



HAL
open science

Résistance au choc des structures en béton : du comportement du matériau au calcul des ouvrages

François Toutlemonde

► **To cite this version:**

François Toutlemonde. Résistance au choc des structures en béton : du comportement du matériau au calcul des ouvrages. Mécanique [physics.med-ph]. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1994. Français. NNT: . tel-00529490

HAL Id: tel-00529490

<https://pastel.hal.science/tel-00529490>

Submitted on 25 Oct 2010

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

NS 18 473 (4)

X

Thèse

présentée par

François TOUTLEMONDE

pour obtenir le grade de

Docteur de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
Spécialité : Structures et Matériaux

**RESISTANCE AU CHOC
DES STRUCTURES EN BETON :
DU COMPORTEMENT DU MATERIAU
AU CALCUL DES OUVRAGES**

*soutenue le 16 décembre 1994
devant le jury composé de :*

M. Jean-Armand CALGARO, Président du jury, Professeur à l'ENPC
M. Gérard GARY, Rapporteur, chercheur au LMS
M. Patrice HAMELIN, Rapporteur, Professeur à l'Université de Lyon I
M. Janusz KLEPACZKO, Examineur, Professeur à l'Université de Metz
M. Hans REINHARDT, Examineur, Professeur à l'Université de Stuttgart
M. Alain MILLARD, Examineur, chercheur au CEA
M. Jaap WEERHEIJM, Examineur, chercheur à TNO (Pays-Bas)
M. Pierre ROSSI, Directeur de thèse, chercheur au LCPC

09



INV01239

Résumé :

Cette thèse s'inscrit comme une étape vers la maîtrise de la résistance au choc des structures en béton, en développant la connaissance du comportement dynamique du matériau pour mieux calculer les ouvrages vis-à-vis des chargements accidentels.

Une première partie récapitule les mécanismes physiques mis en évidence grâce aux essais de traction directe à des vitesses échelonnées du régime quasi-statique au domaine atteint lors des chocs durs (technique des barres d'Hopkinson), et propose plusieurs expressions de l'évolution de la résistance avec la vitesse, en fonction des paramètres caractéristiques du matériau. On a pu en déduire une optimisation du béton par rapport aux sollicitations dynamiques rapides.

Une deuxième partie décrit l'essai de dalles au tube à choc, mis au point pour valider sur une structure modèle les résultats obtenus à l'échelle du matériau. Les données recueillies sur 24 dalles constituées de différents bétons, armés ou non, sont présentées en détails. Leur analyse permet de tester plusieurs méthodes de calcul approchées, et de définir un cahier des charges incontournable pour des modèles de calcul en dynamique plus sophistiqués, qui restent à développer.

Mots-clés :

Béton hydraulique - Structures - Sollicitations dynamiques - Résistance au choc - Comportement mécanique - Traction directe - Barres d'Hopkinson - Eau libre - Composition du béton (optimisation) - Essai de dalles - Tube à choc - Béton armé - Rupture - Méthodes de calcul - Analyse limite - Modélisation numérique.

Abstract :

The present thesis may be considered as a first step to control the shock strength of concrete structures. It has contributed to developing the knowledge about the material dynamic behaviour in order to improve the design of structures against accidental loadings.

In a first part the physical mechanisms that were pointed out by direct tensile tests, at gradual strain rates from the quasi-static regime up to the domain of hard shocks (Hopkinson Bars technique) are listed. Several expressions of the strength evolution versus the strain rate are proposed, accounting for the influence of characteristic material parameters. An optimization of the concrete mix-design regarding high rate loadings has been considered.

In a second part the shock tube test of concrete slabs is described. This testing process was developed in order to validate at the level of an ideal structure the results that had been obtained at the material level. Data recorded on 24 slabs constituted of different reinforced or unreinforced concretes are presented in details. Analyzing such data allows checking different approximated design methods, and defining the absolute requirements of more sophisticated dynamic computational modellings, that are still to be processed.

Key-words :

Concrete - Structures - Dynamic loading - Shock strength - Mechanical Behaviour - Direct Tensile Tests - Hopkinson Bars - Free water - Concrete mix-design (optimization) - Slab test - Shock Tube - Reinforced Concrete - Failure - Design methods - Limit Analysis - Numerical Modelling.

Remerciements

Le travail exposé dans ce mémoire de thèse n'est évidemment pas une oeuvre individuelle, et ma reconnaissance va d'abord à tous les membres de l'équipe des Bétons du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées par qui j'ai été accueilli depuis 1990, et qui ont souvent, de près ou de loin, "trempé" dans l'étude du comportement au choc des bétons. De ceux qui fabriquent le béton à ceux qui le testent et le modélisent, des stagiaires aux responsables, tous ont eu à coeur de m'aider dans la réalisation de ce travail, et m'ont soutenu par leur professionnalisme et leur amitié. En particulier, je ne saurais trop exprimer ma dette envers Claude Boulay et Fabrice Le Maou, dans la conception, la réalisation et l'analyse des essais de Delft et de Viroulou, et je tiens de même à dire un grand merci à Christian Gourraud et Dominique Guédon, serviteurs enthousiastes du tube à choc du LEA ; ils ont permis tous quatre que se réalise la plus grande part des essais. Que le fruit de leur dévouement, de leur conscience professionnelle et de notre mutuelle sympathie soit ici rendu visible et reconnu.

Je souhaite associer à ces tout proches collègues dans l'effort les autres membres présents et anciens du Laboratoire d'Abris et de l'équipe Bétons du LCPC : Claudine Gourraud, l'irremplaçable Carlos Vinambres, Lucette Vercasson et aussi Karine Bouet et Marie-Thérèse Podesta pour le secrétariat et les aspects administratifs, Albert Belloc, Daniel Simitambe, Jean-Claude Evrard et les autres membres de l'équipe de fabrication des bétons, Alexis Attolou, Stéphane Renwez, Claude Puch qui a présidé à la conception pratique de l'essai de dalles, François Guerrier et Christian Paties qui m'ont aidé à me rendre à CESAR... Que Jan van Mier, notre interlocuteur dans le cadre de la coopération européenne entre le LCPC et l'Université de Delft, et Ger Nagtegaal, serviteur indéfectible de la barre de Hopkinson, soient également remerciés pour leur aide dans la réalisation des essais de traction rapide.

Je voudrais remercier plus spécifiquement François de Larrard, qui m'a en quelque sorte "recruté" au LCPC et dont la justesse d'analyse a toujours été précieuse pour moi, et Jean-Michel Torrenti qui, après avoir été à l'origine de la coopération LCPC-LEA et m'avoir supporté près de quatre ans comme entraîneur à la course et deux ans comme voisin de bureau, veut prolonger notre amitié au travail à propos de conteneurs de déchets nucléaires, ainsi que Paul Acker qui a toujours soutenu et valorisé mon travail, Didier Fau qui a fait démarrer le LEA et son tube à choc, et a rendu ma thèse possible, et Sabine Pasutto dont le dynamisme n'a eu d'égales que la clairvoyance et la sympathie.

Il m'est agréable de nommer ici les autres doctorants et jeunes docteurs avec qui les discussions et galéjades fréquentes n'ont pas été les moins bons moments de la préparation de ma thèse... Que Franz Ulm qui me supporte depuis six mois, Pascal Casanova à qui on n'a pas besoin de souhaiter moins de malheurs dans sa cuisine que devant sa presse, Laurent Granger qui m'entraîna dans des rédactions presque philosophiques, Robert Le Roy, Thierry Sedran, Chong Hu, Véronique Bouny-Baroghel, Catherine Larive, et aussi Benaija El Habib, Xuefeng Wu et Horacio Colina qui m'ont précédé depuis plus longtemps dans le dur chemin de la rédaction et de la soutenance, se trouvent ici particulièrement remerciés.

Ne pouvant nommer tous ceux qui m'ont aidé, je voudrais cependant citer encore Jean-François Ringot, qui, dans l'épopée des "Dalles soufflées à la Quercynoise", a été l'artisan du succès médiatique... Je suis heureux de dire un grand merci à Jean-François Coste, Directeur du LCPC, pour la confiance qu'il m'a témoignée notamment au cours des derniers temps du LEA, et qui m'a permis de venir à bout du programme expérimental prévu, ainsi qu'à l'équipe administrative du CETE du Sud-Ouest pour son aide efficace dans une passe difficile. Je dois reconnaître le support financier qui a été accordé à nos projets par les services du Haut Fonctionnaire de Défense, M. Jacques Tanzi puis M. Jean-Marie Martin, au cours du déroulement de la phase expérimentale de cette thèse. Je sais gré enfin au Centre d'Etudes de Gramat d'avoir pris en charge l'entretien de ce qui reste du tube à choc, afin de ne pas réduire à néant immédiatement l'investissement de plusieurs années...

J'ai grand plaisir à dire ma reconnaissance à tous les membres du projet 1.3 "Dynamique des bétons et des roches" du groupement de recherches coordonnées GRECO II Géomatériaux, dans lequel s'est inscrite une partie de ce travail de thèse. Merci à Gérard Gary, pilote du groupe, et qui a accepté d'être rapporteur de cette thèse. Merci à Patrice Hamelin pour avoir lui aussi accepté cette lourde tâche. Merci à Janusz Klepaczko pour les nombreux entretiens fructueux que nous avons eus, à propos de traction rapide sur béton, et à propos de cette thèse pour laquelle il a bien voulu siéger comme examinateur. Merci à Patrice Bailly dont la qualité de participation n'a d'égale que la modestie. Merci à tous pour les enrichissantes confrontations de points de vue que nous avons pu avoir dans le cadre de ce projet, et auxquelles ce mémoire doit beaucoup. Merci de m'avoir soutenu dans ce que d'aucuns ont appelé "dérive expérimentale"... et dont ce mémoire a pour ambition de montrer qu'elle peut parfois avoir quelque intérêt.

J'ai plaisir à remercier Alain Millard, dont j'ai beaucoup appris via son enseignement à l'ENPC et son action dans le groupe "Béton Armé" du GRECO, d'être examinateur dans mon jury de thèse. Je suis très honoré que le Professeur Hans Reinhardt ait bien voulu participer à ce jury, lui dont les travaux font date notamment dans le domaine du comportement des bétons à haute vitesse. Merci aussi à Jaap Weerheijm d'avoir accepté d'apporter dans ce jury le point de vue d'un autre spécialiste international. Je tiens à remercier le Professeur Jean-Armand Calgaro, compte-tenu de sa compétence en calcul d'ouvrages, d'avoir assumé la tâche de président du jury, exprimant ainsi les attentes des ingénieurs en matière de sécurité des structures vis-à-vis des chargements dynamiques, en particulier accidentels.

Enfin, puisqu'il faut paraître-il garder "le meilleur" pour la fin, je voudrais témoigner ici toute ma reconnaissance envers Pierre Rossi, mon directeur de thèse, pour la confiance qu'il m'a toujours accordée dans le pilotage de cette étude, sa disponibilité et son soutien à chaque occasion difficile, son exigence d'idées neuves et son souci de valoriser ses collaborateurs.

Je ne pourrais terminer ces remerciements sans exprimer une gratitude particulière à Françoise, ma femme, qui a assisté à une bonne part de l'accouchement pas toujours sans douleur de cette thèse, et n'a cessé de me supporter et de m'encourager dans sa préparation, au cours des phases d'exaltation ou des périodes plus moroses. Elle m'a souvent forcé à expliquer en termes "profanes" ce que j'aurais pu avoir tendance à présenter dans le jargon des spécialistes, et ce mémoire - et les lecteurs - lui doivent beaucoup.


François Touflemonde

Note de synthèse :

La présente thèse s'inscrit dans une démarche générale dont l'ambition est d'améliorer la conception des structures en béton vis-à-vis des chargements accidentels, notamment les chocs, explosions et autres actions dynamiques rapides. Ceci passe par une meilleure compréhension du comportement des bétons à haute vitesse et par la mise au point de méthodes de calcul efficaces et validées par l'expérience, de façon à adopter (compte-tenu des contraintes économiques toujours présentes) le béton adéquat, la quantité d'aciers juste nécessaire, et les dimensions opportunes pour obtenir une structure dont la résistance au choc et le coefficient de sécurité, estimés avec rigueur, sont les plus élevés possibles pour le coût qu'on s'est fixé. On présente en introduction quelques exemples d'ouvrages où ce type de démarche pourrait être utilisée.

Pour répondre à cette ambition, notre méthodologie a consisté à privilégier dans un premier temps une approche "fondamentale", afin de mettre en évidence les mécanismes de base du comportement dynamique du matériau, ce comportement se trouvant en quelque sorte paramétré par la vitesse de déformation (ou de contrainte). Puis on a voulu valider sur une structure modèle, suffisamment simple à modéliser et suffisamment représentative d'un élément réel, les résultats obtenus à l'échelle du matériau, de façon à engranger des données permettant de justifier une méthode de calcul.

* * * * *

La première partie concerne donc le comportement du matériau béton à haute vitesse. L'examen d'une trentaine d'années d'essais (chapitre 1.1) conduit à un fuseau relativement dispersé de résultats montrant une augmentation des résistances en traction et en compression des éprouvettes, de façon approximativement bilinéaire en fonction du logarithme de la vitesse de chargement (ou de déformation). La grande dispersion selon les types de béton et la difficile identification des paramètres des modèles susceptibles de justifier les tendances observées nous ont conduits à rechercher plus précisément le mécanisme physique qui explique cette évolution de résistance.

L'idée directrice a été de tester si l'eau libre, présente au sein des pores du béton, pouvait être responsable des "effets de vitesse" observés. On s'est alors concentré sur l'essai de traction, qui donne l'information la plus directe sur le comportement intrinsèque du matériau. Les précautions expérimentales nécessaires à l'obtention de résultats fiables sont explicitées (chapitre 1.2), d'autant qu'elles font partie de l'expérience acquise grâce à cette thèse et aux campagnes d'essais successives. On évoque en particulier la nécessité d'un montage rigide, d'éprouvettes centrées, de casques limitant les contraintes transversales aux interfaces, et d'une métrologie adaptée (en dynamique surtout, pour la mesure des déformations). Ces précautions ont d'ailleurs été prises de façon cohérente entre les essais quasi-statiques, effectués sur une presse asservie classique, et les essais dynamiques réalisés grâce à la technique des barres d'Hopkinson (modifiée en traction).

On a donc réalisé plusieurs séries complètes d'essais à des vitesses de chargement échelonnées de 0,05 MPa/s à 50 GPa/s environ. Les paramètres étudiés sont la teneur en eau libre, la nature de la matrice cimentaire, la granulométrie du squelette et le volume de pâte. Pour faire varier ces paramètres, on a joué respectivement sur la conservation (maintien sous scellement étanche ou séchage en étuve à 105 °C), le rapport eau/ciment (à volume de pâte constant), et la taille du plus gros granulats. On a vérifié qu'on pouvait continuer à faire l'hypothèse d'un comportement de type élastique-fragile pour le béton à haute vitesse, et

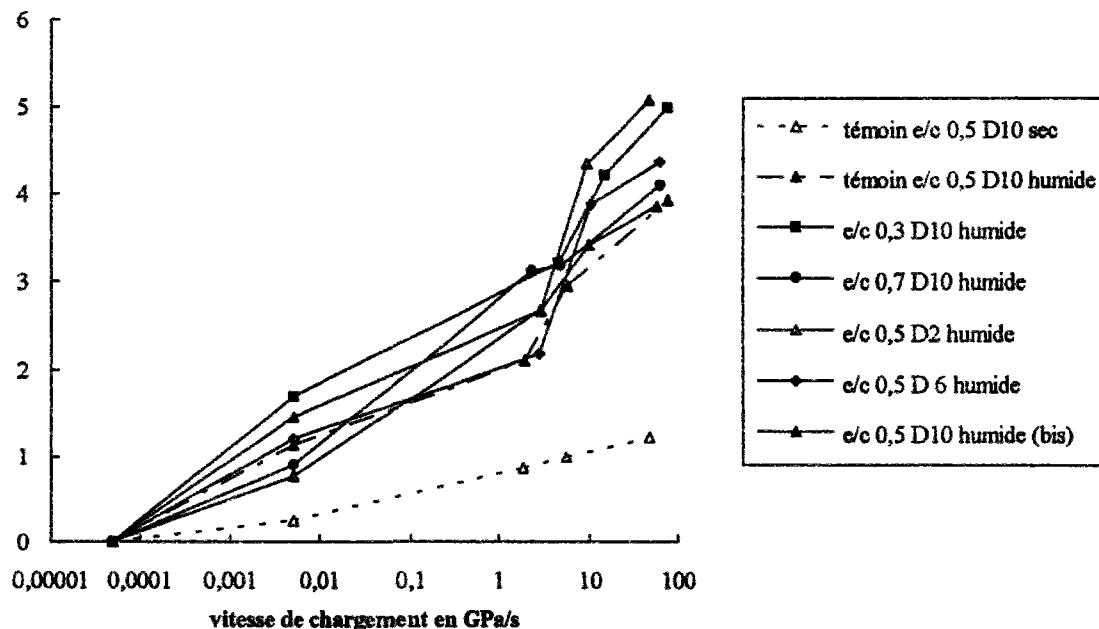
considérer comme caractéristiques le module d'élasticité (pente de la courbe contrainte - déformation longitudinale), la contrainte maximale et la déformation atteinte au moment du maximum de contrainte.

Les conclusions auxquelles on aboutit (chapitre 1.3) sont les suivantes :

1 - La contrainte maximale n'évolue pas avec la vitesse lorsque le béton est sec, au moins jusqu'à 50 GPa/s, au contraire elle évolue lorsque le béton est conservé humide. C'est donc l'eau libre au sein des pores de la pâte de ciment qui, dans cette gamme, est responsable des variations de comportement du matériau. Des explications physiques (effet Stefan sur les nanopores) sont cohérentes avec cette observation, néanmoins un passage micro-macro permettant de quantifier les variations de résistance paraît encore hors de portée.

2 - Pour les différents bétons testés, supposés saturés, on peut décrire l'évolution de la contrainte maximale avec le logarithme de la vitesse de chargement par une droite de pente moyenne 0,7 MPa/unité log. . On peut faire de même avec la déformation maximale, la pente moyenne étant alors de 12 μ déformations/unité log. . La figure 1.2-26 reproduite ci-après illustre ce résultat, qui montre l'intérêt de raisonner en augmentation absolue de résistance, et non en rapport résistance dynamique / résistance statique.

résistance - résistance statique de référence en MPa



3 - De la même façon, on peut proposer une loi moyenne d'évolution du module d'Young avec la vitesse de sollicitation. Le coefficient moyen est de 0,9 GPa/unité log. . Avec les valeurs courantes du module d'Young, on s'aperçoit qu'il est souvent possible de négliger cet effet de vitesse, les variations relatives du module se distinguant à peine de la dispersion expérimentale.

4 - Il est possible de comprendre l'effet des paramètres de formulation qui interviennent de façon secondaire dans l'augmentation de résistance. Ces paramètres, qui fournissent à notre avis la meilleure explication au sens statistique, sont la teneur en cristaux de CSH et le rapport g/g* de la teneur en granulats à la compacité maximale de l'empilement granulaire constitué des

mêmes granulats. L'augmentation de résistance est fonction croissante de ces deux paramètres, selon la formule (déterminée pour $H = 100\%$ d'eau libre soit $\varphi(H) = 1$) :

$$\sigma_u = \sigma_{u0} + \varphi(H) \cdot \left[6,6 \cdot 10^{-4} V_{CSH} + 3,6 \cdot \frac{g}{g^*} - 2,8 \right] \cdot \log_{10} \left(\frac{\dot{\sigma}}{\dot{\sigma}_0} \right)$$

les résistances étant exprimées en MPa et la teneur en CSH en kg/m^3 .

5 - Une telle formule peut s'éclairer par un modèle considérant l'amorçage de la fissure "critique", en traction, dans une zone de pâte excédentaire par rapport à l'empilement optimal, et dont la propagation est retardée par un effet de type visqueux au sein des pores intrinsèques au réseau des CSH.

6 - Les résultats ci-dessus sont confrontés à ceux d'autres auteurs, et on peut vérifier leur pertinence par rapport à d'autres sollicitations (compression notamment). On peut en tirer des conclusions quant à l'optimisation du matériau béton vis-à-vis de sollicitations dynamiques : la recherche d'une forte compacité et d'un degré d'hydratation élevé est en fait convergente avec l'optimisation mécanique du matériau en statique, et plus généralement avec la recherche d'une bonne durabilité.

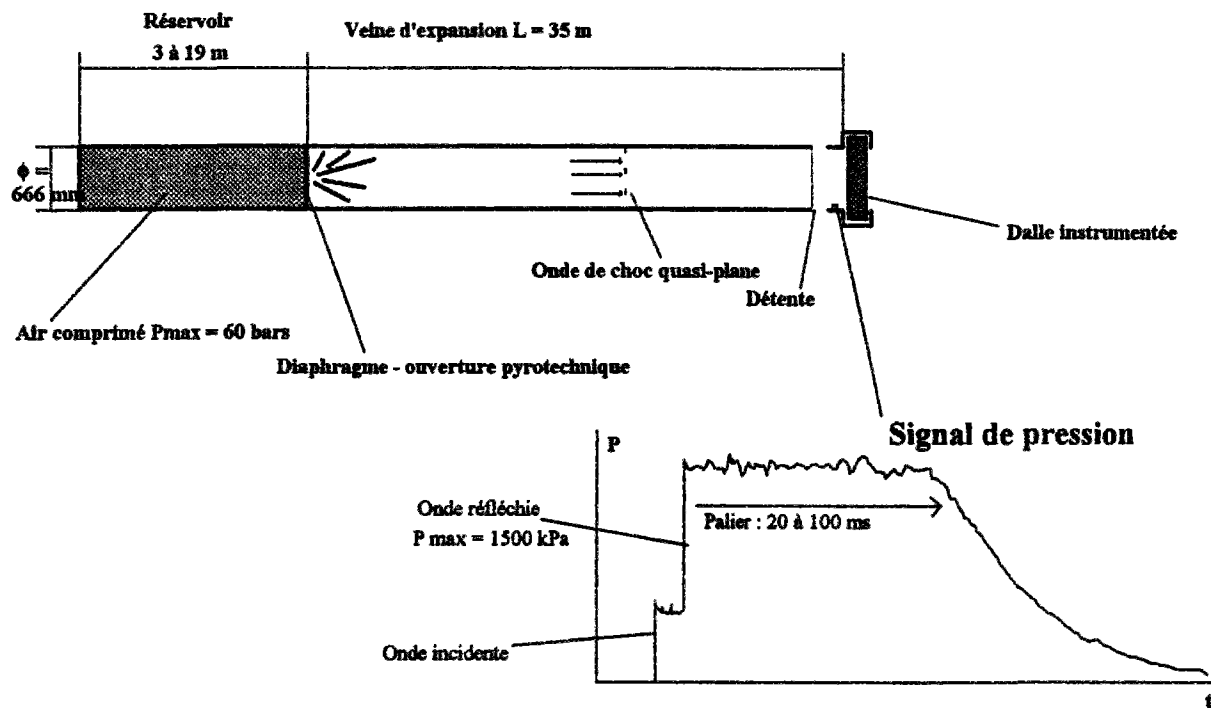
La mise en évidence de telles relations entre les caractéristiques de formulation, les propriétés statiques du matériau, et ses propriétés à haute vitesse, devra être confirmée par une étude physique et mécanique plus poussée, par des essais sur d'autres matériaux, et dans d'autres configurations d'essais. Déjà cependant ces résultats peuvent être d'une grande utilité pour établir les lois de comportement à utiliser dans un calcul dynamique de structures, pour différents bétons, sans avoir à effectuer de façon systématique une caractérisation mécanique du matériau à haute vitesse. Il faut cependant vérifier cette possibilité, c'est-à-dire l'applicabilité, à l'échelle d'une structure, de ces résultats obtenus à l'échelle du matériau.

* * * * *

Cet objectif exige de disposer sur une structure représentative de données bien contrôlées, tant en ce qui concerne le chargement et les conditions aux limites, que pour la description de la déformation de la structure. Malgré le nombre d'essais répertoriés, peu comportent des données suffisantes à cet égard (chapitre 2.1). Quant à la validation sur structure des résultats liés à l'eau libre que nous avons mis en évidence en traction directe, elle requerrait en tout état de cause des essais spécifiques, notamment à cause des précautions à prendre en termes de contrôle de l'hygrométrie.

Compte-tenu du matériel dont nous pouvions disposer, il s'est donc avéré nécessaire de mettre au point une procédure d'essai spécifique, consistant à tester en flexion des dalles de béton ou béton armé grâce à un tube à choc. Le chargement est exercé sur la dalle, circulaire, par l'intermédiaire d'une onde de choc aérienne, quasi-plane (figure 2.2-1 reproduite ci-après). La conception originale de l'essai, l'établissement du mode opératoire et la vérification de la cohérence des résultats obtenus (chapitre 2.2) ont constitué une part importante de ce travail de thèse, conduisant à l'obtention d'une "banque de données" (chapitre 2.3) qui sera particulièrement utile pour la vérification, sur une structure simple mais représentative, des lois de comportement et méthodes de calcul développées en dynamique.

Afin que soit vérifiée la qualité des essais, et dans le souci de rendre les données aisément accessibles et testables, on insiste notamment sur les points suivants :



- maîtrise du chargement (répétabilité, précision de la valeur du palier de pression) et des conditions aux limites (appui simple) ; géométrie axisymétrique simplifiant la modélisation jusqu'à l'apparition d'un mode de ruine par blocs, non symétrique ; possibilité d'utiliser le même dispositif en statique.
- caractérisation assez complète des différents bétons utilisés, en statique et en dynamique (essais de traction vus en 1^o partie), ce qui facilite le test de modèles pour une large gamme de matériaux.
- instrumentation importante et spécifique, en particulier avec la mise au point de capteurs de déplacement spécialement dimensionnés pour cet essai.
- programme de chargement et détermination des paramètres de l'acquisition des données spécialement choisis pour caractériser précisément la déformation transitoire maximale, le début de la fissuration, la rigidité résiduelle, etc.
- dépouillement simplificateur mais complet des courbes, après élimination des vibrations parasites éventuellement superposées (annexe 2), de façon à caractériser les signaux de réponse par un nombre restreint de variables globales (annexe 3), associé à un relevé le plus complet possible des informations "visuelles" (annexe 4).

Un premier dépouillement des résultats permet de confirmer les conclusions obtenues en traction directe : les dalles en béton sec ont pratiquement la même charge de ruine, qu'elles soient testées en régime quasi-statique ou par chocs successifs, au contraire des dalles en béton humide. Celles-ci, bien qu'elles se fissurent (au cours du régime stationnaire) pour la même charge qu'en statique, connaissent un régime non-linéaire où une "viscosité" interne et de multiples frottements (qui se traduisent par un amortissement accru des vibrations) s'opposent à la propagation des fissures. On note que le chargement par chocs successifs tend, pour les dalles non armées les plus rigides (dalles en béton à très hautes performances notamment), à favoriser un mode de rupture par effort tranchant le long de l'appui, qui n'apparaît pas en statique. Du coup, les charges de rupture des dalles en cas de choc ne se déduisent pas par un simple "coefficient de majoration dynamique" des charges de ruine statique, ni par un simple "facteur de structure" des contraintes de rupture en traction directe.

Pour les dalles armées, on peut distinguer trois étapes. D'abord, un régime de fonctionnement non fissuré, puis faiblement fissuré, au cours duquel la rigidité d'ensemble de la structure varie peu. Ce régime se prolonge (lorsque la dalle est testée par chocs successifs) jusqu'à un niveau de charge légèrement supérieur à la charge de ruine de la même dalle non armée. Ensuite, la fissuration s'étend à l'ensemble de la dalle, et certaines zones des aciers commencent à se plastifier. La rigidité d'ensemble de la structure décroît fortement, mais reste supérieure à la rigidité de la dalle analogue testée à la même pression en statique. Enfin, on distingue un stade "ultime" où la rigidité atteint un niveau plancher, lié aux armatures, où les fissures nouvelles sont rares mais les fissures existantes s'ouvrent de plus en plus. A ce stade, la nature du béton n'intervient plus que par son éventuelle adhérence avec le renforcement dans les zones moins sollicitées. Ainsi, le béton THP armé reste solidaire des aciers sur appui, et les dalles (en particulier en dynamique), cassent en flexion. Au contraire, le béton témoin est plus endommagé (extension et ouverture plus importantes des fissures), surtout en statique, et la rupture a lieu par poinçonnement le long de l'appui, avec déchaussement des armatures.

Une des principales leçons de ces essais est donc qu'il est crucial de prévoir, dans le calcul au choc d'un ouvrage, non seulement sa capacité portante, mais aussi le mode de ruine associé, de façon à assurer une réserve de ductilité suffisante. Il faut alors prendre garde au fait que le changement de propriétés locales du matériau (résistance en traction et adhérence acier-béton notamment) risque de modifier le mécanisme de ruine prévisible en statique.

On a mis en oeuvre (chapitre 2.4) plusieurs modélisations de l'essai de dalles au tube à choc, qui éclairent et synthétisent les résultats bruts obtenus. Ainsi, on peut estimer avec une précision meilleure que 30 % la flèche maximale obtenue lors d'un tir, grâce à une approche linéarisée (dalle élastique de rigidité réduite, avec amortissement visqueux), cette précision pouvant être bien meilleure tant que la structure reste faiblement et symétriquement endommagée. On peut calculer grâce à cette approche les déformations anélastiques, dont on vérifie la cohérence avec les ouvertures de fissures. On obtient aussi une bonne estimation de la flèche tant que les aciers ne plastifient pas (c'est-à-dire que les ouvertures de fissures restent assez faibles) avec la méthode classique de l'oscillateur élastoplastique équivalent.

Le problème de ces méthodes est leur difficulté à prévoir les seuils de changement macroscopique du comportement de la structure : fissuration, plastification des armatures, pression et mode de ruine. Pour déterminer ces deux derniers termes, l'analyse limite, malgré quelques options assez arbitraires, reste la méthode simplifiée la plus efficace, à condition de prendre en considération des mécanismes qui ne seraient pas forcément activés en statique.

Enfin, les résultats encore décevants des premiers tests de calculs non-linéaires mettent en évidence la nécessité - et la difficulté - de tenir compte simultanément de quatre phénomènes, conséquences du développement des fissures, parce qu'ils sont du même ordre d'importance pour la structure : déformations irréversibles, dégradation de la rigidité, amortissement croissant des vibrations, passage à un mécanisme de blocs ne conservant plus la symétrie initiale du problème.

Dans le cadre classique de la mécanique des milieux continus, il s'agit donc de développer "au minimum" une approche de type viscoplastique avec endommagement, celle-ci permettant de décrire correctement le comportement de l'élément tant qu'il garde un fonctionnement d'ensemble. Pour rendre compte de la "localisation ultime" du problème, qui apparaît de façon a priori aléatoire à l'échelle de la structure, il devient indispensable de s'orienter vers une approche de type probabiliste. Mais là commence une autre thèse...

Synopsis :

This doctoral thesis is part of a larger research project, which aims to improve the design of concrete structures against accidental loadings, namely shocks, explosions and other high rate dynamic loadings. For this aim, a better understanding of concrete behaviour at high strain rate is required, as well as the development of effective and experimentally validated computational methods. This makes possible to adopt the correct concrete designs, the just necessary reinforcement ratios, and the economically optimized thicknesses, in order to obtain structures where the safety factor and the shock strength, rigorously estimated, are the highest possible for the allowed cost. In the introduction, some cases of structures are listed for which this type of approach might fruitfully be used.

The methodology that we developed to fulfill the requirements of this general scope first focussed on a "fundamental" approach, in order to point out the basic physical mechanism which explains the material behaviour at high strain rates. In fact, the concrete behaviour is supposed to be possibly described with the strain (or stress) rate as a parameter. Then it is attempted to validate on an ideal structure, simple enough to be modelized, but representative enough of a structural element, the results that have been obtained at the material level. Data are thus obtained which allow to justify computational methods.

* * * * *

The first part of this report deals with the high strain rate behaviour of concrete materials. A review of about thirty years of tests (chapter 1.1) leads to rather scattered results, which show an enhancement of compressive and tensile strengths of concrete samples with strain rate. This strength enhancement can be estimated as approximately bilinear versus the logarithm of strain (or stress) rate. Huge scattering is observed, depending on the type of concrete, and material parameters of models which are supposed to account for the measured rate effects are hardly identified. Therefore we had to determine more precisely the physical mechanism which is responsible for this strength enhancement.

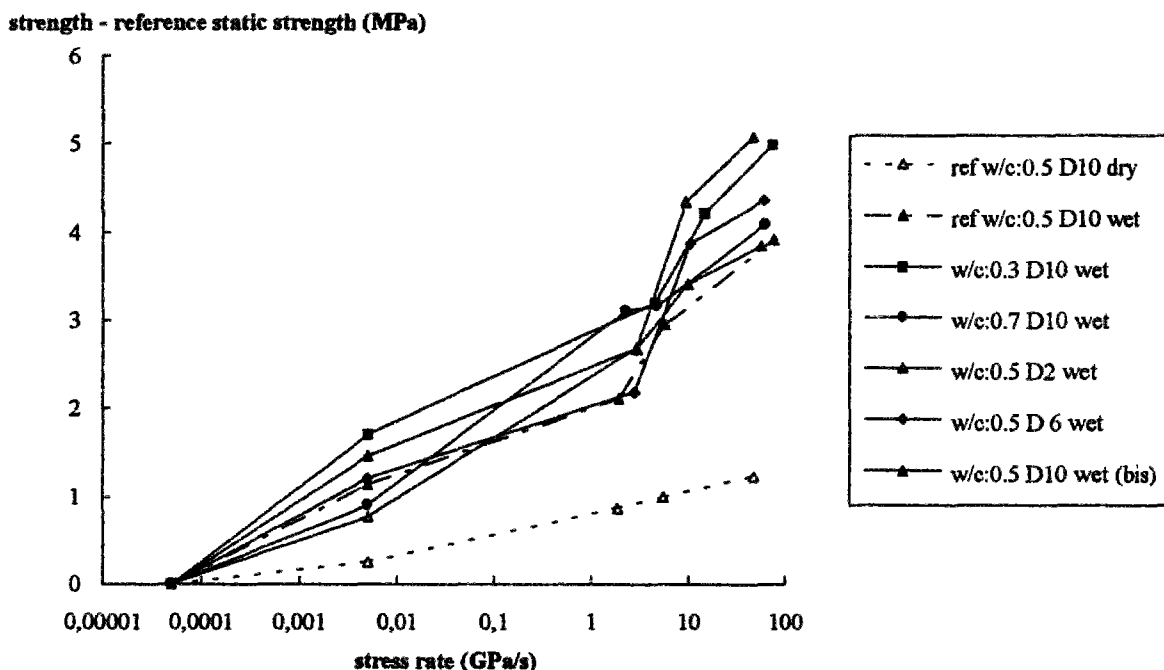
Our guiding idea was to check whether free water (that is, non-chemically bonded water, present in the pores of the cement paste) could be identified as responsible for the observed rate effects. We thus focussed on tensile tests, which deliver the most direct information on the material intrinsic behaviour. Experimental care is required to get reliable results. These details are explained (chapter 1.2), for they belong to the knowhow acquired through the successive test series and the data interpretation. The necessity of a rigid and centred fixation of the sample, the requirement of limited transverse stresses at the limits, the specificity of measuring techniques (especially in dynamics to determine the deformations) are particularly emphasized. In fact consistent cares were taken for quasi-static tests, carried out on a classical machine, and dynamic experiments which were performed using (modified) Split Hopkinson Bars.

Several complete test series were carried out at gradual stress rates ranging from 0.05 MPa/s to about 50 GPa/s. Studied parameters are the free water content, the cement matrix porosity, the aggregate size distribution, and the paste content. To obtain different characteristic values of these parameters, following points were altered from the reference mix-design : preservation conditions (keeping the samples water and vapor tight, or oven-drying them at 105 °C after 28 days wet curing), water/cement ratio (for a constant paste content), maximum aggregate size. It was verified that an elastic-quasi-brittle behaviour could still be assumed for concrete at high strain rates. So the Young's modulus (i.e. the slope of the stress

vs longitudinal strain curve), the maximum stress and the deformation corresponding to the maximum stress can still be considered as material characteristics for concrete in dynamics, and were processed as such from the tests.

The conclusions that can be drawn (chapter 1.3) are listed below :

1. The maximum stress is not altered by the stress rate for dry concrete, at least up to about 50 GPa/s. On the contrary it may get twice as high in dynamics as in statics for wet concrete. Thus free water inside pores of the cement paste is effectively responsible, in this range of strain rates, for the changes in material behaviour. Physical explanations, as Stefan effect applied to the nanopores, are consistent with this experimental result. But a quantitative micro-macro transition allowing to compute strength changes seems still difficult.
2. For the various wet concretes in the stress rate range where they have been tested, the variation of the maximum tensile stress can be described as linear versus the logarithm of the stress rate, with a mean slope of 0.7 GPa/log unit. A similar regression can be carried out with the maximum strain (i.e. the limit of homogeneous strain field, which is not far from the mean strain at the maximum stress), which leads to a mean tendency of 12 μ strains/log unit. These results are illustrated on figure 1.2-26 (reproduced below). The interest of considering the absolute strength enhancement, and not the dynamic over static strength ratio is patent.



3. A similar law can be drawn, considering the evolution of the Young's modulus with the stress rate. The mean coefficient of the regression is 0.9 GPa/log unit. With current values of concrete Young's modulus, this rate effect may often be neglected, for the relative modulus variations are hardly distinct from the experimental scattering.

4. The influence of two parameters, which express the secondary role of the concrete mix design in the rate effects, may be correctly understood. These two parameters, which describe measured tendencies most correctly in a statistical sense, are the CSH crystals content and the g/g* ratio of the aggregates content over the maximum compacity of the dry packing of the

same aggregates. The higher the values of these parameters, the higher the strength enhancement due to high rates, according to the equation (determined for a free water content $H = 100\%$, that is $\varphi(H) = 1$) :

$$\sigma_u = \sigma_{u0} + \varphi(H) \cdot \left[6,6 \cdot 10^{-4} V_{CSH} + 3,6 \cdot \frac{g}{g^*} - 2,8 \right] \cdot \log_{10} \left(\frac{\dot{\sigma}}{\dot{\sigma}_0} \right)$$

with strength in MPa and CSH content in kg/m^3 .

5. Such an equation is consistent with a model considering the initiation of the "critical" crack in tension, in an excess matrix zone regarding the optimized packing. The crack propagation is then delayed by a viscous-type effect in nanopores (intrinsic to the CSH mesh).

6. These results are compared to those obtained in the literature, and they make sense also when compared to the rate effects obtained in other types of loading (particularly in compression). Guidelines for optimizing concrete mix-design regarding dynamic loadings may be deduced. In fact, the search for a higher compactness and a higher degree of hydration is consistent with the material optimization trends in the quasi-static regime, and more generally for durability concerns.

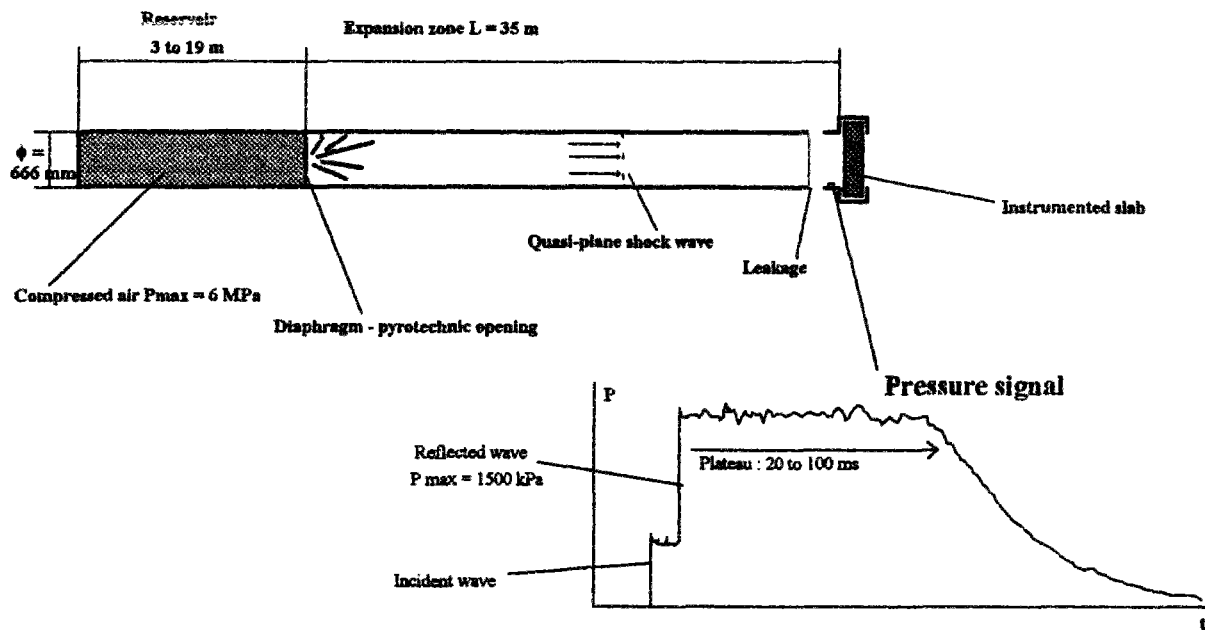
These relationships between design parameters, material static properties, and concrete mechanical characteristics at high strain rates, have to be confirmed by further physico-mechanical investigations, and by testing other types of concrete in other loading conditions. Yet these results may be used to establish material constitutive laws for dynamic structural computations, for different concretes. They tend to make systematic material characterization in dynamics unnecessary. But this possibility has to be checked, that is, it has to be proved that these results, obtained at the material level, may be applied at a structural level.

* * * * *

In order to prove this validity, well-controlled data on a representative structure are required. The necessary quality of the data concerns the loading control and the boundary conditions, as well as the sufficiently precise description of the structure deformation. Despite an important number of tests reviewed among the literature reports, very few are well enough described (chapter 2.1). Concerning the validation, at a structural level, of the results about free water, that were pointed out in direct tension, specific tests were required, because of necessary cares to be taken in terms of hygrometric control.

Therefore we had to develop a specific testing process using the facilities that were at our disposal. We thus tested plain concrete and reinforced concrete slabs in flexure with a shock tube. The load is applied by an acrian quasi-plane shock wave which hits the circular slab (figure 2.2-1, reproduced hereafter). Designing this original test, establishing the experimental process and checking obtained results (chapter 2.2) formed an important part of this doctoral work, and led to constituting a set of data (chapter 2.3) which will be particularly useful for testing on a simple but representative structure the constitutive laws and computational methods developed for concrete in dynamics.

Some aspects are particularly emphasized, because they are linked to the quality of the data, in order to make the results accessible and easy to check :



- control of the loading (repeatability, accuracy of the pressure determination during the plateau), and of the boundary conditions (simple support) ; axisymmetry for sake of modelling simplicity, until a non symmetrical block failure mechanism sets on ; possibility to use the same device for quasi-static loading.
- quite complete static and dynamic (tensile tests of the first part) material characterization of the different concretes, which helps checking constitutive models for a wide range of concrete materials.
- numerous and specific measurements, particularly with the development of specially designed displacement sensors.
- determination of the loading program and of the data acquisition parameters in order to precisely characterize the maximum transient deformation, the crack initiation, the residual rigidity etc.
- simplified but complete data processing, after elimination of possibly superimposed vibratory interferences (annex 2), so that the response signals can be described by a small number of global variables (annex 3) ; a complete survey of cracks and other visual informations is associated to these quantitative results (annex 4).

