans le coefficient numérique d'un choix du rapport η/κ cohérent avec un temps caractéristique des mécanismes visqueux de l'ordre de grandeur de la durée des essais les plus lents [8], dépend uniquement de la résistance en traction sous chargement statique du béton f_t et du paramètre α précédemment défini. Le domaine de définition de cette fonction est naturellement limité aux vitesses de chargement pour lesquelles l'écroûssage visqueux est prépondérant : $5.10^{-5} \leq \dot{\sigma} \leq 50 \text{ GPa.s}^{-1}$.

Modélisation tridimensionnelle du béton en dynamique rapide

La prise en compte des effets de vitesse dans le modèle par une relation intrinsèque entre l'augmentation apparente de résistance ζ et son origine (déformation visqueuse x au sein des nanopores), indépendamment de toute vitesse de déformation ou de chargement, permet un passage aisé du cas unidimensionnel au cas tridimensionnel. Le modèle 3D est ainsi complètement défini par l'équation d'état du système, la loi d'évolution de la variable de déformation visqueuse et le critère de plasticité. L'écroûssage visqueux reste en effet défini par l'équation (4). L'équation d'état du système est donnée par [8] :

$$\sigma = C(\chi) : (\varepsilon - \varepsilon^p - \varepsilon^v) \text{ avec } d\varepsilon^v = \frac{s}{2\tau} dx \quad (5)$$

où $C(\chi)$ est le tenseur d'élasticité du matériau qui dépend de la variable d'écroûssage χ (l'endommagement du matériau est ainsi introduit dans la modélisation) et $d\varepsilon^v$ est l'incrément

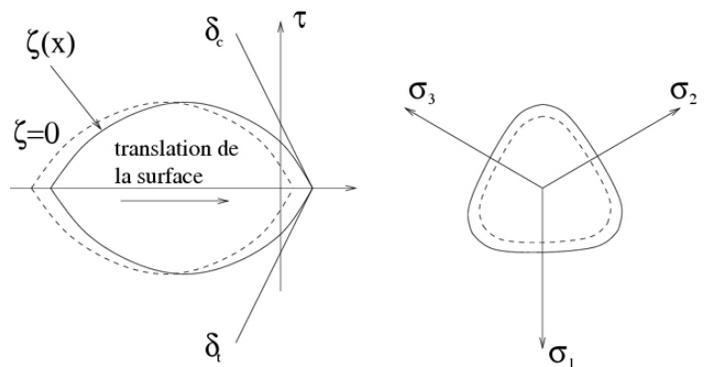
de déformation visco-élastique reliée à l'évolution de la déformation visqueuse x , elle-même définie par :

$$\eta \dot{x} = \tau - \kappa x \quad (6)$$

avec $2\tau^2 = s : s$, le second invariant du déviateur (s) du tenseur des contraintes. En l'absence de données expérimentales complètes sur la variation de résistance du matériau en dynamique dans des sollicitations multiaxiales complexes, on a choisi de prendre cette loi d'évolution (6) comme liée au seul déviateur des contraintes, et indépendante de la contrainte moyenne $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$, ce qui ne permet pas de décrire un éventuel effet de vitesse sur la résistance en compression triaxiale ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) du béton. Les ordres de grandeur d'évolution de la résistance en compression simple sont cependant bien prévus avec la seule identification de $\zeta(x)$ en traction [1].

Afin de modéliser la rupture du béton, les critères de plasticité de Willam-Warnke à trois et quatre paramètres peuvent être utilisés. Le critère à quatre paramètres sera toutefois préféré dans les cas où il est important de rendre compte du comportement du matériau aussi bien dans le domaine des faibles contraintes moyennes que dans le domaine des fortes contraintes moyennes [9]. Il est représenté graphiquement dans le plan (p - τ) et dans une coupe déviatorique (Fig. 3). Comme il est supposé que les effets de vitesse sont peu importants lorsque la pression de confinement est élevée, l'écroutissage visqueux est introduit dans le critère de plasticité uniquement en relation avec le comportement en traction du matériau [1] et conduit graphiquement à une translation de la surface de rupture le long de la trisectrice dans l'espace des contraintes principales (écroutissage cinématique). Une telle formulation conduit à une variation importante des caractéristiques mécaniques avec la vitesse de chargement dans la zone des faibles pressions hydrostatiques positives (traction triaxiale) et négligeable dans la zone des fortes pressions négatives (compression triaxiale).

□ **Figure 3**
Critère de Willam-Warnke modifié à quatre paramètres avec écroutissage visqueux.