A first interpretation of the results helps confirming the conclusions that have been drawn in direct tension. Dry concrete slabs have practically the same failure load, either if they are tested quasi-statically or by successive shocks. On the contrary, wet concrete slabs have not. After the first cracks appear for these latter at the same level as in quasi-statics, during the stationary regime of their response, a non linear regime sets on. During this phase, an internal viscosity and multiple friction mechanisms lead to an increasing damping of the vibrations, and oppose to crack propagation. One has to be careful that, for the more rigid slabs (particularly the slabs constituted of very high strength concrete), loading through successive shocks tends to favour a shear failure mode along the support, instead of a flexural mode which is predominant in statics. Thus, the shock failure loads can neither be simply deduced from the static strengths of the slabs using a simple "dynamic load factor", nor from the dynamic tensile strengths using a simple "structural factor".

For reinforced concrete slabs, three steps can be distinguished. First, an uncracked - or hardly cracked - regime, during which the overall slab rigidity remains very few affected. This phase is delayed, for a slab tested through successive shocks, up to a load level slightly higher than the failure load of the similar plain concrete slab. Then, cracks propagate over the whole slab, and some parts of the reinforcement yield. The overall slab rigidity decreases significantly, but is still higher, for the same pressure, than the rigidity of the same slab tested quasi-statically. Finally, an ultimate state is reached : the rigidity remains at a constant minimum level related to the reinforcement. There is almost no new crack initiation, but existing cracks open irreversibly. At this step, the concrete quality only influences the final steel to concrete bond in less loaded zones. Thus, the very high strength concrete is still cohesive with steel bars along the support, and slab failure (especially in dynamics) occurs by flexure. On the contrary, the reference regular concrete is subject to greater damage and larger cracks opening, especially in statics, and failure is due to punching shear along the support, with reinforcement debonding.

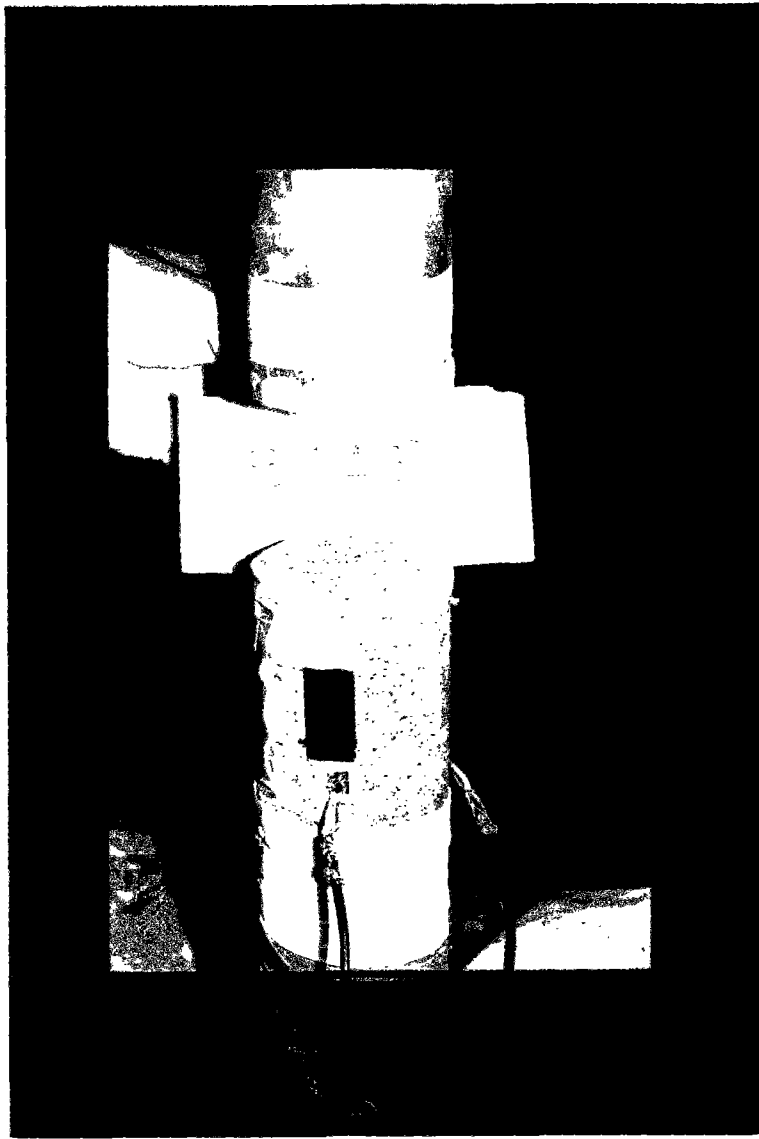
One of the major conclusion of these tests is thus the absolute requirement of predicting, when designing a structure against shock loading, not only the bearing capacity, but also the associated failure mode, so that a sufficient ductility can be ensured. Care has to be taken to the fact that the modification, due to high strain rate, of local material properties (particularly concrete tensile strength and steel to concrete bond), may modify the failure mode which could normally be expected in statics.

Several modelling techniques have been used (chapter 2.4), to explain and give a synthetic overview of the experimental results. By this way, the maximum deflexion obtained during a shock can be predicted with a precision better than 30 %, using a linear tangent approach (elastic slab with reduced overall rigidity, and viscous damping). The accuracy of this prediction can even be much better when the structure remains few and symmetrically damaged. Using this method, permanent strains may be calculated, and the consistency of these plastic deformations with the estimations of crack openings has been verified. A good estimation of the central deflexion can also be obtained using the classical method of the elastoplastic single-degre-of-freedom equivalent oscillator, as long as no yielding occurs for the steel reinforcement, that is, for limited crack openings.

The problem of these methods is a lack of predictivity for the thresholds of mechanical changes of the structural behaviour : crack onset, reinforcement yielding, failure load and mode. To determine these two last terms, the limit analysis, despite of some still arbitrary determinations, is the most effective and accurate simplified method, provided that mechanisms that would not be activated in statics are yet accounted for.

Finally, still limited results of the first tests of non linear computations point out the necessity - and the difficulty - to take four phenomenons into account at the same time, because these consequences of the cracking process are of the same order of importance regarding the behaviour of the structure : irreversible strains, degradation of the rigidity, increasing damping of the vibrations, onset of a block failure mechanism cancelling the initial symmetry of the problem.

In the classical frame of continuum mechanics, this leads then to develop "at least" a "viscoplastic-degrading"-type approach, to describe correctly the response of the element as long as it has a structural overall behaviour. To account for the ultimate localization of the problem, which occurs a priori randomly at the structural level, it seems necessary to develop a probabilistic approach. But there begins another doctoral work...



"Résistance au choc des structures en béton : du comportement du matériau au calcul des ouvrages"

Résumé / Abstract	p. 3
Remerciements	p. 5
Note de synthèse / Synopsis	p. 7
Sommaire	p. 19
Introduction	
Résistance au choc - Actions accidentelles - Exemples	p. 23
Besoins de recherche et démarche suivie	p. 26
Première Partie :	
Phénomènes physiques et comportement du matériau béton à haute vitesse	
Chapitre 1 : Données bibliographiques et idées directrices de la démarche suivie	
Essais à l'échelle du matériau	p. 31
Modèles d'interprétation de la rupture du béton en dynamique	p. 35
Idées directrices de la démarche suivie	p. 37
Chapitre 2 : Essais de traction directe, effet de la vitesse de chargement	
Rappels sur l'essai de traction directe	p. 39
Essais à basse vitesse	p. 40
Essais à la barre d'Hopkinson	p. 43
Eprouvettes	p. 51
Effet de l'humidité interne	p. 54
Effet de la nature de la pâte de ciment	p. 58
Effet de la granulométrie du squelette	p. 61
Autres essais	p. 66
Chapitre 3 : Synthèse et interprétation des résultats à l'échelle du matériau	
Synthèse des résultats	p. 75
Eau libre - Effet Stefan	p. 76
Paramètres secondaires	p. 80
Formulation mathématique	p. 87
Extension aux autres types de sollicitation	p. 91
Conclusions sur le comportement du matériau béton à haute vitesse	p. 96

Deuxième Partie :

Validation de l'approche sur une structure modèle

Chapitre 1 : Essais de structures en béton en dynamique

Acquis des essais répertoriés dans la littérature	p. 103
Objectifs et définition de notre essai	p. 108

Chapitre 2 : Essais de dalles au tube à choc

Génération du choc	p. 111
Conditions d'appui	p. 121
Géométrie des corps d'épreuve	p. 128
Bétons testés	p. 130
Instrumentation	p. 135
Acquisition des données	p. 147

Chapitre 3 : Résultats des essais

Programme de chargement	p. 149
Extraction des vibrations parasites	p. 159
Format de stockage	p. 163
Grandeurs synthétiques retenues	p. 167
Résultats	p. 178

Chapitre 4 : Analyse théorique statique et dynamique

Mise en équations par la théorie élastique des plaques et simulation des essais statiques	p. 187
Modélisation des essais dynamiques	p. 202
Test de divers modèles de dimensionnement	p. 223
Test de modèles non-linéaires et conclusions sur l'analyse des essais de dalles	p. 236

Conclusion

Acquis sur les phénomènes physiques	p. 245
Choix du matériau pour les problèmes dynamiques	p. 247
Phénomènes majeurs du comportement au choc des structures	p. 248
Perspectives concernant la modélisation et le calcul des ouvrages	p. 249

Références Bibliographiques

p. 253

Annexes

1. Données complètes - essais de traction	p. 275
2. Essais de dalles. Traitement des données	p. 291
3. Essais de dalles. Données chiffrées complètes	p. 297
4. Essais de dalles. Relevés de fissures	p. 347

Résistance au choc
des structures en béton :
du comportement du matériau
au calcul des ouvrages

Introduction :

Résistance au choc - Actions accidentelles - Exemples

L'ambition de ce travail, indiquée par son titre, est d'aider à construire des structures "qui résistent au choc". Ce terme appelle quelques explications afin de situer véritablement les enjeux de la thèse, et d'explicitier les hypothèses de travail qui préciseront la portée de notre contribution.

La notion de "choc" est relativement floue. Dans le langage courant, elle désignera l'impact d'un solide en mouvement, plus ou moins déformable, sur une structure : véhicule sur une pile de pont, navire ou iceberg sur une plate-forme pétrolière, avion sur une enceinte de centrale nucléaire, etc. Dans la plupart de ces cas, le solide impacteur est d'une taille comparable à celle de la structure et possède une vitesse élevée. Lorsqu'il est arrêté brutalement par la structure, le produit de sa masse par la décélération est grand, ce qui implique que des effets d'inertie importants sont mis en jeu également au niveau de la structure. Des solides de dimension plus réduite peuvent aussi venir frapper les structures en béton : c'est le cas lors de la chute d'outils sur un ouvrage en construction, mais aussi lors de la pénétration/perforation de balles, missiles, etc. La vitesse d'impact apparaît comme un paramètre primordial pour distinguer le "simple" choc (qui mettra en jeu une réponse généralement globale de la structure) des phénomènes plus complexes de pénétration et perforation locales du matériau.

On assimile souvent les effets d'une explosion à ceux d'un choc, ne serait-ce que parce que fréquemment une "onde de choc" vient frapper la structure et causer une variation brutale du chargement appliqué. Bien qu'il n'y ait pas impact de solide, la structure est chargée rapidement ou mise brutalement en mouvement. Néanmoins, les différents types d'explosion conduisent à des durées de maintien de l'effort parfois très différentes, d'où le nom générique de "chargement impulsif", plus vaste que "impact", donné à ce type d'actions [Bailly, 1988]. On parle aussi, de façon vague, de "résistance au souffle" pour évoquer la résistance des structures à l'action de fluides (généralement l'air) dont les variations brutales de pression induisent des chargements rapidement variables (explosions, cyclones, etc.).

Traditionnellement, le domaine de la résistance dynamique des structures envisage également les sollicitations de fatigue (vent, houle, trafic...) et les actions dues aux séismes. Les effets de ces chargements peuvent se rapprocher de ceux des chocs par la mise en vibration des structures. On y trouve en particulier l'excitation de modes élevés qu'on n'observe pas en statique. Par ailleurs, les accélérations produites par certains séismes peuvent se rapprocher de celles de certains chocs, tandis que des chocs entre parties de structures peuvent être observés lors d'importants tremblements de terre.

Pour aller plus loin dans l'analyse, il convient de résumer les principales caractéristiques de ces actions, que l'on considère souvent de façon globale lorsqu'on parle de "résistance au choc" ou de "résistance dynamique".

Le point fondamental est que le temps caractéristique de la variation du chargement est très faible devant la période propre de la structure ou de ses éléments ; ceci distingue les chocs de la plupart des actions de fatigue. Ces temps faibles induisent de fortes accélérations

qu'on ne peut plus négliger dans les calculs. On est alors conduit, soit à modéliser l'action sur la structure par la théorie des distributions (on se place alors à une échelle de temps liée à la mise en vibration de la structure), soit à effectuer un calcul en transitoire à une échelle de temps plus fine (liée à l'établissement du chargement) lorsque l'interaction entre la déformation de la structure et le fluide ou le solide qui la charge empêche de considérer l'effort comme imposé.

Une autre façon de caractériser les "chocs" consiste à remarquer que les vitesses de sollicitation observées dans ce type de chargement se trouvent au moins de l'ordre de 1000 fois plus importantes que celles mises en jeu lors des essais "quasi-statiques" de caractérisation en laboratoire, ou que celles induites dans les chargements "classiques" dus par exemple au trafic sur les ouvrages. Cette vitesse de sollicitation se traduit de façon équivalente par une vitesse de déformation élevée, qui va, pour les structures en béton, typiquement de 10^{-3} s^{-1} à 100 ou 1000 s^{-1} , alors que les vitesses de déformation "statiques" de référence sont d'environ 10^{-6} à 10^{-5} s^{-1} et que les phénomènes de fluage correspondraient à des vitesses de déformation encore plus faibles (10^{-8} à 10^{-9} s^{-1}). Une des conséquences de cette vitesse est une modification possible du comportement du matériau.

On a pu distinguer pour les chocs [Takeda, 1982] la "réponse primaire" de la structure, localisée à l'emplacement où s'applique la charge, et qui se produit instantanément avec l'établissement du chargement, et la "réponse secondaire" qui constitue au sens strict la réponse de la structure dans son ensemble (mise en vibration, etc.) au chargement dynamique. Cette distinction est souvent moins pertinente pour les problèmes de souffle, sauf lorsque celui-ci s'applique sur une zone limitée de la structure. L'intensité respective de ces deux phases de la réponse de la structure dépend de nombreux paramètres de façon encore mal quantifiée : vitesse du projectile, durée du choc par rapport à la période propre de l'élément de structure frappé, taille de la zone impactée par rapport à la structure, épaisseur de l'élément de structure sous la zone d'impact, etc. La possible compétition entre les deux types de réponses dans le mécanisme final de ruine de la structure est une caractéristique des problèmes de choc.

Les actions que l'on envisage lorsqu'on parle de "résistance au choc" des structures sont donc diverses, même si elles ont pour point commun d'entraîner des efforts et des déformations très rapidement variables. Elles ont aussi en commun d'être souvent considérées comme accidentelles ou exceptionnelles, même si dans un certain nombre de cas (chocs de véhicules sur les ouvrages, battage des pieux, explosions pour un polygone de tir ...) ces actions sont assez fréquentes, ou normales compte-tenu de la fonction de l'ouvrage. De ce fait, la connaissance de ce type d'actions, de leurs effets, la manière de concevoir les ouvrages en fonction de ces chocs, a souvent été négligée ou considérée comme moins prioritaire, le problème étant accentué par le manque d'expérience "en vraie grandeur" (chargements plus subis que contrôlés, difficiles à simuler) et une difficulté d'appréhension intuitive et d'expérimentation liée aux faibles échelles de temps.

Cependant, l'importance, croissante dans l'opinion publique, des "risques majeurs", naturels ou industriels, les coûts de réparation et autres coûts pour la collectivité, mieux cernés dans certains exemples récents de séismes par exemple, et la fréquence accrue des "accidents" liés à l'augmentation des activités humaines, conduisent peu à peu à une approche plus globale de la sécurité et de la qualité des structures. Dans cette approche, les "accidents", avec tout ce que cela implique d'imprévu, jouent un grand rôle, et un gisement important de fiabilité devrait pouvoir être exploité compte-tenu de l'état de la pratique, encore très grossier, sur le sujet. Dans cette optique, on s'intéressera donc plus spécifiquement à des actions dynamiques de forte intensité, susceptibles de provoquer la ruine des structures, même si elles sont peu fréquentes, et en particulier parce que leur effet mal maîtrisé conduirait à des dommages inacceptables.

Quelques exemples rencontrés au cours de la préparation de cette thèse vont nous permettre d'illustrer ces remarques et de situer notre démarche dans la problématique de quelques situations industrielles.

Dans le cas de l'industrie pétrolière, l'arrêt d'exploitation d'une plate-forme à la suite d'un accident est source de pertes telles qu'il est absolument nécessaire de le prévenir. Par ailleurs, les conséquences humaines et économiques immédiates, ainsi que les effets induits à long terme par un accident, incitent à limiter autant que possible les conséquences d'un tel accident. Parmi les questions posées aux ingénieurs d'études, pour la vérification d'une structure existante ou la conception d'une plate-forme nouvelle, la "résistance au choc" est une des principales, et elle se décline ainsi : résistance aux effets mécaniques de l'explosion d'un mélange liquide-gaz "probable" compte-tenu de l'exploitation industrielle, résistance aux effets thermiques concomitants, choix du matériau (la plupart des plates-formes norvégiennes par exemple sont constituées, pour des raisons de coût et de durabilité, de bétons aux fumées de silice dont on connaît mal le comportement dynamique) et redondance de la structure à prévoir en conséquence ; résistance de la structure et des équipements d'exploitation à l'impact d'un navire ou d'un iceberg ; résistance à la chute "d'outils" en phase de construction. On trouvera par exemple en [Jensen, 1991] et [Høiseth, 1991] une description plus complète des besoins de recherche dans le domaine, exprimés par les ingénieurs d'études et les maîtres d'ouvrages concernés.

Dans le cas des centrales nucléaires, les chargements dynamiques considérés classiquement sont : la chute d'un avion sur l'enceinte externe (typique d'un accident ou d'un acte de malveillance selon les pays), et la rupture d'un tuyau du circuit primaire venant frapper l'enceinte interne (choc concomitant avec le début d'une montée en pression). A la suite de l'accident de Tchernobyl, la question de la rupture de la cuve du réacteur, avec projection du "couvercle" sur la face interne du dôme, devient un sujet d'étude pour les autorités de sûreté. De façon encore plus évidente que pour l'industrie pétrolière, la prise en compte correcte du risque industriel est rendue nécessaire par les conséquences graves des accidents. Or, si des travaux ont déjà été entrepris pour déterminer une loi moment courbure élasto-plastique "équivalente" en dynamique [Hoffmann, 1985], afin d'effectuer un calcul en flexion plus réaliste, très peu de choses ont été étudiées concernant d'éventuels mécanismes d'effort tranchant.

A cause, là encore, des conséquences sur l'environnement, la question de la résistance au choc se pose également pour des "structures" beaucoup plus modestes par la taille : les conteneurs de déchets radioactifs dits "à haute intégrité" (CHI), pour lesquels l'intégrité doit être assurée même en cas de chute lors du transport et de la dépose, ainsi qu'en cas d'écroulement du toit du "hangar" de stockage. De façon à se prémunir d'une rupture soit locale dans un coin, soit par effort tranchant, soit par flexion, on suppose que le bloc conteneur chute sur un coin. Dans ce dernier cas, comme dans celui des enceintes de centrale, la conception "géométrique" des structures est à peu près figée, et c'est le matériau et son renforcement qu'il convient d'optimiser en fonction d'une prévision réaliste du fonctionnement au choc des pièces en béton.

Moins frappant mais lourd de conséquences également est le cas des silos, structures de stockage de produits agricoles (de grains notamment, à cause des conséquences de leur fermentation) et réservoirs de produits chimiques, pour lesquels on déplore à l'échelle de la France de l'ordre d'un accident par an (même s'il ne s'agit pas toujours d'une destruction totale). Le coût d'un meilleur dimensionnement de ces constructions (d'ailleurs pas toujours en béton) vis-à-vis des conséquences de ces explosions ne paraîtrait pas prohibitif.

Le cas des petits ouvrages courants est assez exemplaire de l'état d'ignorance prudente dans lequel on se trouve. Faute d'avoir suffisamment confiance dans un calcul statique "équivalent", surtout effectué pour les piles centrales qu'un camion viendrait heurter

[Nourrisson, 1993], on évite toutes les conceptions risquant de "favoriser" un choc de camion hors-gabarit sur le tablier (choc qu'on ne sait pas correctement modéliser, et cependant assez fréquent aux dires des exploitants). Il serait pourtant nécessaire d'évaluer l'avantage éventuel d'une solution en béton à hautes performances conçue différemment [Direction des Routes, 1994], vis-à-vis de ce problème de chocs. Une des difficultés est qu'un dimensionnement statique équivalent suppose a priori que la rupture va se produire en flexion, alors que la "réponse primaire" de la structure peut conduire à un mécanisme de ruine par effort tranchant (poinçonnement local), ou à une rupture de la liaison pile / tablier.

Le problème des piles de grands ouvrages et de leur conception vis-à-vis des chocs de bateaux est encore assez mal traité. Dans quelques cas récents (Pont de Normandie, viaduc du Champ du Comte), on a en fait dimensionné des ouvrages de protection très importants vis-à-vis du choc de bateaux ou de la chute de blocs, de façon à éviter l'impact direct sur les piles, faute de savoir calculer ce choc. On pourrait imaginer une approche économique plus globale du problème.

La liste de tels exemples ne saurait être exhaustive, et le besoin de dimensionnement fiable en dynamique des structures est aussi, de façon évidente, celui des responsables d'infrastructures militaires, des concepteurs de lieux de stockage d'explosifs [Valotaire, 1993], ou de ceux qui édictent les règles de construction en zone sismique ou à proximité d'installations "à risques"... Dans cette optique, le principal travail pourrait être non de raffiner les procédés de calcul, mais de justifier plus correctement les coefficients de sécurité, quantifier les "coefficients de comportement" qui caractérisent la ductilité des structures, etc.

Besoins de recherche et démarche suivie

A l'origine de ce travail, il y a donc un important besoin d'amélioration des méthodes de calcul des ouvrages vis-à-vis des actions dynamiques, en particulier des actions accidentelles susceptibles d'amener l'ouvrage à son état ultime.

Cependant, nous ne sommes pas partis de zéro, de nombreux chercheurs et praticiens s'étant intéressés à ce problème dans le passé, en particulier dans le but de dimensionner les ouvrages militaires de l'OTAN. Ainsi, la base de nombre de méthodes actuellement utilisées repose sur les importants travaux effectués dans les années 1950 aux USA, concernant en particulier la validation expérimentale. L'évolution des matériaux, la difficulté d'étendre des résultats empiriques, validés sur des éléments simples, à des structures complexes, ont nécessité un renouvellement des méthodes d'approche du problème. La recherche s'est alors axée, dans les années 1980, sur l'étude du comportement d'échantillons plus petits dans des sollicitations simples : traction et compression simples notamment, grâce à des avancées significatives dans l'utilisation de la technique des barres d'Hopkinson [Zhao, 1992]. Parallèlement, le développement des moyens de calcul permettait à des équipes de plus en plus nombreuses d'espérer résoudre le problème - posé surtout en terme de puissance de calcul - de l'analyse dynamique des structures.

Lors du démarrage de notre étude, et comme nous le détaillerons ci-après, nous avons néanmoins identifié au moins une lacune dans la démarche générale de beaucoup d'auteurs : le mécanisme physique qui est à l'origine des "effets de vitesse" observés sur le béton à l'échelle du matériau (variations de propriétés macroscopiques importantes, comme la résistance en compression ou la résistance en traction, avec la vitesse de chargement appliquée) n'était pas identifié avec certitude, ce qui empêchait de tirer, à partir des observations faites à l'échelle du matériau de laboratoire, des conclusions sur le comportement des structures. Une très importante dispersion des résultats expérimentaux [Bischhoff, 1991] se trouvait, de ce fait, inexpliquée.

Il nous est donc apparu comme prioritaire de mettre en évidence de façon définitive le phénomène physique majeur expliquant les modifications de comportement observées sur le matériau béton selon la vitesse à laquelle on le sollicite. A cette seule condition en effet nous pourrions valablement proposer une loi de comportement "adaptée" au béton en dynamique, que nous pourrions introduire dans un code de calcul. A cette seule condition aussi nous aurions une chance de maîtriser la question des effets d'échelle qui plane sur toute détermination du comportement du matériau béton. Cependant, cette mise en évidence supposait d'avoir une idée claire des paramètres physiques susceptibles d'intervenir dans ce phénomène, afin de les contrôler dans les essais, d'où la nécessité d'une mise au point préalable, éventuellement longue, des essais mécaniques que nous voulions effectuer.

La possibilité de mettre en commun, au sein du groupe "Dynamique des bétons et des roches" du GRECO II Géomatériaux, le savoir-faire et les moyens expérimentaux de plusieurs équipes afin de réaliser une confrontation d'essais variés, la coopération établie depuis 1989 entre le LCPC et le Laboratoire d'Abris (LEA), et celle réunissant le LCPC et l'Université de Technologie de Delft (Pays-Bas), ont été les opportunités qui ont permis d'établir la "banque de données" dont cette thèse est un des éléments, et qui a pour ambition d'aider à mieux comprendre les phénomènes physiques dont le béton est le siège en dynamique.

Deux hypothèses ont été à la base de notre démarche. La première est que l'état mécanique spécifique du matériau en dynamique peut être décrit par la variable vitesse de déformation (tenseur $\dot{\epsilon}$) ou, de façon équivalente, par la vitesse de chargement (tenseur $\dot{\sigma}$). Cette hypothèse permet le calcul des structures, grâce à la mécanique des milieux continus, à condition que la dépendance du comportement avec la vitesse de sollicitation (ou avec la vitesse de déformation), observée expérimentalement, soit intégrée sous forme de paramétrage de la loi de comportement. Elle permet également de faire le lien entre essais au soufflé, essais avec ondes de choc et impacts, dans la mesure où le matériau se trouve localement dans les mêmes conditions de déformation et de vitesse de déformation.

La deuxième hypothèse a trait au mécanisme physique supposé être à l'origine du comportement dynamique spécifique du béton. Par analogie avec le comportement différé du béton [Acker, 1992 a], et en prolongement d'études qui ont permis de déterminer à différentes vitesses le facteur critique d'intensité de contraintes K_{Ic} [Rossi, 1990 - a], on a supposé que l'eau libre présente dans les pores du béton pouvait fortement influencer son comportement mécanique à haute vitesse.

La première partie de ce mémoire concerne essentiellement le comportement du béton en traction directe. Grâce à ce type d'essai, qui met en évidence le phénomène majeur du comportement du matériau béton, sa fragilité en extension, nous avons pu tester l'hypothèse selon laquelle la présence d'eau libre expliquait la majeure partie des effets de vitesse observés. Les essais complémentaires réalisés sont présentés en détail et situés par rapport à l'abondante littérature sur le sujet. On aboutit donc à une proposition de description du comportement du matériau en dynamique, reliée à sa composition. Cette description peut être à la base d'une démarche intégrée d'ingénierie du matériau, dans le cas où l'exigence de résistance au choc justifie une approche globale de la conception de la structure en même temps que du choix du matériau qui la constitue.

La deuxième partie de ce mémoire présente et analyse les essais de résistance au choc de dalles, essais qui ont été menés de 1991 à 1992 sur le tube à choc du LEA. La mise au point de cette expérience, à notre connaissance originale, est détaillée en fonction des objectifs qu'on s'était donnés : vérifier à l'échelle d'une structure l'influence des paramètres physiques mis en évidence à l'échelle du matériau ; donner les éléments d'une validation expérimentale pour un code ou une méthode de calcul adaptés au cas du béton en dynamique ; permettre d'étudier, sur

une mini-structure réaliste et bien contrôlée mécaniquement, les différents mécanismes de ruine possibles en dynamique (flexion, effort tranchant, glissement ou non des armatures ...). On précise les étapes de traitement des résultats. Deux méthodes usuelles d'analyse et de calcul sont mises en oeuvre afin de simuler le comportement des dalles : analyse élastodynamique par superposition modale, modèle de l'oscillateur équivalent. D'autres approches, non-linéaires, sont proposées, afin de reproduire plus fidèlement les principaux phénomènes observés : perte de rigidité de la structure due aux chocs successifs, localisation de déformations permanentes sous forme de fissures conditionnée par l'hétérogénéité du matériau, activation d'un mode de ruine en flexion et/ou en cisaillement. On propose à partir de ces différentes méthodes de simulation une stratégie pour le dimensionnement de structures, et le développement d'une méthode "fine" de modélisation du comportement de structures en dynamique.

Première Partie :

**Phénomènes physiques
et comportement
du matériau béton
à haute vitesse**



Première partie :

Phénomènes physiques et comportement du matériau béton à haute vitesse

Chapitre 1 : Données bibliographiques et idées directrices de la démarche suivie

Essais à l'échelle du matériau

Comme on l'a dit en introduction pour présenter la démarche suivie dans cette étude, il nous est apparu essentiel de comprendre la nature physique du comportement spécifique du matériau béton à haute vitesse, compte-tenu de l'état des connaissances actuel qu'on se propose de récapituler dans cette partie.

Les études concernant le matériau béton testé en dynamique dans de petits échantillons soumis à un état de contraintes à peu près uniforme (compression en particulier) ont commencé à partir des années quarante, et se sont multipliées au cours des années 1960 et 1970, avec en particulier les noms de [Watstein, 1953], [Hughes, 1972] et [Takeda, 1961]. Il est alors mis en évidence que la résistance en compression, définie comme l'effort maximal qui transite à travers l'éprouvette divisé par la surface nominale de celle-ci, augmente avec la vitesse de chargement. Cette augmentation se trouve généralement quantifiée par un "effet de vitesse" défini comme le rapport des résistances en dynamique et en statique, atteignant typiquement 1,5 à 1,8 pour une vitesse multipliée par 10^6 . Une série d'essais de [Birkimer, 1971] à très forte vitesse (vitesse de déformation d'environ 10 s^{-1}) fait état de majorations nettement plus importantes (facteur 3 à 5).

On peut encore citer nombre d'auteurs ayant effectué des tests récemment [Chiem, 1990] sur des bétons destinés à une utilisation entraînant de possibles chargements dynamiques [Tedesco, 1994]. Une synthèse concernant les essais de compression en dynamique a été faite récemment par Bischhoff et Perry [Bischhoff, 1991], et regroupe les nombreux résultats obtenus jusqu'en 1991.

Les essais varient essentiellement en fonction du type de béton étudié, des conditions de maturité du matériau, du diamètre des éprouvettes et des vitesses atteintes suivant le moyen d'essai utilisé. On obtient alors, dans la représentation classique "résistance dynamique / résistance statique" fonction de la vitesse de chargement (en échelle logarithmique), un fuseau très large confirmant globalement les résultats suivants : une augmentation relativement lente de la résistance avec la vitesse, jusqu'à un seuil de l'ordre de 10 s^{-1} comme vitesse de déformation ; au-delà, une augmentation beaucoup plus rapide de l'effort maximal mesuré dans les essais. Ces résultats ont servi de base aux recommandations du CEB [CEB, 1988] qui retiennent une évolution du logarithme de la résistance relative comme fonction bilinéaire du logarithme de la vitesse. La figure 1.1-1 tirée de [Bischhoff, 1991] résume particulièrement bien ces données actuellement disponibles : influence de type logarithmique de la vitesse de déformation sur l'accroissement relatif de résistance.

Ces essais ont eu pour objectif, dans un premier temps, d'évaluer l'évolution de la résistance en compression, principale propriété d'usage du béton, lorsque le type de chargement à attendre est de type accidentel et correspond à une haute vitesse de chargement. Ils ont été rendus possibles par le développement des essais utilisant la technique des barres d'Hopkinson, en particulier pour les vitesses rapides (vitesses de déformation comprises entre 10 et 1000 s^{-1}), et grâce à des possibilités d'asservissement et d'automatisation permettant de réaliser des essais à des vitesses intermédiaires entre les vitesses de déformation "quasi-

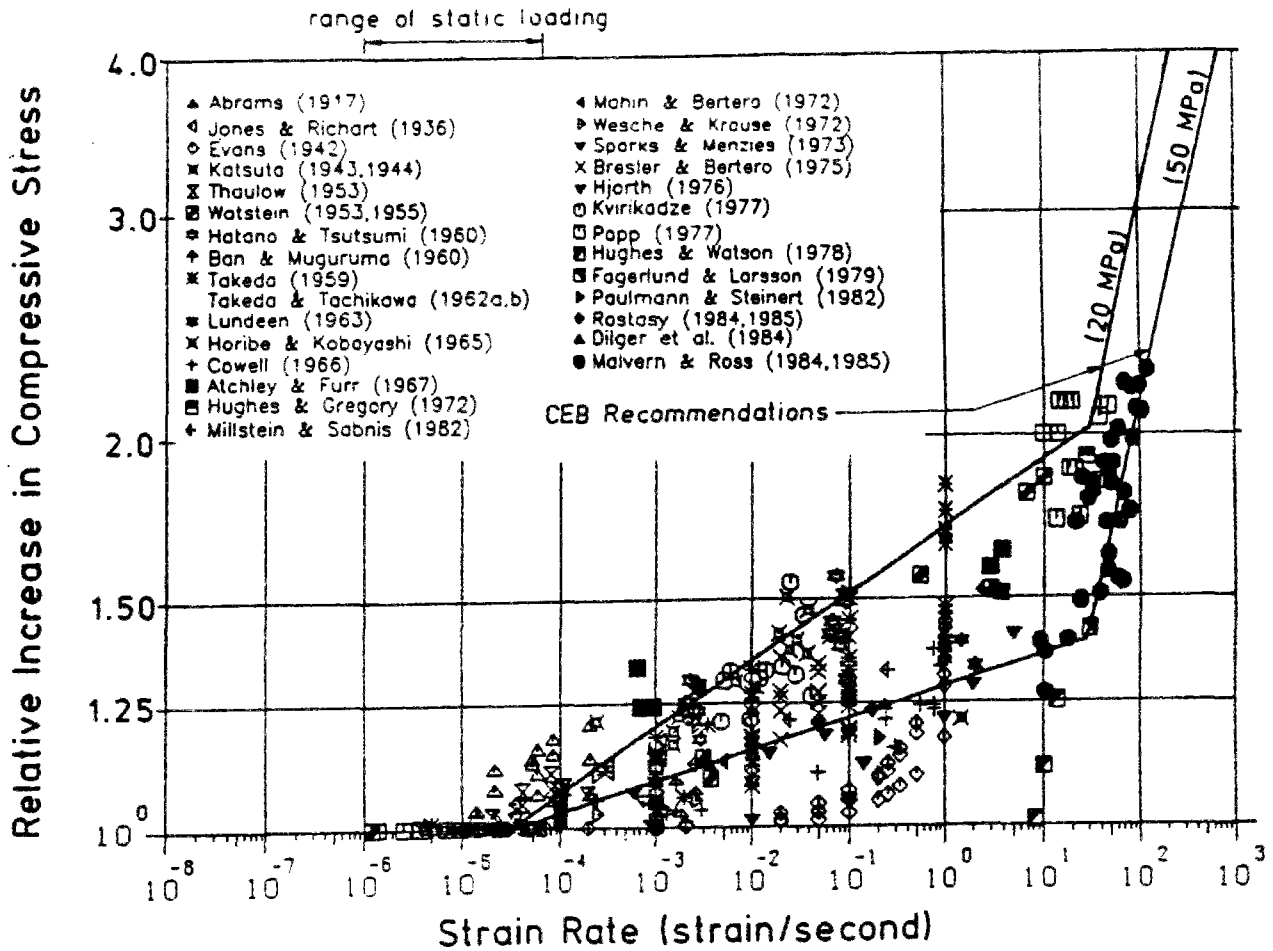


Figure 1.1-1: Accroissement relatif de la résistance en compression en fonction du logarithme de la vitesse de déformation, d'après [Bischoff, 1991]

statiques" d'essais normalisés (typiquement 10^{-6} à 10^{-5} s^{-1}) et celles mises en jeu lors de chocs. On pourra en particulier consulter les références [Gary, 1990] et [Gong, 1990] pour les techniques d'essais rapides de compression.

La compression n'étant ni la seule sollicitation d'usage du matériau béton, ni probablement la plus simple à étudier étant donné les phénomènes de localisation qui se produisent en cours d'essai et dès avant le maximum d'effort, le béton a également été étudié en dynamique dans d'autres configurations de contraintes, en particulier en traction par Reinhardt [Reinhardt, 1982] et l'équipe de l'Université de Delft [Zielinski, 1982 - b], [Körmeling, 1988]. L'essai de traction directe est en effet généralement considéré comme celui qui donne l'information la plus "intrinsèque" sur la caractéristique la plus fondamentale du matériau fragile qu'est le béton : sa résistance en situation d'extension [Toutlemonde, 1994 - d]. L'intérêt du développement de l'essai de Delft utilisant un système de barres d'Hopkinson de relativement gros diamètre modifié pour créer une sollicitation de traction, est de se rapprocher des conditions "idéales" de l'essai statique de traction directe (déformations transversales pratiquement libres, centrage de l'effort et absence de flexion, homogénéité de la contrainte dans la section). Weerheijm et Reinhardt [Weerheijm, 1989 - a] ont cependant noté les effets de structure susceptibles de perturber l'essai, ou du moins d'empêcher une transposition brutale des résultats globaux (relation contrainte - déplacement) en loi de comportement : localisation des déformations sous forme de fissures, comportement post-pic non intrinsèque, effets d'inertie non intrinsèques quand il s'agit de la séparation des blocs provoquée par la fissuration macroscopique, etc.

L'important corpus expérimental rassemblé dans les années quatre-vingts concernant le béton en traction en dynamique met en évidence des "effets de vitesse" comparables à ceux observés en compression : augmentation assez lente de l'effort maximal enregistré en cours d'essai jusqu'à un "seuil" de l'ordre de 1 s^{-1} , au-delà duquel on assiste à des augmentations plus marquées. La "sensibilité à la vitesse", définie comme le rapport de la résistance à une vitesse élevée à la résistance "statique" de référence, semble en moyenne (pour un même béton) plus élevée en traction qu'en compression, et le "seuil" au-delà duquel on observe des effets de vitesse beaucoup plus marqués paraîtrait environ 10 fois plus faible [Ross, 1991]. Des bétons à hautes performances ont été testés, de façon à étendre la validité des analyses faites jusqu'ici [Malvern, 1986], [Jawed, 1987]. Le Comité Euro-international du Béton [CEB, 1988] a, comme pour la compression, traduit ces résultats sous la forme d'une loi exprimant le logarithme de la résistance relative en traction comme fonction bilinéaire du logarithme de la vitesse de chargement. On notera que la notion d'effet de seuil en traction n'a été observée que par peu d'auteurs, dont certains ont effectué essentiellement des essais de fendage dynamiques [Tedesco, 1993]. La valeur de l'effort maximal dans cet essai pourrait, à haute vitesse, être fortement affectée par l'inertie des blocs séparés par la fissuration et qui tardent à s'éloigner alors que la machine continue à "appuyer". On pourrait alors observer des valeurs très différentes de celles que fournirait un essai de traction directe, ou d'écaillage [Kruszka, 1994].

Il convient de mentionner ici des essais plus complexes dans l'état de contraintes générés, comme ceux de traction rapide sous étreinte latérale [Weerheijm, 1992], de compression rapide sous étreinte latérale [Gran, 1989], ou de fendage en dynamique [Tedesco, 1994]. Ont également été effectués des essais rapides d'arrachement d'armatures [Vos, 1982 - b] mettant en jeu une forme de cisaillement dynamique du béton, ainsi que des essais de structures simples destinés à étudier l'évolution de l'adhérence acier-béton en dynamique [Mindess, 1992]. Bien que ces essais soient d'interprétation plus délicate, on en retiendra les principales conclusions suivantes : l'effet d'une compression latérale modifie nettement (comme d'ailleurs en statique) le comportement uniaxial du béton, pouvant même nettement réduire l'effet de vitesse en cas de traction [Weerheijm, 1992]. Par ailleurs, si l'adhérence acier lisse / béton ne semble pas modifiée en dynamique, la contrainte maximale d'arrachement d'une armature dite à haute adhérence (surface crénelée) évolue en dynamique de la même façon que la résistance en traction ou en compression [Vos, 1982 - a].

Des essais de "résilience" et divers essais classiques d'identification des paramètres de la mécanique linéaire de la rupture, en particulier la ténacité, ont été effectués en dynamique sur mortier ou béton, utilisant par exemple des appareils comme le mouton de Charpy [Gopalaratnam, 1984]. Une des difficultés est d'interpréter les évolutions de ténacité obtenues (supposées être des caractéristiques intrinsèques du matériau), alors que l'état de contraintes n'est pas homogène, que les hétérogénéités du matériau peuvent être grandes devant la taille de l'éprouvette, et que la propagation de la fissure n'est pas stationnaire [Mindess, 1987], problèmes qui remettent sérieusement en cause l'applicabilité des concepts de mécanique de la rupture [Rossi, 1988]. Il semble cependant qu'un des apports de ces tests soit de confirmer que l'origine physique de la rupture des bétons en dynamique, à cause d'une adhérence pâte - granulats renforcée, se situe au sein de la pâte de ciment [Isenberg, 1992].

Pour tous les essais, une des difficultés rencontrées est liée à la taille des éprouvettes, qui doit rester représentative du matériau béton si on veut éviter d'être trop dépendant d'effets d'échelle inévitables lorsqu'on est en présence d'un matériau hétérogène. Cependant, une masse importante des échantillons risque de conduire à des oscillations parasites [Hamelin, 1990], à des difficultés d'asservissement mécanique, et à des dimensions de machine d'essais prohibitives. Par ailleurs, s'il est relativement facile de mesurer des efforts ou des contraintes, il est souvent plus délicat d'avoir accès en dynamique aux déformations du matériau testé.

Certains capteurs de déplacement sont inutilisables à haute vitesse, ou nécessitent des conditionneurs adaptés. La fixation des capteurs peut être rendue inefficace lors d'un choc (glissement de pointeaux, ou de colliers de serrage, inertie mécanique des capteurs ...). La mesure des déplacements des faces d'appui de l'éprouvette via une mesure "externe", comme dans la technique des barres d'Hopkinson, intègre les tassements d'appui ou les déformations des joints de colle, qui viennent biaiser de façon au moins aussi importante qu'en statique la mesure des déformations, et peuvent parfois conduire à une surestimation de 50 à 100 % des déformations. La technique des jauges d'extensométrie collées, souvent considérée comme lourde, est probablement trop peu utilisée, à tort peut-être compte-tenu de sa fiabilité et de son aptitude à détecter une localisation des déformations, cruciale dans l'interprétation qu'on fera des résultats. Une analyse fine est présentée en [Weerheijm, 1993] où, sur des éprouvettes entaillées, la déformation d'ensemble et l'ouverture de la fissure critique sont soigneusement découplées.

Ces diverses raisons expliquent les conclusions peu assurées qui ont été obtenues par divers auteurs sur l'évolution du module d'Young du matériau en fonction de la vitesse. On admet généralement qu'il augmente faiblement, ce qui est par exemple transcrit par la loi proposée par le CEB, d'exposant très faible [CEB, 1988]. Néanmoins, d'autres auteurs indiquent que pour mieux caler leur calcul de structure en cas de choc, un module réduit est préférable [Levesque, 1988]. On retrouve des difficultés analogues concernant l'évolution des déformations à la rupture, problème cependant crucial quant à l'évolution de la ductilité du matériau [Van Doormaal, 1994].

La "banque de données" ainsi constituée des différents essais en dynamique pourrait permettre de dégager certaines tendances d'évolution des propriétés du matériau béton en fonction de sa formulation. C'est ce à quoi se sont employés entre autres Cowell [Cowell, 1966] au cours de ses tests, Kaplan [Kaplan, 1980], Reinhardt [Reinhardt, 1982] en traction, et bien sûr Bischhoff et Perry dans leur synthèse bibliographique [Bischhoff, 1991]. Les tendances auxquelles ils ont abouti sont décrites ci-après.