MISE EN ŒUVRE NUMÉRIQUE DANS CESAR

Pour la modélisation du béton, le module MCCI permet d'utiliser plusieurs modèles de comportement fondés sur le critère de plasticité de Willam-Warnke. Il est possible de travailler en élasto-plasticité (avec ou sans écroutissage), ou en visco-élasto-plasticité tout en couplant ou non un modèle d'endommagement isotrope. C'est pour permettre de combiner ces différents enrichissements du modèle initial qu'un « modèle à tiroirs » a été implanté. La structure habituelle des jeux de données est remplacée par une structure où l'on décrit les trois composantes du modèle : le critère de plasticité, l'écroutissage visqueux et l'endommagement.

Les critères de plasticité de Willam-Warnke

Adaptés du critère de Drucker-Prager, les critères de Willam-Warnke s'expriment en fonction des invariants du tenseur des contraintes p , τ et θ . Les formulations utilisables avec le module MCCI sont :

$$f(\sigma) = \tau + \delta(\theta)(p - \rho_0) \quad (7)$$

pour le critère à trois paramètres, et

$$f(\sigma) = \tau + \delta(\theta) \left(p - \rho_0 + \frac{1}{2p_{cr}} (p - \rho_0)^2 \right) \quad (8)$$

pour le critère à quatre paramètres, où la fonction δ s'exprime en fonction de deux paramètres : f_c coefficient de frottement sur le méridien de compression, et f_t coefficient de frottement sur le méridien de traction. Ces formulations ne faisant pas apparaître de grandeurs physiques, des routines ont été développées dans CESAR [9] pour permettre l'utilisation de ces modèles à partir de données directement issues de résultats d'essais (résistance en compression simple σ_c , résistance en traction σ_t , résistance en compression biaxiale σ_{bc} et, éventuellement, l'état de contrainte au moment de la rupture lors d'un essai triaxial). Dans le cas du critère à trois paramètres, les paramètres f_c , f_t et ρ_0 sont déduits des données utilisateur à l'aide des relations ci-après :

$$f_t = \frac{\sqrt{3}(\sigma_{bc} - \sigma_c)}{\sigma_t + 2\sigma_{bc}} \quad (9)$$

$$\rho_0 = \frac{\sigma_t(\sqrt{3} + f_t)}{3f_t} \quad (10)$$

$$f_c = \frac{\sqrt{3}\sigma_c}{\sigma_c + 3\rho_0} \quad (11)$$

Dans le cas du modèle à quatre paramètres, f_c , f_t , ρ_0 et p_{cr} sont déterminés par la résolution d'un système de quatre équations non linéaires avec pour valeurs initiales les valeurs du critère à trois paramètres pour f_c , f_t et ρ_0 et comme valeur initiale de $p_{cr} = 2\sigma_c$. En l'absence de valeurs expérimentales disponibles, des valeurs de référence sont déterminées d'après [10] en fonction de la résistance en compression selon les relations suivantes :

$$\text{résistance en traction } \sigma_t = \frac{\sigma_c}{12,5} \quad (12)$$

$$\text{résistance en compression biaxiale } \sigma_{bc} = 1,1 \cdot \sigma_c \quad (13)$$

$$\text{deuxième invariant déviatorique pour l'essai triaxial } \tau_{\text{triax}} = 2,4476 \cdot \sigma_c \quad (14)$$

$$\text{contrainte hydrostatique pour l'essai triaxial } \sigma_{\text{triax}} = -3,9 \cdot \sigma_c \quad (15)$$

$$\text{Il est à noter que pour les bétons de fibres, il est en général approprié d'adopter } \sigma_{bc} = 1,5 \cdot \sigma_c \quad (16)$$

Le comportement visqueux du béton

Le comportement visco-élastique est complètement défini à partir de la loi d'évolution de la déformation visqueuse donnée par l'équation (6). Les paramètres à déterminer sont la viscosité η et la rigidité κ . Ces deux paramètres sont évalués à partir de résultats d'essais de traction directe à deux vitesses de chargements : statique et 100 GPa/s. La rigidité κ est calculée de la manière suivante :

$$\frac{1}{\kappa} = \frac{1}{E_{\text{stat}}} - \frac{1}{E_{\text{dyn}}} \quad (17)$$

où E_{stat} est le module d'élasticité pour une vitesse de chargement statique (pris égal à $5 \cdot 10^{-5}$ GPa/s) et E_{dyn} est le module d'élasticité pour une vitesse de chargement proche de 100 GPa/s. Ce dernier, en l'absence de données expérimentales, peut être évalué à partir des résultats expérimentaux de F. Toutlemonde [3] en considérant une augmentation de 0,9 GPa par unité logarithmique de vitesse de chargement, soit environ :

$$E_{\text{dyn}} = E_{\text{stat}} + 6,3 \text{ GPa} \quad (18)$$

La viscosité η est calculée automatiquement en supposant un temps caractéristique (rapport η/κ) égal à 50 s. L'écrouissage visqueux est donné par la relation (4) où σ est l'augmentation absolue de résistance en traction directe en fonction du logarithme de la vitesse de chargement. En l'absence de données expérimentales, ce paramètre peut être pris égal à 0,7 MPa/unité log.