Les effets de vitesse (rapport des résistances dynamiques et statiques), en compression comme en traction, sont d'autant plus réduits que la "qualité" du béton augmente (rapport eau/ciment plus faible ou résistance en compression plus forte). Certains auteurs avancent cependant que ce phénomène est surtout dû à une valeur de résistance statique faible, ce qui ne discrédite pas les bétons à hautes performances dont la résistance reste globalement plus élevée y compris en dynamique. On trouvera également en [Toutlemonde, 1993 - e] une synthèse sur le comportement dynamique des BHP, qui semble obéir à des mécanismes semblables à ceux présents dans les bétons ordinaires.

Les autres paramètres (âge, cure, taille des granulats...) sont considérés comme d'importance secondaire, soit que leur effet soit réduit, soit que différents auteurs aient obtenu des effets contradictoires, soit que des variations simultanées de deux paramètres, compliquées d'effets sur la valeur statique, empêchent toute interprétation. Par exemple, la taille des granulats semble intervenir de la façon suivante : l'effet de vitesse dans un béton de granulats de taille plus faible tend à augmenter par rapport à un béton où les granulats s'étendent jusqu'à une taille maximale plus grande. Mais cette observation peut être simplement due à un effet d'échelle, ou liée à un volume de pâte généralement plus faible pour un béton de plus grande étendue granulaire, ou encore liée à la rugosité respective des granulats et à leur différence de module avec la pâte [Reinhardt, 1982], [Bischhoff, 1991].

Si les effets d'une cure plus ou moins longue en ambiance plus ou moins humide ont été testés par Cowell [Cowell, 1966] ou Kaplan [Kaplan, 1980], aucun n'a poussé les conditions expérimentales de façon à déterminer définitivement si l'eau libre avait un effet prépondérant sur les effets de vitesse. Leurs résultats, selon lesquels un béton plus sec présente une augmentation de résistance moindre en dynamique, montrent cependant que le paramètre

"teneur en eau libre" ne peut être éliminé de l'analyse de résultats où il n'a pas été contrôlé, et où l'éprouvette se trouve donc en outre soumise à des autocontraintes hydriques.

Ce bref aperçu de l'état de la littérature concernant les essais réalisés à l'échelle du matériau béton en dynamique montre donc l'intérêt de tenir compte d'une résistance "réelle" du matériau sollicité à haute vitesse, significativement supérieure à la résistance statique, du moins lors d'un chargement monotone instantané, et donc a priori lieu d'économies potentielles dans un dimensionnement. Il montre aussi les limites d'une approche pour l'instant très empirique, ne permettant pas de relier l'augmentation de résistance mesurée aux paramètres de formulation du matériau ou à ses caractéristiques mécaniques conventionnelles, ou à d'autres caractéristiques physiques pertinentes. Du coup, l'importante dispersion des résultats expérimentaux reste mal expliquée et limite la portée des formules de "majoration dynamique" parfois proposées.

On remarquera aussi que l'analyse des résultats d'essai est le plus souvent menée de façon à dégager un ratio de résistances. Il n'est pas sûr que cette analyse soit suffisante pour comprendre les mécanismes d'augmentation apparente de l'effort supporté instantanément par l'éprouvette.

D'une part, il paraît important de cerner, par l'évolution du module d'Young (ou du moins de la rigidité apparente de l'éprouvette), la manière dont le matériau s'endommage à haute vitesse, et de détecter ainsi les phénomènes de localisation des déformations sous forme de fissures (dont l'apparition manifeste la nécessité d'analyser dans l'essai les effets de structure). Cette détection peut être complétée par des méthodes d'observation rapide, à l'exemple d'essais réalisés par Muria-Vila [Muria-Vila, 1986], où l'éclatement sous forme de prismes d'un cylindre comprimé manifeste un type de rupture de structure inconnu en statique.

D'autre part, il paraît utile d'aborder avec un certain recul la notion de "résistance relative", et considérer plutôt l'effort maximal enregistré, qui dépend certes de la vitesse du chargement en cas de pilotage par un effort monotone croissant, mais sans doute aussi de la durée d'application de la charge, voire de paramètres plus complexes en cas de chocs répétés.

C'est pourquoi plusieurs auteurs ont compris la nécessité de proposer une explication cohérente de la rupture du béton en dynamique, et ce plus particulièrement en traction où le phénomène de fissuration par extension excessive apparaît pratiquement "à l'état pur".

Modèles d'interprétation de la rupture du béton en dynamique

Un premier type de modèles a été proposé en 1977 par Mihashi et Izumi [Mihashi, 1977], puis en 1980 par Mihashi et Wittmann [Mihashi, 1980]. La rupture est envisagée au niveau microscopique comme la cassure des hydrates de la pâte de ciment. Cette cassure est assimilée à un changement d'état du système thermodynamique, qui se traduit par un changement d'énergie interne. Le formalisme de la physique statistique, associé à une distribution aléatoire des niveaux d'énergie, conduit, pour un chargement monotone à vitesse de chargement constante, à une loi puissance entre la résistance relative et le rapport des vitesses de chargement :

$$\left(\frac{F_{t_{\infty}}}{F_{t_0}} \right) = \left(\frac{\dot{\sigma}}{\dot{\sigma}_0} \right)^\eta$$

La vitesse de référence repérée par l'indice 0 correspond en pratique aux vitesses de chargement normalisées (0,05 MPa/s dans l'essai normalisé de traction par fendage [AFNOR, 1981], 0,1 MPa/s dans la formule du CEB). L'exposant η dépend a priori du matériau, c'est-à-dire, dans le modèle, de la seule pâte de ciment, et devrait pouvoir être identifié par des essais uniaxiaux. Une valeur typique serait de 1/20 [Reinhardt, 1982]. Le CEB propose (dans la zone

des basses vitesses) une formule sécuritaire, reliée à la résistance moyenne en compression sur cube, elle-même reliée au rapport eau/ciment de la pâte :

$$\eta = \frac{1}{10 + 0,5 \cdot f_{cm}}$$

On a noté que ce type de loi s'était imposé pour l'analyse des résultats d'essais, dans la mesure où il conduit à une représentation affine dans un diagramme portant la résistance relative en échelle logarithmique, en fonction de la vitesse de chargement (ou de déformation) en échelle logarithmique. Le calage d'un coefficient unique par matériau semble également relativement simple d'utilisation.

On remarquera cependant que le caractère hétérogène du béton n'intervient pas, mais seulement celui de la pâte de ciment. Ainsi ce modèle suppose que les fissures ne s'initient pas par déchaussement des granulats, et prédit une différence de comportement, pour deux bétons de pâte identique, seulement via une dépendance (réduite) de f_{cm} . Enfin, le domaine d'application de cette loi se situe en-deçà de l'effet de seuil que des essais comme ceux de Birkimer [Birkimer, 1971] tendraient à mettre en évidence au-delà de 10 s^{-1} .

Une autre approche a été proposée, à un niveau macroscopique masquant les hétérogénéités du matériau béton, et repose sur la mécanique linéaire de la rupture, en tenant compte de l'énergie cinétique dans le bilan énergétique. Elle a été développée par Kipp, Grady et Chen [Kipp, 1980], est citée par Reinhardt [Reinhardt, 1986 - a], Sierakowski [Sierakowski, 1984], Isenberg et al. [Isenberg, 1992], et conduit à une loi du type :

$$\left(\frac{F_{t_{dyn}}}{F_{t_0}} \right) = \left(\frac{\dot{\sigma}}{\dot{\sigma}_0} \right)^{1/3}$$

Cette loi semble bien conforme aux résultats de Birkimer et aux quelques résultats de traction à très haute vitesse, et a été reprise dans les propositions du CEB, la vitesse de "référence" se situant pratiquement au "seuil" de vitesse de déformation de l'ordre de 10 s^{-1} au-delà duquel la résistance apparente augmente brutalement.

Une tentative de synthèse de ces deux approches a été faite par Weerheijm et Karthaus [Weerheijm, 1985] et Weerheijm et Reinhardt [Weerheijm, 1989 - b]. Le béton y est considéré comme pré-fissuré selon des disques de décollement uniformément répartis (penny-shaped cracks). Le chargement vient agrandir ces disques si l'apport d'énergie en fond de fissure (énergie de déformation + énergie cinétique) est suffisant, c'est-à-dire supérieur au seuil G_{IC} . Ce critère, intégré sur l'ensemble d'une éprouvette, reproduit correctement les résultats expérimentaux. Il met en évidence un régime de comportement double : jusqu'à un seuil de l'ordre de 1 à 10 s^{-1} , l'effet de vitesse est contrôlé par une énergie de rupture à fournir (interprétée comme une énergie de création de surface) croissante avec la vitesse. Au-delà, c'est la réponse mécanique de la zone entourant la macrofissure qui se développe qui gouverne la quantité d'énergie à fournir, et non les variations de l'énergie de surface (dus par exemple à la multifissuration). L'effet de l'inertie est donc prépondérant, réduit la vitesse de propagation de la fissure et conduit alors à une augmentation apparente de résistance très intense.

Weerheijm a étendu au cas de la compression ce modèle de "plan fictif de rupture" (fictitious fracture plane), et décrit ainsi l'effet d'une étreinte latérale sur un chargement dynamique de traction. Le seul problème de cette modélisation est lié au "réalisme" de la description de la rupture : quel est le sens des disques initiaux de décohérence ? A quoi correspond leur taille ? Comment s'appliquent effectivement les concepts de mécanique de la rupture, au vu de l'hétérogénéité du matériau, et les énergies de rupture et K_{IC} déterminés expérimentalement, compte-tenu de leur dispersion, peuvent-ils vraiment être considérés comme des données utilisables pour alimenter un modèle prédictif ? A quoi correspond la dépendance de l'énergie de rupture avec la vitesse de chargement, en termes de mécanisme

physique (problème soulevé également par la modélisation développée par Krauthammer, [Krauthammer, 1994]) ? L'hypothèse d'initiation des fissures aux interfaces est-elle réaliste ?

Au début de ce travail, ayant pris connaissance de ces travaux tant expérimentaux que théoriques, il nous est finalement apparu que le fondement physique de la modification apparente du comportement mécanique du béton, que traduit l'augmentation de résistance, n'était pas véritablement éclairci, et que les modèles théoriques proposés butaient, en particulier dans l'identification des paramètres caractéristiques du matériau, sur ce manque de fondement physique. Il s'agissait pour nous d'une étape cruciale, tant pour le développement de l'ingénierie du matériau béton en cas de sollicitations dynamiques, que pour le choix d'une loi de comportement adaptée et physiquement fondée pour le calcul dynamique d'ouvrages en béton. Une analyse similaire était d'ailleurs faite simultanément par Krauthammer [Høiseith, 1991].

Idées directrices de la démarche suivie

La mise en évidence des phénomènes physiques sous-jacents aux comportements mécaniques observés à l'échelle de l'ingénieur est un vaste problème, qui se pose avec acuité pour nombre de comportements du béton mal maîtrisés par les modèles de comportement mécanique "classiques" rarement adaptés à la description d'un matériau aussi hétérogène et multiphasique. Le cas des comportements différés, et l'apport d'une meilleure compréhension des phénomènes physiques impliqués, en est une illustration particulièrement exemplaire [Acker, 1988]. Il a d'ailleurs été clairement rappelé par Acker [Acker, 1992 -b] qu'une telle compréhension physique était nécessaire à la maîtrise des effets d'échelle permettant d'exploiter valablement les données du laboratoire à l'échelle du chantier.

Dans notre cas, suite aux travaux de Rossi [Rossi, 1988] sur la mécanique de la rupture adaptée au béton, il avait été observé que l'état d'humidité interne du matériau béton influençait la valeur de la ténacité du matériau. Par ailleurs, l'étude de l'influence des paramètres d'essai sur la valeur de cette ténacité en mode I, avait mis en évidence [Rossi, 1990 - a], pour le béton humide seulement, une dépendance du K_{IC} mesuré avec la vitesse de pilotage, c'est-à-dire aussi avec la vitesse d'ouverture de la fissure. Au total, la présence d'eau libre au sein du béton conduisait à des phénomènes de type visqueux (dépendance apparente des paramètres caractéristiques du matériau avec la vitesse de chargement), ces phénomènes n'apparaissant pas pour un béton préalablement séché.

A partir de ces expériences cruciales dont la préparation détaillée est présentée en [Boulay, 1988], la question a pu être posée de façon claire : l'eau libre, au sein du matériau poreux qu'est le béton, est-elle unique responsable des modifications apparentes du comportement mécanique avec la vitesse de chargement ?

Il s'est avéré possible de répondre à cette question grâce au concours favorable de plusieurs circonstances : l'expérience acquise au LCPC concernant les effets liés à l'eau dans les bétons, et leur mise en évidence expérimentale ; l'expérience acquise à Delft sur la barre de Hopkinson [Reinhardt, 1986 - b] et l'essai de traction directe [Hordijk, 1987] ; le développement des coopérations européennes permettant la mise en commun de ces expériences au cours de campagnes d'essais communes.

Une première réponse partielle a ainsi pu être apportée à la question posée et se trouve consignée dans une publication cosignée de Reinhardt, Rossi et van Mier [Reinhardt, 1990]. Comme pour les mesures de K_{IC} évoquées ci-dessus [Rossi, 1990 - b], le matériau utilisé est un micro-béton afin de s'affranchir d'éventuels effets d'échelle (taille de l'éprouvette trop faible

par rapport à l'échelle d'hétérogénéité du matériau). Des essais de traction directe à plus ou moins haute vitesse grâce à la barre d'Hopkinson sur matériau sec et humide ont mis en évidence une augmentation de résistance avec la vitesse très sensible pour le microbéton humide, et pratiquement nulle pour le microbéton sec.

Une campagne d'essais plus conséquente sur un microbéton analogue a été réalisée afin d'effectuer des essais non seulement sur barre d'Hopkinson, mais aussi des essais quasi-statiques de référence. Les résultats sont regroupés en [Rossi, 1992 - a], et conduisent les auteurs à la conclusion suivante : le microbéton humide est très nettement plus sensible aux effets de vitesse que le microbéton sec. Cette conclusion se fonde sur l'analyse des efforts maximaux mesurés en traction. Un certain nombre de points nécessitaient cependant une confirmation : d'une part, les résultats sur microbéton humide avaient dû être obtenus sur éprouvettes entaillées, ce qui a limité le nombre d'essais réalisés, et perturbait fortement l'état de contraintes, provoquant une sous-estimation de la contrainte locale de rupture d'un facteur de l'ordre de 50 % ; d'autre part, la fixation de l'éprouvette sur des casques d'acier (rapport v/E différent de celui du béton), pour les essais statiques, conduit à un état de contrainte perturbé aux extrémités par le confinement. Bien que des corrections plausibles aient pu être faites, qui ne remettent pas en cause le résultat selon lequel l'absence d'eau libre réduit presque à néant l'effet de vitesse, il a paru nécessaire d'engager une série d'essais permettant de conclure définitivement sur l'origine physique des "effets de vitesse".

La première étape de notre travail a donc été de vérifier que l'eau libre au sein d'un béton pouvait expliquer la quasi-totalité des effets de vitesse observés sur la résistance en traction. Compte-tenu des résultats déjà obtenus sur micro-béton, il s'est avéré préférable de travailler sur un matériau plus représentatif d'un béton ordinaire, par son étendue granulaire (diamètre du plus gros granulat = 10 mm), en gardant une échelle de l'hétérogénéité encore suffisamment petite vis-à-vis des dimensions du moyen d'essai.

Dans la mesure où l'hypothèse proposée aurait été vérifiée, il devenait nécessaire de comprendre comment la microstructure de la pâte de ciment, dont les pores contiennent l'eau libre, intervenait dans le processus conduisant aux augmentations de résistance. Il convenait donc de tester en traction directe, à des vitesses de chargement échelonnées, des bétons de mêmes granulats, de même volume de pâte, mais de nature de pâte très différente, en particulier en ce qui concerne la taille des pores capillaires, contrôlée par le rapport eau/ciment de la formulation.

Enfin, l'influence (supposée prépondérante) de la nature de la pâte ayant été caractérisée, il pouvait être intéressant de quantifier l'influence de la structuration géométrique de la pâte de ciment au sein du béton, qui semble devoir être caractérisée au minimum par deux quantités indépendantes, le volume de pâte, et la taille du plus gros granulat. On a alors réalisé une troisième série d'essais avec des bétons de même volume et nature de pâte et d'étendue granulaire plus ou moins grande. On a enfin réalisé quelques essais avec un volume de pâte nettement différent. Ces essais ayant apparemment présenté quelques artéfacts liés à une traction excentrée, il n'en sera fait mention qu'avec d'importantes réserves.

Les essais réalisés seront décrits ci-dessous après un bref rappel des particularités de l'essai de traction directe en particulier en dynamique à l'aide d'une barre d'Hopkinson. Les résultats obtenus ont déjà en partie fait l'objet de publications [Rossi, 1993], [Toutlemonde, 1993 - c]. Ces mêmes matériaux ont également été, au moins pour partie, étudiés en compression dynamique dans le cadre du GRECO, où on trouvera le détail des résultats [Gary, 1991] ; on a donc pu en déduire une confirmation des mécanismes mis en évidence par les essais de traction. Ces mécanismes conduisent à une expression de la résistance en traction fonction de la vitesse de chargement et des autres paramètres de composition du matériau. Cette expression est discutée et comparée aux valeurs disponibles dans la littérature.

Chapitre 2 : Essais de traction directe, effet de la vitesse de chargement

Rappels sur l'essai de traction directe

Quelques rappels s'imposent en préliminaire de la description des essais de traction directe réalisés et de leurs résultats, qui permettent de mieux appréhender les précautions expérimentales nécessitées par ce type d'essai, et de garder à l'esprit les précautions à prendre pour l'interprétation. On cherche en effet à mettre en évidence, par ces essais, le comportement fragile du matériau "à l'état pur", afin de détecter les phénomènes physiques de base.

Or l'essai de traction directe a mauvaise réputation parmi les habitués du béton [Gorisse, 1982] : il est supposé difficile à réaliser, dispersé, et nécessite (à cause de la faible extension ultime du matériau) des mesures très précises de contrainte ou de déplacement pour le pilotage. La technique de fixation du corps d'éprouvette n'est pas considérée comme courante [Li, 1993]. On décrira donc tout d'abord l'essai, en statique et en dynamique, avant de présenter les résultats des différentes campagnes d'essais réalisées.

Une précaution essentielle à la réalisation d'essais de traction consiste à éviter toute flexion parasite. Ceci se traduit par une série de détails qui conditionnent le bon déroulement des essais et la justesse des résultats.

Il est tout d'abord primordial de s'assurer que l'effort de traction transmis soit par la presse, soit par les barres d'Hopkinson, aura bien une résultante située sur l'axe de l'éprouvette. Compte-tenu des jeux de mise en place de casques, ou du jeu latéral des barres, il faut assurer rigidement le positionnement de l'éprouvette dans une configuration où il ne reste plus qu'un degré de liberté longitudinal au système (éprouvette + système de transmission de l'effort). Ceci conduit à un collage "en place" de l'éprouvette, juste avant d'exercer la traction, le système de casques étant, le cas échéant, déjà vissé sur la presse, et les éventuelles rotules étant bloquées. Le centrage de l'effort n'étant jamais parfait, il est préférable de tester des éprouvettes suffisamment courtes afin de diminuer la portée du système éventuellement en flexion. Afin cependant d'éliminer les effets de bord liés au collage des extrémités, on a finalement choisi un élanement un peu supérieur à 1, en prenant une longueur de 100 mm environ pour les cylindres.

La technique de collage rapide des cylindres de béton repose sur un savoir-faire développé à l'Université de Technologie de Delft puis au LCPC. La colle employée est une colle méthyl-métacrylate de marque ©Rohm qui, à la suite du mélange entre la poudre et le liquide durcisseur, prend une consistance pâteuse permettant une utilisation durant quelques minutes. On badigeonne alors les deux faces de l'éprouvette qui est mise en compression (pression de 2 à 5 bars environ) entre les deux casques de la presse, ou entre les deux barres d'Hopkinson. La colle excédentaire est éliminée, ou répartie sous forme de bourrelet extérieur afin de consolider si nécessaire la zone interfaciale. Le film de colle final a ainsi une épaisseur de quelques dixièmes de millimètre, sauf éventuellement s'il bouche des pores. A la suite des réactions exothermiques de polymérisation, la colle atteint en environ 25 mn une résistance en traction de 15 à 25 MPa, son module d'Young est de l'ordre de 1 à 2 GPa. L'efficacité de ce collage dépend bien sûr de l'état de surface des éléments à coller : dégraissage à l'acétone, ponçage léger, surfaces sèches favorisant bien entendu un meilleur accrochage.

Le collage d'éprouvettes humides, rendu nécessaire pour étudier correctement l'influence de la teneur en eau libre du béton, n'a pu se faire que grâce à un primaire d'accrochage dont les faces à coller des éprouvettes ont été badigeonnées. Ce primaire est constitué d'une résine époxy. Le produit commercial utilisé est distribué par la Société des Résines Synthétiques, et porte la référence ©S3. La résine et le durcisseur sont mélangés en

proportions d'1/4 et 3/4, complétés éventuellement de 10 % de filler calcaire (inerte) afin d'accélérer la polymérisation. Environ 48 h après enduction de l'éprouvette humide, la surface n'est plus poisseuse et on peut procéder au collage de l'éprouvette, ou encore au collage de jauges à la colle cyanoacrylate.

Toutes ces précautions "technologiques" s'avèrent nécessaires si l'on veut s'assurer de résultats corrects, l'essai de traction directe ayant alors pour avantage, par rapport aux autres essais (fendage, flexion) permettant de mettre en évidence le comportement en traction du béton, une meilleure homogénéité de la sollicitation (pratiquement pas d'effets de gradient), et la manipulation d'échantillons de relativement petite taille, seule possible en dynamique. Il reste à régler les questions d'effets d'échelle, ce qui ne pose pas de problème pour des échantillons carottés dont les granulats sont de taille assez faible devant le diamètre des éprouvettes, comme on le détaillera ci-après.

Essais à basse vitesse

Pour réaliser les essais à basse vitesse, on a utilisé une machine de traction MFL de capacité 100 kN dont l'asservissement peut se faire soit en force, soit en déplacement entre plateaux, soit sur un signal extérieur quelconque. Le vérin est situé en partie inférieure, la cellule de force (capteur de pression d'huile étalonné régulièrement à l'aide d'un peson) étant située du côté de la traverse supérieure mobile. Deux pièces d'adaptation permettent de visser des casques ou des mors sur les parties haute et basse de la presse par où les efforts sont appliqués. En l'occurrence, on adopte des casques sur lesquels seront collés les cylindres de béton. Le montage est rigide (pas de rotule intercalée) afin d'améliorer l'axialité de l'effort. Le diamètre des casques est le même que celui des éprouvettes pour assurer une transmission régulière des efforts. La figure 1.2-1 donne une vue générale du montage expérimental.

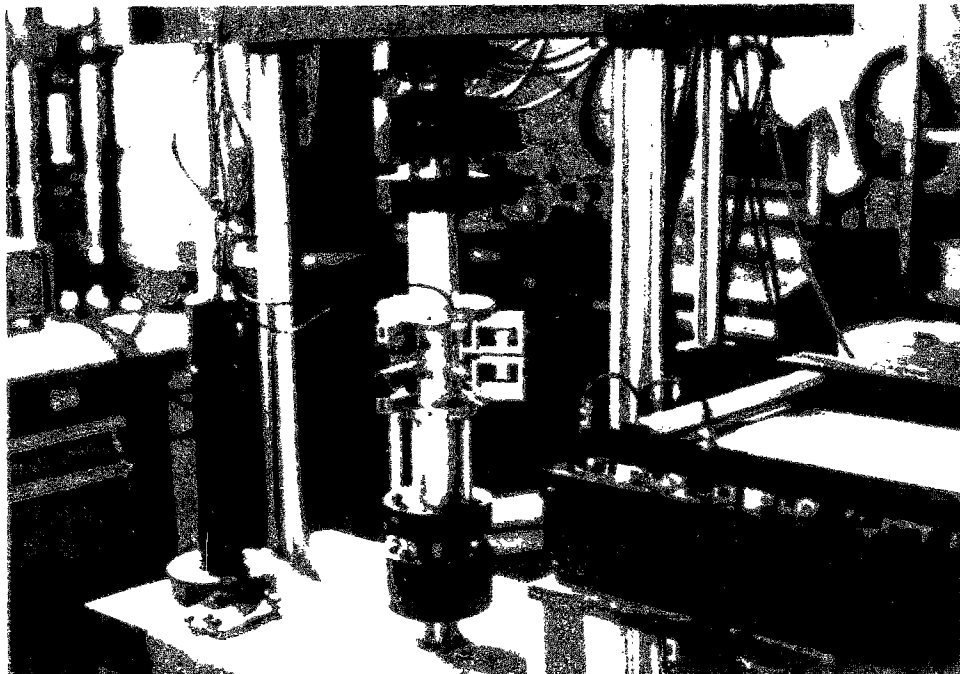


Figure 1.2-1 : Vue d'ensemble du montage expérimental

Les casques sont en aluminium afin de perturber le moins possible le champ de contraintes au voisinage des extrémités de l'éprouvette. En effet les déformations transversales à l'interface (même contrainte longitudinale) sont proportionnelles au rapport ν/E (coefficient de Poisson/module d'Young) des différents matériaux : ce rapport vaut approximativement $0,2/40 = 0,005 \text{ GPa}^{-1}$ pour le béton, $0,3/70 = 0,0043 \text{ GPa}^{-1}$ pour l'aluminium, et $0,3/200 = 0,0015 \text{ GPa}^{-1}$ pour l'acier, d'où le choix que nous avons fait (du moins à partir de la deuxième série d'essais). L'écart des déformations transversales, pour une contrainte longitudinale maximale de 5 MPa (respectivement 10 MPa en dynamique), conduit à une déformation empêchée de $3,5 \mu\epsilon$ (respectivement $7 \mu\epsilon$), soit encore une traction (antifrettage) de l'ordre de 0,14 MPa (respectivement 0,28 MPa). Cette contrainte latérale représente moins de 3 % de la contrainte longitudinale et on négligera son effet dans la suite, compte-tenu de variations de contraintes d'ordre au moins aussi important dues aux hétérogénéités du matériau.

L'effet de concentration de contraintes dû à des casques en acier a été étudié par Wu dans sa thèse [Wu, 1991]. Pour des cylindres suffisamment petits et avec un béton de résistance mécanique assez faible, l'effet sur la résistance en traction est indétectable. Ceci nous a conduits à ne pas reprendre les essais réalisés avec casques d'acier au début de notre programme expérimental. Ceci est également cohérent avec le fait que c'est pour des bétons à

hautes performances, plus homogènes et plus résistants, que les problèmes de rupture de collage à cause des concentrations de contraintes à l'interface nous ont alertés sur la nécessité d'utiliser des casques d'aluminium. On trouvera en [Le Maou, 1994] une synthèse de la mise au point de l'essai de traction directe sur éprouvettes de béton.



Figure 1.2-2 : Machine de traction et casques

La longueur des casques (15 cm soit environ deux diamètres) a été dimensionnée grâce à un calcul élastique aux éléments finis afin d'assurer l'homogénéité de la contrainte (longueur du casque suffisante pour que l'effort, transmis par le filetage en tête du casque, soit diffusé de façon uniforme au niveau de la face collée à l'éprouvette). L'écart entre la contrainte au bord et celle au centre est ainsi, dans l'hypothèse de matériaux homogènes élastiques, limitée à moins de 1 %. On notera que la masse et l'encombrement de ces casques sont évidemment un frein pour

leur utilisation à haute vitesse (inertie excessive du système). En revanche, on s'aperçoit que la solution technique de réalisation de l'essai à basse vitesse se rapproche de celle adoptée à haute vitesse avec les barres d'Hopkinson, ce qui est un atout indéniable pour que les deux séries d'essais se "rejoignent". La figure 1.2-2 présente ces casques montés sur la machine d'essai.

Les essais de référence sont réalisés à vitesse de montée en charge contrôlée, cette vitesse étant la vitesse de l'essai de fendage normalisé soit 0,05 MPa/s [AFNOR, 1981]. On peut donc comparer la valeur obtenue en traction directe avec la valeur obtenue par fendage, la différence d'au plus 10 % généralement admise étant en fait uniquement liée à un effet d'échelle lié à une taille des granulats importante devant la taille de l'éprouvette. En fait, on a obtenu des résultats très proches, à cause d'une taille maximale des granulats relativement réduite (10 mm, cf ci-après). Ceci confirme la qualité des essais de traction directe, dont la dispersion s'est avérée relativement faible (écart-type relatif de l'ordre de 10 %, ce qui est courant pour du béton), comparable à celle obtenue dans les essais de fendage.

On a pu réaliser une série d'essais à vitesse plus élevée en utilisant la même presse, poussée à la limite de sa capacité en ce qui concerne le débit d'huile du vérin. De fait, on ne peut imposer correctement la vitesse de montée en charge du vérin par le système de pilotage interne de la machine, car on obtient dans cette gamme un débit d'huile trop faible. Il a fallu passer par un signal de consigne extérieur. La vitesse de montée en charge obtenue a finalement été de 5 MPa/s, soit 100 fois la vitesse normalisée. Un système électronique extérieur permet de générer une rampe rapide (signal de consigne), ainsi qu'un signal de déclenchement de l'acquisition de données (préalable à la mise en charge de l'éprouvette). Compte-tenu de la faible durée de l'essai (de l'ordre de la seconde), il était en effet préférable d'automatiser les opérations de déclenchement de l'acquisition de données puis de l'essai, afin d'optimiser l'utilisation de la mémoire (concentration des 1024 points de mesure sur le phénomène à mesurer). La montée en charge proprement dite a ainsi été décrite par environ 100 à 150 points.

Pour ces essais, les mesures effectuées ont été les suivantes : mesure de l'effort grâce à la cellule de force intégrée à la presse (régulièrement étalonnée dans le cadre du RNE), et mesure des déformations de l'éprouvette grâce à un extensomètre J2P [Boulay, 1981]. La figure 1.2-3 illustre le montage de cet extensomètre.

L'extensomètre mesure le déplacement relatif de deux sections de l'éprouvette grâce à trois capteurs de déplacement LVDT placés à 120°, ceci permettant d'accéder au déplacement moyen et à la rotation due à une éventuelle flexion (possibilité de correction, ou du moins de contrôle des conditions de l'essai, et détection du moment de la localisation par ouverture et propagation d'une fissure à partir d'une des génératrices du cylindre). L'effet des déformations transversales est éliminé grâce à la fixation des couronnes constituant la base de mesure par un système de vis-pointeaux montés sur lames élastiques. La figure 1.2-4 présente une vue rapprochée du système de fixation et d'un des trois capteurs. L'extensomètre est positionné de façon à mesurer les déformations en partie centrale de l'éprouvette (et éviter les éventuels "effets de bord", d'ailleurs assez réduits comme on l'a vu) tout en gardant, par une longueur de base assez grande, une bonne précision. Le compromis trouvé est une longueur de base de 4 cm environ pour une longueur totale de l'éprouvette de 10 cm. On notera que l'incertitude sur cette longueur (malgré les entretoises qui fixent l'écartement entre les deux couronnes au moment de la mise en place de l'extensomètre sur l'éprouvette) est la principale source d'imprécision sur la mesure de la déformation.

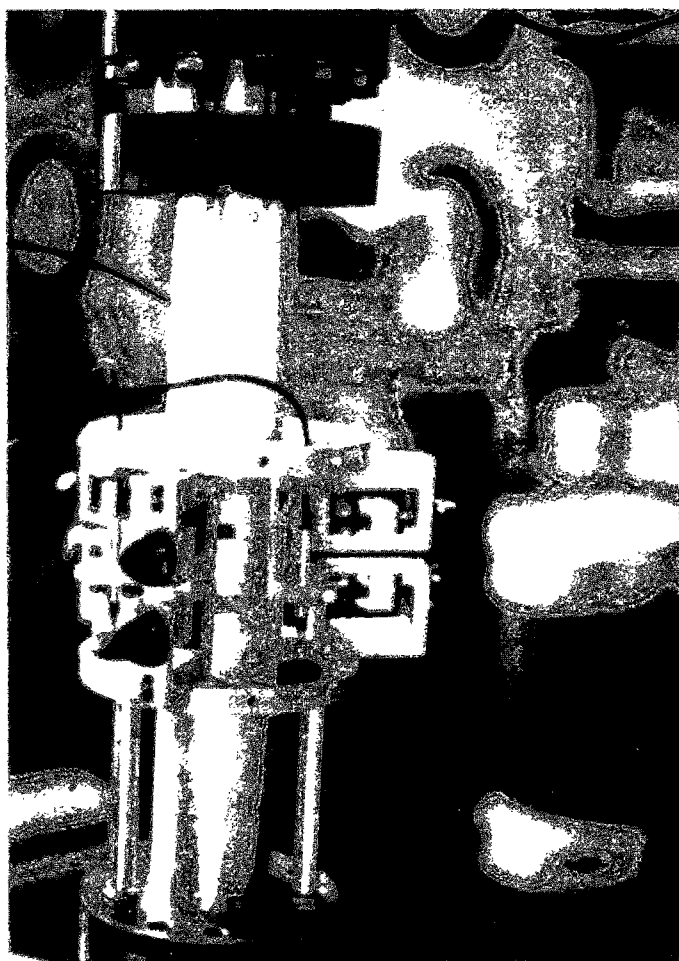


Figure 1.2-3 : Essai de traction. Extensomètre

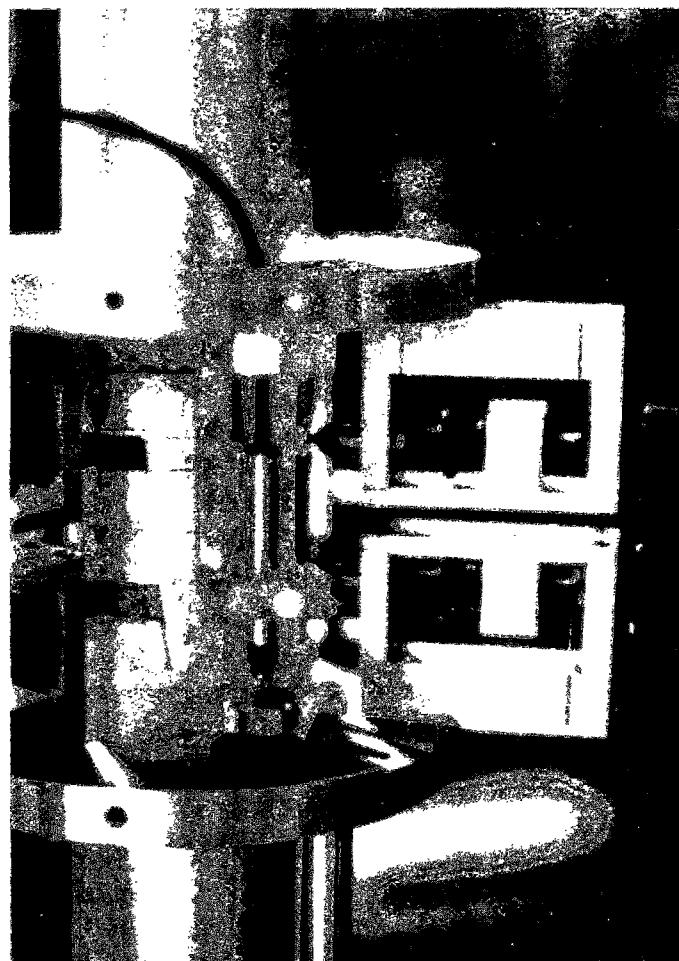


Figure 1.2-4 : Détail de l'extensomètre

On a pu se poser la question de la justesse des capteurs, en particulier à haute vitesse. Les LVDT sont en effet calibrés en statique grâce à un banc de référence à vis micrométrique utilisé dans le cadre du Réseau National d'Essais. Mais leur bande passante et celle de leur système de conditionnement n'est pas adaptée à la dynamique rapide. On a alors effectué une mesure comparative entre l'extensomètre et des jauges collées sur l'éprouvette. La différence des mesures, de l'ordre de quelques %, est apparue inférieure à l'incertitude propre à chaque mesure. Cette incertitude est liée en particulier aux incertitudes sur les conditions de température de l'essai (effet sur le coefficient de jauge), le centrage de l'effort et la flexion éventuelle, et sur la longueur de base de l'extensomètre (léger jeu dans le positionnement des couronnes). Au total, la mesure de déformations et celle du module d'Young qui en résulte semblent avoir une précision de l'ordre de 2 à 3 %, qu'il est difficile d'affiner.

Essais à la barre d'Hopkinson

Les essais à haute vitesse ont été effectués sur la barre d'Hopkinson de l'Université de Technologie de Delft, en Hollande, dont le fonctionnement pour l'étude du comportement dynamique du béton a été mis au point dans les années 1980 à 1985, et a fait l'objet de

nombreuses publications [Zielinski, 1982 - a], [Reinhardt, 1986 - b]. Le principe est d'appliquer un chargement de traction dans une éprouvette cylindrique de béton, sous la forme d'une onde de traction provoquée par un choc et se propageant dans une longue barre dont l'éprouvette n'est en fait qu'un "maillon". Ce principe est l'analogie, en traction, de la version "classique" des barres d'Hopkinson en compression.

La machine d'essai se compose donc de deux barres coaxiales d'aluminium (rapport v/E proche de celui du béton, avec ici $E = 68 \text{ GPa}$) disposées verticalement et liées à un bâti par une suspension élastique qui évite le déplacement du sommet de la barre supérieure au moment du choc. Le poids des barres est repris par des contrepoids. L'éprouvette est collée entre la barre inférieure (de longueur 3,60 m) et la barre supérieure (5,90 m). Le rapport diamètre (74 mm) / longueur des barres permet une propagation quasi-uniaxiale des ondes de traction-compression, et permet ainsi de mesurer par des jauges collées en surface les déformations se propageant dans la barre. Cette description se trouve illustrée figure 1.2-5.

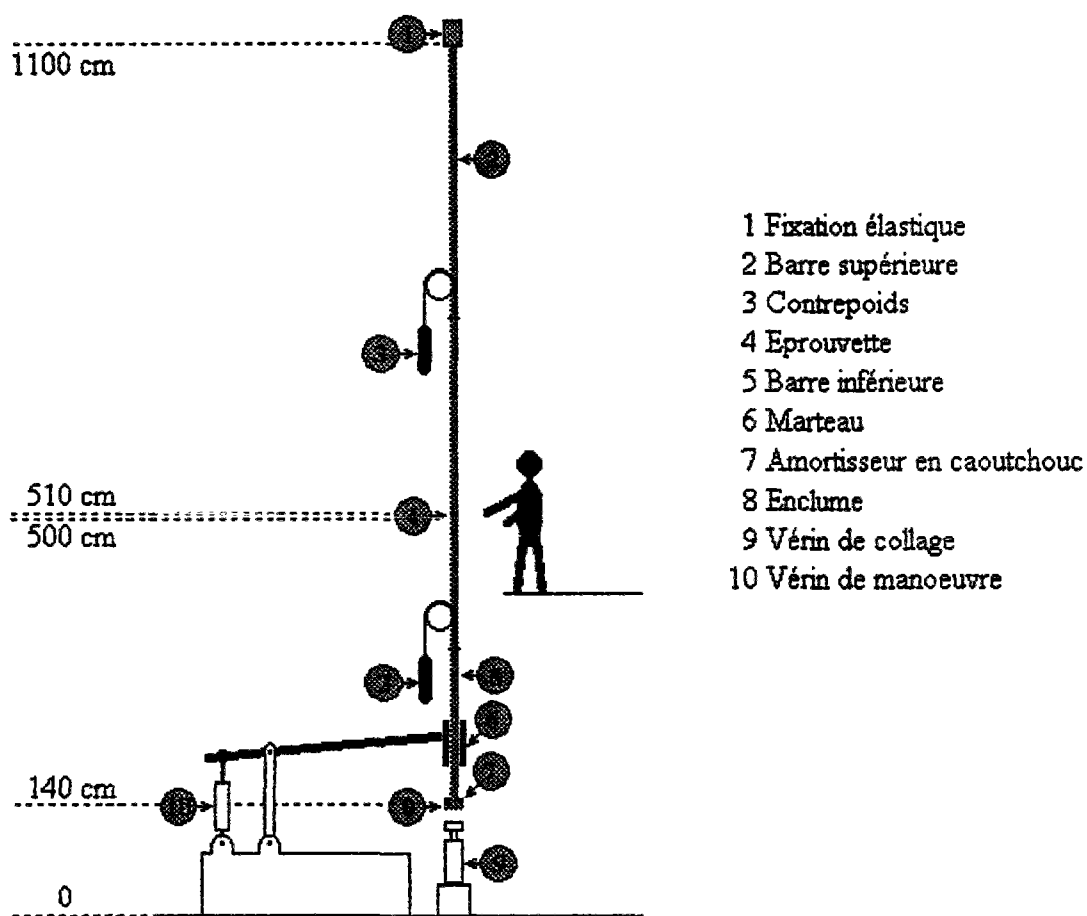


Figure 1.2-5 : Schéma de la barre d'Hopkinson

Le choc est provoqué par la chute d'un marteau annulaire sur un épaulement de la barre inférieure en sa partie basse. Le mécanisme de levier permettant de soulever puis relâcher le marteau est illustré figure 1.2-6. L'onde de traction qui en résulte se propage vers le haut et provoque, lors de son passage, la rupture de l'éprouvette.

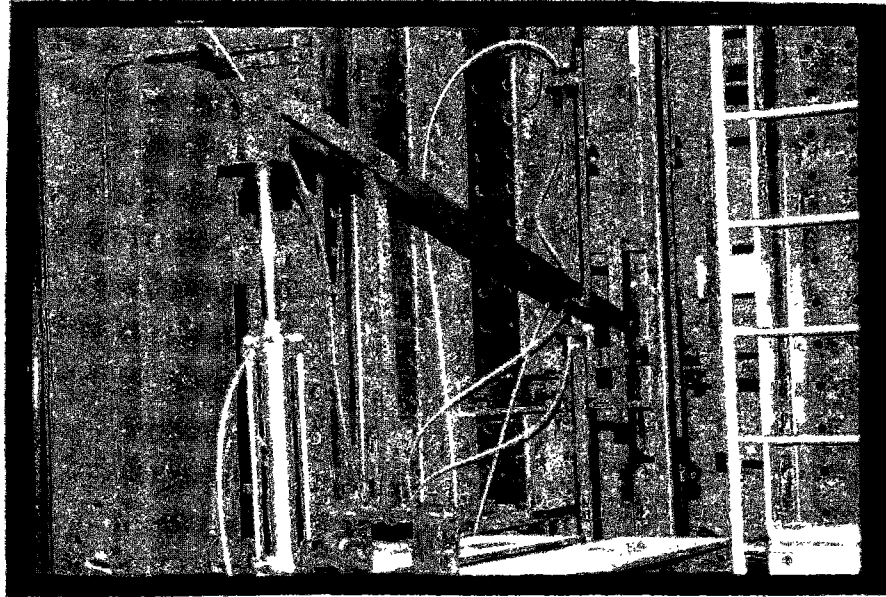


Figure 1.2-6 : Barre d'Hopkinson de Delft. Système de manoeuvre du marteau

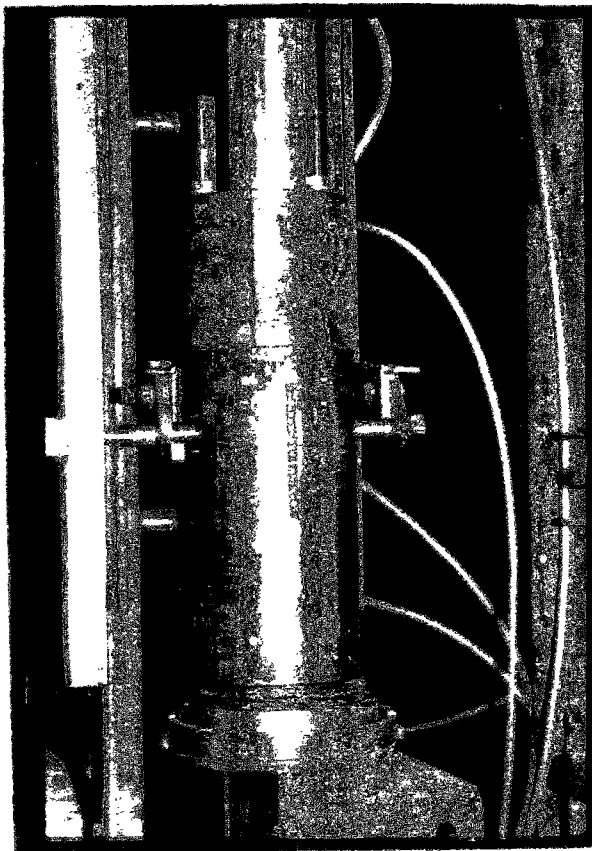


Figure 1.2-7 : Marteau annulaire et amortisseurs

Les paramètres de contrôle de l'onde de traction ainsi créée sont la hauteur de chute du marteau, réglable entre environ 30 et 60 cm, la masse du marteau (27 ou 40 kg), et surtout le nombre de feuilles de caoutchouc d'épaisseur 5 mm qu'on peut intercaler entre le marteau et l'épaulement de la barre inférieure de façon à plus ou moins amortir le choc. Un détail du marteau et des amortisseurs est présenté figure 1.2-7. Ce nombre d'amortisseurs agit principalement sur la vitesse de variation de la contrainte dans le signal dû au choc, la masse et la hauteur de chute du marteau influençant plutôt la valeur maximale de l'effort obtenu. Au total, en utilisant de 1 à 12 amortisseurs et en adaptant la masse du marteau (sans modifier la hauteur de chute autrement que par le nombre d'amortisseurs intercalés) on a pu obtenir la rupture des éprouvettes (contrainte maximale de 6 à

12 MPa) avec des vitesses de montée en charge variant typiquement de 1 à 70 GPa/s). On a ainsi tâché d'obtenir trois domaines de vitesse bien différenciés, pour chaque type de béton

dans chaque série d'essais, dans cette gamme accessible par la machine. On s'intéresse en effet au domaine "quasi-statique rapide" permettant d'accéder directement au comportement du matériau [Semblat, 1994], et non aux transitoires liés aux réflexions des ondes. La vitesse de chargement est alors liée à l'élasticité du choc entre le marteau et la barre.

Trois sections de la barre sont équipées de jauges de déformations. Ces sections sont situées à 2,5 m de la face inférieure de l'éprouvette, 1 m de la face inférieure de l'éprouvette (du côté de la barre inférieure), et 1 m de la face supérieure de l'éprouvette (du côté de la barre supérieure). On contrôle donc dans un premier temps l'onde incidente (signal engendré par l'impact du marteau annulaire), au niveau de la deuxième jauge l'onde incidente à laquelle se superposent les réflexions de l'onde lors de la traversée de l'éprouvette, et enfin l'onde transmise. On notera que les dimensions de la barre ont été choisies de façon à séparer dans le temps les signaux issus d'un aller-retour de l'onde jusqu'aux extrémités de la barre, mais qu'elles ne suffisent pas à séparer l'onde incidente de l'onde réfléchie, contrairement à ce qui est généralement adopté pour les barres d'Hopkinson de plus petit diamètre fonctionnant en compression [Zhao, 1992], [Semblat, 1994].

En effet la vitesse moyenne de propagation des signaux dans la barre est d'environ 5000 m/s, et si la durée des signaux de l'onde transmise varie de 200 μ s à 3 ms environ, celle des signaux incidents dus à l'impact généré peut aller de 1 à 10 ms, ce qui représente une longueur d'onde de 5 à 50 m. Cette longueur d'onde est bien supérieure à la taille de l'éprouvette, ce qui dispense d'analyser le détail des réflexion et chargement transitoires au sein de l'éprouvette. On ne peut cependant pas toujours considérer qu'on a "équilibre instantané" entre les deux faces de l'éprouvette. Compte-tenu des variations de contrainte, cette approximation reviendrait à négliger un écart de contrainte pouvant aller jusqu'à 70 GPa/s*10 cm/5000 m/s soit 1,4 MPa, c'est-à-dire de l'ordre de 20 % de la contrainte de rupture. Cet écart n'est néanmoins pas une incertitude sur l'effort, car il est sûr que la contrainte transmise a été supportée par toute l'éprouvette jusqu'à sa valeur maximale, et qu'au-delà une zone au moins de l'éprouvette s'est trouvée défailante.

Finalement, les sections instrumentées permettent surtout d'accéder à l'effort imposé à l'éprouvette (onde entrante) et transmis (onde sortante). On a vérifié l'absence d'atténuation dans la propagation de la contrainte (impédances mécaniques de la barre et de l'échantillon pas trop différentes) en comparant les signaux des sections instrumentées recalés dans le temps. On vérifie figure 1.2-8 qu'ils sont superposés jusqu'au maximum de l'effort enregistré sur la barre supérieure (onde transmise) pour un essai sans rupture de l'éprouvette (cylindre d'aluminium).

Il n'y a donc aucune ambiguïté dans la définition de l'effort supporté par l'éprouvette, et de la contrainte de rupture. Il faut préciser que les jauges sont collées le long de deux génératrices opposées et montées dans les branches opposées d'un pont de Wheatstone de façon à mesurer la déformation moyenne dans la section, et que cette déformation est multipliée par le module d'Young de la barre (68 GPa). Cette valeur a été vérifiée en remplaçant l'éprouvette de béton par un cylindre d'aluminium de référence, instrumenté, de module connu, utilisé comme capteur d'effort [Boulay, 1994]. Le conditionneur utilisé est alimenté par une tension réglable d'environ 6 V, l'amplificateur a un gain d'environ 1000, la calibration est obtenue grâce à une résistance shunt, on en déduit un coefficient global de sensibilité de 165 μ e/V (ou 11,22 MPa/V) pour ce système de mesure. Si on admet une incertitude de l'ordre du % sur les jauges et leur conditionnement, et une incertitude électronique de l'ordre du mV, on s'aperçoit qu'on effectue une mesure de la contrainte de rupture (pour fixer les idées, de l'ordre de 6 MPa) à $\pm 0,07$ MPa près. Plus globalement, on pourra admettre une précision de cette détermination d'environ 0,1 MPa.

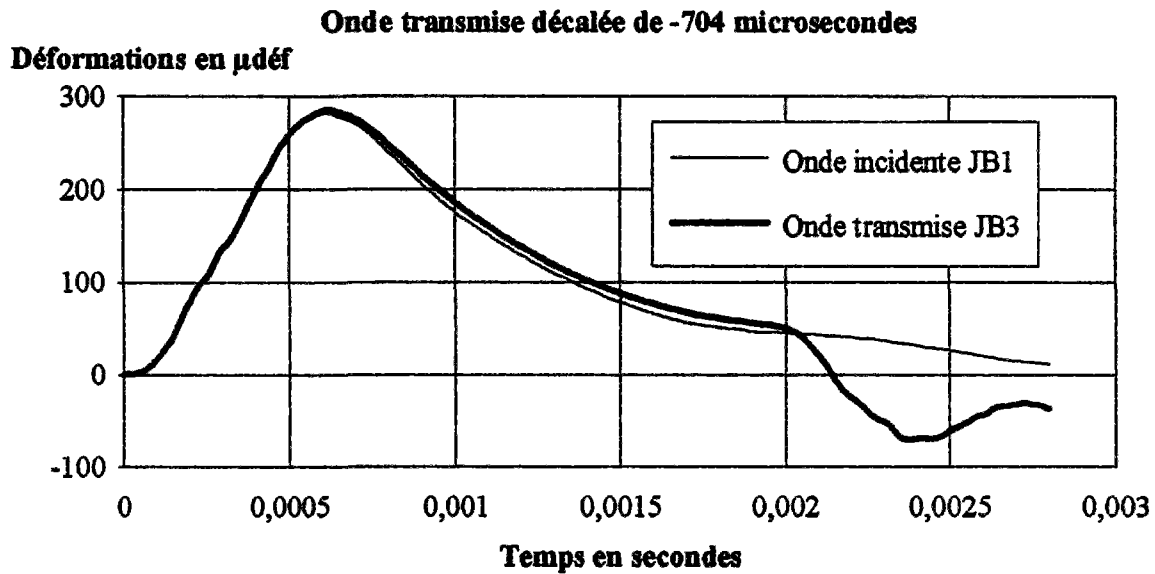


Figure 1.2-8 : Absence d'atténuation dans la propagation de l'onde de contrainte

L'enregistrement de ce signal de contrainte en fonction du temps permet de définir "une" vitesse de montée en charge, qui caractérise en quelque sorte une condition d'essai. On s'aperçoit en effet qu'un pilotage identique (même nombre d'amortisseurs, même masse et même hauteur de chute) conduit à une onde incidente et à une onde transmise ayant la même allure, du moins avant la rupture de l'éprouvette, cette allure dépendant néanmoins en partie de l'impédance mécanique de l'éprouvette. On caractérisera donc cette allure par la pente de la courbe $\sigma(t)$ dans la partie linéaire de cette courbe avant le pic d'effort, sur le signal transmis. Lorsque le nombre d'amortisseurs est important, on a en effet un signal d'allure bilinéaire, et c'est la deuxième pente qui paraît significative : c'est elle qui précède le pic et correspond à une phase importante de l'essai (entre 30 et 90 % de l'effort de rupture). Lorsque le nombre d'amortisseurs est faible, la courbe $\sigma(t)$ correspond à une "bosse" grossièrement triangulaire. La pente considérée correspond à la pente maximale de la courbe (point d'inflexion), qui est donc un peu plus forte que la pente de la sécante, mais nous est apparue comme plus répétable, et significative de la montée en charge durant une partie importante de l'essai. Ces explications montrent clairement que la valeur $d\sigma/dt$ indiquée dans les tableaux est sujette à une dispersion importante, due à l'incertitude sur σ mais aussi à l'appréciation de l'observateur qui a effectué le dépouillement. Néanmoins, l'influence de cette grandeur typiquement par l'intermédiaire de son logarithme réduit heureusement les effets de cette dispersion.

La mesure des déformations de l'éprouvette pose des problèmes difficiles à résoudre, et qui n'ont pu être traités de façon satisfaisante que lors de la dernière campagne d'essais. Les problèmes auxquels on a été confronté, ainsi que les défauts des réponses qu'on avait pu y apporter, sont cependant utiles à décrire afin d'éviter de revenir sur ces erreurs dans l'avenir.

La campagne d'essais effectuée en 1989 avait utilisé un extensomètre (Figure 1.2-9) constitué de deux colliers serrés sur la barre d'Hopkinson au-dessus et au-dessous de l'échantillon, entre lesquels deux LVDT en opposition mesuraient le déplacement relatif. Cette méthode ne donnait pas satisfaction sur plusieurs points : impossibilité de tenir compte d'une éventuelle flexion (il aurait fallu 3 capteurs à 120°) ; étalonnage délicat des LVDT, en

particulier à haute vitesse ; mauvaise fixation des colliers, dont on s'est aperçu qu'ils glissaient au cours de l'essai ; enfin, intégration dans la mesure des déformations du joint de colle aux extrémités de l'éprouvette, et d'une petite longueur de barres en aluminium de part et d'autre.

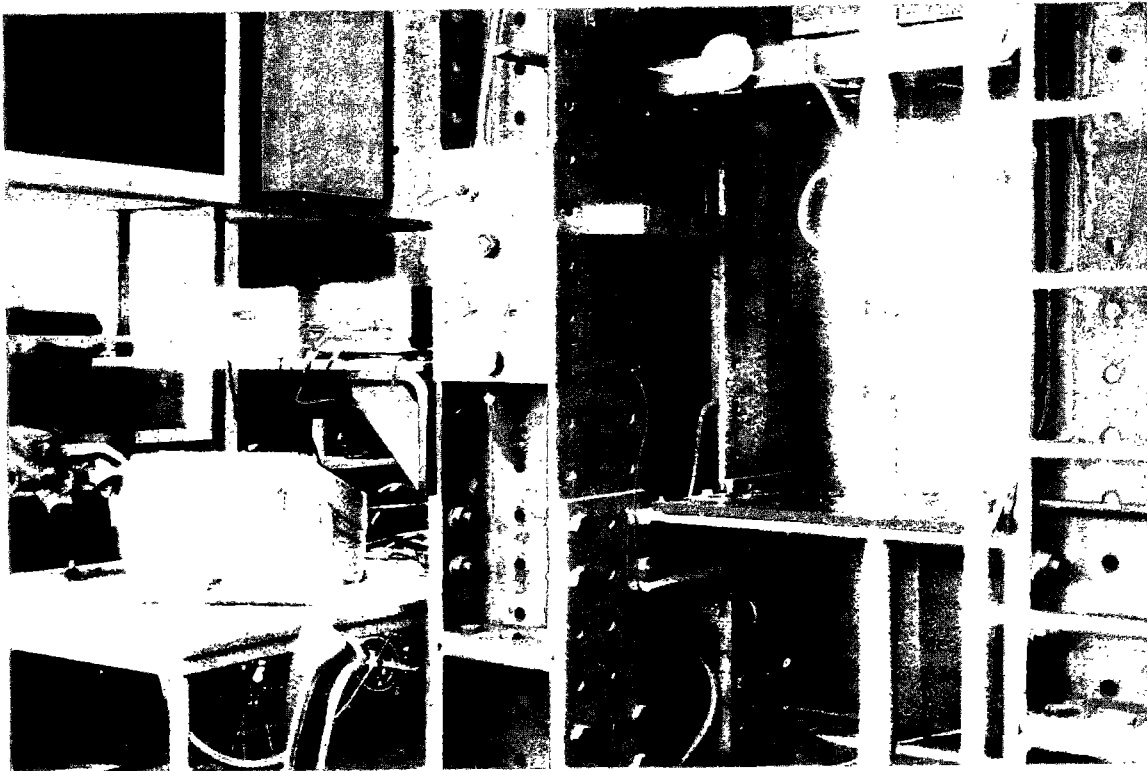


Figure 1.2-9 : Extensomètre et montage expérimental. Essais de 1989

En 1990 et 1991, lors des campagnes d'essai ultérieures sur béton sec et humide et sur bétons de rapport eau / ciment différent, on a surtout voulu résoudre le problème de positionnement des capteurs. On a alors utilisé 3 LVDT à 120° mesurant le déplacement "absolu" de 2 cibles immédiatement au-dessous de l'éprouvette, et d'une cible immédiatement au-dessus. Ce dispositif est visible figure 1.2-10. Les capteurs étaient fixés grâce à des supports placés sur la traverse de travail (en principe indépendante mécaniquement de la barre). La déformation moyenne de l'éprouvette est alors en principe accessible par la formule :

$$\epsilon = \frac{1}{h} \left(u_3 - \frac{1}{2}(u_1 + u_2) \right)$$

u_1 et u_2 étant les déplacements mesurés par les deux capteurs inférieurs, u_3 le déplacement mesuré par le capteur supérieur, et h la hauteur de l'éprouvette.

Cette déformation est aussi celle qui serait mesurée au centre de l'éprouvette, dans la mesure où on peut supposer que la déformation varie à peu près linéairement sur la hauteur de l'éprouvette. Ce système présente néanmoins une partie des défauts évoqués pour le dispositif précédent : étalonnage délicat (grande sensibilité aux cibles utilisées, et à la distance initiale) ; possible transmission de vibrations par le bâti ; et surtout, intégration d'une déformation mal contrôlée du joint de colle, et des extrémités des barres en aluminium.

Devant les mauvais résultats qu'avait pu donner ce système, en particulier l'absence d'une relation biunivoque entre la déformation calculée par ce système et celle que fournissent 3 jauges longitudinales collées à 120° en surface au centre de l'éprouvette, à cause d'une mauvaise répétabilité des déformations du joint de colle [Boulay, 1994], il a finalement été décidé, pour la campagne d'essais ultérieure, de mesurer les déformations grâce à des jauges collées sur le béton.

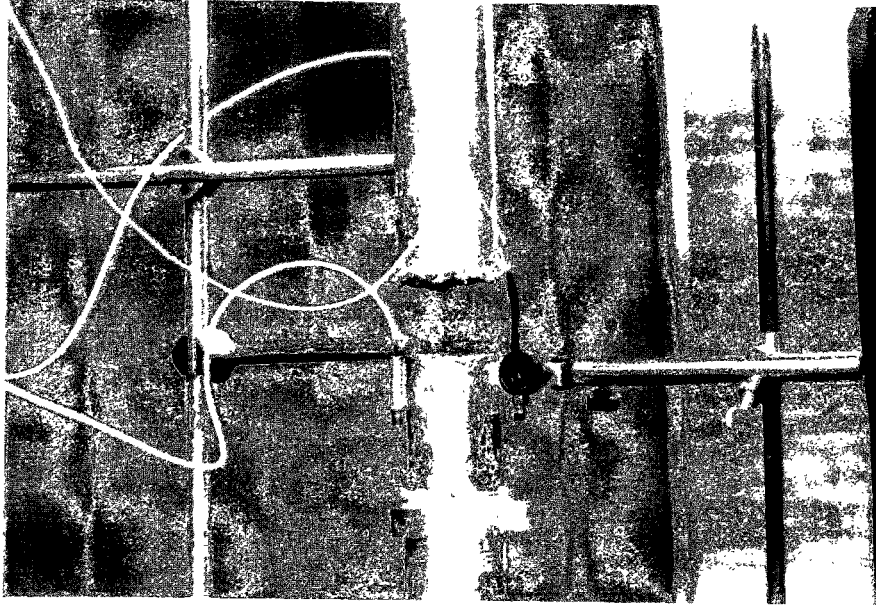


Figure 1.2-10 : Essais sur béton humide. 1990. Capteurs de déplacement



Figure 1.2-11 : Epruvette instrumentée par des jauges d'extensométrie après rupture selon deux plans. Béton témoin.

Cette dernière technique s'est révélée de loin la plus fiable et a permis d'avoir accès de façon directe au module d'Young dynamique du matériau. Un exemple de résultat d'essai est présenté figure 1.2-11, où l'on voit une éprouvette rompue en traction selon deux plans de fissure, proches de l'extrémité supérieure, à l'extérieur de la zone interceptée par les jauges. On remarque les jauges recouvertes par un film étanche protecteur, les plaquettes de connexion apparentes permettant de conserver le même câblage jusqu'au conditionneur pour les éprouvettes successives.

Ayant en effet pris les précautions détaillées ci-après concernant le collage de jauges sur matériau humide, on a eu accès aux trois déformations longitudinales de trois génératrices à 120° à mi-hauteur de l'éprouvette, dont la moyenne représente la déformation moyenne de l'éprouvette dans la mesure où l'onde de sollicitation varie assez lentement, ce qui est le cas ici. Les jauges avaient une longueur de 30 mm de façon à intégrer les déformations différentielles de la pâte et des granulats. On a vérifié l'absence de flexion notable pratiquement jusqu'au maximum de la contrainte moyenne (sauf brutale rupture de pente de cette courbe correspondant à l'ouverture de la fissure à l'intérieur de la zone interceptée par les jauges). On a alors pu translater dans le temps la contrainte déduite de la mesure de l'effort transmis pour qu'elle soit en phase avec la déformation calculée comme moyenne des trois signaux des jauges collées sur le béton. Le résultat d'une telle translation dans le temps est illustré figure 1.2-12, le signal des jauges étant exprimé en contraintes (multiplié par le module d'Young, cf ci-après).

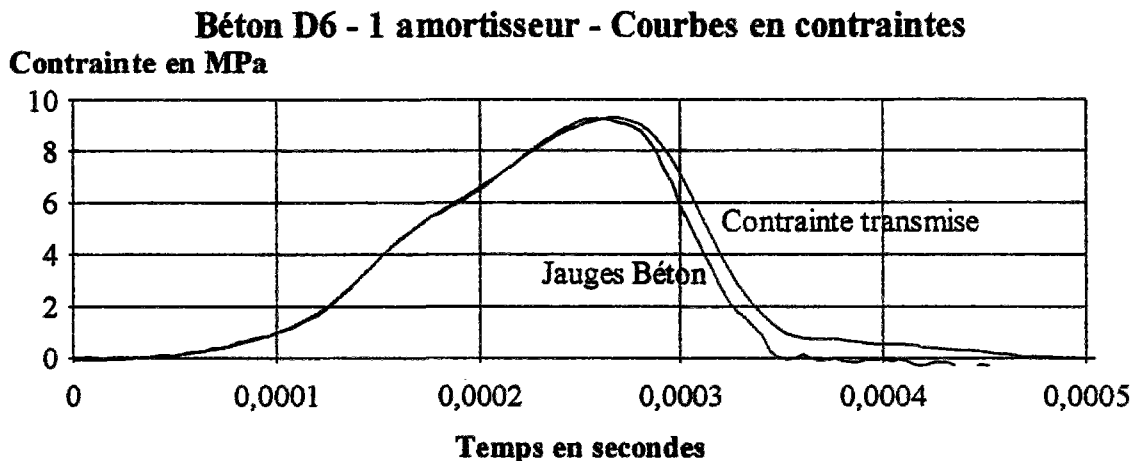


Figure 1.2-12 : Vérification du décalage temporel et du calcul du module d'Young

Le décalage temporel le plus adéquat (224 μ s, à 2 μ s près compte-tenu de la fréquence d'échantillonnage) correspond à une vitesse des ondes dans la demi-éprouvette et dans l'aluminium pratiquement pas affectée par la forme du signal, ni par la nature du béton de l'éprouvette, il se trouve identique pour tous les essais. En traçant le signal de la contrainte transmise, décalé de 224 μ s, en fonction de la déformation moyenne donnée par les jauges, on obtient des courbes remarquablement linéaires. Un exemple en est donné figure 1.2-13. On trouvera en [Boulay, 1994] toutes les courbes contrainte-déformation obtenues avec les essais à la barre d'Hopkinson. On déduira donc de ces droites un module d'Young dans le domaine généralement compris entre 10 et 90 % de la charge de rupture, pour lequel la courbe contrainte-déformation est effectivement très linéaire. On peut admettre que les jauges assurent une mesure de la déformation moyenne de l'éprouvette à 2 % près (précision de lecture et absence de compensation thermique), et qu'il en résulte une incertitude sur le module qui intègre cette incertitude, celle du recalage temporel, et celle de la mesure de contrainte, soit environ 4 %.

Contrainte décalée de -224 microsecondes

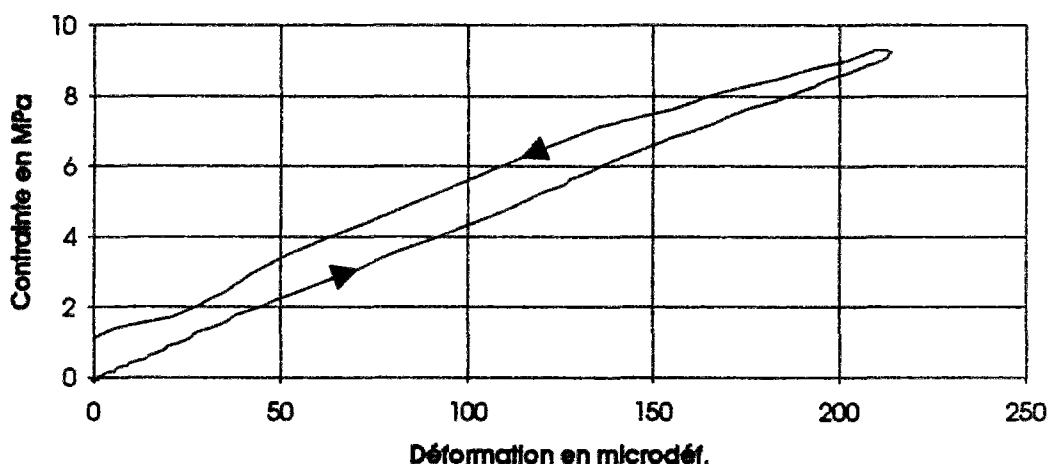


Figure 1.2-13 : Courbe contrainte-déformation obtenue à la barre d'Hopkinson. Béton D6. 1 amortisseur (très haute vitesse)

La déformation "ultime" est définie comme la déformation moyenne obtenue au moment du pic d'effort, compte-tenu du décalage en temps. Lorsque la fissure qui conduit à la rupture se situe en-dehors de la base de mesure, cette déformation est également un maximum de la déformation moyenne (lors de la rupture, il y a décharge de la zone interceptée par les jauges). Au contraire, lorsque la fissure qui conduit à la ruine a son origine dans la zone centrale de l'éprouvette interceptée par les jauges, la déformation moyenne au moment du pic d'effort est assez proche de la déformation à partir de laquelle une flexion importante apparaît dans l'éprouvette, les signaux des trois jauges différant alors notablement. Compte-tenu de cette définition, on peut estimer la précision de la détermination de cette valeur à quelques %.

Il est utile de préciser ici que l'acquisition de données a été effectuée sur un enregistreur dynamique possédant 8 voies synchrones, de marque Baker, les enregistrements étant le plus souvent de 1024 points par voie, la fréquence utilisée étant de 125, 250 ou 500 kHz par voie selon la vitesse de montée en charge, ce qui permet de décrire la partie ascendante de la courbe effort en fonction du temps avec au minimum une centaine de points. Les enregistrements ont ensuite été stockés sur disquette, convertis dans des formats de stockage et de traitement adaptés au matériel disponible au LCPC. En particulier, le traitement des données de la campagne d'essai de 1993 avec des bétons de squelette granulaire différent, avec décalage en temps du signal de contrainte et calcul des modules d'Young, a pu être fait grâce aux possibilités du tableur Excel.

Eprouvettes

Après ces précisions sur l'essai de traction en statique et en dynamique, il convient de détailler quelques précautions ayant trait aux corps d'épreuve. La première précaution concerne la nécessaire homogénéité des échantillons testés, et leur taille qui doit être représentative du matériau. Utilisant la barre d'Hopkinson de l'Université de Delft dont le diamètre nominal est de 74 mm, on a pu tester des cylindres de même diamètre, ce qui est relativement important pour des échantillons testés en dynamique et pourrait conduire, dans

d'autres configurations, à des inerties importantes (difficulté à tester à haute vitesse de tels échantillons sur une presse rapide comme celle du LPMM à l'Université de Metz). L'intérêt de cette taille d'éprouvette est de pouvoir tester un béton dont le plus gros granulats ne soit pas du sable, mais un gravillon de taille maximale 10 mm environ, ce qui est déjà nettement plus représentatif d'un béton courant en termes de teneur en granulats et de structuration de la pâte de ciment, tout en limitant la dispersion et les éventuels "effets d'échelle" dus à une taille excessive des hétérogénéités du matériau devant les dimensions du corps d'épreuve.

Pour assurer l'homogénéité du béton dans l'échantillon, et éviter les effets de paroi, il a paru préférable, plutôt que de tester des échantillons moulés, de carotter systématiquement les éprouvettes, dans le sens perpendiculaire au sens de coulage afin de maximiser les effets de vitesse potentiels [Reinhardt, 1982] en limitant l'effet des bulles piégées en sous-face des granulats. Les zones proches des faces inférieure, supérieure et latérales des prismes dans lesquels étaient carottés les cylindres à tester ont été évitées, de façon là encore à opérer sur un matériau le plus homogène possible (pas d'effet de la paroi coffrante sur la topologie du squelette granulaire, absence de laitance). Le schéma de carottage adopté est ainsi représenté figure 1.2-14. Par ailleurs, la formulation des bétons, suffisamment compacts, permettait de s'affranchir des problèmes de ségrégation et d'inhomogénéité internes à un massif, sous réserve d'une vibration suffisante lors de la mise en place (élimination des bulles d'air).

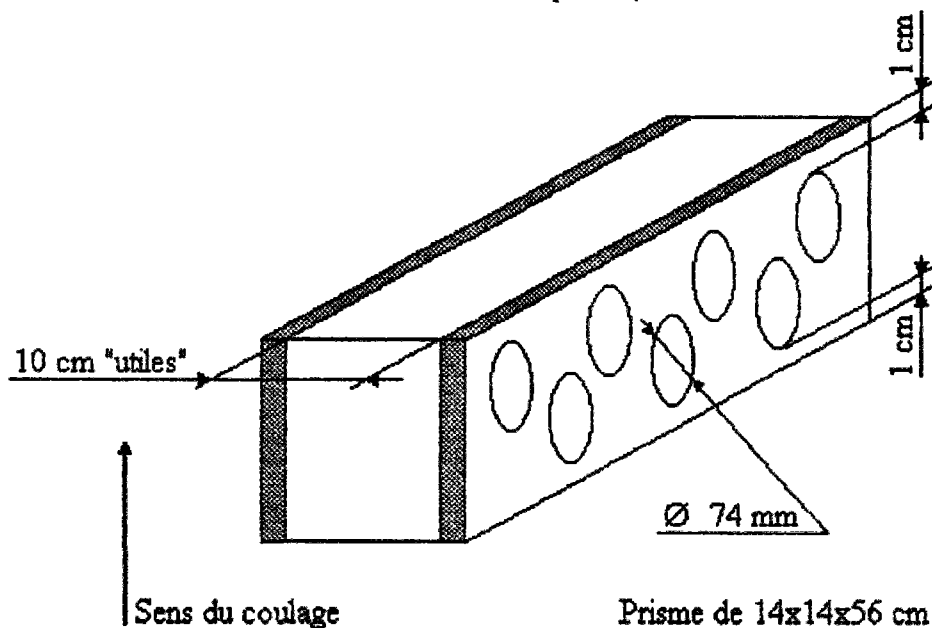


Figure 1.2-14 : Schéma de carottage

Afin de maintenir un état d'humidité interne uniforme et contrôlé au sein des éprouvettes, on a utilisé les techniques mises au point au LCPC [Attolou, 1989]. Les éprouvettes à conserver "humides", c'est-à-dire avec toute leur eau de gâchage présente, sous forme d'eau libre ou liée, au sein du matériau, ont été soit enrobées d'un film plastique alimentaire étirable recouvert d'une couche d'aluminium autoadhésif d'épaisseur 50 microns, soit enduites de primaire @S3. On a de plus pris soin de conserver ces éprouvettes entourées de chiffons humides, dans des bidons métalliques hermétiques. On a ainsi minimisé les pertes d'humidité, même si, comme on a pu le quantifier au cours d'une récente étude [Toutlemonde, 1994 - b], la technique de l'aluminium auto-adhésif s'avère nettement meilleure : on a en effet observé des pertes de teneur en eau libre de 0,006 % par cm² et par racine de semaine pour des

éprouvettes sous aluminium au lieu de 0,02 % par cm² et par racine de semaine pour des éprouvettes enduites de résine, les éprouvettes étant conservées dans une salle à température ambiante et environ 50 % d'humidité relative.

Pour les essais effectués, on peut majorer le séchage en supposant que l'humidité interne des bidons était de 90 %, ce qui conduit à des coefficients de pertes divisés par 5 par rapport à ceux des mesures (proportionalité du flux avec l'écart d'humidité relative). La surface des éprouvettes est de 318,5 cm². D'où pour une durée approximative de 9 semaines des pertes de 1,1 % pour les éprouvettes sous aluminium, et de 3,8 % pour les éprouvettes enduites de résine. On voit que l'on reste dans les deux cas dans une situation d'éprouvettes "humides" au sens usuel du terme, compte-tenu des incertitudes généralement admises dans ce domaine. Ceci n'aurait cependant pas été le cas si les éprouvettes enduites seulement de résine avaient été stockées sans précautions.

Dans la première série d'expériences, on a été conduit à travailler sur un matériau sec. Afin de partir cependant d'un béton dont le squelette d'hydrates initial pouvait être considéré comme représentatif de celui d'un béton mature, on a adopté la même formulation que pour le béton "humide" testé comparativement. On a effectué de même une cure humide (maintien des prismes scellés sous aluminium, puis scellement des éprouvettes elles-mêmes sous aluminium) pendant au moins 28 jours. Puis les éprouvettes ont été placées en étuve à 105°C "jusqu'à poids constant" (perte relative de masse inférieure à 1/1000^e). On a pris soin d'éviter la fissuration par choc thermique en effectuant une montée en température assez lente (paliers de 10°C par heure). Puis les éprouvettes ont été testées sans être réenveloppées, dans la mesure où le temps nécessaire à une réhumidification significative des éprouvettes nous paraissait très long devant les quelques heures de "réexposition" à la sortie de l'étuve avant l'essai. La figure 1.2-15 illustre l'aspect d'une éprouvette "sèche", l'éprouvette humide analogue ayant été vue figure 1.2-10, dans son emballage d'aluminium.

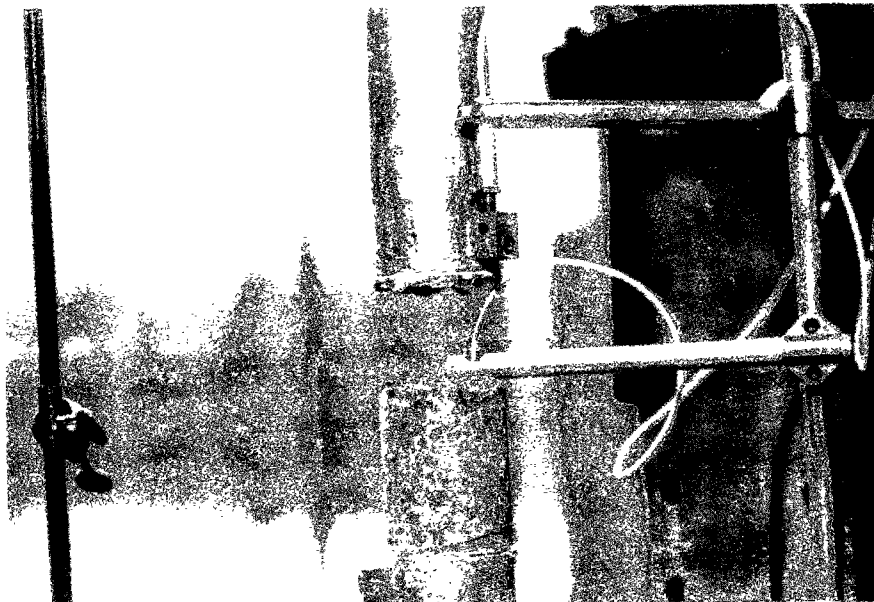


Figure 1.2-15 : Rupture d'une éprouvette de béton "sec" en traction

On a suivi la perte de masse des éprouvettes. D'après les travaux de Waller [Waller, 1993], on peut estimer le degré d'hydratation du béton au moment du début de séchage (à un âge de 28 jours) pour le béton utilisé, de rapport eau/ciment = 0,5. Ce degré d'hydratation est de 80 %. Pour un dosage en ciment de 365 kg/m³, chaque gramme consomme environ 0,24 g d'eau (CPA HP), d'où la quantité d'eau libre au moment du séchage : 115 l/m³. Le séchage a fait passer la densité des éprouvettes de 2377 kg/m³ à 2264 kg/m³ en moyenne. Ceci correspond donc bien à une perte de 113 l/m³. Il est clair, cependant, que le passage en étuve à 105 °C conduit à des changements dans l'équilibre thermodynamique des hydrates, et que le départ d'eau libre n'est pas le seul phénomène à se produire (départ d'eau liée, microfissurations éventuelles). Néanmoins le séchage efficace de tous les pores est le phénomène prépondérant (vérifié par l'absence de virage de couleur du gel de silice), car on peut vérifier que la résistance en compression ainsi que celle en traction du béton sec restent proches de celles du béton humide.

Effet de l'humidité interne

La description des procédés expérimentaux de contrôle de l'humidité interne du béton était nécessaire afin de bien interpréter les résultats de cette première série d'essais, effectuée à Delft pour les essais à la barre d'Hopkinson et au LCPC pour les essais à vitesse plus basse. En effet comme on l'a dit en 1.1, l'objectif de cette campagne était de mettre en évidence le rôle crucial de l'eau libre dans l'origine des effets de vitesse, sur béton, comme cela avait commencé d'être montré sur micro-béton. On a donc procédé à des essais de traction d'un même béton, humide et sec, aux différentes vitesses accessibles par nos moyens, comprises entre 0,05 MPa/s et 50 GPa/s approximativement. Le béton utilisé est en quelque sorte le "béton témoin" de toute cette thèse. Il est "standard" par son rapport eau/ciment de 0,5 ; étant donné une granulométrie pas très étendue, son dosage en ciment est un peu fort (365 kg/m³). Le sable de Seine roulé et le microgranite concassé ont une bonne adhérence avec la pâte de ciment. Le sable, un peu "creux", nécessite un volume de ciment pas trop faible pour assurer aussi un rôle de filler. Il conduit à un béton assez ferme, ce qui n'est pas forcément négatif (pas de ségrégation) si la mise en oeuvre (vibration) est néanmoins bien faite.

La composition du béton utilisé est donnée dans le tableau 1.2-I.

Tableau 1.2-I : Composition du béton témoin

Nature des matériaux	provenance	dosage
microgranite 6 -10 mm	Pont de Colonne	1162 kg/m ³
sable silico-calcaire 0 - 4 mm	Bernières (sable de Seine)	681 kg/m ³
ciment CPA HP	Cormeilles	365 kg/m ³
eau		185 l/m ³

Les caractéristiques granulométriques des matériaux utilisés sont données dans le tableau 1.2-II. Elles conduisent à une compacité maximale du squelette granulaire du béton g* de 0,768, calculée grâce au logiciel René-LCPC [Sedran, 1994]. Le dosage en granulats étant de 0,7, l'épaisseur maximale de pâte (définie par de Larrard et Tondat [de Larrard, 1993]) est de 0,316 mm. Quelques valeurs caractéristiques, les résistances en compression et le module d'Young, la masse volumique et la vitesse du son ont été mesurées au moment des essais de traction directe, le béton ayant alors plus de 6 semaines de façon à s'affranchir d'artefacts liés à une évolution rapide de l'hydratation. Elles sont récapitulées dans le tableau 1.2-III.

Tableau 1.2-II : Granulométrie des matériaux utilisés

tamis (mm)	passant cumulé en % sable 0-4	passant cumulé en % gravillon 6-10
0,1	0	
0,125	2	
0,16	5	
0,2	8	
0,25	14	
0,315	22	
0,4	33	
0,5	45	
0,63	55	
0,8	66	
1	76	
1,25	82	0
1,6	89	0,25
2	92	0,5
2,5	96	0,75
3,15	98	1
4	99	2
5	100	6
6,3		10
8		44
10		90
12,5		100

Tableau 1.2-III : Caractéristiques du béton témoin

Caractéristique	unité	Béton humide	Béton sec
masse volumique	kg/m ³	2377	2264
Vitesse du son	m/s	4700	3865
Module (son)	GPa	47,3	30,4
Rés. compression	MPa	44,1	
Module d'Young	GPa	39,4	

Tableau 1.2-IV : Essais de traction à basse vitesse. Moyennes. Béton sec / humide

	Béton sec			Béton humide		
	σ max	E	ϵ max	σ max	E	ϵ max
Vitesse d σ /dt	MPa	GPa	10 ⁻⁶	MPa	GPa	10 ⁻⁶
0,05	3,15	30,2	164	3,55	44,2	91
éc. type	0,46	1,9	23	0,34	2,6	11
c. disp. (%)	14,6	6,3	14,0	9,6	5,9	12,1
5	3,40	29,1	152	4,69	45,4	120
éc. type	0,25	1,2	18	0,68	2,6	18
c. disp. (%)	7,4	4,1	12,1	14,5	5,7	14,8

Tableau 1.2-V : Essais de traction à haute vitesse. Moyennes. Béton sec / humide

Nb amortisseurs	Béton sec		Béton humide	
	$d\sigma/dt$ (GPa/s)	σ (MPa)	$d\sigma/dt$ (GPa/s)	σ (MPa)
12	1,9	4,02	2,0	5,66
écart-type	0,5	0,41	0,2	0,31
c. dispersion (%)	27	10,2	12,3	5,4
5	5,6	4,15	5,8	6,50
écart-type	1,5	0,32	0,9	0,71
c. dispersion (%)	26,7	7,8	14,8	11,0
1	47,8	4,38	77,2	7,47
écart-type	10,1	0,44	10,2	0,71
c. dispersion (%)	21,2	10,0	13,2	9,5

Pour l'étude de la résistance en traction, on a souhaité avoir accès à la distribution des caractéristiques. C'est pourquoi un minimum de 10 éprouvettes a été testé pour chaque gamme de vitesses. Les tableaux 1.2-IV et 1.2-V regroupent les moyennes des résultats des essais. Les données complètes sont regroupées en annexe 1. Pour les deux vitesses les plus basses, on a une description complète de la courbe effort-déformation, qui donne en particulier accès au module d'Young et à la déformation (moyenne) correspondant au pic d'effort. On a vérifié l'absence de flexion. En revanche, les casques étaient en acier d'où peut-être une très légère sous-estimation des résistances (déformations latérales gênées aux extrémités). Au contraire pour les essais à la barre d'Hopkinson, les difficultés sur le dispositif avec capteurs de déplacement n'ont pas permis d'avoir accès à l'information relative aux déformations de l'éprouvette [Rossi, 1993], et seule la variation de la résistance a été traitée.

Des essais de traction à "basse" vitesse, complémentaires, ont été effectués afin de confirmer la réduction de sensibilité à la vitesse observée lorsqu'on a séché les éprouvettes. Un traitement "doux" a ainsi été appliqué sur quelques éprouvettes "restantes" : mise en étuve, montée de 25 °C à 105 °C à raison de 5 °C par jour, puis maintien 7 jours à 105 °C. Le béton était alors âgé de 4 mois, la quantité d'eau évaporable se trouve alors plus réduite, mais un traitement moins "efficace" devait permettre de moins microfissurer les éprouvettes, en laissant une partie d'eau libre plus importante dans le matériau. Le suivi de la perte en poids des éprouvettes n'a pu se faire dans de bonnes conditions, et n'a donc pu conduire à une évaluation correcte du séchage. Il paraît cependant clair que l'eau libre des capillaires a été éliminée par ce traitement, et qu'une partie de l'eau des nanopores, plus lente à diffuser, a commencé à être évacuée du squelette minéral. Les essais mécaniques conduisent aux résultats suivants (moyennes présentées dans le tableau 1.2-VI, résultats complets en annexe 1) :

Tableau 1.2-VI : Essais de traction à basse vitesse. Moyennes. Béton "mi-sec"

Vitesse $d\sigma/dt$ (MPa/s)	Béton "mi-sec"	
	Contrainte maximale (MPa)	Module d'Young (GPa)
0,05	3,38	29,8
écart-type	0,3	1,9
coeff. dispersion (%)	9,0	6,5
5	4,17	29,9
écart-type	0,3	0,8
coeff. dispersion (%)	7,2	2,5

L'interprétation des résultats issus de cette campagne suppose de comprendre clairement ce qu'on a appelé "béton sec". Lors du traitement thermique subi par les éprouvettes, l'eau non chimiquement liée au sein du matériau est amenée à s'évaporer lorsque la température atteint 105 °C. Ce départ est cependant limité par la lenteur de la diffusion dans les nanopores. Par ailleurs, l'élévation de température à 105 °C modifie la stabilité des hydrates du ciment, conduisant en particulier à une réduction de l'eau liée. En particulier, Regourd [Regourd, 1982] signale la modification de l'ettringite (trisulfoaluminate $C_3A \cdot 3CaSO_4 \cdot 32 H_2O$) en monosulfoaluminate $C_3A \cdot CaSO_4 \cdot 12 H_2O$ et C_4AH_{13} , d'où un départ de 19 à 20 molécules d'eau. Compte-tenu de la teneur en gypse du clinker (3 à 5 %), cette perte de masse d'environ 25 % des hydrates contenant des sulfates peut correspondre à une perte de 1 % du poids de la pâte de ciment, d'où environ 0,3 % de perte en poids sur le total du béton, qui enregistre une perte totale de masse d'environ 4,5 % au cours du séchage.