Endommagement isotrope

D'après les résultats expérimentaux concernant le comportement cyclique du béton en traction et compression, la variation du module apparent reste faible voire négligeable pour des charges appliquées inférieures à 75 % de la charge maximale en compression et 100 % de la charge maximale en traction [11]. L'effet du dommage n'apparaît en effet que pour des niveaux de charge plus importants en compression ou, en traction, lorsque l'on se trouve dans la phase de propagation instable des fissures caractérisée par une chute de l'effort repris. Dans ces deux cas, le comportement du matériau est uniquement plastiquement dilatant, traduisant une augmentation de la porosité associée à la microfissuration du matériau. Ainsi, dans le module MCCI, la variation des caractéristiques élastiques du matériau est fonction de la déformation volumique anélastique. L'endommagement est décrit par la relation suivante :

$$E(\chi) = E_{ini} + (E_{ult} - E_{ini})(1 - e^{-\kappa\chi}) \quad (19)$$

où E_{ini} et E_{ult} sont respectivement les modules d'élasticité initial et ultime du matériau (à titre indicatif, on prendra $E_{ult} = E_{ini}/1000$) et κ est le coefficient de l'exponentielle qui est déterminé à partir d'une valeur de la variable d'écroutissage ultime pour laquelle $E = E_{ult}$. Le module d'élasticité varie ainsi entre E_{ini} et E_{ult} . Utiliser une telle relation revient à négliger l'évolution du module d'élasticité en compression dans la phase où le matériau est contracté, c'est-à-dire avant le pic d'effort. La dissymétrie du comportement du béton en traction et compression n'est également pas prise en compte. Cette limitation empêche pour l'instant la modélisation des sollicitations alternées.

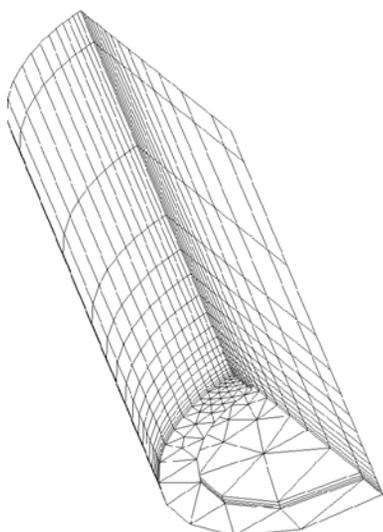
APPLICATIONS DU MODÈLE À DES CALCULS DE STRUCTURE

Chute d'un conteneur en béton de fibres

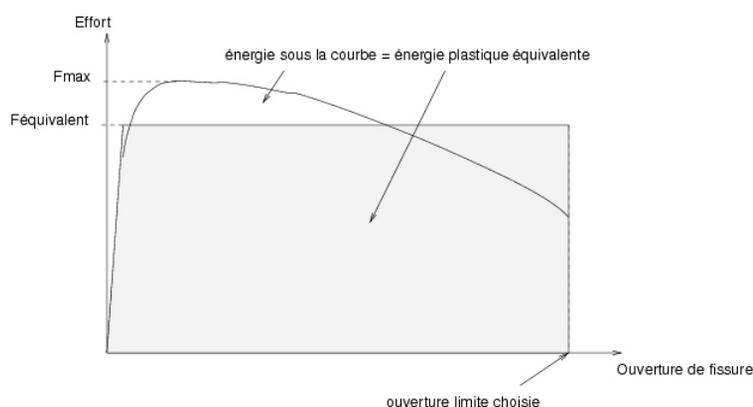
Parmi les différentes solutions envisagées pour la gestion des déchets nucléaires, l'entreposage dans un conteneur de haute intégrité (CHI) dans lequel le déchet est mis en vrac a été étudiée par le Commissariat à l'Énergie Atomique (CEA) à partir de 1994. Dans cette solution, le conteneur assure à lui seul le rôle de barrière de confinement, ce qui implique, outre des propriétés de durabilité, la résistance à une chute de 5 m sans dispersion du contenu. Compte tenu de ces exigences, il est apparu que les bétons fibrés ultra-performants (BFUP) pouvaient être des matériaux constitutifs de ce type de conteneur. Afin d'optimiser le dimensionnement de tels conteneurs, une série de tests a été réalisée sur des prototypes à échelle 1/3. La conception des corps d'épreuves a fait l'objet d'études préliminaires et leur fabrication s'est déroulée en trois étapes : après coulage de la coque externe, le conteneur est rempli de sable fin qui a pour rôles de simuler la charge supplémentaire due aux déchets radioactifs et de permettre la vérification de la non dispersion des déchets après le choc (assimilée à une fuite de sable). Le bouchon est alors coulé à l'aide d'un disque en bois utilisé comme coffrage perdu. Les conteneurs sont ensuite lâchés de 5, 9 et 12 m avec l'inclinaison qui permet de positionner le centre de gravité du conteneur à la verticale du point d'impact.