On peut donc globalement admettre que les modifications d'hydrates dues au traitement thermique effectué augmentent d'environ 10 % la quantité d'eau susceptible de quitter le béton, et qu'il est donc resté environ 10 % d'eau libre dans le béton dit "sec" (maintenu 2 semaines à 105 °C en présence de gel de silice), cette eau restante se trouvant principalement au coeur du matériau au sein des nanopores. Pour le béton "mi-sec", maintenu pendant seulement une semaine à 105 °C, on peut penser que les hydrates se sont réarrangés, que l'eau des micropores a pu partir assez rapidement mais que l'eau des nanopores est restée en proportion plus importante (20 à 30 % de l'eau libre initiale aurait ainsi pu rester au sein du matériau).

Compte-tenu du maintien des résistances statiques apparentes en traction et en compression malgré le séchage, il paraît peu probable qu'on ait beaucoup endommagé les éprouvettes par fissuration. Certes, des gradients thermiques et des dilatations différentielles entre la pâte et les granulats ont pu provoquer des amorces de ruptures, néanmoins l'effet macroscopique de ces défauts supplémentaires ne s'est pas manifesté aux basses vitesses, il a pu être masqué par la structuration moins lâche des hydrates et une énergie de surface supérieure pour le matériau sec. Au total, on pourra considérer en première approche qu'on a caractérisé en traction dynamique deux bétons, l'un ayant conservé son eau libre (et représentatif d'un matériau dans une atmosphère saturée d'humidité, sujet cependant à son autodessiccation), l'autre n'ayant plus qu'une faible partie de celle-ci, concentrée dans les nanopores. Le squelette minéral de ces deux matériaux est très proche (identique en ce qui concerne le squelette granulaire). On peut donc attribuer l'essentiel de leur différence de comportement à la présence ou non d'eau libre dans les pores. En effet le rapport de la résistance dynamique (à la plus haute vitesse atteinte grâce à la barre d'Hopkinson) à la résistance statique est de 2,10 pour le béton humide au lieu de 1,39 pour le béton sec.

Les tendances obtenues sont présentées sur la figure 1.2-16 ci-après (le graphique présentant le résultat de tous les essais confondus se trouve en annexe 1). Il paraît clair, au vu de ce graphique, que la teneur en eau libre au sein du béton explique en grande partie l'effet de vitesse observé sur la résistance. On proposera au chapitre 1.3 une analyse physique des phénomènes qui peuvent être impliqués dans cette observation.

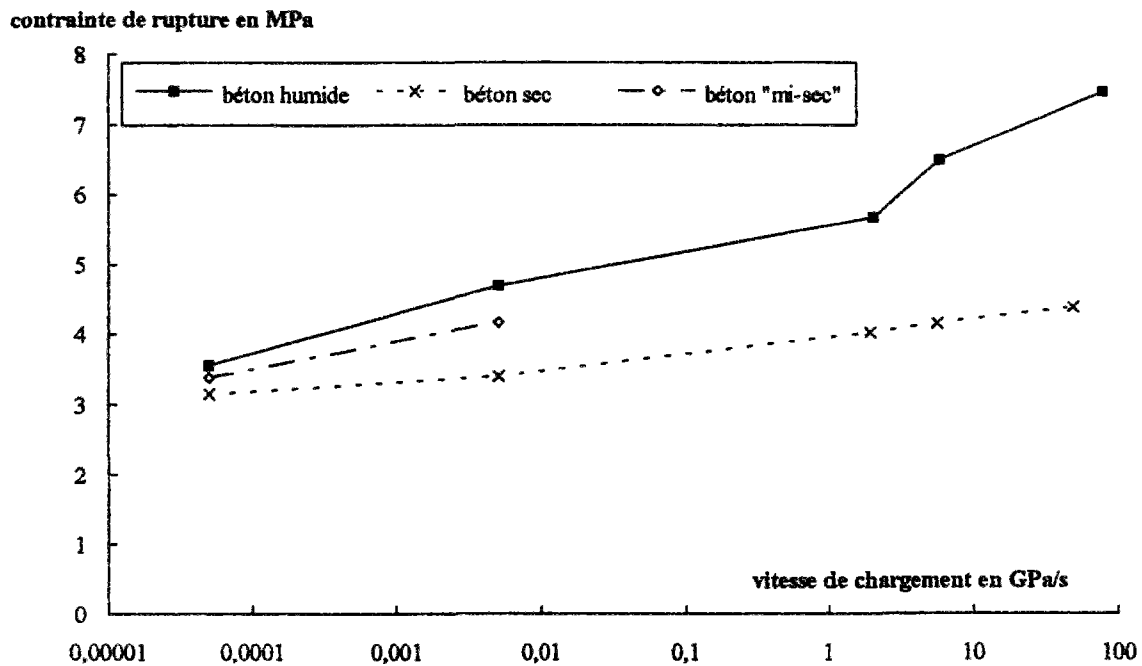


Figure 1.2-16 : Récapitulatif de l'influence de l'eau libre. Comportement dynamique en traction

Effet de la nature de la pâte de ciment

Les matériaux testés en 1990 différaient par le remplissage ou non de leurs pores par l'eau libre. Il paraissait donc naturel de tester, dans une série d'essais ultérieure, l'influence de la taille des pores. Cette caractéristique est en fait contrôlée par le rapport eau/ciment, bien connu des spécialistes de formulation du béton. En effet ce rapport (toujours plus grand que celui strictement nécessaire à l'hydratation du ciment) impose un écartement des grains de ciment dans la pâte lorsque le béton est frais, et au début de la prise, écartement dont il reste en quelque sorte la trace lorsque le béton durcit, sous la forme de pores capillaires de taille plus ou moins réduite [Folliot, 1982], [Hua, 1992]. Ainsi, pour des bétons à hautes performances où l'eau excédentaire est en très faible quantité, les grains de ciment sont très proches, la formation d'hydrates est rapide et le "seuil de percolation" qui correspond à la formation de la structure du squelette minéral est vite atteint, sans que l'exothermie de la réaction ait eu le temps de trop dilater ce squelette [Laplante, 1993]. Pour des bétons de faible rapport eau/ciment au contraire, et malgré la présence de filler qui peut venir combler la porosité de l'empilement granulaire à la place du ciment "manquant", la structure d'hydrates est lâche, car le squelette n'a pu être constitué qu'après formation d'un grand nombre d'hydrates entre des grains lointains (avec un dégagement de chaleur important qui a encore dilaté le squelette).

Les bétons étudiés dans cette partie, et testés en 1991, ont été formulés dans la logique de mise en évidence de ces phénomènes. On pouvait en effet s'attendre à ce que l'eau, présente dans des capillaires plus ou moins importants en diamètre et en nombre, joue un rôle plus ou moins visible sur l'évolution de la résistance avec la vitesse. Afin d'amplifier le phénomène recherché, on s'est placé à des rapports eau/ciment "extrêmes" de 0,3 et 0,7, le point moyen étant le béton "témoin" étudié précédemment. On a d'autre part travaillé sur éprouvettes humides, c'est-à-dire scellées sous aluminium autoadhésif après carottage, afin d'observer le phénomène au maximum de son intensité. Afin de faire varier le seul paramètre que constitue la

distribution des pores, on a conservé la nature et le dosage des granulats constants, d'où un volume de pâte identique. On s'est efforcé d'avoir des propriétés rhéologiques correctes au moment de la mise en oeuvre, d'où le remplacement d'une partie du ciment par un filler calcaire inerte dans le cas du fort rapport eau/ciment, et l'utilisation d'un fluidifiant pour la formulation du béton à très hautes performances (BTHP) avec fumée de silice. La composition des bétons est donnée dans le tableau 1.2-VII.

Tableau 1.2-VII : Composition des bétons THP et poreux

Nature des matériaux	provenance	dosage e/c 0,3	dosage e/c 0,7
microgranite 6 -10 mm	Pont de Colonne	1162 kg/m ³	1162 kg/m ³
sable silico-calcaire 0 - 4 mm	Bernières (sable de Seine)	681 kg/m ³	681 kg/m ³
filler calcaire	Seine et Marne		86 kg/m ³
fumée de silice	Laudun	45 kg/m ³	
ciment CPA HP	Cormeilles	450 kg/m ³	265 kg/m ³
eau		137 l/m ³	185 l/m ³
Superplastifiant (extrait sec)	® Lomar D (naphtalène)	6,9 kg/m ³	

La masse volumique et la vitesse du son ont été mesurées au moment des essais de traction directe, le béton ayant alors plus de 6 semaines de façon à s'affranchir d'artefacts liés à une évolution rapide de l'hydratation. Les essais de module, résistance en compression et fendage ont été réalisés sur le même béton âgé de près de 4 mois. Ces valeurs sont récapitulées dans le tableau 1.2-VIII.

Tableau 1.2-VIII : Caractéristiques mécaniques . BTHP et béton poreux

Caractéristique	unité	Béton e/c 0,3	Béton e/c 0,7
masse volumique	kg/m ³	2446	2363
Vitesse du son	m/s	4968	4530
Module (son)	GPa	54,3	43,6
Rés. compression	MPa	122,4	35,3
Rés. traction fend.	MPa	6,08	3,36
Module d'Young	GPa	53,1	37,2

Les essais de traction en quasi-statique et à haute vitesse ont été réalisés pratiquement dans les mêmes conditions que pour la campagne précédente. On a adapté comme alors, pour les essais à la barre d'Hopkinson, le nombre d'amortisseurs et la masse du marteau, afin de réaliser des essais dans des conditions de vitesse différentes, tout en ayant un choc suffisamment intense pour provoquer la rupture, en particulier des bétons à très hautes performances. Les résultats des essais sont regroupés ci-après. On s'est efforcé là encore d'avoir accès à la dispersion des résistances et d'avoir une estimation fiable des valeurs moyennes en testant un nombre suffisant d'éprouvettes par type de conditions (6 au minimum). Pour les essais à basse vitesse, compte-tenu des capacités de la presse, il a fallu réduire la section des éprouvettes, qui ont été carottées à un diamètre de 68 mm. En revanche les casques utilisés étaient en aluminium, et suffisamment longs pour assurer une bonne répartition de la contrainte dans le béton. Les moyennes des résultats sont regroupées dans les tableaux 1.2-IX et 1.2-X, les données complètes se trouvent en annexe 1.

Tableau 1.2-IX : Essais de traction à basse vitesse. Moyennes. Béton THP / poreux

	Béton e/c 0,7			Béton e/c 0,3		
Vitesse $d\sigma/dt$	σ max	E	ϵ max	σ max	E	ϵ max
MPa/s	MPa	GPa	10^{-6}	MPa	GPa	10^{-6}
0,05	2,53	36,9	110	6,41	49,2	131
éc. type	0,29	1,7	22	0,28	1,0	16
c. disp. (%)	11,6	4,7	20,2	4,3	2,0	12,5
5	3,43	39,1	116	8,11	51,8	169
éc. type	0,37	1,8	34	0,55	0,2	13
c. disp. (%)	10,8	4,7	28,9	6,7	0,3	7,9

On pourrait s'étonner dans ce tableau de la faible résistance en traction à basse vitesse pour le béton de rapport eau/ciment 0,7, en particulier compte-tenu de sa résistance en fendage relativement forte. On peut cependant noter l'écart important de caractéristiques entre les granulats et la matrice, dû à une pâte de ciment médiocre. Il s'en suit un effet d'échelle sur les caractéristiques du béton en traction d'autant plus important [Rossi, 1992 - b]. Cet effet se cumule avec un léger effet de structure qui conduit à une surestimation de la résistance en traction mesurée par fendage, par rapport à celle mesurée en traction directe. La somme des deux effets peut donc tout à fait expliquer les résultats obtenus. On remarquera par ailleurs que la valeur du module d'Young est bien cohérente avec celle mesurée lors des essais normalisés.

Tableau 1.2-X : Essais de traction à haute vitesse. Moyennes. Béton THP / poreux

Béton e/c = 0,7			Béton e/c = 0,3		
Nb amortisseurs	$d\sigma/dt$ (GPa/s)	σ (MPa)	Nb amortisseurs	$d\sigma/dt$ (GPa/s)	σ (MPa)
12	2,38	5,64	5	4,65	9,61
écart-type	0,37	0,26	écart-type	0,45	0,95
c. dispers. (%)	15,7	4,5	c. dispers. (%)	9,8	9,9
5	4,90	5,70	3	14,7	10,62
écart-type	0,42	0,42	écart-type	1,4	1,34
c. dispers. (%)	8,6	7,3	c. dispers. (%)	9,3	12,7
1	62,7	6,62	1	74,8	11,39
écart-type	10,9	0,25	écart-type	11,5	0,47
c. dispers. (%)	17,4	3,8	c. dispers. (%)	15,3	4,1

Comme au cours de la campagne précédente, on n'a pas collé de jauges sur les éprouvettes (nombreuses !) testées à la barre d'Hopkinson. Du coup, seule l'information concernant la résistance est disponible et se trouve récapitulée dans le tableau ci-après. Ces résistances, comme pour le béton de rapport eau/ciment 0,5 pris comme témoin, augmentent avec la vitesse de chargement. La figure 1.2-17 présente les tendances obtenues pour ces 3 matériaux qui ne varient que par le rapport eau/ciment de la composition, c'est-à-dire la taille des pores capillaires de la pâte.

On retrouve ce résultat important de la littérature : le rapport de la résistance dynamique à la résistance statique diminue lorsque le rapport e/c diminue. On passe en effet d'un ratio "résistance dynamique (à la plus haute vitesse obtenue) / résistance statique" qui vaut

1,78 pour le BTHP, à une valeur de 2,10 pour le béton témoin et de 2,62 pour le béton poreux. Néanmoins, l'augmentation absolue de résistance avec la vitesse est du même ordre de grandeur (4 à 5 MPa entre la valeur statique et celle correspondant aux plus hautes vitesses atteintes) pour les 3 bétons, ce qui ne discrédite pas les BHP en vue de leur utilisation dans des structures devant résister au choc. On s'efforcera au chapitre 3 de cette partie de comprendre cette observation avec les explications physiques qu'on peut proposer pour l'augmentation de résistance avec la vitesse.

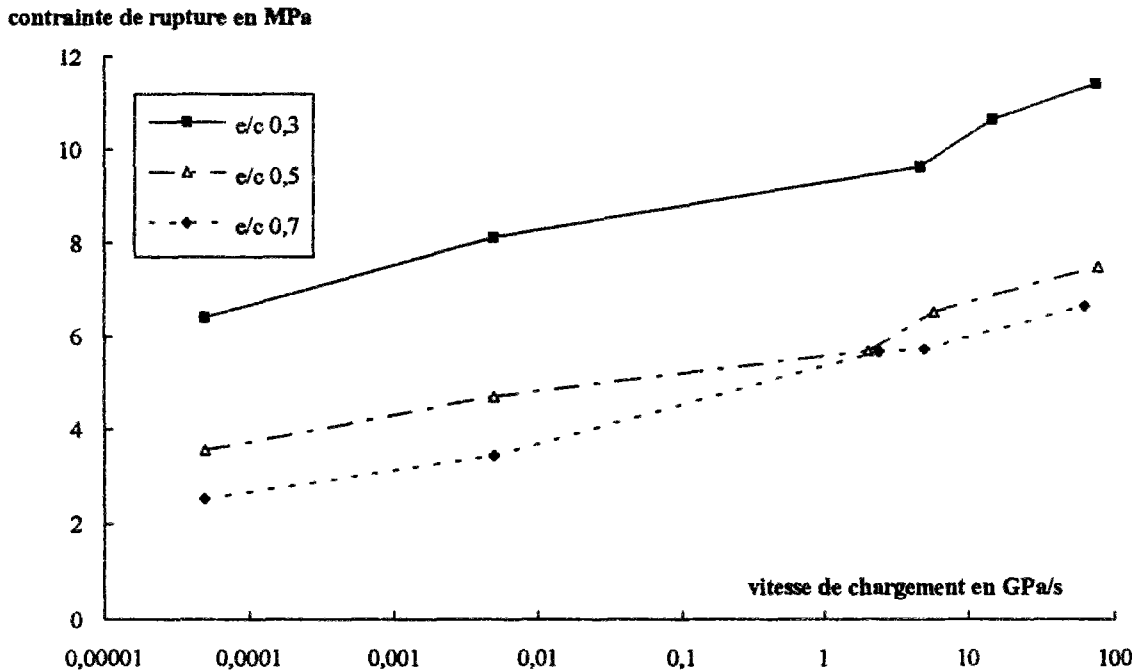


Figure 1.2-17 : Evolution de la résistance en traction avec la vitesse - influence du rapport e/c

Effet de la granulométrie du squelette

A la suite des résultats des campagnes précédentes, il a paru évident que les seuls paramètres de la formulation du béton pouvant influencer l'augmentation de résistance en traction avec la vitesse étaient ceux qui modifient la nature et le volume de la pâte de ciment. L'effet de la quantité de pâte sera abordé en fin de ce chapitre. Pour modifier la manière dont la pâte est structurée autour du squelette granulaire, on a fait essentiellement varier la taille du plus gros granulat, notée D ou Dmax dans la suite, en conservant les autres paramètres de la formulation pratiquement constants.

Bien des essais aient été faits précédemment sur microbéton et béton "normal", la possibilité de ne plus entailler les éprouvettes et de faire des mesures de déformations correctes a conduit à refaire des tests sur le béton "témoin" de D égal à 10 mm, et sur le microbéton utilisé par Rossi [Rossi, 1992 - a]. La composition des bétons est donnée dans les tableaux 1.2-XI à 1.2-XIII.

Les bétons D2 et D10 reprennent les compositions testées en 1989 et 1990. Le béton D6 (figure 1.2-18) utilise un gros granulat intermédiaire (4-6 mm) de même nature minéralogique (microgranite). Le volume de pâte varie de moins de 10 % (un volume plus important est cependant nécessaire pour une mise en oeuvre correcte lorsque Dmax est plus petit). Les données de référence sur ces bétons sont présentées sous forme d'un tableau à la

suite des compositions. On a en effet mesuré à l'âge des essais dynamiques (environ 3 mois) la résistance en compression, la résistance en traction par fendage, le module d'élasticité (mode opératoire LPC [Boulay, 1991]) et le coefficient de Poisson (Tableau 1.2-XIV).

Tableau 1.2-XI : composition du microbéton D2

BETON D2	Provenance		Dosage en kg/m³
Sable	0/2 Leucate		1783
Ciment	CPA HP Cormeilles		400
Eau			200
Adjuvant	Melment		12
Nombre éprouvettes	21	Cône	0,7 cm
Nombre prismes	3	Petit mania.	14 s
Nombre 16x32	6	Volume	78,4 l
e/c	0,5	Volume pâte	327 l/m ³
Densité	2,336		

Tableau 1.2-XII : composition du béton D10

BETON D10	Provenance		Dosage en kg/m³
Gravillon	Microgranite 6/10 Pont de Colonne		1162
Sable	0/4 Seine Bernières		681
Ciment	CPA HP Cormeilles		365
Eau			185
Nombre éprouvettes	21	Cône	9,5 cm
Nombre prismes	3	Petit mania.	5 s
Nombre 16x32	6	Volume	78,4 l
e/c	0,51	Volume pâte	301 l/m ³
Densité	2,412		

Tableau 1.2-XIII : composition du mini-béton D6

BETON D6	Provenance		Dosage en kg/m³
Gravillon	4/6 Microgranite Pont de Colonne		1143
Sable	0/2 Seine Bernières		686
Ciment	CPA HP Cormeilles		380
Eau			190
Nombre éprouvettes	42	Cône	4,3 cm
Nombre prismes	6	Petit mania.	13 s
Nombre 16x32	6	Volume	111,4 l
e/c	0,5	Volume pâte	311 l/m ³
Densité	2,387		

Tableau 1.2-XIV : Caractéristiques mécaniques des bétons D2, D6 et D10

Béton	Rés. compression	Rés. traction fend.	Module d'Young	Coeff. Poisson
	MPa	MPa	GPa	
D2	51,5	4,0	37,3	0,19
D10	53,6	4,1	42,5	0,21
D6	52,4	4,0	40,2	0,2

On présente dans les tableaux 1.2-XV et 1.2-XVI les moyennes des résultats d'essais de traction (données complètes en annexe 1). La déformation ayant pu être mesurée de façon fiable à haute vitesse grâce à des jauges, on a pu calculer le module d'Young et la déformation ultime. Pour les essais à basse vitesse, la déformation ultime a été évaluée pour la plupart des essais, lorsque l'enregistrement l'a permis (pas de rupture trop proche des points de fixation de l'extensomètre).

Tableau 1.2-XV : Essais de traction à basse vitesse. Moyennes. Bétons D2, D6, D10

	Béton D2			Béton D10			Béton D6		
dσ/dt	σ max	E	ε _r	σ max	E	ε _r	σ max	E	ε _r
MPa/s	MPa	GPa	μdéf	MPa	GPa	μdéf	MPa	GPa	μdéf
0,05	3,98	38,2	120	4,10	42,3	106	4,56	41,1	128
écart-type	0,51	1,0	13	0,32	1,2	2	0,36	1,7	13
c. disp. (%)	12,8	2,5	10,9	7,8	2,9	2,0	7,9	4,0	10,4
5	4,75	37,3	126	5,56	43,2	133	5,77	40,3	151
écart-type	0,64	1,1	17	0,37	1,6	7	0,36	0,9	15
c. disp. (%)	13,5	3,0	13,4	6,7	3,6	5,6	6,2	2,2	9,9

Tableau 1.2-XVI : Essais de traction à haute vitesse. Moyennes. Bétons D2, D6, D10

nb amor	béton D2				béton D10				béton D6			
	dσ/dt	σ _r	E	ε _r	dσ/dt	σ _r	E	ε _r	dσ/dt	σ _r	E	ε _r
	GPa/s	MPa	GPa	μdéf	GPa/s	MPa	GPa	μdéf	GPa/s	MPa	GPa	μdéf
8	3,00	6,66	42,5	160	3,00	6,77	45,2	145	2,88	6,74	45,3	161
éctyp	0,04	0,30	0,7	12	0,05	0,18	2,4	22	0,08	0,08	1,1	6
d. (%)	1,2	4,5	1,6	7,6	1,7	2,7	5,3	15,3	2,8	1,2	2,4	3,7
4	9,45	8,32	42,7	192	9,88	7,51	45,8	155	10,4	8,43	45,5	179
éctyp	0,90	0,18	0,6	8	0,16	0,07	0,3	13	1,8	0,43	1,3	9
d. (%)	9,5	2,2	1,4	3,9	1,6	0,9	0,7	8,5	17,3	5,1	2,9	5,3
1	46,8	9,05	40,9	228	57,1	7,95	44,9	177	62,0	8,92	43,8	207
éctyp	10,1	0,48	0,6	20	16,2	0,66	0,3	26	8,2	0,40	0,9	10
d. (%)	21,6	5,3	1,5	8,8	28,4	8,3	0,7	14,7	13,2	4,5	2,1	4,7

Cette série d'essais a permis de réaliser une analyse complète de l'essai à la barre d'Hopkinson, et de vérifier l'absence d'atténuation de l'onde évoquée ci-dessus. Un rapport d'essais complet [Boulay, 1994] regroupe en particulier l'ensemble des courbes contrainte-

déformation obtenues. Ces courbes sont particulièrement linéaires pratiquement jusqu'au maximum, ce qui permet de définir sans ambiguïté le module, qui ne dépend donc pratiquement pas des fluctuations de la vitesse de contrainte au cours du chargement de l'éprouvette. Un exemple d'une telle courbe contrainte-déformation a été fourni figure 1.2-13, avec l'enregistrement du signal de contrainte décalé dans le temps, comparé au signal de la déformation moyenne multiplié par le module d'Young. On vérifie ainsi la validité du dépouillement et d'une analyse élastique-fragile par la superposition de ces deux signaux.

La figure 1.2-18 représente la rupture typique d'une éprouvette de béton D6 lors d'un essai à la barre d'Hopkinson. La figure 1.2-19 récapitule les conclusions de cette campagne (figure complète, tous essais confondus, en annexe 1) en ce qui concerne l'évolution de la résistance en traction en fonction de la vitesse de chargement. On peut également tracer l'évolution obtenue pour le module d'Young et la déformation ultime (figures 1.2-20 et 1.2-21). Les différents bétons présentent qualitativement une évolution très similaire de leurs caractéristiques mécaniques. Ceci est cohérent avec de nombreuses observations de la littérature (faible dépendance envers les paramètres de formulation). On relève une augmentation (faible) du module d'Young et de la déformation maximale, ce qui apporte des éléments chiffrés au débat sur la plus ou moins grande ductilité du matériau en dynamique, évoqué par exemple en [van Doormaal, 1994].

On remarquera une assez bonne cohérence entre les résultats obtenus au cours de cette campagne pour le béton D10 et ceux obtenus sur le béton témoin de e/c 0,5 humide, lors de la première série d'essais. La différence de lot de ciment, la différence d'âge des éprouvettes (3 mois pour cette dernière série au lieu de 6 semaines pour la première) peuvent expliquer les légères différences observées.



Figure 1.2-18 : Rupture d'une éprouvette. Béton D6

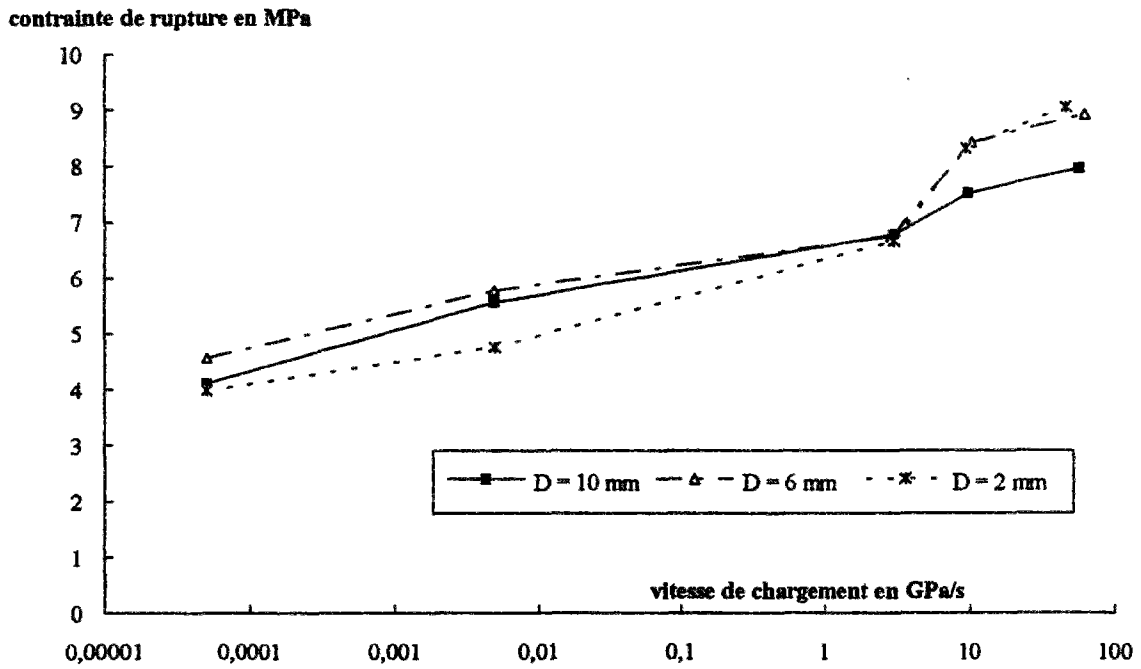


Figure 1.2-19 : Evolution de la résistance en traction avec la vitesse de chargement

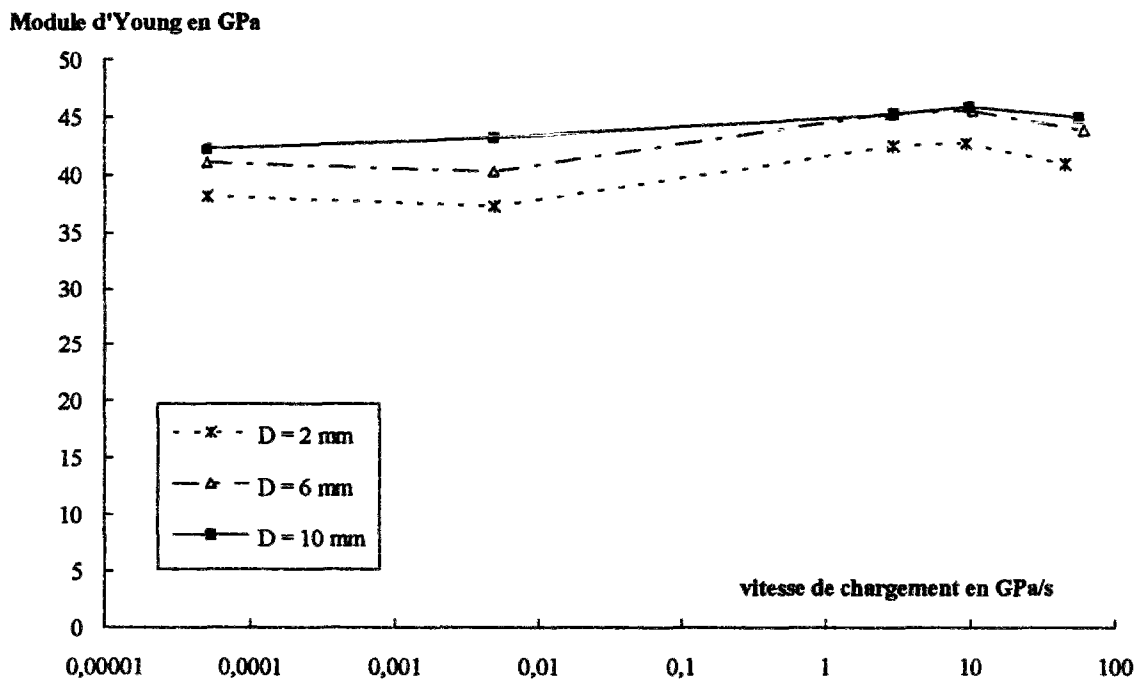


Figure 1.2-20 : Evolution du module d'Young avec la vitesse de chargement

déformation ultime en $\mu\text{d}\acute{\text{e}}\text{f}$

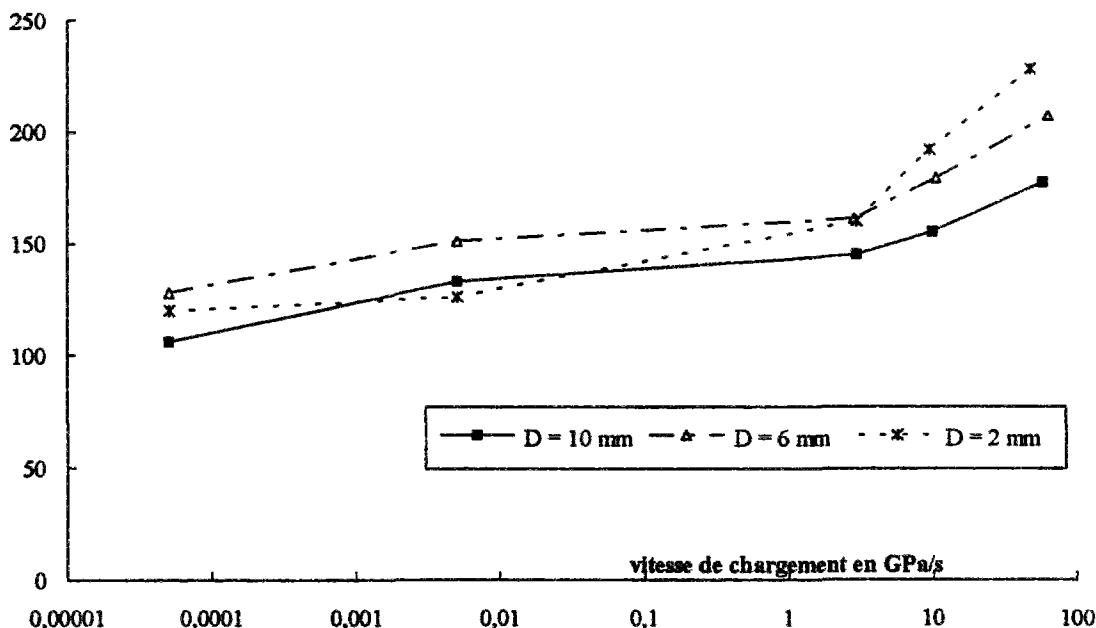


Figure 1.2-21 : Evolution de la déformation lors de la rupture avec la vitesse de chargement

Il est clair que l'étude entreprise ne donne une tendance sur l'effet de la granulométrie du squelette que dans un domaine restreint de D_{max} , seul accessible avec notre moyen d'essai compte-tenu du diamètre maximal des éprouvettes. Certains auteurs [Reinhardt, 1982] ont testé des compositions de D_{max} plus important (8 à 24 mm), mais il est alors difficile de savoir si l'effet observé est un effet intrinsèque ou un effet d'échelle. La dispersion qui augmente lorsque D_{max} devient trop important est également un handicap pour interpréter ces résultats. Un essai d'interprétation physique des valeurs obtenues sera donné dans la suite, avec la limite de validité des conclusions tirées, due au domaine limité de variation de D_{max} étudié.

Autres essais

Comme on l'a dit plus haut, il paraît clair que les effets de vitesse observés dans la gamme de vitesses atteinte ici sont majoritairement liés à la présence d'eau libre au sein de la pâte de ciment. Le volume de pâte au sein du béton peut donc être un paramètre important par son influence sur l'augmentation possible de résistance en dynamique. Bien que ce dosage varie en pratique dans une gamme relativement faible (le plus couramment de 250 l/m^3 à 350 l/m^3 environ), car il est économique et préférable mécaniquement de formuler un béton ayant le squelette granulaire le plus compact, il semble important de tenir compte de ce paramètre.

C'est ce qu'on a tenté de faire en faisant varier, à partir du béton "témoin" de rapport eau/ciment 0,5 testé lors de la première campagne, le dosage en pâte de ciment, à rapport sable/gravillon constant (même nature du squelette granulaire), et à nature de pâte constante. La formule choisie finalement est la suivante (tableau 1.2-XVII) :

Tableau 1.2-XVII : Composition du béton à fort volume de pâte

Nature des matériaux	provenance	dosage
microgranite 6 -10 mm	Pont de Colonne	1041 kg/m ³
sable silico-calcaire 0 - 4 mm	Bernières (sable de Seine)	609 kg/m ³
ciment CPA HP	Corneilles	459 kg/m ³
eau		232 l/m ³

Le volume de pâte est de 377,5 l/m³, au lieu de 300 l/m³ pour la formule témoin. Afin de pallier les risques de ségrégation, l'eau et une partie du ciment (rapport e/c de l'ordre de 5) ont été mélangés au préalable et brassés pendant 29 heures, avant le coulage proprement dit, au cours duquel ce mélange a été rajouté au reste des constituants. Les caractéristiques mécaniques classiques de ce béton ont été mesurées sur béton frais et sur cylindres normalisés, les résultats sont regroupés dans le tableau 1.2-XVIII.

Tableau 1.2-XVIII : Caractéristiques du béton à fort volume de pâte

Caractéristique	unité	Béton vol. pâte 0,38
masse volumique	kg/m ³	2319
affaissement cône	cm	14
temps mania. LCL	s	5
Rés. compression	MPa	42,0
Rés. traction fend.	MPa	3,39
Coeff. de Poisson		0,19
Module d'Young	GPa	35,4

Les cylindres destinés aux essais de traction ont été carottés et préservés de la dessiccation par un revêtement de résine époxy. Ce revêtement n'est probablement pas aussi efficace que l'emballage dans l'aluminium autoadhésif, il semble cependant suffisamment étanche à l'eau liquide pour éviter de forts gradients d'humidité à l'intérieur de l'éprouvette. Il permettait de coller plus facilement des jauges. Les résultats aux basses vitesses ont été obtenus au LCPC grâce à la technique habituelle et leurs valeurs moyennes sont récapitulées dans le tableau 1.2-XIX (résultats complets en annexe 1). Ils mettent en évidence un effet de vitesse du même ordre de grandeur que celui observé pour les autres compositions de béton. Les essais à plus haute vitesse ne pouvaient être réalisés sur la barre d'Hopkinson de Delft, on a donc fait appel à la presse rapide du Laboratoire de Physique et Mécanique des Matériaux de l'Université de Metz (équipe du Pr Klepaczko) pour réaliser des essais de traction à vitesse plus élevée.

Tableau 1.2-XIX : Béton à fort volume de pâte. Résultats LCPC (moyennes) - basse vitesse

dσ/dt	σ max	E	εr
MPa/s	MPa	GPa	μdéf
0,05	3,63	34,2	115
écart-type	0,33	0,4	18
coeff. dispersion (%)	9,1	1,2	15,5
5	4,26	34,3	127
écart-type	0,41	1,3	14
coeff. dispersion (%)	9,6	3,8	11,1

Tableau 1.2-XX: Béton à fort volume de pâte. Moyennes brutes LPMM - haute vitesse

	$d\sigma/dt$	σ_{max}	E	ϵ_r
	MPa/s	MPa	GPa	$\mu_{d\epsilon f}$
1° vitesse	0,94	2,65	36,2	77
2° vitesse	13,2	3,07	35,6	106
écart-type	2,7	0,11	5,4	23
dispersion (%)	20,5	3,4	15,2	21,8
3° vitesse	426	3,82	34,9	121
écart-type	21	0,30	0,9	9
dispersion (%)	4,9	7,8	2,5	7,4

Il s'est avéré que le seul montage possible avec cette presse, nécessitant un jeu longitudinal et transversal non négligeable, conduisait à une nette sous-estimation des résistances, probablement à cause d'une part importante de flexion dans le chargement. Les moyennes des résultats sont néanmoins données dans le tableau 1.2-XX à titre indicatif (résultats complets en annexe 1), pour les vitesses où on a pu réaliser un chargement à vitesse de déformation à peu près contrôlée. Au-delà de $0,01 \text{ s}^{-1}$ en effet, l'inertie de l'éprouvette et du système de montage a conduit à des oscillations qui rendent difficile toute interprétation.

La comparaison de ces deux séries de résultats fait apparaître un biais important dû à la différence des conditions d'essai. On ne saurait donc trop insister sur les précautions énoncées en début de ce chapitre quant à la réalisation des essais de traction. Dans le cas présent, après avoir éliminé les différentes sources d'erreur possibles, il semble que la flexion parasite due au jeu latéral du montage du LPMM, et un état de contraintes moins homogène (casques plus courts) explique le biais obtenu.

On pourrait imaginer corriger a posteriori ces effets, dont une des conséquences est un écart-type assez fort sur la valeur du module d'Young, l'autre étant une déformation ultime moyenne assez faible. Malheureusement, la déformation moyenne étant seule disponible, nous ne pouvons que supposer que la flexion entraîne une réduction générale de la contrainte de rupture et de la déformation à rupture, réduction qu'on peut déterminer à partir de l'essai à faible vitesse. Les graphiques 1.2-22 à 1.2-24 présentent l'ensemble des tendances issues des résultats bruts et corrigés concernant la contrainte de rupture, le module d'Young (très peu influencé par la vitesse de chargement) et la déformation ultime (figures avec résultats d'essais complets en annexe 1). On n'utilisera dans la suite que les valeurs obtenues sur la presse du LCPC, et la tendance (du même ordre de grandeur) obtenue sur les essais LCPC d'une part, LPMM d'autre part. Une confirmation de ces résultats paraît nécessaire à entreprendre dans l'avenir.

contrainte de rupture en MPa

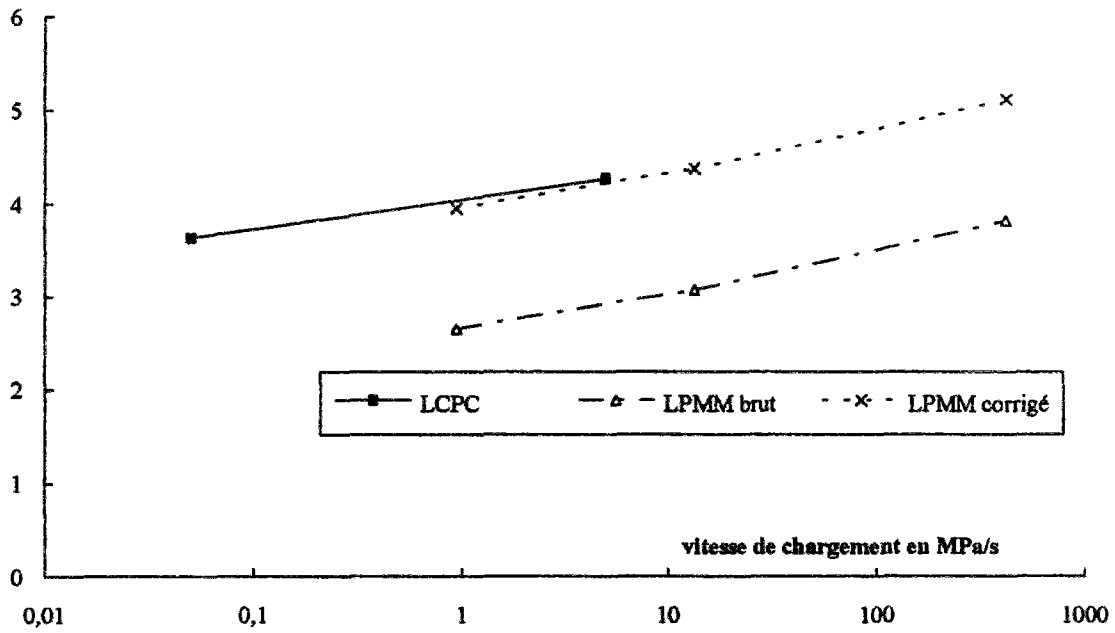


Figure 1.2-22 : Evolution de la contrainte de rupture. Béton à fort volume de pâte

déformation ultime en $\mu\text{d}\acute{e}\text{f}$

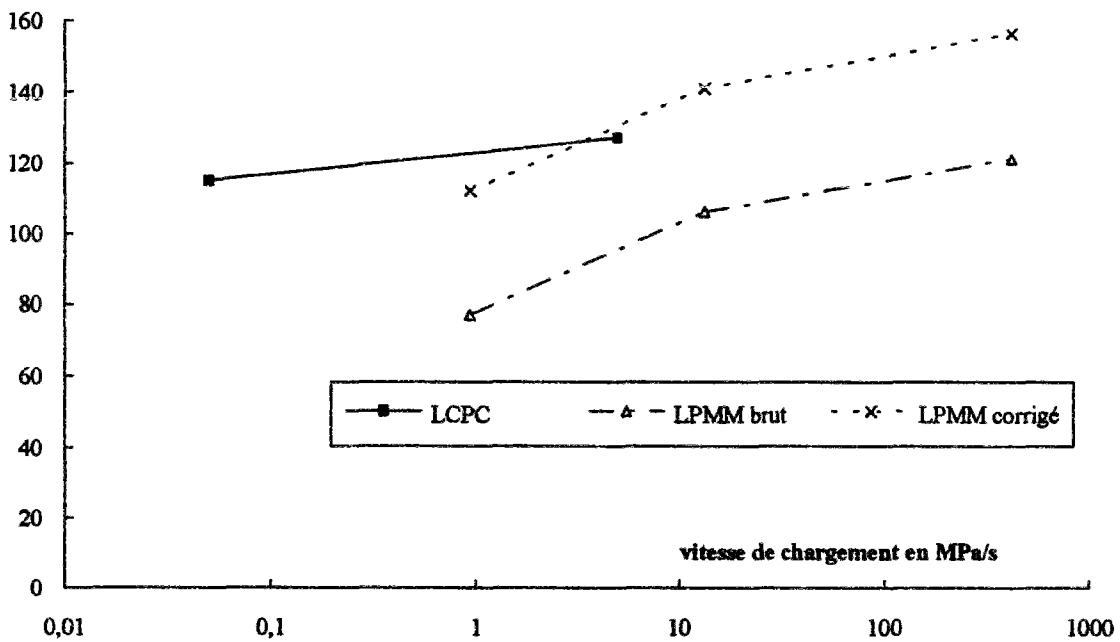


Figure 1.2-23 : Evolution de la déformation ultime. Béton à fort volume de pâte

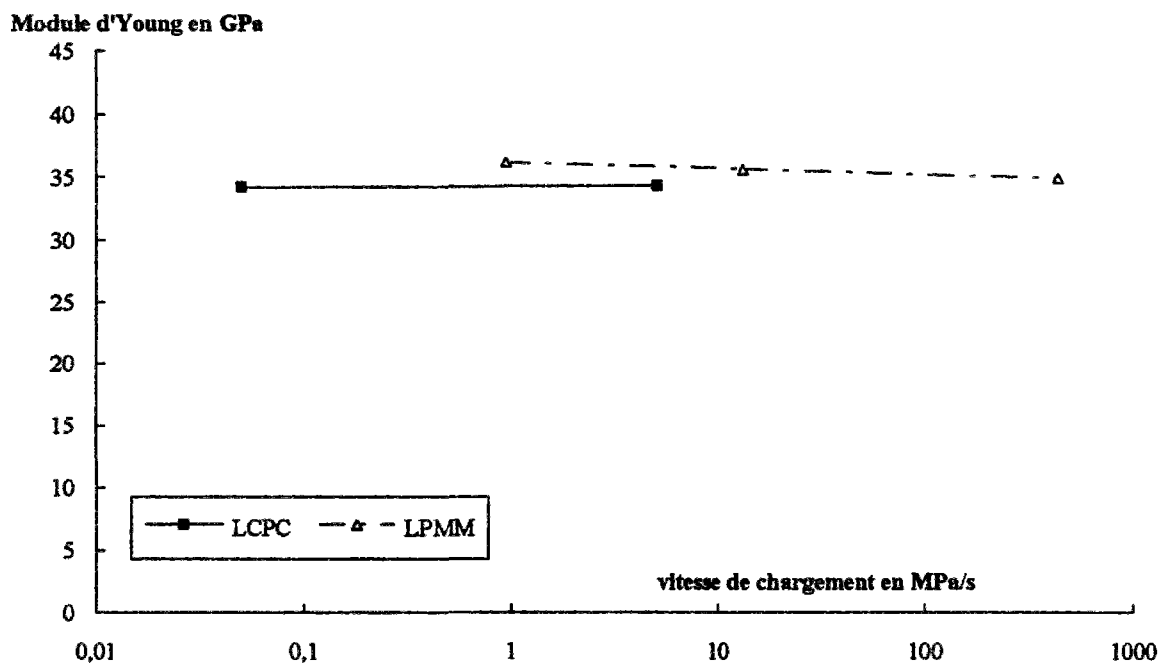


Figure 1.2-24 : Evolution du module d'Young. Béton à fort volume de pâte

Avec cette série d'essais se terminent les essais de traction directe que nous avons pu réaliser dans le cadre de cette thèse. D'un point de vue strictement expérimental, certains essais n'ont pas été effectués dans les meilleures conditions, et mériteraient une vérification.

Tout d'abord, les essais à faible vitesse sur bétons sec et humide ont été réalisés avec des casques d'acier de faible hauteur. L'effort peut alors être inégalement réparti, et la différence de déformations transversales à l'interface casque-éprouvette conduit à une traction transversale préjudiciable à l'obtention de valeurs fiables de l'effort de rupture. On notera ainsi que les essais effectués sur le même béton D10 dans le cadre de l'étude de l'influence de la taille maximale du granulat conduisent à des résistances légèrement plus élevées. Une étanchéité insuffisante de la résine de protection dans la deuxième série d'essais pourrait aussi expliquer, à cause d'une humidité interne homogène et légèrement plus faible, une résistance légèrement plus grande. En tout état de cause la correction ne devrait pas être très importante, comme indiqué en [Wu, 1991].

Dans l'optique d'utiliser les résultats comme données matériau intrinsèques, il paraîtrait important de reprendre les essais de Rossi [Rossi, 1992 - a] en traction dynamique sur microbéton sec et humide, une partie des éprouvettes ayant dû être entaillées, et les essais statiques ayant été effectués avec des casques d'acier. On confirmerait aussi par ce biais les résultats du microbéton "D2".

Ensuite, les deux premières séries d'essai n'ont pas pu permettre de mesurer les déformations à haute vitesse, d'où une absence d'informations sur l'évolution du module d'Young et de la déformation à rupture. Bien qu'on puisse s'attendre à des résultats analogues à ceux obtenus ensuite, il serait important de le vérifier. Cette information aurait un intérêt particulièrement évident dans le cas du béton sec, pour comprendre les mécanismes en cause, et pour le béton à hautes performances. En ce qui concerne les essais destinés à mettre en

évidence l'effet de la taille du plus gros granulats, on notera que le test de 3 éprouvettes seulement pour les bétons D2 et D10 n'est sans doute pas suffisant, vu les faibles différences observées, pour affirmer avec certitude l'influence du paramètre étudié sur la valeur moyenne et la dispersion des résistances, l'effet de D paraissant en quelque sorte secondaire devant celui de la nature de la pâte (rapport e/c) et de son degré de saturation par l'eau libre.

Enfin, les essais rapides concernant l'effet du fort volume de pâte de ciment demandent à être confirmés ou refaits, car il est difficile de s'appuyer uniquement sur eux pour discuter de l'effet apparemment "fin" de ce paramètre.

Malgré ces insatisfactions, il faut résumer ici les acquis déjà déterminants que la réalisation de ces essais a permis d'obtenir. D'une part, les conditions de réalisation d'essais de traction corrects ont été explicitées (on a même montré que leur non-respect conduit à des imprécisions parfois graves), à la suite de campagnes d'essais successives où on a pu améliorer le processus expérimental. D'autre part, on a mis en évidence la quasi absence d'effet de vitesse pour un béton privé de son eau libre. On a montré que (pour des bétons ayant gardé 100 % de leur eau libre) la différence résistance dynamique - résistance statique, qui peut s'exprimer comme fonction de la vitesse de chargement, est à peu près indépendante du rapport eau/ciment et assez faiblement dépendante de la taille du plus gros granulats. Ces résultats sont récapitulés sur la figure 1.2-25 qui donne l'évolution des valeurs moyennes.

Le graphique 1.2-26 présente l'évolution de la différence de résistance dynamique - statique en fonction de la vitesse de chargement. Il semble qu'il soit plus facile de représenter par une fonction unique cette différence, que le rapport des résistances dynamique / statique (bien que cette différence ne soit pas la présentation la plus classique des résultats qu'on puisse trouver dans la littérature). Quoi qu'il en soit, lorsque les essais sont réalisés avec une bonne homogénéité de la contrainte (pas de gradients dus au séchage), la représentation ci-dessous s'avère intéressante, et c'est essentiellement à la compréhension de ce diagramme que sera consacré le prochain chapitre.

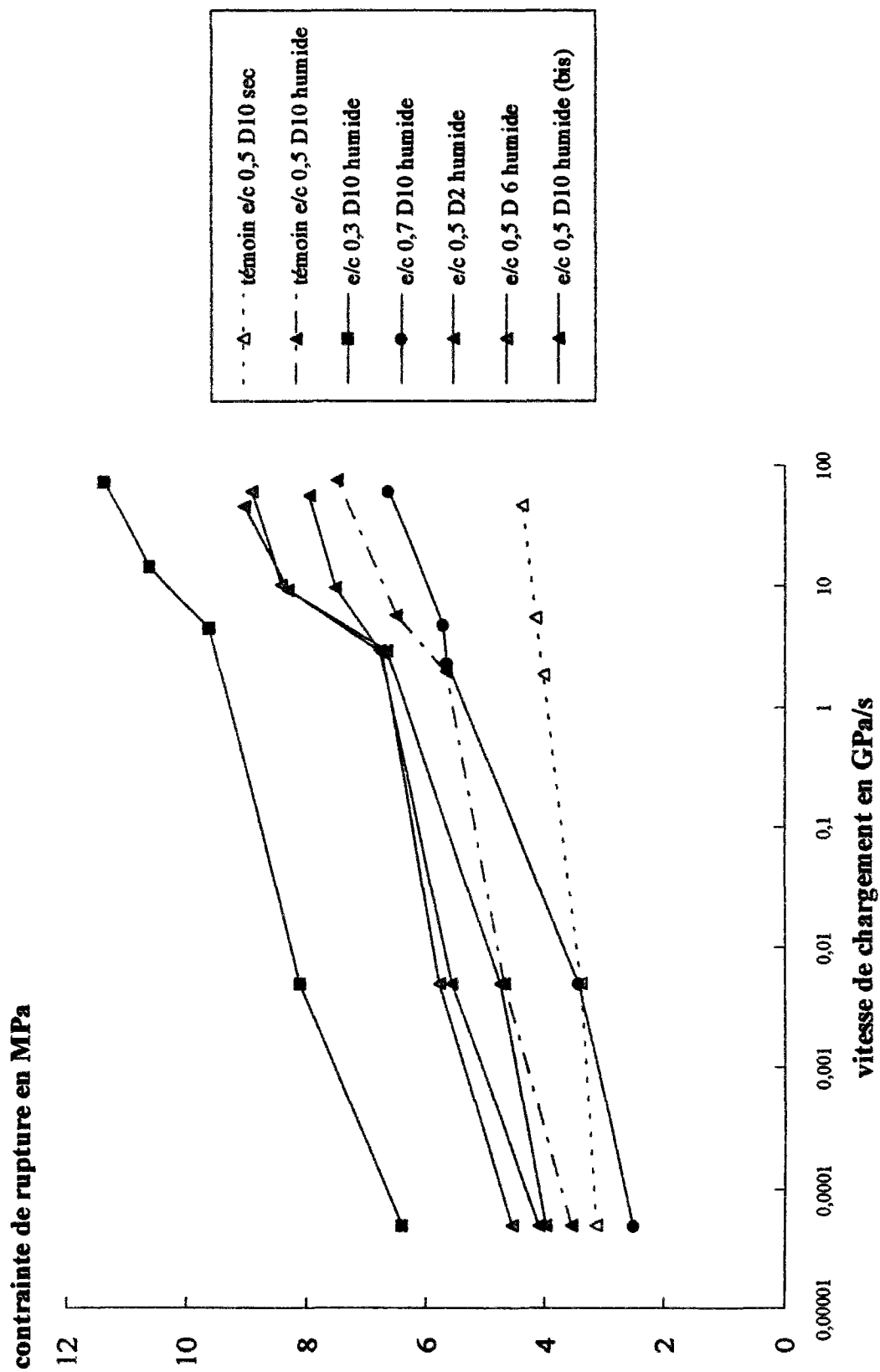


Figure 1.2-25: Evolution de la résistance en traction. Tous bétons testés.

résistance - résistance statique de référence en MPa

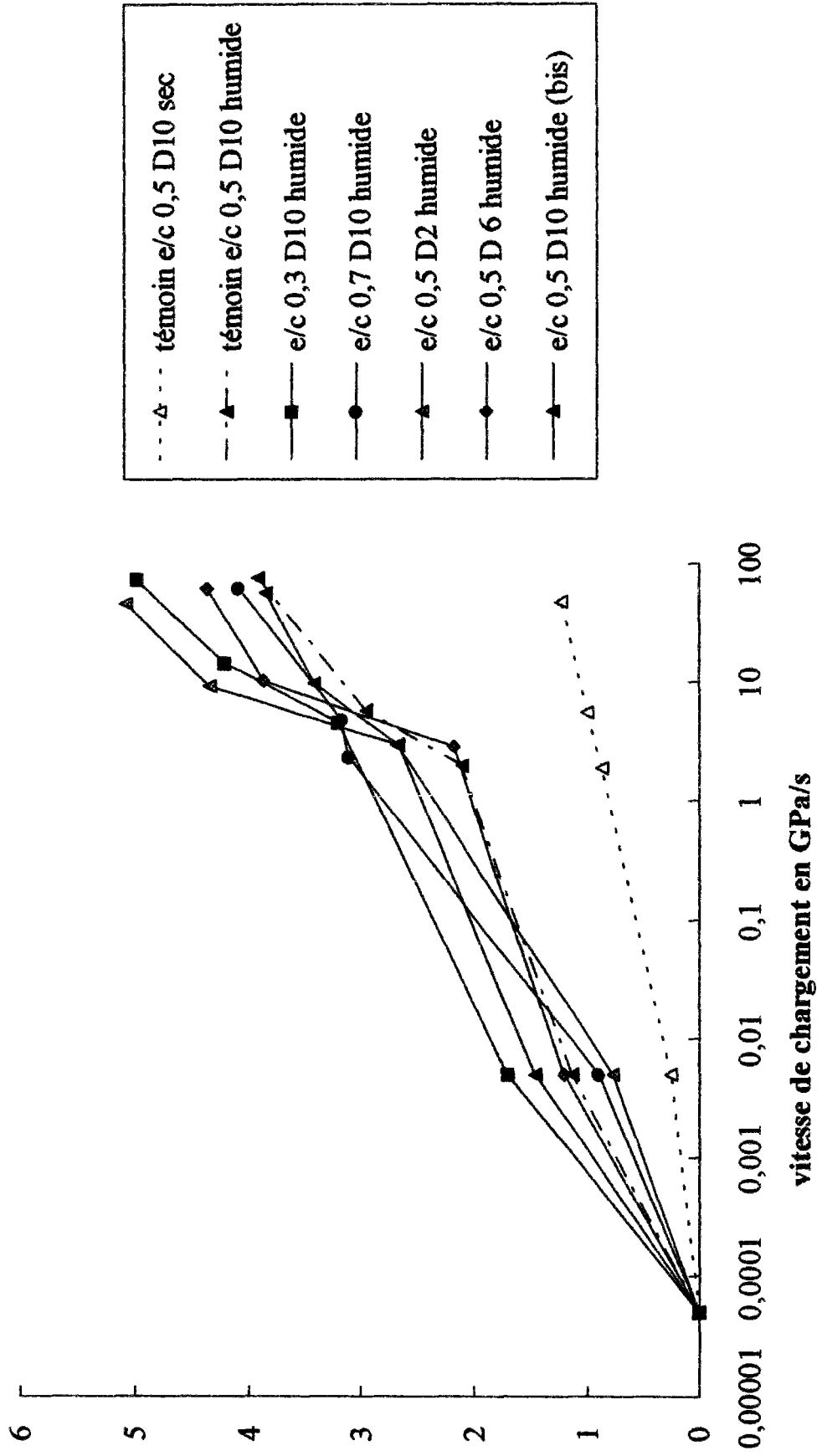


Figure I.2-26 : Evolution de la différence de résistance en fonction de la vitesse de chargement

Chapitre 3 : Synthèse et interprétation des résultats à l'échelle du matériau

Synthèse des résultats

On a vu qu'un des principaux acquis de ce programme expérimental est la nette distinction, en traction à haute vitesse dans la gamme $10^{-5} \text{ s}^{-1} < \dot{\epsilon} < 5 \text{ s}^{-1}$, entre éprouvettes sèches et éprouvettes humides. Plus précisément, pour des éprouvettes ne présentant pas d'autocontraintes d'origine hydrique (pas de gradients dus au séchage), les éprouvettes saturées en eau libre (eau de gâchage entièrement conservée au sein des pores du matériau) présentent une augmentation de résistance en traction importante et du même ordre de grandeur pour des bétons très différents, tandis que le béton séché (ne contenant plus qu'une faible proportion de l'eau libre) ne présente qu'une augmentation des résistances en traction très réduite. Le mécanisme physique que l'on peut proposer pour expliquer les augmentations de contrainte maximale supportée par une éprouvette doit donc clairement faire intervenir l'eau libre présente au sein du béton.

La deuxième observation importante concerne les variations du module d'Young. Celles-ci apparaissent très faibles (augmentation de 10 à 15 % pour une multiplication de la vitesse de chargement sur plus de 5 ordres de grandeur). Si donc l'eau libre intervient notablement pour modifier un "critère de rupture" en dynamique, on doit noter que son influence relative est réduite dans la phase non endommagée du comportement de l'éprouvette. Certes, l'eau libre n'est présente que dans la pâte de ciment, ce qui limite son effet relatif à 30 % du volume du béton environ. En tout état de cause, les explications que l'on pourra proposer pour expliquer les observations devront tenir compte de cette différence de sensibilité à la vitesse du module d'Young et de la contrainte de rupture. Lorsqu'elles ont pu être mesurées, les déformations à la rupture des éprouvettes humides augmentent d'une façon assez similaire aux valeurs de la contrainte maximale.

On ne s'est pas intéressé aux informations liées à la partie post-pic des essais. Celle-ci, dont certains auteurs tirent des conclusions sur l'énergie de rupture du matériau [van Doormaal, 1994], nous paraît par trop liée au mécanisme de structure qui s'établit dans l'éprouvette à partir du moment où les déformations se localisent sous forme d'une ou plusieurs fissures. Le mécanisme met alors en jeu l'inertie des différents "blocs" de béton, d'éventuels frottements, ce qui ne nous paraît pas transposable d'un essai et d'une structure à l'autre. Au contraire, l'ensemble des précautions prises pour nos essais de traction directe doit permettre d'interpréter les valeurs de module, de contrainte maximale et de déformation au pic d'effort, comme des propriétés du matériau, étant donné la linéarité quasi-parfaite du comportement jusqu'à plus de 90 % de la charge ultime. On se place ainsi dans un cadre de modélisation se rapprochant du comportement élastique - fragile.

On raisonne ici sur des chargements monotones de courte durée. Il est en effet particulièrement difficile de contrôler expérimentalement d'autres types de chargement, en particulier des décharges après endommagement partiel, surtout en traction (pilotage de déplacements très faibles). Dans la mesure où l'on admet généralement que, en traction, le début de la fissuration "critique" de l'éprouvette coïncide pratiquement avec la rupture (définie par le pic d'effort), c'est-à-dire qu'on néglige une microfissuration progressive de l'échantillon, supposé élastique-fragile, cette précision n'a pas de conséquence sur le comportement d'une éprouvette soumise à des tractions par chocs successifs. Néanmoins, ceci reste une hypothèse, difficile à tester expérimentalement. Il est arrivé que certaines éprouvettes ne cassent pas "du premier coup" à cause d'un choc trop faible (amortisseurs trop nombreux, ou masse du marteau trop faible). Exerçant alors un choc plus intense, on a obtenu la rupture de l'éprouvette à un niveau de contrainte analogue à celui des éprouvettes ayant cassé "du premier

coup". Il est difficile cependant de conclure définitivement, vu la dispersion statistique de ces quelques observations. On notera que Reinhardt [Reinhardt, 1982] a observé une réduction de l'augmentation de résistance lorsque l'éprouvette est soumise à des chocs successifs. Mais compte-tenu du nombre de chocs, on peut se demander si ce phénomène n'est pas l'analogie de celui de la fatigue, qui entraîne une réduction de résistance également en statique.

Ces précisions permettent ainsi de délimiter l'interprétation qu'on propose des résultats obtenus. La résistance (contrainte maximale) et le module d'Young (qui caractérise la réponse du matériau pendant la plus grande partie de son chargement) apparaissent comme les données fondamentales caractérisant le comportement du béton en traction. La notion de seuil d'endommagement paraît difficile à mettre en évidence expérimentalement, vu la linéarité des courbes contrainte-déformation. La notion d'énergie de rupture (intégrant le comportement post-pic) semble quant à elle trop dépendante des effets de structure. Enfin, une approche de type mécanique de la rupture s'est avérée difficile d'interprétation pour le béton, à cause de la forte dépendance des paramètres supposés intrinsèques vis-à-vis des conditions d'essai (effets d'échelle, effets de vitesse, effets de la profondeur des entailles, etc. [Shah, 1986], [John, 1987]).

On notera que les essais réalisés peuvent être interprétés sans tenir compte des effets d'inertie dus au mouvement d'ensemble de l'éprouvette. En effet, les mesures de déplacement effectuées par exemple dans les deux premières campagnes montrent qu'on atteint assez tôt une vitesse d'ensemble de l'éprouvette pratiquement constante, après un pic d'accélération certes élevé, la force d'inertie d'entraînement se trouvant pratiquement négligeable au moment de la rupture. Ceci ne serait probablement plus vrai à des vitesses supérieures, et il faudrait alors en tenir compte dans le dépouillement des essais, la contrainte de rupture mesurée surestimant alors la résistance réelle du matériau en intégrant l'effort repris par "simple" inertie d'entraînement. A titre d'ordre de grandeur, les déplacements mesurés lors des essais les plus rapides conduisent à des vitesses de l'ordre de 50 cm/s. Cette vitesse est atteinte en environ 100 microsecondes, d'où une accélération moyenne de 1000 g, ce qui conduit à une surestimation de la contrainte de 2,4 MPa. Dans notre cas, la rupture est atteinte en environ 200 microsecondes, et l'éprouvette a alors une vitesse d'ensemble pratiquement établie (accélération nulle), mais il est clair qu'on est assez proche d'un seuil où il devient indispensable de prendre en compte les effets de l'inertie dans le dépouillement des essais.

Eau libre - Effet Stefan

Ayant ainsi montré que les résultats obtenus (variation de la contrainte maximale et du module d'Young avec la vitesse de chargement) étaient bien caractéristiques du matériau testé, il reste à expliquer ce résultat majeur : **les effets de vitesse sont quasi-inexistants pour le béton "sec", alors qu'ils sont très significatifs pour le béton ayant conservé son eau libre.**

Essai d'explication par l'effet Stefan

Dès 1991 [Rossi, 1991 - b], Rossi a proposé l'explication suivante. Dans un essai de traction, les parois des pores du béton tendent à être écartées l'une de l'autre ; à cause de l'eau qui les mouille, elles peuvent être soumises à une force de rappel liée à la viscosité de l'eau. Cette force, mise en évidence sous le nom d'effet Stefan pour des plaques infinies distantes de h entre lesquelles se trouve un mince film de volume V constitué de liquide (fluide newtonien) de viscosité η , admet l'expression (1), qui se superpose à un terme constant lié à la création de surface libre. C'est ce terme, fonction de la vitesse d'écartement, qui est appelé effet Stefan *stricto sensu* :

$$F = \frac{3\eta V^2}{2\pi h^5} \frac{dh}{dt} \quad (1)$$

Cette formule, donnée par Dienes et Klemm cités par Maugis [Maugis, 1988], appelle plusieurs commentaires. Il convient tout d'abord de remarquer qu'elle s'applique en principe à des plaques planes, infinies, ce qui ne représente pas directement les parois des pores du béton. Dans cette limite, cette relation est issue de l'intégrale des contraintes dans le film de liquide, supposé visqueux newtonien s'écoulant selon un flux laminaire, l'épaisseur h étant très petite devant la dimension horizontale du film ($\sqrt{\frac{V}{\pi h}}$). Il n'est donc pas licite d'utiliser directement cette formule dans le but d'en tirer une quantification directe des effets de vitesse du béton. Néanmoins, il ressort de l'expression de cette force que, à même volume de liquide inclus entre les parois, la contribution des pores de faible dimension est largement prépondérante (terme en $1/h^5$). Si donc cet effet Stefan est présent au sein du matériau (et on ne voit pas pourquoi il ne se produirait pas lorsque le béton est "humide", c'est-à-dire que l'eau libre initiale est présente, sous forme de films et de ménisques, dans la porosité du matériau), il doit être majoritairement créé par l'eau des nanopores [Rossi, 1993], qu'il est courant d'imaginer comme des espaces de dimension 2 inclus entre les feuillets des cristaux de CSH [Regourd, 1982].

D'après les mécanismes mis en évidence dans les essais de sorption et désorption de vapeur d'eau [Baroghel-Bouny, 1994], la porosité de ces nanopores (dont le nom correspond à leur dimension transversale, de l'ordre de la vingtaine d'Å), se trouve pratiquement saturée pour les bétons ordinaires, tant que l'humidité extérieure reste supérieure à 50 % d'humidité relative environ. Ceci pourrait expliquer que, dans la mesure où les tests de la littérature ont été effectués dans l'atmosphère du laboratoire, et sans précautions particulières vis-à-vis de la dessiccation, les nanopores sont restés saturés, d'où les effets de vitesse observés de façon générale (et sensible), la variation de résistance étant en revanche mal évaluée à cause des autocontraintes dues au séchage (séchage des capillaires et macropores, principalement en peau, induisant une contraction gênée d'origine hydrique, d'où des tractions en peau modifiant les valeurs absolues des résistances). On remarquera d'ailleurs que la présentation de l'effet de vitesse sous forme d'un rapport de résistances ne place pas en sécurité (il est surestimé) si la résistance statique, comme celle à haute vitesse, est sous-estimée d'une valeur constante correspondant au séchage.

Tentative de quantification

Au total, on peut admettre que l'effet Stefan fournit une explication à l'échelle microscopique plausible compte-tenu des effets observés. Il est en revanche difficile d'effectuer un passage quantitatif entre cette approche et celle de la description mécanique macroscopique du matériau.

Tentons en effet une quantification. La viscosité cinématique "habituelle" de l'eau est de l'ordre de 1,3 centiStokes ($13 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$) à 15 °C, d'où $\eta = 0,0013 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{s}^{-1}$. L'épaisseur typique des nanopores, h , est de 20 Å environ. dh/h représente la déformation localisée au niveau des pores. En fait, la déformation macroscopique intègre la déformation du squelette solide, et aussi celle localisée au niveau des plus gros pores. Il est difficile de relier ces deux déformations. On pourrait par exemple supposer que la déformation au sein des hydrates de la pâte est du même ordre que celle mesurée en moyenne, dh/h étant ainsi par exemple proportionnel à ϵ .

Supposons donc qu'on exerce une traction à une certaine vitesse de déformation. Pour connaître le gain macroscopique de résistance, il faut en quelque sorte "intégrer" l'effet Stefan pour toute l'éprouvette. Mais on ne doit pas compter deux fois le gain de résistance dû à deux

pores qui interviendraient "en série", il ne s'agit donc pas d'une simple intégrale de volume. On pourrait alors se placer dans le "plan critique" de l'éprouvette où va se produire la rupture. Par rapport à l'effort global à fournir en régime quasi-statique, il faut exercer un effort supplémentaire lié au fait qu'il faut vaincre, dans une partie de ce plan correspondant à une zone de porosité d'hydrates "bien orientés", les forces dues à l'effet Stefan. La quantité d'eau concernée correspond ainsi à la quantité d'eau libre des pores bien orientés dans un volume égal à l'épaisseur d'un nanopore multipliée par la section S de l'éprouvette. Le volume des pores "bien orientés" pourrait se calculer ainsi : par rapport au volume de l'eau libre contenu dans les nanopores, qui représente environ 40 % du volume d'eau libre total (à titre d'ordre de grandeur, 50 l/m³), on ne conserve que la fraction orientée perpendiculairement à la direction de l'effort, à plus ou moins 5°, soit 9 % environ. On obtient alors un volume V relié à la teneur "active" en eau libre $\alpha = 4,5 \text{ l/m}^3$. On en tire :

$$\Delta\sigma(\text{dynamique}) = \frac{3\eta\alpha^2}{2\pi h^2} S\dot{\epsilon} \quad (2)$$

soit, dans le cas de nos éprouvettes, $\Delta\sigma(\text{dyn}) = \dot{\epsilon}.14(\text{MPa.s})$. Cette formule "intégrée" est probablement fautive : elle introduit une dépendance de la contrainte linéaire avec la vitesse de déformation, alors qu'expérimentalement on observe une dépendance de la contrainte de rupture plutôt fonction du logarithme de cette vitesse. Par ailleurs, elle fait intervenir la section de l'éprouvette, ce qui n'est pas normal pour une relation supposée intrinsèque au matériau.

Il paraîtrait préférable de raisonner au niveau local, et de supposer, par analogie avec un matériau obéissant au principe de Weibull, que la résistance globale est égale à la résistance du maillon le plus faible, ce qui se traduirait par l'égalité entre le gain de résistance globale dû à la vitesse, et le gain dû à un seul pore. Dans la formule, V/h représente la surface sur laquelle s'applique l'effet Stefan. Si l'on suppose que les pores sont cylindriques de longueur L, on a :

$V = L\pi h^2/4$, d'où un gain de résistance $\Delta\sigma = \frac{3\eta L}{8h} \dot{\epsilon}$, soit pour $L = 0,2 \text{ }\mu\text{m}$ ($L/h = 10$), $\Delta\sigma = \dot{\epsilon}.0,3 \text{ (MPa.s)}$. Cette relation ne paraît guère plus satisfaisante que (2) à cause de sa linéarité en vitesse de déformation.

Au total, il nous paraît difficile d'intégrer correctement la relation microscopique pour retrouver la dépendance de la contrainte de rupture. Et si le caractère explicatif de ce modèle n'est pas à mettre en doute, son application quantitative par un "passage micro-macro" paraît encore hors de portée.

Tentative d'explication par la mécanique des milieux poreux

D'autres auteurs, comme Jouhari [Jouhari, 1992], ont proposé d'utiliser la mécanique des milieux poreux afin de rendre compte des possibles effets de vitesse sur la rupture du matériau par l'existence d'une zone drainée plus ou moins grande autour de la pointe de fissure. Ils se situent ainsi à une échelle beaucoup plus globale pour décrire le comportement d'un solide poreux fissuré (les conditions strictes d'application d'une telle modélisation reposant sur la mécanique de la rupture sont par exemple détaillées en [Rossi, 1988] : il est à noter que pour le béton, contrairement aux matériaux plus homogènes, des dimensions au moins de l'ordre du mètre sont nécessaires). L'expression proposée par Jouhari est la suivante :

$$L_c = \frac{C_m}{I} \quad (3)$$

dl/dt étant la vitesse d'avancée de la fissure, C_m étant le coefficient de diffusion isotherme de masse fluide lié à la perméabilité du squelette, à la compressibilité du squelette et à celle du fluide par la relation :

$$c_m = k M \frac{\lambda_0 + 2\mu}{\lambda + 2\mu} \quad (4)$$

k perméabilité, M module de Biot, λ et μ coefficients de Lamé (λ_0 drainé).

Avec une porosité de l'ordre de 12 %, une perméabilité de 10^{-13} m/s et un module de Biot de l'ordre de 15 GPa, typiques d'un béton ordinaire, et avec une vitesse de propagation de fissure de 200 m/s typiquement observée lors de la rupture d'une éprouvette, tant en statique qu'en dynamique, on obtient une valeur de L_c de l'ordre du micron. L'interprétation de ce calcul est que pour une vitesse de propagation de fissure donnée de 200 m/s, une zone en pointe de fissure d'une taille de l'ordre du micron se comporte comme un matériau drainé, tandis que le reste de l'éprouvette se comporte comme s'il était non drainé. Une vitesse supérieure conduit à une diminution de la zone drainée en raison inverse de la vitesse.

L'intérêt de cette approche, mécaniquement rigoureuse, est de quantifier l'effet mécanique de la présence du fluide au sein d'un matériau poreux comme le béton, car l'importance, au sein de la structure, de la zone drainée conduit à une valeur apparente de la ténacité K_{Ic} fonction de L_c , donc de dl/dt . Les limites de l'approche sont, d'une part, le fait que les pores du matériau béton ne sont pas saturés, même lorsqu'on a 100 % de l'eau libre, à cause de l'autodessiccation du matériau, d'autre part, le fait que la vitesse d'avancée de la fissure n'est pas ce qui différencie les chargements statiques des chargements dynamiques, si l'on en croit les mesures de vitesse de propagation de fissure effectuées par exemple par Shah et John [Shah, 1986].

Le calcul d'ordre de grandeur ci-dessus pose également question, dans la mesure où l'échelle du micron, bien que nettement supérieure à la taille des hydrates, est de toute façon très réduite devant la taille des hétérogénéités du matériau, elle se trouve même par exemple d'une taille plutôt inférieure à celle des grains de ciment. Enfin, la valeur de L_c dépend a priori fortement des coefficients d'élasticité et de perméabilité du matériau. Ces coefficients varient d'un béton à l'autre en particulier entre un BHP et un béton ordinaire. Or l'augmentation absolue de résistance observée ne dépend que peu du type de béton.

Discussion

Faute d'une description assez précise de l'état de l'eau présente dans les pores du béton, sous forme de films, ménisques et vapeur d'eau, on est obligé de se limiter aux conjectures suivantes, dont seules les conséquences à l'échelle macroscopiques sont vérifiables.

Lors d'un essai mécanique, en particulier à haute vitesse, l'eau présente au sein du matériau y reste confinée (essai "non drainé") et sa mise en mouvement est freinée par des forces d'origine visqueuse. Ces forces sont particulièrement intenses pour les pores de très faible taille, notamment les nanopores où l'eau se trouve confinée entre deux "feuillettes" d'hydrates (quelques dizaines de molécules dans l'épaisseur). Ce type de pores varie assez peu d'un type de béton à l'autre, et on a donc affaire à une propriété "intrinsèque" du matériau, à condition de prendre les précautions nécessaires pour l'observer : absence de gradients dus au séchage, maintien de l'eau libre au sein des pores (hygrométrie d'équilibre supérieure à 50 % environ). Par ailleurs, l'écartement brutal des parois des pores des hydrates est bien sur le chemin critique de la rupture du béton, si, comme l'affirment plusieurs auteurs, l'initiation de la rupture a lieu au sein de la pâte de ciment. Le problème de la quantification de cet effet est lié à plusieurs difficultés : d'abord, trouver une relation entre la déformation locale des pores et celle mesurée à l'échelle globale, ensuite, avoir une description mécaniquement correcte de l'eau (en équilibre avec la vapeur) présente au sein des pores, et enfin, comprendre la structuration

géométrique du réseau poreux afin de savoir calculer l'effet combiné des forces élémentaires s'exerçant sur les différents types de pores.

Il paraît difficile, à l'heure actuelle, de fournir plus d'explications quantitatives permettant d'effectuer un "passage micro-macro" reliant les forces dues à l'eau libre à l'échelle des pores des hydrates, aux contraintes observables à l'échelle macroscopique. Il serait néanmoins important de confirmer le mécanisme proposé en effectuant par exemple des essais de traction à différentes teneurs en eau libre contrôlées. Connaissant les mécanismes de sorption / désorption [Baroghel-Bouny, 1993], on peut connaître, en fonction de la perte en poids imposée, la taille des pores concernés par la dessiccation. On peut alors quantifier les effets de vitesse selon la teneur en eau libre, c'est-à-dire selon la gamme de taille des pores maintenus saturés.

La difficulté de ce type d'essais est de contrôler, en limitant les gradients, le séchage d'échantillons de taille "raisonnable" pour un essai mécanique, dans des temps également "raisonnables" du point de vue de l'expérimentateur. La mise au point de géométries adaptées d'échantillons paraît incontournable. On se propose, en prolongement de ce travail de thèse, de s'attaquer à cette question, qui permettrait de clarifier définitivement la question du type de mécanisme activé lorsqu'on exerce un chargement variant rapidement sur une éprouvette. D'après les indices rassemblés jusqu'ici, il paraît probable que, en l'absence de gradients, le séchage des capillaires et pores de la taille du micron (ce qui, pour la plupart des bétons, correspond à une perte d'environ 50 % de l'eau libre) n'affecte pas les effets de vitesse, car les nanopores ne sont alors pas touchés. Si le séchage est poussé plus loin, on s'attend à une diminution des effets de vitesse ; il n'est cependant pas sûr qu'on puisse adopter une représentation linéaire de l'effet de vitesse en fonction de la teneur en eau restante, étant donné la non linéarité de l'effet Stefan en fonction du diamètre des pores, et à cause des probables réarrangements d'hydrates (et en premier lieu de l'ettringite) qu'entraîne un séchage aussi poussé.

Cette série d'expériences pourrait, pour limiter les effets d'échelle malgré une taille d'éprouvettes réduite, avoir lieu sur un micro-béton, dans la mesure où, comme l'a montré la troisième série d'essais et comme on le détaille ci-après, la taille maximale du granulat ne semble pas remettre fondamentalement en cause le mécanisme physique de base qui conduit, en dynamique, à l'augmentation des résistances. Elle permettrait également de donner un contenu précis aux augmentations d'énergie de rupture que mettent en évidence certains auteurs, mais qui dépend en fait de la quantité d'eau libre au sein de la microstructure.

Paramètres secondaires

Quantification linéarisée des effets de vitesse

Le graphique 1.2-26, qui fait la synthèse des différentes campagnes d'essais effectuées, met surtout en relief la distinction entre béton sec et béton humide, alors que les augmentations absolues de résistance se situent, pour les autres types de béton conservés humides sans gradients, à l'intérieur d'un fuseau relativement serré. Les autres paramètres testés (rapport eau/ciment et taille maximale du granulat) apparaissent donc bien comme des paramètres secondaires. Le tableau 1.3-I quantifie cette description pour l'instant qualitative, en donnant la "tendance" de la courbe augmentation de résistance en fonction du logarithme de la vitesse de chargement, dont l'estimateur est la pente de la droite de régression pour les points expérimentaux repérés dans ce diagramme. La première ligne, notée "stat.", indique la régression effectuée uniquement pour les points à faible vitesse (0,05 et 5 MPa/s), alors que la ligne "dyn." donne la valeur obtenue par régression dans tout le domaine. On retiendra l'ordre

de grandeur des écarts-types sur les valeurs moyennes de la contrainte de rupture, du module d'Young et de la déformation à rupture, respectivement 0,3 MPa, 1 GPa et 20 μ déformations.

De la même manière, on donne la tendance de variation en fonction du logarithme de la vitesse de chargement, pour la déformation à la rupture, et pour le module d'Young, lorsque ces données sont disponibles. Cette tendance n'indique qu'une première approximation, en particulier lorsque l'évolution tend à être non-linéaire. On pourra chercher d'autres types de représentations mathématiques, ce qui sera discuté dans le paragraphe suivant. Ces "tendances" font néanmoins apparaître l'influence des différents paramètres de composition qui ont été testés. On donne pour les régressions effectuées sur l'ensemble des points de la gamme de vitesse, le coefficient de détermination r^2 (carré du coefficient de corrélation) qui mesure la qualité de la régression effectuée. On note que pour l'évolution de la résistance, le carré du coefficient de corrélation est de l'ordre de 0,8 au minimum, d'où un coefficient de corrélation d'au moins 0,9. La régression est moins bonne pour les évolutions du module d'Young et de la déformation à rupture, dont la valeur est plus dispersée.

Tableau 1.3-I : Effet du logarithme de la vitesse de chargement sur les caractéristiques mécaniques du béton (régression linéaire)

Type de béton			Tendance			
e/c	D	obs.		$\Delta \sigma / \Delta (\log \dot{\sigma})$	$\Delta E / \Delta (\log \dot{\sigma})$	$\Delta \epsilon / \Delta (\log \dot{\sigma})$
	mm			MPa/unité log	GPa/unité log	μ déf/unité log
0,5	10	"sec"	stat.	0,12 (mi-sec 0,40)	-0,6 (mi-sec 0,1)	-6
			dyn.	0,21 ($r^2=0,60$)		
0,5	10	hum.	stat.	0,57	0,6	15
			dyn.	0,59 ($r^2=0,83$)		
0,3	10	hum.	stat.	0,85	1,3	19
			dyn.	0,75 ($r^2=0,84$)		
0,7	10	hum.	stat.	0,45	1,1	3
			dyn.	0,69 ($r^2=0,95$)		
0,5	2	hum.	stat.	0,39	-0,5	3
			dyn.	0,79 ($r^2=0,89$)	0,7 ($r^2=0,62$)	15 ($r^2=0,76$)
0,5	6	hum.	stat.	0,61	-0,4	12
			dyn.	0,67 ($r^2=0,89$)	0,8 ($r^2=0,53$)	11 ($r^2=0,74$)
0,5	10	hum.(2)	stat.	0,73	0,5	14
			dyn.	0,61 ($r^2=0,94$)	0,5 ($r^2=0,49$)	10 ($r^2=0,67$)
0,5	10	pâte +	stat.	0,32	0,1	6
			dyn.	0,36 (avec corr.)	-0,4	10 (avec corr.)

On a voulu s'affranchir d'éventuelles perturbations dues aux effets d'inertie qui peuvent intervenir pour la vitesse la plus élevée, et calculer les coefficients de régression uniquement pour une gamme de vitesse de déformation inférieure à 15 s^{-1} . La valeur des coefficients est systématiquement un peu inférieure (ce qui traduit la concavité de la courbe), en moyenne de 6 à 7 %, et le coefficient de corrélation légèrement moins élevé. On a donc conservé la détermination ci-dessus. Pour les essais à fort volume de pâte, on retiendra les valeurs "avec correction" correspondant à la régression s'appliquant aux points expérimentaux du LCPC et à ceux obtenus par le LPMM, après la correction indiquée au chapitre précédent.

Il est difficile de tirer directement des conclusions de ce tableau, dans la mesure où les paramètres D et e/c ne conduisent pas par eux-mêmes à des différences très notables

d'augmentations de résistance. En revanche, si ces augmentations sont principalement dues à la porosité due aux hydrates, c'est cette porosité qu'il convient de quantifier.

Influence des paramètres secondaires : teneur en CSH et g/g*

On va donc chercher à relier les tendances mesurées à la teneur massique en silicates de calcium hydratés CSH d'une part, et au squelette granulaire (décrit par le rapport g/g* défini ci-après) d'autre part. Les formules des différents bétons, données plus haut, conduisent alors aux valeurs suivantes [Waller, 1993] :

- Béton e/c 0,5 : degré d'hydratation de 80 %
- Béton e/c 0,7 : degré d'hydratation de 90 %
- Béton e/c 0,3 : degré d'hydratation de 60 % + activité pouzzolanique de 90 %.

Si pour un CPA HP comme celui qu'on a employé on peut admettre qu'un gramme de ciment fixe en moyenne 0,24 grammes d'eau, et qu'un gramme de fumée de silice fixe environ un gramme de chaux et d'eau, pour former des cristaux de type CSH, on aboutit aux quantités suivantes d'hydrates de type CSH (produits majoritaires de l'hydratation du ciment - on considèrera qu'ils représentent environ 80 % de ces produits compte-tenu des rapports massiques entre CSH et Portlandite, [Regourd, 1982]) :

Béton e/c 0,5 D = 10	290 kg/m ³	Béton e/c 0,5 D = 6	302 kg/m ³
Béton e/c 0,5 D = 2	318 kg/m ³	Béton e/c 0,7	237 kg/m ³
Béton e/c 0,3	349 kg/m ³	Béton à fort volume de pâte	364 kg/m ³

Il paraît naturel, au vu de ce qui précède, de chercher une corrélation entre cette quantité d'hydrates, proportionnelle au volume poreux où l'eau libre est particulièrement susceptible d'agir, et la "tendance" obtenue ci-dessus. On notera que l'estimation du volume de CSH est assez grossière et ne tient pas compte de différences de structure et même de texture entre hydrates formés en présence de fumée de silice, plus compacts, et hydrates de moindre degré de coordination formés dans le cas des bétons ordinaires [Zanni, 1994]. On suppose qu'en moyenne, dans cette gamme de diamètres de pores, l'eau est de toute façon susceptible d'avoir une action de type visqueux. On retrouve d'ailleurs, en estimant l'effet de l'activité pouzzolanique décrit par Waller, le résultat selon lequel la quantité globale des CSH d'un béton de faible e/c contenant de la fumée de silice se rapproche de celle d'un béton ordinaire, dont l'hydratation est nettement plus avancée (de l'ordre de 80 %).

La corrélation entre la teneur en hydrates et l'effet de vitesse sur la déformation maximale est ainsi présentée sur la figure 1.3-1. On a porté en ordonnée la "tendance" sur la déformation à rupture pour les bétons ci-dessus, et l'estimation obtenue à l'aide d'une régression linéaire en fonction des deux paramètres quantité d'hydrates CSH et rapport g/g* de la concentration réelle en granulats sur la concentration maximale possible (compacité propre du squelette granulaire), g* étant obtenu grâce au logiciel René-LCPC [Sedran, 1994]. Ce deuxième paramètre est particulièrement destiné à rendre compte de l'effet d'un volume de pâte "trop" important. On donne ci-après la valeur de ce rapport pour les différents bétons :

Béton e/c 0,5 D = 10	0,911	Béton e/c 0,5 D = 6	0,926
Béton e/c 0,5 D = 2	0,923	Béton e/c 0,7	0,911
Béton e/c 0,3	0,911	Béton à fort volume de pâte	0,811

Le graphique analogue pour l'estimation de l'effet sur la contrainte de rupture est présenté figure 1.3-2, la corrélation étant un peu moins bonne.