Le conteneur cylindrique chute sur une arête du côté du bouchon ; son centre de gravité est à la verticale du point d'impact. Un calcul tridimensionnel s'impose donc, mais la symétrie permet de ne mailler qu'un demi-conteneur (Fig. 4). À l'instant initial, seul le point d'impact est en contact avec le socle indéformable, les autres nœuds ont une vitesse initiale correspondant à la hauteur de la chute. Le sable présent dans le conteneur pour servir de lest est supposé élastique et en contact parfait avec la paroi interne (étant donné la souplesse de ce matériau, cette hypothèse a peu d'influence sur le calcul). Le calcul est mené jusqu'au début du rebond du conteneur (environ 3 ms).

Les paramètres nécessaires à la description du conteneur en BFUP (tableau I) ont été identifiés expérimentalement (dans l'esprit des recommandations pour le calcul des structures en béton de fibres [12]) grâce à une importante campagne d'essais de traction à différentes vitesses [1]. Dans un premier temps, l'anisotropie induite par la mise en œuvre n'a pas été prise en compte. Les paramètres décrivant le comportement en compression simple et en compression triaxiale ont également été calés sur l'expérience. Compte tenu du caractère écroutissant du matériau en traction jusqu'à un pic d'effort correspondant à la localisation, puis faiblement adoucissant, la valeur du palier plastique est la contrainte équivalente au sens de l'énergie dissipée jusqu'à une ouverture de fissure de 1 mm (Fig. 5).



□ **Figure 4**
Maillage du conteneur.



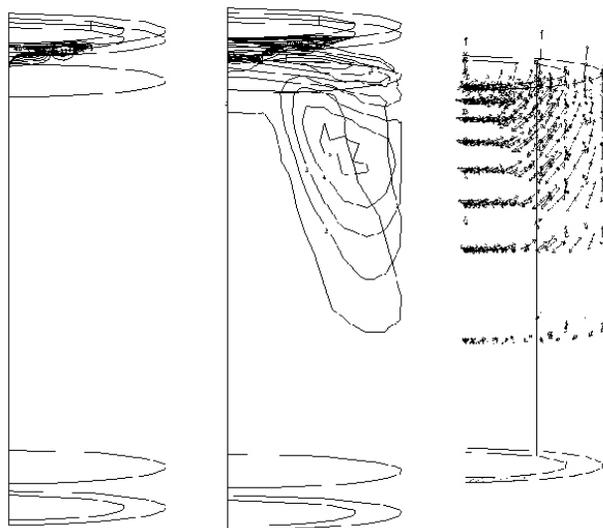
□ **Figure 5**
Schéma de principe pour la détermination de la résistance en traction prise en compte dans les calculs.

TABLEAU I
Données matériaux pour la modélisation du conteneur en BFUP

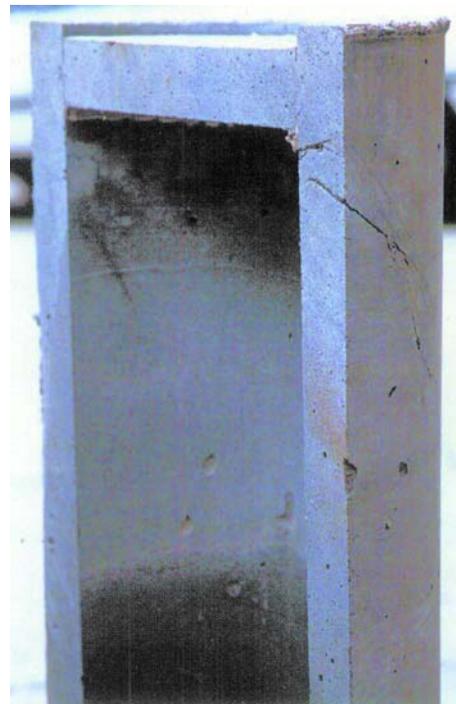
		BFUP	Unité
Élasticité			
Masse volumique	ρ	2 500	kg.m ⁻³
Module d'Young	E	52	GPa
Coefficient de Poisson	ν	0,2	
Plasticité			
Résistance en compression	σ_c	200	MPa
Résistance en traction	σ_t	7	MPa
Résistance en compression biaxiale	σ_{bc}	350	MPa
Viscosité			
Module dynamique	E_{dyn}	55	GPa
Augmentation de la résistance avec la vitesse	$\Delta\sigma_t$	0,5	MPa/ulog
Endommagement			
Module ultime	E_{ult}	52	MPa
Coefficient κ	κ	150	

Les déformations plastiques calculées sont interprétées en termes d'ouvertures de fissures en les multipliant par deux fois la longueur des fibres, ce qui correspond à une extension plausible de la « zone de régularisation » des déformations de part et d'autre d'une fissure. Sur la figure 6, les dégradations macroscopiques sont visualisées par l'extension des zones d'isovaleurs entre 4 ‰ (ouverture de fissure de l'ordre de 0,1 mm) et 4 ‰ (ouverture de 1 mm) et la direction des déformations plastiques principales. Il apparaît clairement que pour une chute de 5 m, les dégradations restent concen-

trées au voisinage du point d'impact, ce qui correspond bien à l'épaufrure observée expérimentalement. Localement, le matériau subit de très fortes compressions dans les trois directions. En revanche, pour une chute de 12 m, les déformations irréversibles importantes s'étendent à l'ensemble de la structure et peuvent s'interpréter, via les directions principales de déformation plastique, comme une fissuration de la coque inclinée de 40 degrés environ par rapport aux méridiens sur la moitié de la hauteur. L'ouverture peut atteindre 1 mm au niveau du bouchon, ce qui correspond bien à l'expérience (Fig. 7).



□ **Figure 6**
Déformation plastique principale comprise entre 4 % et 4 % pour les chutes de 5 m et de 12 m et directions des déformations plastiques principales dans la coque du conteneur pour la chute de 12 mètres.

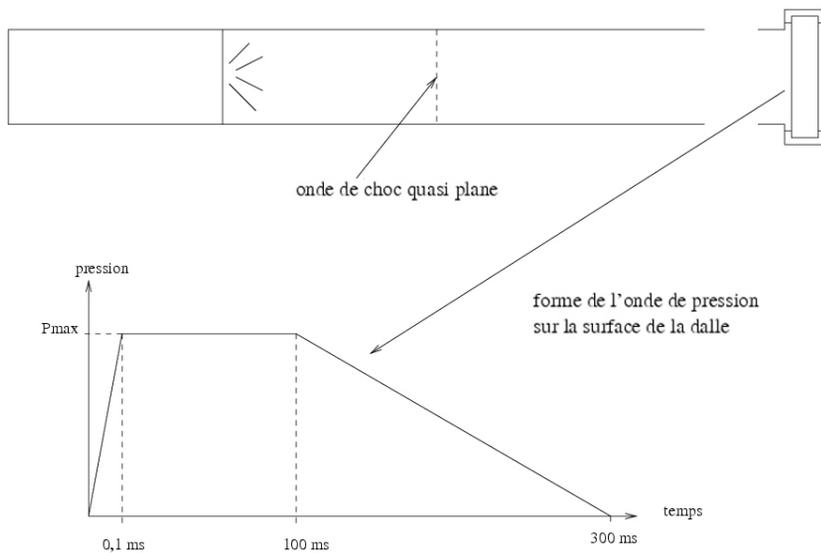


□ **Figure 7**
Photographie de la zone fissurée à l'intérieur de la coque du conteneur après la chute de 12 mètres.

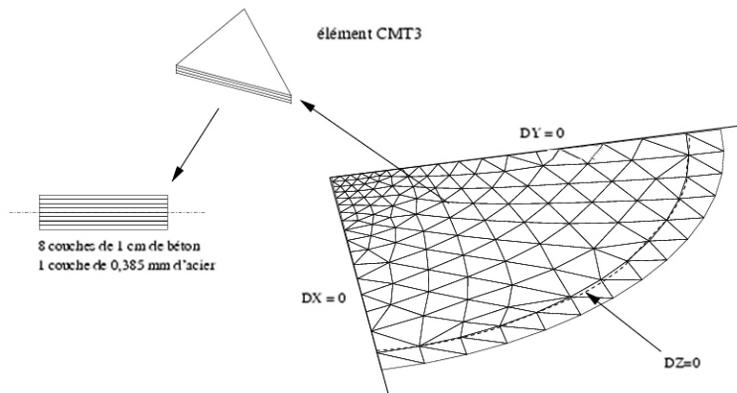
Dalles testées au tube à choc

Le principe des essais est décrit dans [13] et illustré sur la figure 8. Une partie du tube, longue de 3 à 19 m, est gonflée à l'air comprimé jusqu'à la pression désirée (maximum = 6 MPa). Le diaphragme (tôle d'acier) est alors ouvert brutalement, ce qui génère une onde de pression quasi plane qui vient frapper la dalle de béton placée en bout de tube. Le profil temporel de cette onde se compose d'une brusque montée suivie d'un palier dont la durée varie entre 20 et 100 ms, puis d'une redescente relativement lente jusqu'à atteindre une valeur nulle. Plusieurs chargements d'intensité croissante sont appliqués successivement à chaque dalle jusqu'à rupture complète. Les résultats expérimentaux sont présentés en détail dans [3].