Bien qu'on puisse estimer suffisante pour l'ingénieur, dans un premier temps, la donnée d'une tendance moyenne d'augmentation de la résistance avec la vitesse, pour peu que les hydrates du béton soient humides, c'est-à-dire (aux effets de gradients de séchage près) quand l'humidité extérieure est suffisante, il paraît intéressant de considérer l'influence des paramètres mise en évidence par ces graphiques.

augmentation de la déformation à rupture ($\mu\text{déf}/\text{u.log. de vitesse de chargement}$)

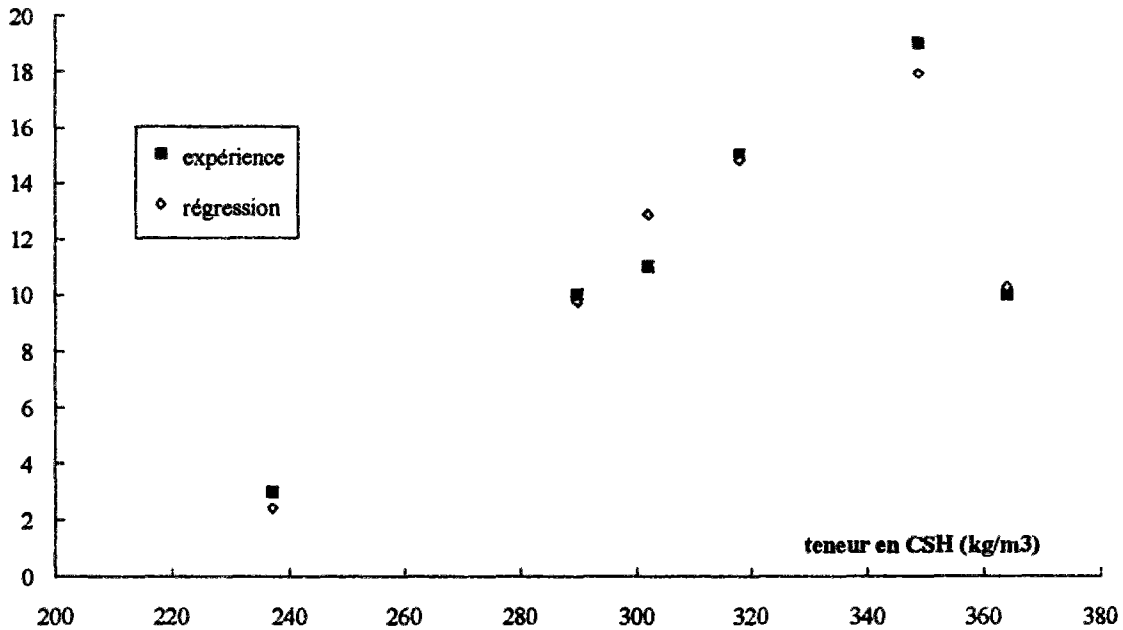


Figure 1.3-1 : effet de vitesse sur la déformation à la rupture
influence de la quantité d'hydrates et de la compacité du squelette - détermination $r^2 = 0,964$

augmentation de la contrainte de rupture ($\text{MPa}/\text{u.log. de vitesse de chargement}$)

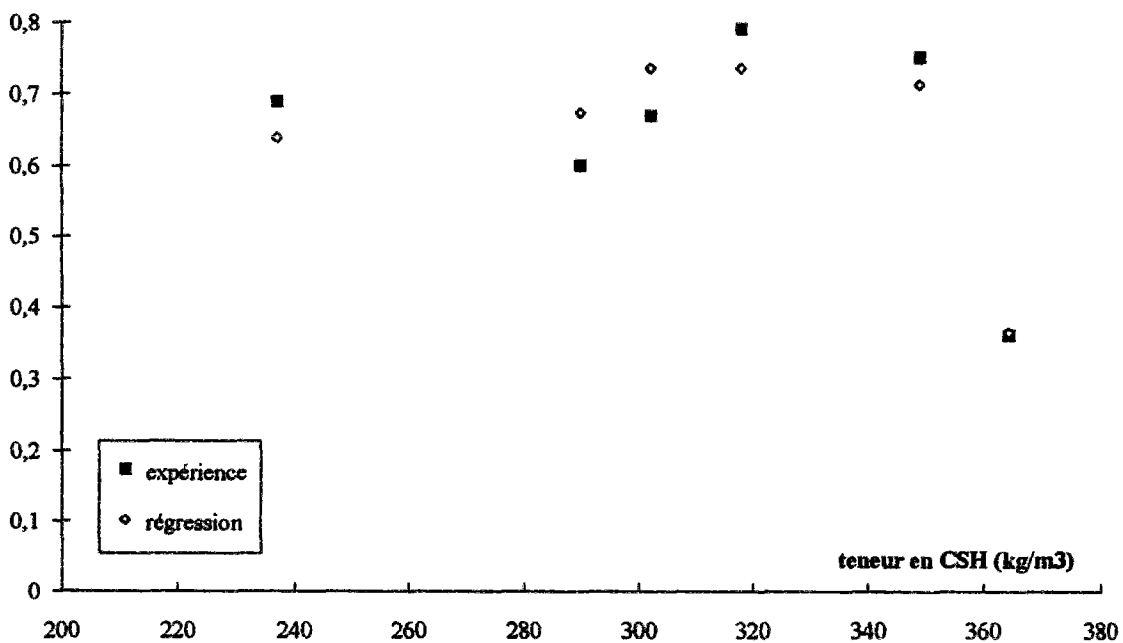


Figure 1.3-2 : effet de vitesse sur la contrainte de rupture
influence de la quantité d'hydrates et de la compacité du squelette - détermination $r^2 = 0,858$

Interprétation de l'influence de la teneur en hydrates et de la compacité du squelette

Essayons dans un premier temps d'interpréter la corrélation entre déformation à rupture et teneur en hydrates. En fait, les explications que l'on peut proposer font de l'eau libre dans les hydrates la cause des "effets de vitesse" observés. Plus la pâte sera hydratée, plus l'eau sera "piégée" entre les feuillettes de CSH, et plus la déformation mesurée au moment de la rupture du squelette sera élevée. En d'autres termes, à haute vitesse, l'eau se comporte comme un élément visqueux déformable en série avec le squelette, et il faut tenir compte d'une partie de la déformabilité du ménisque d'eau qui n'est pas "évacuée", dans la déformation de l'éprouvette au moment où le pic d'effort est atteint. Pour deux bétons où l'on a utilisé les mêmes granulats, c'est bien la quantité de pâte en série avec les granulats qui intervient à l'origine de la rupture (amorçage), et la quantité de pâte totale qui intervient dans la phase de propagation de fissure (une partie de cette phase de propagation pouvant se situer avant le pic d'effort). Donc, globalement, plus l'eau pourra intervenir au sein de la nanoporosité (quantifiée par la teneur en CSH), plus la déformation mesurée lors du pic d'effort pourra être élevée.

Il convient cependant dans un deuxième temps de ne pas négliger l'effet du deuxième paramètre g/g^* , dont l'écart à l'unité quantifie la quantité de pâte "non strictement nécessaire" à l'empilement, dont une partie vient en quelque sorte "en série" entre les grains du squelette par où cheminent les contraintes. Plus g/g^* est faible, plus il y a de pâte excédentaire, plus celle-ci se trouve donc sollicitée mécaniquement, et plus un défaut risque alors d'imposer une déformation critique faible, au lieu que la résistance "intrinsèque" des hydrates - qui augmente avec la vitesse - soit mise en jeu. C'est bien ce qu'on a observé dans le cas des éprouvettes à fort volume de pâte. C'est aussi ce que traduit une dépendance positive de la régression en fonction de g/g^* : plus le béton est compact, plus la résistance "vraie" de la pâte est mise en jeu au moment de l'amorçage des fissures, ce qui maximise l'effet de vitesse pouvant être mesuré. Ainsi, on pourrait représenter schématiquement le mécanisme selon la figure 1.3-3.

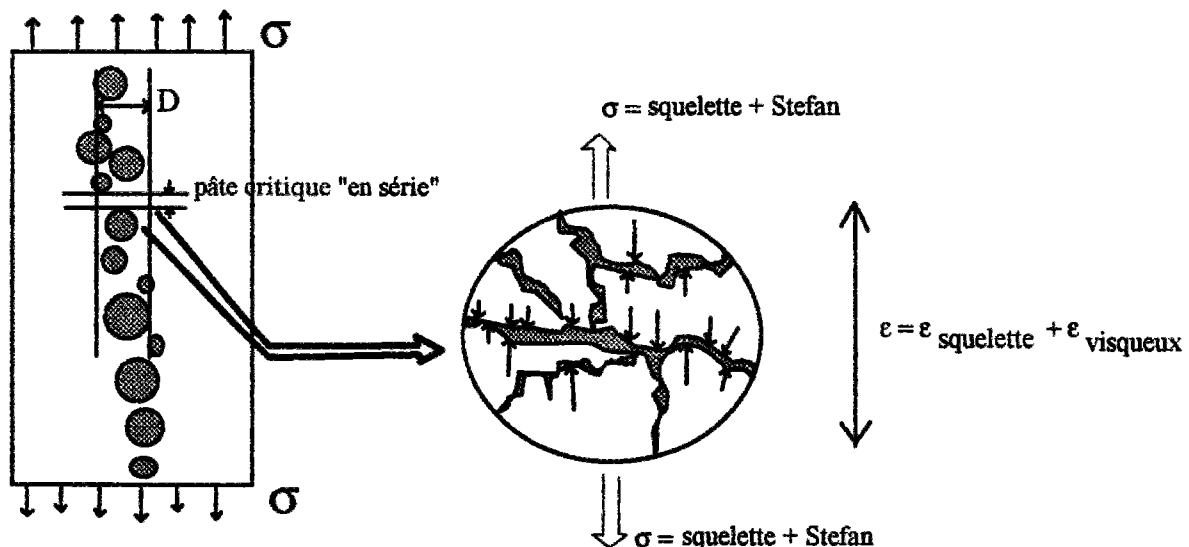


Figure 1.3-3 : Explication schématique de la rupture en traction (amorçage de la fissuration) et de l'origine des effets de vitesse

Le mécanisme proposé ci-dessus n'a pas la prétention d'une preuve. Il décrit plus aisément la phase d'initiation de la fissuration que celle de propagation, dont une partie peut

avoir lieu avant le pic de contrainte. Il est néanmoins tout à fait cohérent avec les signes et ordres de grandeur de la régression effectuée sur les paramètres V_{CSH} et g/g^* , qui conduit à la formule (détermination $r^2=0,96$) :

$$\left[\frac{\Delta \epsilon}{\Delta (\text{Log} \dot{\sigma})} \right] = 0,138 \cdot V_{CSH} + 97,1 \frac{g}{g^*} - 118,8 \quad (5)$$

\uparrow \uparrow \uparrow
 $\mu\text{déf}$ GPa/s kg/m^3

Dans cette formule, le volume des CSH varie d'environ 100 kg/m^3 , ce qui modifie la tendance de façon significative ; par ailleurs, pour une des compositions, le rapport g/g^* varie d'environ 0,1, ce qui donne également lieu à une variation significative du résultat, et assure que la formule est en quelque sorte "bien calée".

On obtient une relation légèrement moins bien ajustée pour la variation de contrainte de rupture (mais on a vu sur le tableau 1.3-I que la linéarité de la relation contrainte / vitesse de chargement était meilleure). On retrouve des coefficients d'influence de même signe pour les paramètres principaux mis en évidence, ce qui est cohérent avec le modèle proposé, où, jusqu'à la propagation des fissures, on a équivalence entre un raisonnement en contraintes et en déformations. Mais l'estimation "lisse" un peu les données expérimentales, et il est possible qu'une régression bilinéaire (qui a l'avantage de la simplicité) ne soit pas la formulation mathématique la plus adaptée. La relation s'écrit (détermination $r^2=0,86$) :

$$\left[\frac{\Delta \sigma}{\Delta (\text{Log} \dot{\sigma})} \right] = 6,57 \cdot 10^{-4} \cdot V_{CSH} + 3,59 \frac{g}{g^*} - 2,79 \quad (6)$$

\uparrow \uparrow \uparrow
 MPa GPa/s kg/m^3

On notera que le volume des CSH intervient avec un coefficient faible, d'où des modifications de la tendance d'au plus 0,1, tandis que la compacité effective du squelette donne lieu à des variations atteignant 0,3 MPa/u.log. . On a essayé de chercher d'autres variables explicatives, sans succès (les variables teneur en CSH et écart à la compacité optimale ayant l'avantage d'avoir une interprétation physique assez claire). Une des difficultés rencontrées pour le calage réside dans les variations relatives assez faibles de la tendance.

On pourrait être tenté de penser, en comparant les corrélations obtenues, que le mécanisme selon lequel l'eau libre inter-hydrates intervient se rapprocherait d'une augmentation de la déformation ultime apparente par déformation visqueuse du fluide non dissipée par drainage dans le squelette, plutôt que d'une reprise d'effort, dans la mesure où l'eau intervient en série et que ce n'est pas elle qui impose la contrainte critique, mais bien le squelette (lui-même éventuellement précontraint par un effet de type Stefan au sein du fluide, d'où malgré tout une augmentation de l'effort de rupture). Cependant, tant qu'on n'a pas d'initiation de fissures, le raisonnement en contraintes et en déformations est équivalent. Dans la phase, d'ailleurs peu développée dans le cas de la traction directe, où une fissure critique se propage sans qu'on ait atteint le pic d'effort, il paraît plus facile de raisonner "en série" en additionnant les extensions du squelette et de l'eau. Il n'est cependant pas évident que la description de la rupture d'une éprouvette grâce à un critère en extension, tel que prôné par certains auteurs pour le béton [Mazars, 1984], soit au total plus adaptée.

La comparaison avec les résultats d'autres auteurs, sans pouvoir nous aider à valider définitivement l'explication microstructurale proposée, est cohérente avec les paramètres principaux que nous avons mis en évidence, et avec le sens de leur influence. L'effet de la maturité du béton, jouant sur la quantité d'hydrates susceptibles d'entraîner une augmentation de la déformation à rupture, pourrait ainsi plus clair, la distinction entre cet effet et celui des conditions de conservation étant cependant souvent difficile à faire d'après les résultats de la littérature [Cowell, 1966]. On comprend aussi que dans le cas de granulats différents, en particulier dont la rigidité est beaucoup plus grande que celle de la pâte de ciment, l'origine de la rupture se situe plutôt au niveau des interfaces pâte-granulats, et que l'effet de la porosité propre des hydrates soit moins important [Bischhoff, 1991].

On notera enfin que ni le volume des CSH ni l'écart à la compacité maximale du squelette n'expliquent correctement les effets observés sur le module d'Young. On peut certes, comme pour la variation de résistance, effectuer une régression double sur ces deux paramètres, le coefficient de détermination obtenu étant de 0,8. Mais on obtient là aussi une approximation assez lissée des valeurs obtenues, qu'une valeur constante (en l'occurrence + 0,9 GPa/u.log.) approcherait presque aussi bien. La figure 1.3-4 illustre ce propos.

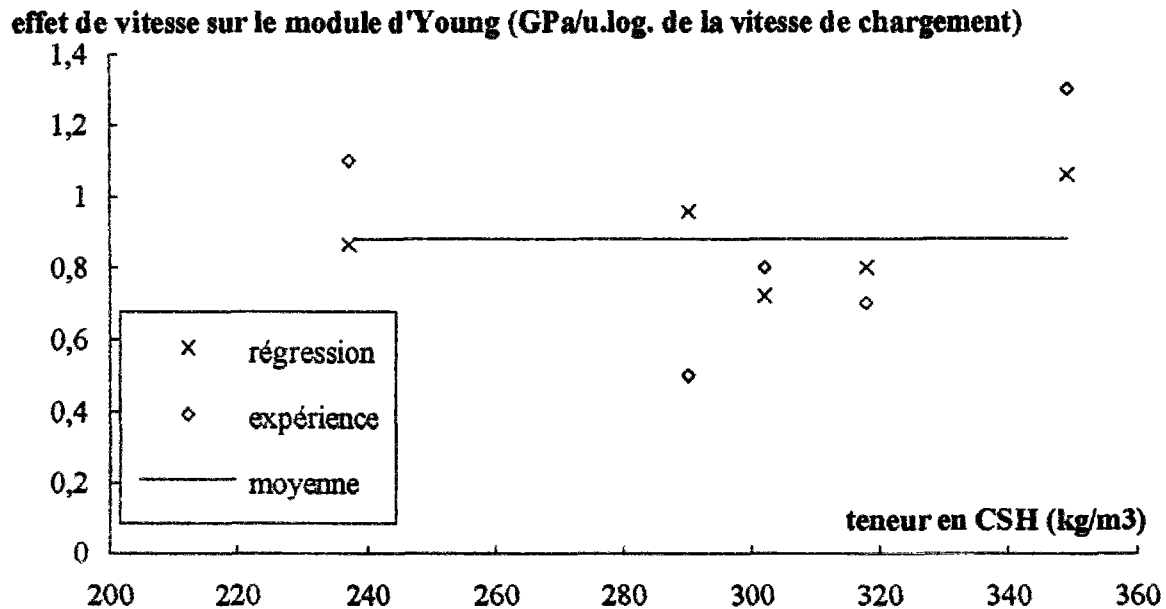


Figure 1.3-4 : Evolution du module d'Young avec la vitesse pour différents bétons
Tendance observée, essai d'interprétation en fonction des paramètres

En conclusion de nos expériences et des essais d'interprétation qui ont pu être faits, on retiendra donc l'explication suivante pour les effets de vitesse qui ont été observés.

Lorsque le béton est sollicité en traction à haute vitesse, il atteint un état ultime déterminé par les points faibles du squelette minéral, généralement une partie de la pâte de ciment qui se trouve mécaniquement "en série" avec les granulats. Plus le béton est compact (quantité de granulats se rapprochant de la compacité optimale, c'est-à-dire rapport g/g* proche de 1), plus la résistance "intrinsèque" de la pâte est mise en jeu, et non les défauts liés à l'enrobage imparfait des granulats, d'où une augmentation des effets de vitesse lorsque g/g*

augmente, liée à la phase d'amorçage de la fissuration. Lorsqu'on atteint ponctuellement le critère de rupture du squelette minéral, l'eau libre agit de deux façons : d'une part, elle intervient par un effet de type "effet Stefan" en précontraignant le squelette (d'où l'augmentation de la contrainte de rupture), d'autre part elle se trouve déformée comme un matériau viscoélastique, sans que la diffusion l'ait drainée, et il s'en suit une augmentation de la déformation mesurée globalement. Etant donné le caractère local de cette action au niveau des hydrates, cette influence est contrôlée par la teneur en hydrates CSH (les cristaux de Portlandite, plus gros et plus orientés, sont réputés des zones faibles mécaniquement).

On remarque que dans cette explication la quantité d'hydrates totale intervient pour déterminer la déformation bloquée au sein de la porosité, qu'il s'agisse des hydrates actifs dans la phase d'amorçage de la fissure critique, ou de ceux qui interviennent dans la propagation de cette fissure. L'effet du squelette granulaire et de sa compacité apparaît clairement en phase d'amorçage, par une sollicitation plus ou moins importante de la pâte et de ses défauts, mais est également présent en phase de propagation, les granulats d'un béton plus compact étant plus aptes à contrôler la propagation des fissures.

L'augmentation de module d'Young serait expliquée selon la même logique que la résistance, par un effet de précontrainte du squelette minéral (pâte de ciment) par des forces de rappel dues à l'eau. Faible en valeur absolue (car n'agissant que sur une fraction du volume pour une grandeur essentiellement homogénéisée) cette augmentation est liée à la proportionnalité de ces forces de rappel avec la contrainte. Une augmentation moyenne de l'ordre de 0,9 GPa/u.log. de la vitesse paraît (compte-tenu de la dispersion) rendre correctement compte des observations.

Formulation mathématique

Il s'agit dans cette partie d'exprimer de façon simple mathématiquement et utilisable pour l'ingénieur les résultats développés ci-dessus. Dans l'optique de description dans laquelle on s'est placé, qui considère la fragilité du matériau en traction comme phénomène de base pour décrire et calculer le comportement et la rupture des structures, il est logique de donner une expression d'un critère de rupture en traction, en fonction de la vitesse de déformation ou de la vitesse de chargement. Il est par ailleurs logique de tenir compte de la variation des caractéristiques élastiques avec la vitesse. On discutera donc dans ce paragraphe de la "meilleure" façon d'exprimer mathématiquement les résultats obtenus, sachant qu'un compromis est à faire entre la simplicité de la description et sa précision compte-tenu de l'incertitude sur les données.

Module d'Young en dynamique

En ce qui concerne l'évolution du module d'Young, on peut proposer plusieurs solutions. Dans une approche macroscopique, au vu de faibles augmentations relatives du module (éventuellement masquées par un endommagement dû à la fissuration), on pourra négliger l'effet de la vitesse sur le module d'Young. L'erreur commise directement est, pour la plupart des chocs, au maximum de 15 % (module faible, béton saturé d'eau et vitesse la plus rapide). On notera cependant qu'il s'agit de faire le calcul en tenant compte d'un module instantané "vrai", et non d'un module différé ou réduit, qui risque de sous-estimer des vibrations d'assez haute fréquence.

Dans l'optique d'un calcul plus précis, en particulier si on s'intéresse à une partie de structure dont le comportement est déterminé par des fissures possibles (zone en traction ou flexion, effort tranchant), il convient d'être effectivement plus précis sur la fréquence des vibrations et le comportement avant apparition des fissures, d'où la nécessité d'avoir une

estimation plus réaliste du module d'Young. On a noté cependant l'incertitude expérimentale importante sur cette valeur, il paraît donc illusoire de décrire mieux qu'avec une "tendance" (pente de l'évolution du module en fonction du logarithme de la vitesse de déformation) la variation de cette caractéristique. D'après les mécanismes proposés pour expliquer cette variation, la présence d'eau libre au sein du matériau est cruciale, et il convient donc d'introduire ce paramétrage. En revanche, l'effet des autres paramètres de composition ne paraît pas clairement identifiable. On pourrait alors adopter une loi de la forme suivante.

$$E = E_0 + \alpha \cdot \varphi(H) \cdot \text{Log}(\dot{\sigma} / \dot{\sigma}_0) \quad (7)$$

où E_0 représente le module d'Young conventionnel déterminé en régime quasi-statique par exemple selon le mode opératoire défini en [Boulay, 1991], tenant compte des précautions évoquées aussi en [Torrenti, 1993].

α représente la tendance mise en évidence au paragraphe précédent, soit en moyenne 0,9 GPa/unité de logarithme de vitesse de chargement. On peut s'interroger sur l'opportunité d'exprimer la formule en fonction de la vitesse de chargement ou de la vitesse de déformation. Etant donné les faibles variations du module d'Young, la différence n'est pas considérable. L'expression en fonction de la vitesse de chargement a été choisie dans la mesure où elle était directement issue du dépouillement des résultats expérimentaux. On aurait une loi tout à fait similaire en remplaçant la vitesse de chargement par la vitesse de déformation. Le coefficient serait alors en toute rigueur égal (au premier ordre) à $\alpha/(1-\alpha\varphi/E_0)$. Une valeur de 0,9 GPa/unité logarithmique de vitesse de déformation constitue une approximation tout à fait raisonnable.

$\varphi(H)$ représente l'effet de la teneur en eau libre (H étant déterminée, par exemple dans un calcul de diffusion non-linéaire préalable [Piau, 1991], comme la quantité d'eau libre au sein du matériau) : il s'agit d'une fonction monotone croissante qui doit valoir 0 pour $H = 0$, 1 pour $H = 100\%$, et qu'on pourrait imaginer proportionnelle à la quantité d'eau libre dans les nanopores. Du coup, $\varphi(H)$ devrait rester égal à 1 pour $H > 80\%$, et avoir l'essentiel de sa variation entre $H=0$ et $H=50\%$. Pour fixer les idées en simplifiant à l'extrême la représentation de la porosité fine accessible à l'eau libre, on pourrait ainsi par exemple pour les bétons ordinaires proposer la fonction :

$$\begin{aligned} \varphi(H) &= \sin(\pi H) \quad \text{pour } H < 50\% \\ \varphi(H) &= 1 \quad \text{pour } H > 50\% \end{aligned} \quad (8)$$

Bien d'autres fonctions peuvent être proposées, en accord avec les résultats de sorption désorption notamment [Baroghel-Bouny, 1994], et qu'il conviendrait de valider sur des essais à teneur en eau libre contrôlée comme suggéré plus haut.

Déformation ultime en dynamique

La description d'un critère en extension (déformation au pic d'effort) n'est pas toujours usuelle, bien que ce soit le cas le plus courant pour les modèles d'endommagement. Un des problèmes est l'importante dispersion observée dans des essais, en particulier lorsque le problème de la flexion est mal maîtrisé. Un autre problème est le concept même de déformation lorsqu'on utilise des modèles de mécanique des milieux continus, alors que le matériau réel a vu sa déformation déjà localisée sous forme de fissures. On se propose ici d'explicitier la déformation "ultime", c'est-à-dire celle observée expérimentalement juste au moment du pic de contrainte, c'est-à-dire encore la déformation limite au-delà de laquelle on n'a plus homogénéité des déformations dans l'éprouvette (ce qui est très clairement mis en évidence sur un cylindre

par la comparaison de trois jauges longitudinales). Les différents modèles de calcul tirent parti de cette donnée différemment. Il nous semble qu'il peut s'agir d'un seuil assez objectif (analogue au seuil en contrainte, vu le caractère quasi-fragile du matériau en traction) au-delà duquel l'information tirée de l'essai ne doit plus être utilisée qu'avec les précautions qui s'imposent lorsque les effets de structure interviennent.

On a vu qu'une représentation de la variation de la déformation ultime observée en fonction du logarithme de la vitesse de chargement n'était qu'assez mal décrite par une loi linéaire, comme le montre le graphique 1.3-5. Néanmoins ce peut être une première approximation, et on a vu qu'elle pouvait être bien reliée aux paramètres de formulation.

augmentation de déformation ultime en $\mu\text{déf}$

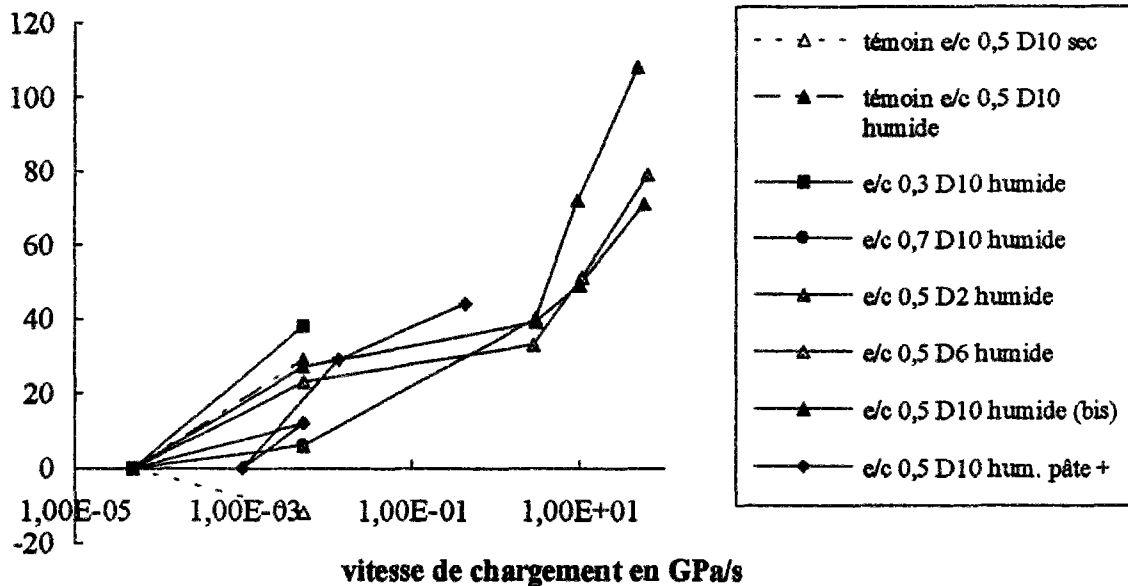


Figure 1.3-5 : augmentation de la déformation ultime avec la vitesse de chargement

Une approche linéarisée conduit ainsi à la relation :

$$\Delta\epsilon_u = \Delta\epsilon_{u_0} + \alpha \varphi(H) \log\left(\frac{\dot{\sigma}}{\dot{\sigma}_0}\right) \quad (9)$$

La fonction φ de l'humidité H a la même signification et la même expression que ci-dessus (on néglige la diminution de déformation ultime observée ici pour les éprouvettes sèches). Le coefficient α peut être relié à la composition selon la formule :

$$\alpha = \left[\frac{\Delta\epsilon}{\Delta(\text{Log}\dot{\sigma})} \right] = 0,14 \cdot V_{CSH} + 97 \frac{g}{g^*} - 119 \quad (10)$$

\uparrow \uparrow \uparrow
 $\mu\text{déf}$ GPa/s kg/m^3

On peut aussi prendre une valeur moyenne, le calage sur les différents types de béton utilisés donnant $\alpha = 12 \mu\text{déf/u.log.}$ (coefficient de détermination 0,82). On peut faire les mêmes remarques que plus haut quant à une expression en fonction de la vitesse de déformation. Etant donné les variations du module d'Young, ceci augmente le coefficient de 2%, ce qui est négligeable vu les aléas de la détermination des coefficients.

Une description de l'augmentation relative de la déformation ultime a été faite par une fonction puissance, ce qui est éventuellement une façon de mieux traiter la non-linéarité. On arrive alors à la formule moyenne de calage :

$$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_{u0}} = \left(\frac{\dot{\sigma}}{\dot{\sigma}_0} \right)^{0,0334} \quad (11)$$

La corrélation n'est cependant pas nettement meilleure (coefficient de détermination égal à 0,848) qu'avec la formule moyenne relative à l'augmentation absolue de déformation ultime.

Résistance en traction directe à haute vitesse

La détermination de la résistance en traction apparaît comme la donnée probablement la plus importante pour la modélisation, compte-tenu des données utilisées de façon usuelle pour le calage des modèles, et compte-tenu d'une moindre dispersion que pour la déformation ultime. Le graphique 1.2-26 montre en effet un fuseau relativement serré de courbes d'évolution de la contrainte ultime, et il s'agit de décrire le mieux possible ce résultat. Comme ci-dessus, la première approximation se contentera d'une relation linéaire, dont on a vu qu'elle était assez adaptée :

$$\Delta\sigma_u = \Delta\sigma_{u0} + \alpha \varphi(H) \log\left(\frac{\dot{\sigma}}{\dot{\sigma}_0}\right) \quad (12)$$

La fonction $\varphi(H)$ a la même signification que plus haut, on note qu'elle vaut 1 pour $H=100\%$ et que c'est pour ce cas qu'on peut déterminer le coefficient α . La valeur moyenne de α obtenue pour les différents bétons étudiés est de 0,71 MPa/unité logarithmique de vitesse de chargement, avec un coefficient de détermination de 0,90 (respectivement 0,70 MPa/u. log. et $r^2 = 0,92$ si on élimine les points correspondant au fort volume de pâte). La figure 1.3-6 illustre cette estimation moyenne.

augmentation de résistance en MPa

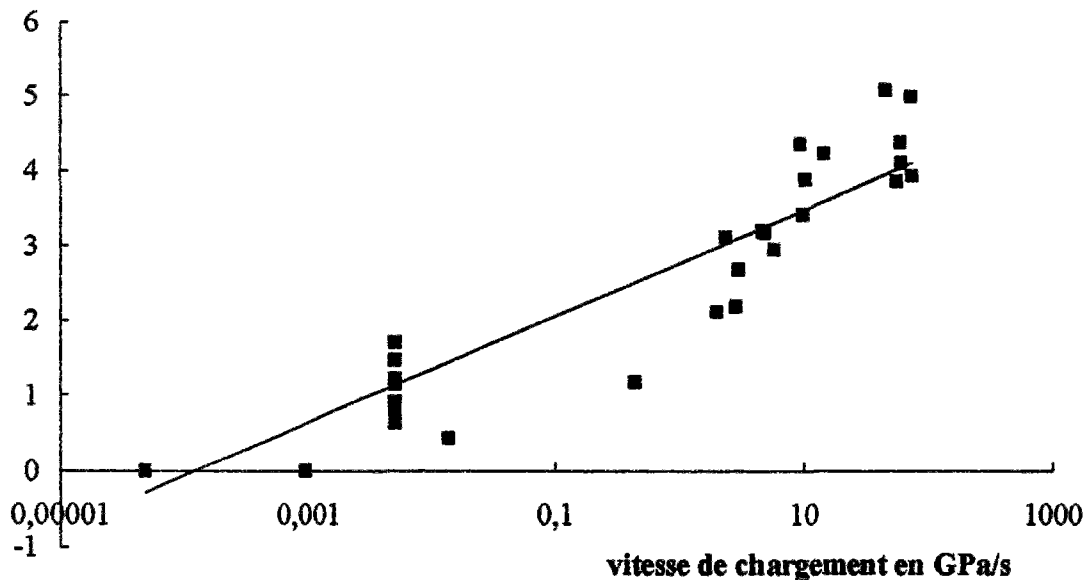


Figure 1.3-6 : augmentation de résistance en traction avec la vitesse, béton humide
synthèse des résultats - pente moyenne 0,70 MPa/u.log.

Ce même coefficient peut être exprimé en fonction des paramètres de composition, même si on a vu que cette relation était encore approximative, et qu'elle faisait surtout intervenir le terme g/g^* lié à la compacité du squelette granulaire par rapport à sa compacité maximale :

$$\alpha = \left[\frac{\Delta\sigma}{\Delta(\text{Log}\dot{\sigma})} \right] = 6,57 \cdot 10^{-4} \cdot V_{CSH} + 3,59 \frac{g}{g^*} - 2,79 \quad (13)$$

\uparrow
MPa

\uparrow
GPa/s

\uparrow
kg/m³

Au total, il paraît inutile de chercher une formule plus compliquée rendant compte d'une éventuelle non-linéarité de l'augmentation de résistance avec le logarithme de la vitesse de chargement, étant donné la corrélation globalement bonne qu'on a même avec un coefficient moyen.

Les relations (7) à (13) proposées dans ce paragraphe décrivent donc de façon quantitative le comportement en traction du matériau en fonction de la vitesse de déformation ou de la vitesse de chargement, dans le domaine "dynamique modéré" qui correspond aux vitesses effectivement atteintes dans les essais :

$$10^{-5} \text{ GPa/s} < \dot{\sigma} < 100 \text{ GPa/s} \quad (14)$$

$$10^{-6} \text{ s}^{-1} < \dot{\epsilon} < 5 \text{ s}^{-1}$$

Elles précisent les propositions de [Rossi, 1994 - c]. Elles décrivent le comportement sous un chargement uniaxial monotone. Leur "statut" est celui de relations empiriques, on retiendra cependant qu'elles font intervenir le paramètre "teneur en eau libre" qui paraît physiquement particulièrement important. On a observé la corrélation la plus intéressante en exprimant les résultats sous forme d'augmentation absolue, et non relative, de résistance, ce qui est original par rapport aux formules généralement adoptées. Ceci nous paraît d'ailleurs plus logique avec la manière dont l'eau libre peut intervenir.

Tout modèle de calcul qui veut être représentatif du béton en dynamique devrait pouvoir décrire, de façon suffisamment précise, le phénomène dont rendent compte les relations ci-dessous, à savoir l'augmentation de résistance en traction. Néanmoins il est également important de considérer les autres types de sollicitation dans lesquels peut se trouver le matériau, et d'envisager de façon plus globale les mécanismes microscopiques et la modélisation macroscopique permettant de décrire et de prévoir le comportement du matériau en dynamique.

Extension aux autres types de sollicitation

Essais de compression

Le comportement du matériau béton en dynamique sous d'autres sollicitations que celle de traction uniaxiale a, on l'a vu, déjà été étudié par de nombreux auteurs. Néanmoins, la mise en évidence du rôle de l'eau libre au sein des pores du béton, en particulier des pores de plus petite taille, n'a vraiment été effectuée en compression qu'à partir des essais réalisés par Klepaczko, Gary et Hamelin dans le cadre du projet "Dynamique des bétons et des roches" du GRECO II Géomatériaux en 1991-1992 [Gary, 1991], [Gary, 1992]. Le comportement en

compression d'une éprouvette de béton ne se déduit en effet pas totalement du comportement en traction, la fissuration transversale par effet Poisson ne suffisant pas à expliquer la résistance près de dix fois plus élevée en compression qu'en traction. Il est généralement admis que des forces de frottement sont activées lors de la propagation des fissures longitudinales qui se développent par extension latérale excessive lors de l'essai de compression. Ces forces, qu'on peut assimiler macroscopiquement à une résistance au cisaillement, s'opposent à la coalescence des fissures longitudinales, ce qui retarde l'instant de la rupture de l'éprouvette en tant que structure, où les déformations sont macroscopiquement localisées sous forme d'une zone fissurée travaillant en extension et cisaillement [Benaija, 1992], [Rossi, 1994 - a]. En dynamique, ce mécanisme peut aussi exister, et sa sensibilité à l'effet de vitesse n'est pas évidente.

Les résultats obtenus par Klepaczko, Gary et Hamelin [Gary, 1991], [Gary, 1992] sont discutés ci-après. Les matériaux testés sont identiques à ceux testés en traction en 1989 et 1990. Il s'agit d'un microbéton ($D = 2$ mm) et d'un béton plus classique ($D = 10$ mm) testés sous deux conditions d'hygrométrie : humidité interne maximale (l'eau libre se trouvant maintenue au sein du matériau par scellement des éprouvettes sous aluminium), et humidité interne pratiquement nulle (séchage en étuve pendant plus de 2 semaines à 105 °C). Les conditions aux limites se rapprochent d'un essai de compression simple par des dispositifs anti-fretage (lubrification des faces d'appui, feuille d'aluminium intercalée). En revanche, la mesure des déformations intègre, pour tous les essais, des déplacements aux limites de l'échantillon. Cette mesure ne paraît donc pas utilisable pour donner une indication absolue sur les valeurs de module d'Young et de déformation ultime, mais seulement pour donner une indication sur la vitesse de sollicitation.

On peut analyser les résultats obtenus dans deux gammes de vitesse : pour des essais relativement lents (vitesse de déformation comprise entre 10^{-5} et $0,1$ s $^{-1}$), on peut définir une "sensibilité à la vitesse" par la pente de la droite qui exprime la résistance en compression en fonction du logarithme de la vitesse de déformation. Pour le béton de $D = 10$ mm humide on obtient une sensibilité (analogue de notre coefficient α) de $4,7$ MPa/unité log., alors que pour le béton sec ce coefficient est nul [Gary, 1992]. Si on fait la même analyse pour le microbéton, la tendance estimée est de $4,06$ MPa/u. log. pour le microbéton humide, et de seulement $+0,22$ MPa/ unité logarithmique de vitesse de déformation pour le microbéton sec. Ces résultats sont tout à fait similaires à ceux obtenus dans une gamme de vitesse comparable en traction.

Lorsque la vitesse devient plus élevée (vitesse la plus forte pouvant être atteinte grâce à la presse hydraulique rapide du LPM), on observe une chute de la résistance, pour béton sec comme pour béton humide. Cette chute semble cohérente avec des résistances assez basses obtenues aux basses vitesses grâce à la barre d'Hopkinson. On notera que ces vitesses posent des problèmes de contrôle de l'asservissement (presse rapide) mais que néanmoins dans la zone qui va de $0,1$ s $^{-1}$ à 100 s $^{-1}$ on a une évolution plutôt négative de la résistance, que le béton soit sec ou humide, évolution que les auteurs n'expliquent pas [Gary, 1992].

Au-delà, la sensibilité à la vitesse se trouve accrue et la quantification des résultats obtenus peut se faire par une tendance appelée pseudo-viscosité [Klepaczko, 1990], exprimant la pente de la courbe résistance/vitesse de déformation (en échelles linéaires). Cette pente est de 200 kPa.s pour le béton humide et de 120 kPa.s pour le béton sec. Si l'on effectue un dépouillement analogue des résultats de Gary et Hamelin [Gary, 1991] concernant le microbéton entre 50 et 500 s $^{-1}$ environ, on obtient une pseudo-viscosité de 128 kPa.s pour le microbéton sec et de 143 kPa.s pour le microbéton humide.

Interprétation à partir des résultats de traction

Si l'on reste dans le domaine des vitesses de déformation relativement modérées, on doit donc noter ce résultat majeur : on n'observe pas d'effet de vitesse lorsque la porosité du matériau ne contient plus d'eau libre. Cet effet est vérifié tant sur microbéton que sur béton, comme on l'a vu en traction, et indique donc bien que dans cette gamme de vitesse il faut absolument tenir compte de ce paramètre physique. Comparant alors les sensibilités à la vitesse obtenues, à savoir pour le microbéton 4,06 MPa/unité log. en compression et 0,8 MPa/unité log. en traction, et pour le béton de $D_{max} = 10$ mm, 4,7 MPa/unité log. en compression et 0,6 MPa/unité log. en traction, on peut remarquer que le rapport de ces sensibilités est de 20 % environ pour le microbéton, et de 13 % environ pour le béton de granulats de taille maximale $D = 10$.

Le rapport 0,2 obtenu pour le microbéton pourrait être cohérent avec le fait que dans un tel matériau où la "rugosité" des granulats intervient peu à l'échelle de l'éprouvette, l'extension transversale excessive en compression (effet Poisson) est ce qui conduit principalement à la rupture en compression (non-linéarité réduite). Du coup, l'effet de vitesse dû à l'eau libre au sein des hydrates est transposé directement, dans le rapport $1/v$ (coefficient de Poisson) proche de $1/0,2$ qui relie les déformations longitudinales aux déformations transversales.

Pour le béton de plus gros granulats, plusieurs effets peuvent venir perturber le mécanisme ci-dessus. D'une part, un effet d'échelle lié à la petite taille des éprouvettes (diamètre 36 mm, hauteur 36 mm) vis-à-vis de la taille des granulats, tend à introduire de façon systématique un biais sur les résistances. Si l'on utilise les résultats de Cordon et Gillepsie obtenus sur des cylindres de diamètre 6" et d'élançement 2, en conservant le rapport diamètre d'éprouvette/taille maximale du granulats [Cordon, 1963], on obtient une résistance égale à environ 80 % de la valeur vraie, à cause d'une taille d'éprouvettes trop réduite devant la taille du granulats. Cependant dans le cas d'éprouvettes carottées, on ne peut mettre en cause les effets de paroi que recouvre cette sous-estimation, et on est plutôt dans le cadre d'essais récents sur prismes sciés réalisés par Rossi et Hachi [Hachi, 1994]. Ces derniers obtiennent au contraire une surestimation de la valeur de la résistance, lorsque l'éprouvette a un volume trop faible. Cette surestimation est généralement estimée par un rapport entre la valeur vraie et la valeur mesurée, qui pourrait être ici de l'ordre de 10 % [Neville, 1981, p. 560] et conduirait donc à surestimer les effets de vitesse d'environ 10 %.

D'autre part, il est généralement admis que les frottements développés par les gros granulats lors de la propagation des fissures ont en compression un effet qui peut, en statique, expliquer (pour un rapport e/c de 0,5 comme ici) jusqu'à 15 % environ de la résistance [Neville, 1981, p. 287]. On pourrait comprendre que, alors que ce frottement dans le cas d'une pâte sèche est indépendant de la vitesse, il se trouve, pour le béton humide chargé à haute vitesse, modifié par la présence d'eau dans les pores des hydrates entourant les granulats et que la propagation des fissures doit casser. En admettant que l'ouverture de ces fissures se fait encore en mode I, on pourrait admettre qu'un effet visqueux de type effet Stefan agissant lors de la coalescence des fissures (après formation de "colonnettes" dans l'éprouvette par suite de l'effet Poisson) est responsable d'une part de l'augmentation de résistance.