La géométrie des dalles (0,82 m de portée pour 0,08 m d'épaisseur) permet de se placer à la limite du cadre des dalles « minces » (portée/épaisseur > 10). La modélisation à l'aide d'éléments de coques-multicouches peut donc être envisagée. Pour une description détaillée de ces éléments, on se reportera à la référence [14] ; notons toutefois les principales hypothèses de cette modélisation : adhérence parfaite entre les couches, variation de contrainte nulle dans l'épaisseur d'une couche. Le maillage est donc constitué d'éléments « CMT3 » eux-mêmes discrétisés en huit couches de béton et une couche d'acier pour décrire la nappe de treillis soudé à mailles carrées de 10 cm de côté (TS HA 7) placée à 2 cm de la face tendue, soit une section de $3,85 \text{ cm}^2/\text{m}$. Lors des essais, une attention particulière a été portée à la réalisation des conditions aux limites : la dalle circulaire est



□ **Figure 8**
Principe des essais de tube à choc.



□ **Figure 9**
Maillage et conditions aux limites pour la simulation d'un essai de dalle au tube à choc.

TABLEAU II
Paramètres du module pour les deux bétons considérés

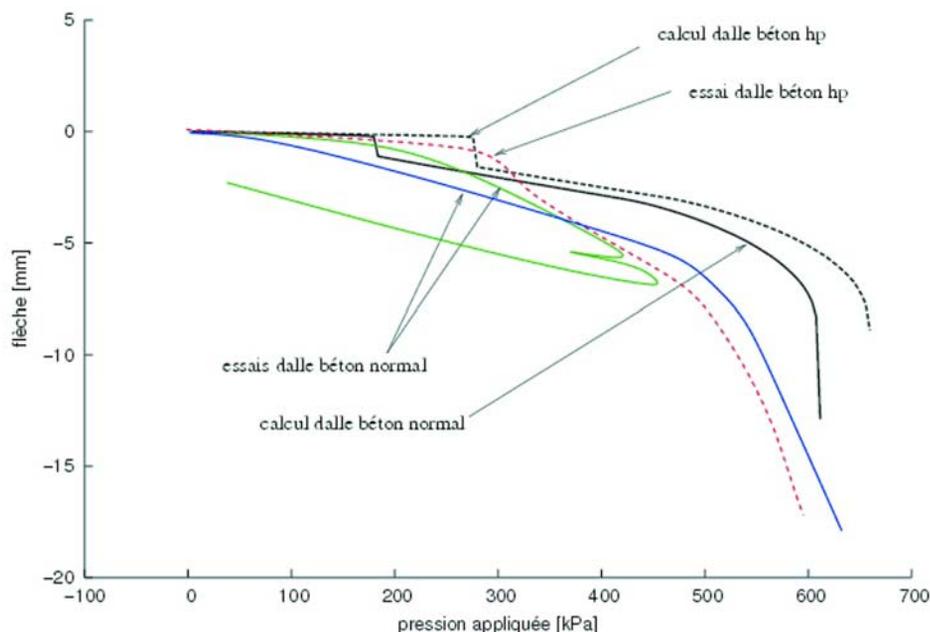
		Béton normal	Béton HP	Unité
Élasticité				
Masse volumique	ρ	2 377	2 446	kg.m ⁻³
Module d'Young	E	37,5	49,2	GPa
Coefficient de Poisson	ν	0,2	0,2	
Plasticité				
Résistance en compression	σ_c	55,6	122,4	MPa
Résistance en traction	σ_t	3,8	6,41	MPa
Résistance en compression biaxiale	σ_{bc}	64,6	140,8	MPa
Viscosité				
Module dynamique	E_{dyn}	43,8	65,3	GPa
Augmentation de la résistance avec la vitesse	$\Delta\sigma_t$	0,6	0,75	MPa/ulog
Endommagement				
Module ultime	E_{ult}	37,5	49,2	MPa
Coefficient κ	κ	3 000	3 000	

« pincée » entre les bossages de deux viroles massives et un sandwich mince caoutchouc-acier permet d'absorber les défauts géométriques et de répartir l'effort de serrage. La raideur de ce système d'appui a été mesurée [3], ce qui a permis de justifier l'hypothèse d'un appui simple sur un cercle de diamètre 0,82 m. La géométrie circulaire de la structure permet, quant à elle, de ne considérer qu'un quart de dalle dans la modélisation. Le maillage et les conditions aux limites qui en résultent sont présentés sur la figure 9.

Les essais modélisés ici concernent des dalles armées fabriquées avec un béton ordinaire (dit « normal ») et un béton à hautes performances. Des éprouvettes en bétons de mêmes formulations ont fait l'objet d'essais à la barre de Hopkinson [3] ; ces essais ont permis de déterminer des valeurs caractéristiques d'augmentation de la résistance en traction avec la vitesse de chargement (paramètres de viscosité dans le tableau II) pour ces matériaux. Par ailleurs, lors de la fabrication des dalles, des éprouvettes ont également été coulées ce qui a permis d'ajuster le module élastique et les résistances en traction et en compression des bétons effectivement mis en œuvre.

Analyse des résultats pour les essais statiques

Les simulations des essais statiques présentent qualitativement les mêmes particularités que les courbes expérimentales (Fig. 10) : une première phase de montée en charge élastique avec une pente plus forte pour la dalle en béton HP, un seuil de plastification du béton et des aciers également plus important pour le béton HP, suivi d'un léger palier de transition avant la reprise des efforts de traction par les aciers. Les pressions de ruine obtenues numériquement sont assez proches des valeurs expérimentales.



□ **Figure 10**

Comparaison des flèches numériques et expérimentales pour les essais statiques.

Analyse des résultats pour les essais dynamiques

Afin de rendre compte de l'endommagement du béton au cours des tirs successifs, chaque calcul est effectué comme une « poursuite » du chargement précédent. À partir d'un certain niveau de pression, les calculs démarrent donc avec une dalle déjà endommagée. Pour chaque simulation dynamique, on extrait de l'analyse l'évolution de la flèche au centre de la dalle. Les données évaluées et comparées ici sont la flèche maximale (au cours de la première oscillation) et la fréquence propre de la structure lors du régime de vibrations forcées. Les figures 11 et 12 proposent une comparaison des

résultats de calcul par rapport aux résultats expérimentaux en termes de flèche maximale et de fréquence propre des dalles en fonction de la pression appliquée (les dalles E et F sont en béton dit « normal », les dalles W et X sont en béton HP). La figure 11 montre que l'évolution de la flèche maximale est bien reproduite par les calculs et, malgré une tendance à sous-estimer l'endommagement du béton HP, la figure 12 illustre, par la diminution de la fréquence propre, une perte de rigidité qui est cohérente avec les résultats expérimentaux.

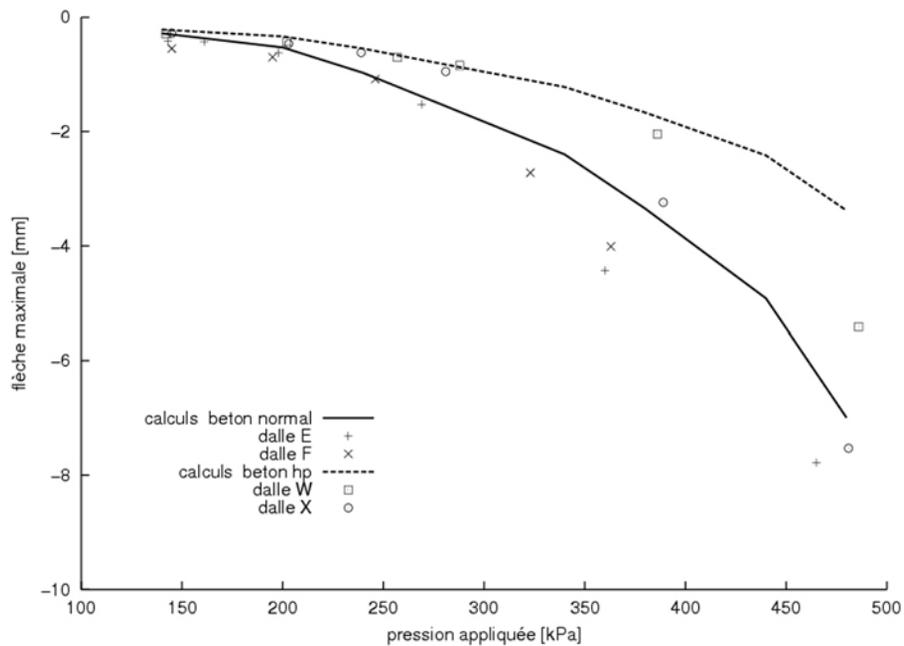


Figure 11
Variation de la flèche maximale des dalles en fonction de la pression appliquée.

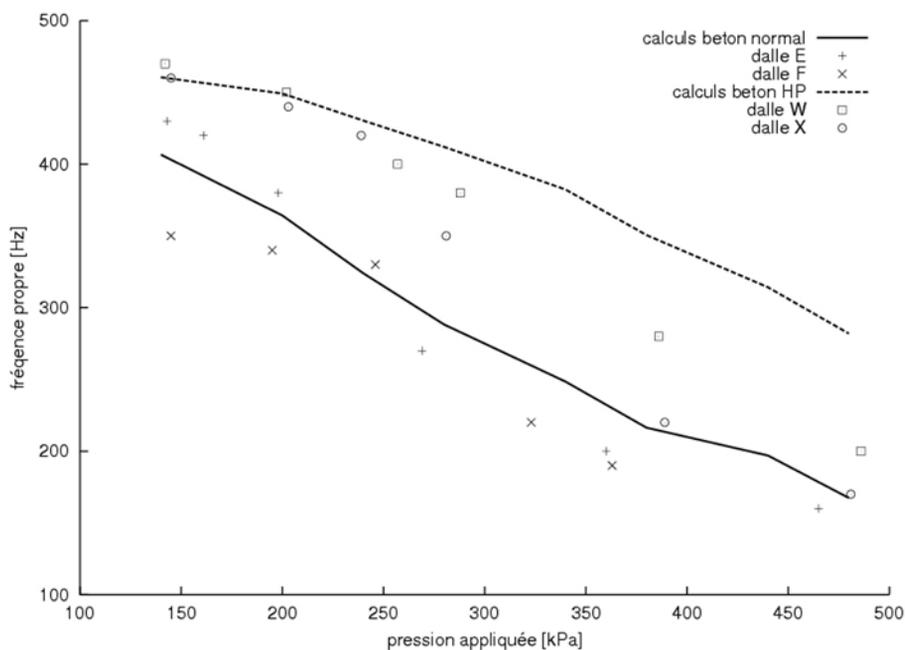


Figure 12
Variation de la fréquence propre des dalles en fonction de la pression appliquée.

CONCLUSION

La modélisation élasto-visco-plastique du comportement dynamique du béton via le module MCCI de CESAR-LCPC a pu être validée par une confrontation pertinente à des essais sur structures simples. Le modèle a montré son efficacité sur une gamme relativement large de bétons : béton « normal », BHP, BFUP. On a montré que, dans une situation où toutes les caractéristiques du matériau n'ont pas pu être testées, l'identification des paramètres des matériaux a pu se faire à partir de données relatives à des bétons « proches ». Cette possibilité illustre la robustesse de la modélisation et la capacité de CESAR à être utilisé dans une procédure d'aide à la conception. La principale perspective d'amélioration du module MCCI concerne la prise en compte des conditions de contact. Des développements sont en cours pour étendre les problèmes traités par cet outil au cas d'une structure déformable impactée par un projectile considéré dans un premier temps comme rigide, ce qui peut couvrir une gamme utile de problèmes de génie civil.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] SERCOMBE J., *Modélisation du comportement du béton en dynamique rapide. application au calcul des conteneurs à haute intégrité*, Études et recherches des LPC, **OA30**, Paris, **1999**.
- [2] ORTIZ M., SIMO J.-C., An analysis of a new class of integration algorithms for elastoplastic constitutive relations, *International Journal for Numerical Method in Engineering*, **23**, **1986**, pp. 353-366.
- [3] TOUTLEMONDE F., *Résistance au choc des structures en béton, du comportement du matériau au calcul des ouvrages*, Études et recherches des LPC, Paris, **1995**.
- [4] GARY G., ROSSI P., *Mécanique des Géomatériaux*, chapter Dynamique des bétons, Hermes, Paris, **1995**, pp. 78-95.
- [5] HARSH S., SHEN Z., DARWIN D., Strain-rate sensitive behavior of cement paste and mortar in compression, *ACI Materials Journal*, **87(5)**, **1990**, pp. 508-515.
- [6] BAILLY P., Comportement des ouvrages en dynamique rapide, In *Ouvrages et actions accidentelles*, Aussois, France, 1-3 février **1999**. Groupe de travail Géomatériaux Environnement Ouvrages.
- [7] COUSSY O., ULM F.J., Creep and plasticity due to chemo-mechanical couplings, *Archive of Applied Mechanics*, **66**, **1996**, pp. 523-535.
- [8] SERCOMBE J., ULM F.J., TOUTLEMONDE F., Viscous hardening plasticity for concrete in high-rate dynamics, *Journal of Engineering Mechanics*, **124(9)**, septembre **1998**, pp. 1050-1057.
- [9] ULM F.J., *Un modèle d'endommagement plastique : application aux bétons de structure*, Études et recherches des LPC, **OA19**, Paris, **1996**.
- [10] CHEN W.F., HAN D.J., *Plasticity for structural engineers*, Springer-Verlag, **1988**.
- [11] CHEN W.F., *Plasticity in reinforced concrete*, J. Wiley & Sons, Chichester, England. **1982**.
- [12] CASANOVA P., *Bétons renforcés de fibres métalliques, du matériau à la structure*, Études et recherches des LPC, **OA20**, Paris, **1996**.
- [13] TOUTLEMONDE F., ROSSI P., BOULAY C., GOURRAUD C., GUEDON D., Comportement dynamique des bétons : essais de dalles au tube à choc, *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **184**, **1993**, pp. 77-85.
- [14] AOUAMEUR-MESBAH A., *Analyse non-linéaire matérielle et géométrique des structures coques en béton armé sous chargements statiques et dynamiques*, Thèse de doctorat, École nationale des Ponts et Chaussées, **1998**.