Pour essayer d'être quantitatif, et pour fixer les idées : pour une éprouvette de compression testée à une vitesse 1000 fois plus rapide que la vitesse de référence statique, les fissures et la formation de colonnettes se produisent pour une contrainte de $1/v \cdot R_{t0}$ en statique, et $1/v \cdot (R_t + 3\alpha)$ en dynamique. D'où une sensibilité de α/v . Comme la rupture en compression nécessite en outre la coalescence de ces premières fissures, la résistance effectivement mesurée est augmentée d'un certain nombre de fois R_{t0} , pour chaque rupture de colonnette. On aurait alors à haute vitesse une résistance augmentée du même nombre de fois $R_t + 3\alpha$. Bien que

cette explication soit simpliste, elle tend à mettre en évidence le fait que la sensibilité à la vitesse du béton en compression, en termes d'augmentations absolues de résistance, est supérieure à 1/v fois sa sensibilité en traction, tout en restant inférieure en valeur relative, si l'on en croit la littérature [Ross, 1991]. D'où, si on suppose que le rapport de la résistance en compression à la résistance en traction est de l'ordre de 10, une sensibilité en compression (en MPa/u.log. de la vitesse de chargement) comprise entre 5 et 10 fois la sensibilité en traction, selon la taille du plus gros granulats et la qualité de l'adhérence. Les essais cités ici se trouvent tout à fait dans cet intervalle (rapport 5 et 8 pour le microbéton et le béton respectivement). Il conviendrait de vérifier ce résultat par des essais sur le même matériau testé en compression et en traction (ce qui n'a pas, à notre connaissance, été fait dans la littérature en dynamique).

Il n'est pas facile de relier les observations en compression très rapide (vitesse de déformation supérieure à 50 s^{-1}) aux mécanismes mis en évidence en traction, dans la mesure où les vitesses de déformation mises en jeu ne sont pas les mêmes, et que l'inertie de l'éprouvette au moment où elle se fissure tend à ne plus être négligeable devant le chargement, ce que met bien en évidence une simulation numérique. On s'aperçoit donc que les effets de vitesse deviennent alors d'une autre nature, que l'eau libre ne joue plus un rôle aussi crucial. D'après différents auteurs [Weerheijm, 1992], c'est l'inertie qui maintient solidaires les différents blocs de l'éprouvette "découpés" par le chargement, et permet qu'une augmentation apparente de la contrainte soit observée. Le "seuil" de ce type de comportement, évoqué par exemple par Ross [Ross, 1991], est alors dépendant de la structure et du mode possible de fracturation [Weerheijm, 1989 -a].

A titre d'ordre de grandeur, on peut dire que ce seuil est atteint quand la force d'inertie correspondant à la déformation de l'éprouvette jusqu'à rupture est équivalente à l'effort de rupture. Si on admet que le profil temporel de la déformation est parabolique, l'accélération limite, pour une éprouvette cylindrique (section S , hauteur H), correspond en traction à $\frac{1}{2} 200 \cdot 10^{-6} H \frac{1}{\Delta t^2} \rho S H$, et en compression à $\frac{1}{2} 2000 \cdot 10^{-6} H \frac{1}{\Delta t^2} \rho S H$. L'effort équivalent serait $S \cdot 10 \text{ MPa}$ en traction, et $S \cdot 80 \text{ MPa}$ en compression, typiquement, pour le béton utilisé. L'égalité entre ces deux quantités conduit à un seuil de vitesse de déformation qui vaut $\frac{200 \cdot 10^{-6}}{\Delta t}$ en traction et $\frac{2000 \cdot 10^{-6}}{\Delta t}$ en compression, soit pour les éprouvettes utilisées des seuils typiques de 13 s^{-1} en traction et 321 s^{-1} en compression. Il est clair qu'en réalité, l'accélération n'est pas uniforme, et on commence à se situer dans un régime où l'inertie intervient fortement à des vitesses 3 à 5 fois inférieures à celles évaluées ici, ce qui est tout à fait cohérent avec les observations. Une quantification à peu près équivalente pour l'ordre de grandeur consiste à dire que le temps de traversée de l'éprouvette par l'onde correspond au temps nécessaire pour atteindre la rupture (lorsque la vitesse de déformation est plus élevée, la rupture est atteinte dans une extrémité de l'éprouvette alors que l'autre extrémité n'a pas eu le temps d'être chargée). Avec les mêmes paramètres et une vitesse de propagation des ondes c de l'ordre de 4000 m/s , on trouve comme "seuils" typiques $\dot{\epsilon}_{\text{seuil}} = \epsilon_u \frac{c}{H}$ une valeur de 8 s^{-1} en traction et 222 s^{-1} en compression.

Comme il est dit en [Gary, 1992], la zone de transition entre le régime dynamique modéré et ce régime (où l'inertie est le facteur dominant, et où les rares essais disponibles tendraient à montrer une chute des résistances) est mal comprise. L'absence de l'effet d'inertie ne devrait pas conduire à une baisse des résistances par rapport à des vitesses plus faibles, sauf

si l'effet de l'eau libre disparaissait à partir d'un certain seuil. La représentation de l'eau comme un fluide visqueux en série avec la matrice est certes sujette à caution, néanmoins aucune hypothèse claire n'explique une diminution de son action à haute vitesse. Certains ont pu évoquer la possibilité d'une cavitation de l'eau lorsque la vitesse de déformation qu'imposent les pores devient trop importante. On notera que si la vitesse de déformation est telle qu'elle tend à imposer une mise en vitesse des molécules d'eau supérieure à la vitesse du son, on ne peut effectivement plus avoir un écoulement classique, mais - si la modélisation selon la mécanique des fluides reste valable - on est en présence d'ondes de choc. Les films d'eau seraient en quelque sorte court-circuités par l'onde de contrainte sans agir sur le squelette, la mise en mouvement de l'eau étant trop tardive.

Si l'on essaie de quantifier le seuil de vitesse de déformation à partir duquel peut se produire ce phénomène, on voit qu'il correspond typiquement à une durée de chargement de l'éprouvette jusqu'à rupture inférieure à la traversée de l'éprouvette par une onde de pression qui ne se propagerait que dans l'eau. La vitesse des ondes soniques dans l'eau étant de l'ordre de 1400 m/s, qui correspond à une vitesse maximale d'ensemble des molécules, on aboutit au critère suivant :

$$\frac{\varepsilon_u}{\dot{\varepsilon}_{seuil}} = \frac{H}{c} \quad (15)$$

Pour des éprouvettes de traction, on obtiendrait un seuil de 2,8 s⁻¹ environ, ce qui est au-delà des limites qu'on peut atteindre grâce à la barre d'Hopkinson. Pour des éprouvettes de compression, ce critère pourrait s'appliquer aux extensions dues à l'effet Poisson. La déformation ultime est donc de l'ordre de 200 μdéformations, la vitesse de déformation est de l'ordre de la vitesse de déformation en compression multipliée par le coefficient de Poisson, et la distance à parcourir par les ondes est de l'ordre du rayon de l'éprouvette. D'où, pour les éprouvettes testées par Hamelin (diamètre 16 mm) un seuil de 35 s⁻¹, et pour les éprouvettes testées par Klepaczko et Gary (diamètre 36 mm) un seuil d'environ 16 s⁻¹. On a bien, dans cette zone, des résistances du même ordre que la résistance observée en statique.

Il est difficile d'être plus précis sur ce domaine peu exploré expérimentalement, où l'écoulement de l'eau au sein des pores du béton ne serait plus justiciable d'une modélisation classique de fluide visqueux, à cause d'une vitesse trop grande des parois des pores.

On a détaillé, dans ce paragraphe, les mécanismes identifiés dans les essais de traction à haute vitesse, et retrouvés dans les essais de compression sur les mêmes matériaux. On aboutit, dans une gamme de vitesse de déformations modérées (typiquement entre 10⁻⁶ et 1 à 10 s⁻¹), à une compréhension assez cohérente des phénomènes, dont le point clé est l'action de l'eau libre au sein de la porosité des hydrates, lorsque ceux-ci sont soumis à une traction rapide. On ne connaît pas d'essais multiaxiaux ayant étudié l'influence de l'état d'hygrométrie, et qui auraient permis de vérifier l'influence de ce mécanisme sur le comportement tridimensionnel du matériau. Si l'on en croit les auteurs ayant étudié, en statique [Torrenti, 1987] ou en dynamique [Weerheijm, 1992], l'effet d'une compression ou d'une traction latérale, il semble que le rôle crucial de la fissuration par extension dans la direction où celle-ci est possible, reste le phénomène majeur conduisant à la ruine de l'éprouvette, les gains de résistance pouvant être considérables lorsque cette extension est empêchée. A vitesse "modérée", il n'y aurait donc pas de raison de remettre en cause ce principe, et l'augmentation de résistance due spécifiquement à la vitesse dans le cas du béton humide serait donc à relier à ce qui se passe en traction uniaxiale.

Néanmoins, quantitativement et expérimentalement, beaucoup reste à faire pour obtenir une connaissance "complète" du matériau en dynamique, les situations de sollicitations pluriaxiales étant d'ailleurs particulièrement cruciales pour les structures soumises à des

chargements dynamiques, car les zones détectées sur le terrain comme étant les plus "sensibles" en cas de chargement dynamique (séisme, explosion, impact) sont souvent des zones soumises à un champ de contraintes particulièrement multiaxial (articulations, pièces d'about, appuis et zones de reprise de l'effort tranchant, etc...). Le passage en revue des dommages dus aux séismes, par exemple, est particulièrement instructive à ce sujet [Bard, 1991], [Costes, 1992], [Betbeder-Matibet, 1994].

Conclusions sur le comportement du matériau béton à haute vitesse

Dans cette première partie, grâce à des essais soignés quant aux conditions de conservation des éprouvettes, on a mis en évidence le rôle crucial de l'eau libre pour expliquer les augmentations de résistance en traction et en compression uniaxiales que l'on observe lorsque le matériau béton est testé à haute vitesse (vitesse de déformation comprise entre 10^{-5} et 1 s^{-1} environ). L'analyse des effets de vitesse observés sur des bétons nettement différents par la nature de leur pâte et la taille des granulats s'éclaire alors, dans la mesure où interviennent essentiellement la quantité d'hydrates CSH au sein desquels l'eau libre peut influencer le comportement, et la quantité de pâte desserrant les granulats, que l'on peut considérer comme une des zones faibles du "composite béton".

Les formules proposées pour rendre compte des résultats obtenus ont pour avantage une certaine simplicité (linéarité avec le logarithme de la vitesse de déformation ou de chargement), et une précision correcte par rapport aux résultats expérimentaux. Le calage des coefficients pourrait en revanche être amélioré, ce qui demanderait peut-être une analyse plus fine en rapport avec les mécanismes physiques, et surtout une validation sur un plus grand nombre d'essais. Actuellement, la difficulté d'utiliser les résultats de la littérature pour ce faire tient à l'incertitude liée au séchage possible des éprouvettes, lorsque les éprouvettes n'ont pas été protégées de la dessiccation, ou que leur perte en poids par séchage n'a pas été suivie. Une autre difficulté tient à l'expression à peu près systématique des résultats sous forme de rapport à la résistance statique. On peut seulement vérifier que les relations que nous proposons constituent des bornes supérieures de l'augmentation absolue de résistance, obtenues en l'absence de gradients d'hygrométrie, lorsque toute l'eau libre du matériau y est restée confinée.

Essai de vérification sur d'autres données

On se propose par exemple de comparer en traction directe les prévisions que nous pouvons faire avec les résultats de Reinhardt [Reinhardt, 1982], qui constituent à notre connaissance une des sources les plus complètes concernant le béton en traction à haute vitesse. Les résultats obtenus sont présentés figure 1.3-7.

Pour effectuer cette comparaison, les compacités optimales g^* pour les types de granulats utilisés sont déterminées à l'aide du logiciel René-LCPC [Sedran, 1994]. Les valeurs obtenues sont de 0,797 pour les granulats de $D = 8 \text{ mm}$, 0,824 pour $D = 16 \text{ mm}$ et 0,825 pour $D = 24 \text{ mm}$. On utilise les résultats de Waller [Waller, 1993] pour calculer le degré d'hydratation en fonction du rapport e/c. On suppose que pour les différents ciments utilisés la quantité de CSH formés est d'environ 80 % en masse des hydrates (ciments du type CPA, avec éventuellement du laitier à moins de 25 %, de classe équivalente aux classes 45, 55 ou HP). La classe du ciment pourrait intervenir sur le degré final d'hydratation, mais on fait l'hypothèse qu'elle intervient surtout sur la cinétique, et qu'on a ici affaire à des bétons "matures" dont le degré d'hydratation est à peu près stabilisé aux environs de 80 % pour un rapport e/c de 0,5, et de 72 % pour e/c = 0,4 (on fera l'hypothèse d'une variation linéaire dans ce domaine). Cette hypothèse tend probablement à surestimer les effets de vitesse potentiels, dans la mesure où l'hydratation ne s'est faite en conditions d'humidité contrôlée que durant 14 jours.

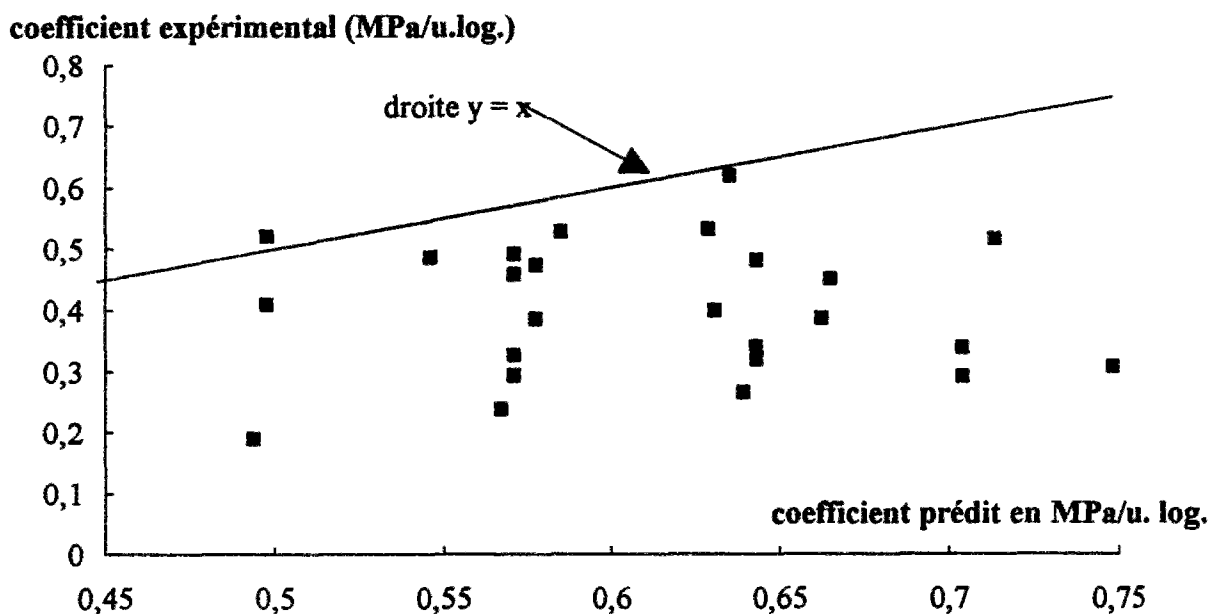


Figure 1.3-7 : données de [Reinhardt, 1982] et prédictions par nos formules
Teneur en eau libre supposée égale à 100 %

On vérifie que les résultats sont bien surestimés par la formule que nous proposons. De façon générale, on note que la plupart des résultats ont été obtenus sur des éprouvettes carottées dans le sens du coulage, ce qui d'après Reinhardt diminue de 20 % environ l'effet de vitesse potentiel (on peut l'attribuer aux défauts liés à l'eau piégée sous les granulats, en particulier pour les forts D_{max}). Pour certaines formulations (7 et 16), l'estimation n'est pas aberrante (différence de moins de 10 %). En moyenne, la formule prédit 1,6 fois la tendance mesurée. On peut remarquer que pour les granulats de diamètre 24, et même déjà 16, un effet d'échelle important peut se produire : la résistance se trouverait surestimée à cause d'une taille pas suffisamment représentative de l'éprouvette. L'influence de la vitesse qui conduit à diminuer l'hétérogénéité mécanique entre pâte et granulats (renforcement de la pâte par précontrainte) pourrait rendre cet effet d'échelle moins sensible. Ceci pourrait expliquer une sous-estimation particulièrement importante pour les formules 2, 3 et 4. Finalement, la source la plus importante de différence est cependant probablement liée à un état d'hygrométrie inhomogène, en l'absence de protection des éprouvettes, les gradients dépendant en outre de la taille des granulats.

Un effort expérimental important semble donc nécessaire pour valider plus largement que nous n'avons pu le faire à l'heure actuelle, sur des bétons de composition variée, en prenant garde aux effets d'échelle et aux conditions d'hygrométrie, les formules que nous avons proposées, ou du moins mieux caler les coefficients rendant compte de l'influence des différents paramètres, en vérifiant les mécanismes sous-jacents à ces expressions. On notera malgré tout l'intérêt d'avoir dès à présent une borne supérieure de l'effet de vitesse pouvant être atteint, dans le domaine des vitesses de déformation modérées.

Conclusions pour la modélisation du matériau béton en dynamique

Cette partie a évoqué le comportement du matériau béton en dynamique tel qu'on peut l'appréhender expérimentalement. Mais elle ne se justifie que si l'on peut passer de cette échelle du laboratoire au calcul des ouvrages subissant une sollicitation dynamique. Pour ce faire, il est donc nécessaire d'envisager la traduction du comportement du matériau sous la forme d'une loi

de comportement, ou toute autre description du comportement intrinsèque (local) permettant, par les équations générales de la mécanique, de passer au fonctionnement d'une structure. On évoquera dans la suite trois modèles destinés à une description fine du comportement du béton, et qu'on se propose d'appliquer au calcul en dynamique. La détermination des paramètres est une des difficultés principales de l'utilisation des modèles. En effet, le type de loi de comportement choisi peut faire référence à des seuils ou à des valeurs caractéristiques du comportement du matériau, qui ne se déduisent pas toujours directement des essais où le seuil en question peut en outre être affecté par des effets de structure.

Les modèles qui nous ont semblés utilisables pour décrire le béton en dynamique sont :

- le modèle développé par P. Bailly au L.R.U. de Bourges [Bailly, 1994], basé sur l'analogie d'un mécanisme qui fait intervenir à l'échelle locale la viscosité et la résistance à la fissuration par inertie ;

- le modèle développé par M. Frémond et B. Nedjar au LCPC [Frémond, 1993], qui décrit l'évolution du matériau par une variable d'endommagement et son gradient ;

- enfin le modèle probabiliste développé par Rossi au LCPC [Rossi, 1994 - b], qui postule un comportement élastique fragile en traction du matériau au niveau local, les caractéristiques étant variables dans l'espace.

On a également pensé à utiliser des modèles de type viscoplastique, développés à partir de l'approche décrite par F. Ulm dans sa thèse. On n'a cependant pas encore abordé dans tous les cas le problème pratique du calage de la loi de comportement.

Il paraît clair que pour prévoir correctement le comportement d'une structure, la première chose à vérifier est la prévision correcte du comportement d'une éprouvette dans une sollicitation simple, typiquement de traction ou de compression. Ce calage sur les essais "matériau" peut aussi permettre de définir le meilleur jeu de paramètres pour un modèle dont les caractéristiques du matériau ne se déduisent pas directement d'une valeur obtenue lors de l'essai, mais plutôt d'un calage de l'ensemble de la courbe effort/déplacement. Pour les trois modèles en question, considérons donc le problème, en particulier dans le domaine des vitesses pas trop élevées où l'effet de l'inertie de l'échantillon reste réduit.

Pour le modèle de Bailly, des simulations en compression ont montré une dépendance quasi-linéaire de la résistance avec le logarithme de la vitesse de chargement, dans le domaine des vitesses modérées. Cette dépendance est clairement liée à la valeur de la viscosité η choisie au niveau local pour le matériau. Le calage de cette valeur peut donc se faire sans difficulté en compression ou en traction. Il reste simplement à vérifier que les deux calages sont cohérents et correspondent à une même viscosité [Bailly, 1992].

Pour le modèle de Rossi, la dépendance du critère de rupture en fonction de la vitesse de déformation est à introduire lors de la vérification de l'ouverture ou non des éléments de contact. Connaissant la distribution spatiale "statique" des caractéristiques, le calcul prévoit, pas de temps après pas de temps, des contraintes locales, et l'écart de contraintes entre deux instants permettant d'estimer la vitesse locale de chargement. Il convient donc de comparer la contrainte instantanée à la résistance instantanée fonction de la vitesse, telle qu'on peut la prévoir par les formules proposées. On notera que cette méthode suppose que l'écart-type de la distribution des résistances n'est pas modifié par la vitesse de chargement, ce qui est assez bien vérifié dans nos essais. Par ailleurs, cet aménagement relativement simple du modèle en dynamique néglige les variations du module d'Young, ce qui, on l'a vu, reste une hypothèse simplificatrice assez raisonnable.

Enfin, on a abordé [Piermattei, 1994] le problème du calage des paramètres d'un modèle continu utilisant une variable d'endommagement et son gradient, ce modèle ayant de gros avantages de régularité numérique, dans le domaine statique, et d'objectivité

(indépendance du maillage) à cause de l'aspect non local donné par le gradient d'endommagement [Frémond, 1993]. Dans un premier temps, on a utilisé le modèle simplifié dans lequel l'endommagement n'évolue qu'en traction, et on a cherché à reproduire les essais de traction directe. Les paramètres du matériau à caler sont au nombre de 3, le module d'Young pouvant en première approximation être pris constant et égal à sa valeur statique déduite des essais. Il s'agit du seuil d'endommagement W , limite de l'énergie de déformation au-delà de laquelle l'endommagement peut évoluer ; du terme de "pseudo-viscosité" c , que multiplie la vitesse d'endommagement dans l'équation d'évolution de cette variable ; et du terme de "diffusion spatiale" k , que multiplie le laplacien de l'endommagement dans l'équation :

$$-c\dot{\beta} + k\nabla^2\beta = W(\varepsilon)$$

(16)

évolution pour $W(\varepsilon) > W$
 β variable d'endommagement
 ∇^2 opérateur Laplacien

Le travail de E. Piermattei permet de mettre en lumière les difficultés de calage d'un tel modèle. Si c et k sont en effet susceptibles de décrire des effets visqueux au sein du matériau, et les effets liés à la propagation des fissures, on s'aperçoit néanmoins qu'on ne peut représenter l'évolution de la résistance en traction du matériau avec un seul et même jeu de paramètres. Ayant calé le seuil W sur l'essai statique de référence, et adopté une valeur de k compatible avec une localisation raisonnable de l'endommagement, et une représentation correcte de la propagation de l'onde de contrainte dans la simulation d'un essai à la barre d'Hopkinson, on est conduit à choisir une valeur de c différente pour chaque vitesse de déformation, le logarithme de c étant grossièrement proportionnel au logarithme de la vitesse de chargement. Cette détermination, effectuée dans le cas du béton témoin humide, serait à introduire à chaque pas de temps, connaissant la vitesse de déformation, pour l'écriture de l'évolution de l'endommagement, ce qui risque d'alourdir quelque peu le calcul, en particulier dans le cas d'un champ non homogène. Eventuellement, une utilisation simplifiée consisterait à adopter la valeur de c , correspondant par exemple à la zone de la structure la plus sollicitée, puisque c'est là que l'endommagement commence à se produire. Mais une telle simplification suppose de connaître par avance cette localisation, et il n'est pas évident qu'on retrouve de cette façon les résultats de l'expérience. Par ailleurs, on a vérifié que le calage des paramètres pour un autre type de béton pouvait ne consister qu'à changer le seuil d'endommagement W , faute de quoi il paraît difficile d'utiliser le modèle de façon simple. On obtient par cette procédure une erreur de l'ordre de 20 %.

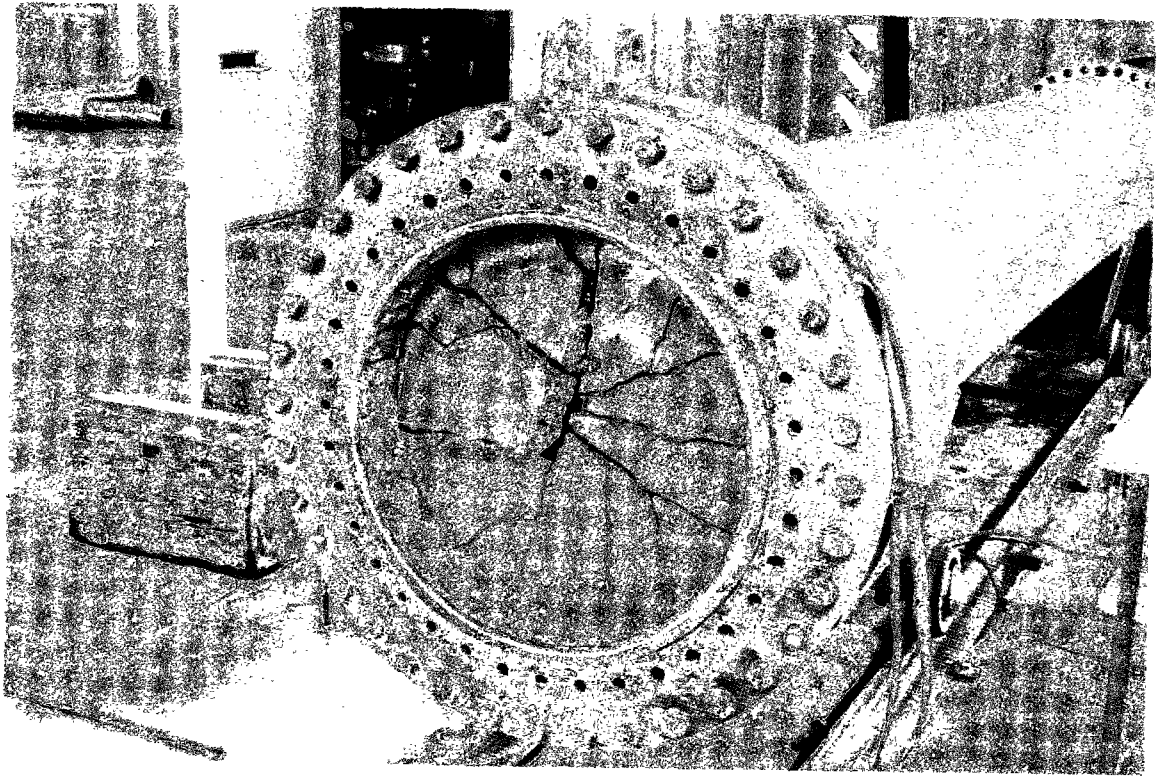
En fin de compte, on voit que la prise en considération des résultats obtenus sur le matériau béton à haute vitesse suppose que la loi de comportement utilisée soit "adaptée", en particulier si l'on veut comparer sur une structure l'effet du choix d'une formulation plutôt que d'une autre. Actuellement, compte-tenu de ces arguments, on penche vers l'utilisation d'un modèle continu comme celui de Bailly, d'un modèle de type visco-plastique dans lequel on aura pris soin d'avoir une détermination expérimentale claire et correcte des paramètres, notamment grâce aux essais de traction simple, ou d'un modèle décrivant explicitement les fissures comme celui de Rossi, à cause de la facilité d'introduction des paramètres du matériau, issus de l'expérience, même si une approche du type viscoplasticité avec gradient peut avoir son intérêt d'un point de vue numérique et algorithmique. Le développement et la comparaison de ces différentes approches devrait avoir lieu dans le prolongement de notre travail, en particulier dans le cadre de la thèse de J. Sercombe [Sercombe, 1994], avec une finalité industrielle

précise correspondant à la conception de conteneurs à haute intégrité pour l'entreposage des déchets nucléaires.

En tout état de cause, il sera nécessaire de valider ces modèles sur des essais de structure simples, bien connus, sur lesquels on aura vérifié l'influence du choix du matériau (caractérisé, comme on l'a vu dans cette partie, dans des conditions homogènes et contrôlées). C'est donc dans ce but que, profitant des possibilités de coopération avec le Laboratoire d'Abris, l'essai de dalles au tube à choc a été mis au point. La description de cet essai, et du programme expérimental réalisé, fait l'objet de la deuxième partie de cette thèse, comprenant également l'analyse des résultats et les perspectives de modélisation qui se trouvent ainsi ouvertes.

Deuxième Partie :

**Validation de l'approche
sur une structure modèle**



Deuxième partie :

Validation de l'approche sur une structure modèle

Chapitre 1 : Essais de structures en béton en dynamique

Acquis des essais répertoriés dans la littérature

Les essais de structures en béton au choc et au souffle ont d'abord été entrepris dans les années cinquante à l'initiative de l'OTAN et de l'Armée américaine en particulier, afin de dimensionner les abris et constructions militaires vis-à-vis des effets d'une explosion nucléaire, étant donné le contexte géopolitique de l'époque. Ces essais ont servi de base à l'établissement de règles de conception et de dimensionnement [TM5-1300], [TM5-855], [AWFL 74], qui prévalent actuellement pour la conception de la plupart des ouvrages des armées occidentales. En outre, la réglementation concernant les ouvrages de Défense civile, lorsque les pays comme la Suisse [ITAS 1982], la Suède [TB 78E] ou l'Allemagne s'en sont dotés, est souvent adaptée des mêmes textes, avec des variantes liées aux conditions technico-économiques propres aux installations de protection de toute la population. Entre 1981 et 1991, la volonté politique française de suivre l'exemple de ces pays en matière de Défense civile et d'abritement des populations a également conduit à s'inspirer des mêmes textes et à se fonder d'abord sur les mêmes essais pour proposer un cahier des charges et des solutions techniques aux concepteurs d'abris [RT 84], cependant qu'était créé un centre d'études spécialisé dans la problématique des abris et de leurs équipements, le LEA, chargé de recherches ambitieuses dans l'optique d'une mise à jour cohérente de la technique française dans le domaine des constructions "durcies".

L'objectif de ces premiers essais américains a principalement consisté à vérifier la viabilité du dimensionnement de structures ou éléments de structures-types : murs, dalles, abris, casemates enterrées ou non... L'évolution des techniques de construction dans les différents pays a conduit à mettre à jour progressivement la "banque de données" constituée par ces essais. Ainsi, des essais comparatifs de voiles en bétons de fibres ont été effectués pour qualifier l'emploi de ces matériaux, que ce soit en France [Gros, 1990], ou dans le cadre de l'OTAN [Naeyaert, 1993]. De même, des structures à échelle faiblement réduite ont souvent été testées lors des tirs de forte puissance effectués régulièrement jusqu'en 1991 pour les services occidentaux de Défense.

Compte-tenu du coût et des contraintes de sécurité liés à ces essais, qui n'ont de sens que s'ils sont réalisés sur des structures de dimensions comparables aux structures réelles (échelle 1/3 ou 1/2 au moins), afin de pouvoir garder des dispositions constructives réalistes, il a été fait appel dès les années soixante à des simulateurs de souffle, permettant de tester à moindres frais des éléments structuraux ou des équipements. Une bibliographie abondante se trouve dans les actes des congrès M.A.B.S. (Military Application of Blast Simulation) qui ont lieu tous les 2 ans. On pourra se reporter notamment aux congrès les plus récents : [MABS 10], [MABS 11], [MABS 12]. Ces simulateurs de souffle, essentiellement des tubes à choc, des enceintes à pression, mais aussi des techniques d'essais sur modèles réduits utilisant les lois de similitude d'Hopkinson sur les ondes de choc aériennes, ont également été utilisés par les organismes de Défense Civile, ce dont témoignent les actes tant de congrès concernant les ouvrages de la Défense [Int. Konv. Mun., 1991] que des colloques sur la Défense Civile [Civ. Def. Sci., 1988].

A partir des années quatre-vingts principalement, une des ambitions des essais effectués a été de valider les codes de calcul de plus en plus sophistiqués dont disposaient les différents services constructeurs, de façon à prévoir d'une façon plus rationnelle et plus économique le dimensionnement au choc et au souffle des structures, dont la conception était amenée à changer en fonction d'une "menace" éventuellement multiforme : attaque nucléaire de forte puissance, mais aussi arme "conventionnelle" dirigée avec précision, projection d'éclats... La tendance à rassembler d'importantes ressources stratégiques dans de grands abris "durcis" a également, depuis la guerre du Golfe, fait place à une nécessité tactique de structures en réseau, plus petites, moins vulnérables par leur complexité et les difficiles détails des accès, et à protéger particulièrement vis-à-vis de menaces conventionnelles (très haut niveau de pression). De plus, un contexte économique et géopolitique peu favorable à de lourds investissements dans le domaine de la Défense a conduit à limiter l'abondance de données sur structures à grande échelle.

Si donc l'on essaie de faire la synthèse de ces données, on constate qu'elles débouchent dans les codes qui en ont été tirés sur une méthode simplifiée de dimensionnement fondée sur l'équivalence de la structure, ou plutôt de l'élément de structure à calculer, avec un système à un degré de liberté (correspondant à son mode fondamental de vibration). La définition d'états ultimes de déformation (caractérisés notamment par les rotations sur appui des dalles ou voiles) selon la fonctionnalité de l'ouvrage conduit à calculer un ferrailage suffisant pour que la déformation ultime soit atteinte par la structure en phase élastique ou plastique (spectres de réponse forfaitaires), avec une réserve de sécurité donnée par les coefficients qui minorent les caractéristiques du matériau. Une synthèse particulièrement complète de ces méthodes de conception et de vérification est présentée en [Desbordes, 1993]. La mise au point d'une méthode automatique de dimensionnement de structures en fonction d'une menace de type explosion interne, utilisant ces mêmes principes, est présentée en détails en [Valotaire, 1993].

Les essais ont ainsi principalement permis de vérifier que des dispositions constructives classiques, ou spécifiques (ferraillages symétriques à cause des vibrations, laçage des armatures), conduisent à une ductilité empirique de l'élément suffisante [Woodson, 1993].

Les limites de ce type d'approche sont notamment liées aux points suivants : effet crucial des détails de construction (joints, ouvertures, articulations mur/dalle) sur la réponse dynamique de la structure, qui relativisent en quelque sorte le dimensionnement des parties courantes ; effet crucial des conditions aux limites, difficilement modélisables et contrôlables dans un essai de très grande taille, et pas forcément transposables au cas étudié (par exemple, problème de l'interaction sol-structure pour un ouvrage enterré, dépendant de la nature du sol) ; instrumentation parfois très locale et difficile à intégrer (accéléromètres) ou globale et trop sommaire pour la validation d'une méthode de calcul (problème de la mesure des déplacements absolus en particulier).

Parmi les essais sur structures "réelles", on mentionnera particulièrement les essais réalisés à Penn State University concernant l'effet d'explosions sur des tunnels enterrés [Krauthammer, 1989]. Grâce à une géométrie relativement simple, et à une instrumentation riche et adaptée, les mécanismes de ruine peuvent clairement être mis en évidence, et analysés ou modélisés par des méthodes de calcul plus ou moins sophistiquées. Il a clairement été montré sur ces structures une compétition entre des modes de ruine "classiques", analogues à la ruine statique, et des modes de rupture spécifiques à un chargement dynamique : ruine brutale due à l'effort tranchant (création d'une ligne de rupture parallèle à la direction du chargement au droit des appuis, avec plan de rupture incliné (cisaillement "classique") ou non ("direct shear")), poinçonnement (découpage d'un "tronc de cône" sous la zone chargée), projection d'éclats et écaillage. Le souci de prévoir le mode de ruine effectivement activé, et de se prémunir contre d'éventuels modes de ruine fragiles n'apparaissant pas en statique, s'avère

donc être un des principaux objectifs du concepteur dans le cas où des sollicitations dynamiques sont à attendre.

Des essais sur des structures "modèles" plus simples ont été réalisés principalement à partir des années 1975, essentiellement sur des poutres et des dalles. Ces essais effectués à une échelle souvent plus réduite dans des laboratoires ont pu bénéficier d'une instrumentation relativement complète, et le contrôle des conditions de chargement et du matériau est généralement meilleur.

Parmi les importantes campagnes d'essais sur poutres en béton armé, on citera principalement [Kavyrchine, 1977], [Mutsuyoshi, 1985], ainsi que [Heinsbroek, 1989] pour ce qui concerne leur modélisation. Il ressort de ces études sur les éléments linéaires des structures une attention particulière à accorder, en dynamique, aux possibilités d'une rupture "locale" par effort tranchant, qui risque d'entraîner une grave perte de ductilité. La question d'un calcul élastoplastique "équivalent" est abordée dans les différents cas, l'importance d'une estimation fiable de la capacité ultime d'une section (rotule plastique potentielle) est soulignée par [Kavyrchine, 1977]. Des données de traction rapide sur aciers sont données en [Mutsuyoshi, 1985], afin d'évaluer cette capacité. La caractérisation de la dissipation d'énergie (amortissement non seulement visqueux, mais plutôt lié aux frottements des zones fissurées) n'a pas encore atteint un stade totalement opératoire pour le calcul. Ainsi, le modèle proposé par [Heinsbroek, 1989] et appliqué aux essais d'Amman [Amman, 1982] s'efforce de répondre à la difficile estimation des cisaillements, qui, s'ils sont atténués par la plastification lorsque la structure se déforme au-delà de ses limites élastiques, restent particulièrement critiques au moment du choc à cause des modes élevés excités. Des règles permettant d'optimiser le maillage, des suggestions de dispositions constructives propres au cas des chocs, sont proposées. La prédiction du comportement au-delà du moment où la déformée maximale est atteinte reste cependant problématique.

Une des difficultés rencontrées avec ces essais est le contrôle délicat des conditions aux limites, de l'application du chargement, et des caractéristiques du corps d'épreuve. A cet égard, le contrôle du chargement par la pression d'un fluide, comme lors d'une explosion, présente généralement un avantage. La modélisation du détail du ferrailage et du béton d'une poutre en béton armé étant généralement exclue, il peut être intéressant de travailler sur un matériau plus homogène, à plus petite échelle éventuellement, de façon à contrôler totalement l'expérience en vue d'une modélisation. En effet, si des essais comparatifs de poutres "réelles" composées de différents bétons, notamment bétons à hautes performances et bétons renforcés de fibres métalliques (voir par exemple [Mindess, 1986]), ont un intérêt pour utiliser préférentiellement un matériau ou une technologie plutôt qu'une autre, la difficulté d'une modélisation correcte du matériau dans la structure, jusqu'à la ruine, incite à rendre prudent quant à la transposition des résultats à une autre géométrie de structure.

Dans une direction opposée, les essais réalisés par Bailly sur dalles rectangulaires de mortier sont assez exemplaires [Bailly, 1990]. La sollicitation se trouve en effet bien connue, les conditions aux limites sont mesurées directement (fréquence propre), la réponse mécanique du corps d'épreuve peut être caractérisée complètement par des mesures de déformations et de déplacements nombreuses et réparties. Ces essais donnent accès à une information riche, en particulier concernant les modes II et III de vibration, pour lesquels on peut calculer amplitude et amortissement. Comme le matériau a été caractérisé dans des essais homogènes, puisqu'il s'agit notamment du microbéton étudié en traction dans la première partie de ce mémoire, une loi de comportement est directement testable et ces essais paraissent donc particulièrement indiqués pour le calage d'une modélisation. On notera cependant leur échelle un peu limitée,

qui exclut l'utilisation de béton (épaisseur maximale des pièces = 2 cm), et la quasi-absence de régime de fonctionnement "endommagé" de la structure, sauf avec du béton de fibres [Bailly, 1991].

Le souci d'obtenir assez rapidement des données réalistes sur le comportement in situ d'éléments de structures soumis à des chocs, ces données étant cependant assez générales pour être intégrées dans des codes de calcul et étendues éventuellement à d'autres géométries, a conduit à réaliser, également à partir des années quatre-vingts, compte-tenu des développements de l'informatique de calcul, des essais de dalles, plaques et coques, ces éléments étant en fait plus représentatifs des voiles des structures censées résister aux effets d'une explosion ou à la chute d'un projectile ou d'un missile. On citera en particulier dans cette optique les essais réalisés au CEA pour alimenter le code de calcul PLEXUS par une loi "moment-courbure" adaptée au cas des enceintes de centrales nucléaires [Nahas, 1982], [Bairrao, 1983], [Hoffmann, 1985]. On trouvera par exemple en [Crutzen, 1982] ou [Brandt, 1982] l'analyse du besoin correspondante, compte-tenu des actions à prendre en compte pour les centrales (chute d'avion, impact de "missile").

Des essais complémentaires pour le calcul des centrales nucléaires ont été effectués à la demande d'EDF [EDF-SEPTEN, 1988], afin notamment de maîtriser le risque de perforation, et d'étudier les avantages possibles du béton à hautes performances et de bétons renforcés de fibres. Comme pour les essais comparatifs de poutres, la difficulté de contrôler expérimentalement les conditions aux limites de l'essai, rend difficile toute modélisation quantitative de ces tests. Une critique analogue peut malheureusement être faite aux essais réalisés par Gros au STBFT [Gros, 1990], sur des dalles carrées de 2,70 m de côté soumises au souffle d'une explosion "réelle" (jusqu'à 400 kg de plastic), malgré une quantité et une qualité d'instrumentation impressionnantes. Si la mise en évidence de l'intérêt du béton léger renforcé de fibres pour répartir la fissuration et dissiper l'énergie n'est pas à mettre en doute, la possibilité de calculer de façon prédictive la réponse mécanique de ces corps d'épreuve est sans doute beaucoup plus délicate.

Dans le but d'évaluer la résistance d'une dalle à une explosion rapprochée, des essais ont été effectués avec la charge explosive au contact de la dalle, comme par exemple [Kraus, 1994]. Le domaine de sollicitation du béton localement est alors non seulement mécanique, mais aussi thermique, et les conséquences de ce type de "traitement" (écaillage local notamment) paraissent difficiles à prédire par les modèles de comportement mécaniques classiques du béton. D'autres essais de dalles carrées soumises à une détonation rapprochée (brève et intense) ont été réalisés à TNO [Harmanny, 1985] et interprétés par la méthode des lignes de rupture, dont l'intérêt est confirmé pour le dimensionnement, même si l'évaluation telle que prévue par les règlements de la capacité de déformation du renforcement paraît sujette à caution.

Des essais de dalles où le chargement, bien maîtrisé, était appliqué par une différence de pression d'air entre les deux faces, ont été réalisés à l'Ernst-Mach Institut [Mayrhofer, 1982] et à l'Institut de Saint-Louis [Schaffar, 1971], grâce à un dispositif du type enceinte à pression ; on trouvera la procédure d'essai décrite en détails par exemple en [Théry, 1966]. Bien que la vitesse d'application du chargement soit inférieure à celle que provoquerait une onde de choc, et se situe donc plutôt dans le domaine de simulation des chocs "mous", d'où des effets de vitesse éventuellement moins forts que ceux qu'on pourrait obtenir suivant le type de sollicitation accidentelle, ces essais ont le mérite d'être bien instrumentés et bien contrôlés mécaniquement. La possibilité de réaliser des essais quasi-statiques grâce au même dispositif (mêmes conditions d'appui) est particulièrement intéressante. L'effet des fibres permettant de

répartir et diffuser la fissuration a été mis en évidence. Les effets d'écaillage sur les deux faces, liés aux deux nappes de renforcement (systématiques dans la pratique des ouvrages "durcis"), sont également bien montrés et analysés. La méthode des lignes de rupture et le modèle de l'oscillateur équivalent ont été appliqués pour analyser ces essais. Mais il n'a pas été fait usage de modèle tridimensionnel explicite représentant le comportement du matériau béton et celui de l'acier. L'effet des coins nécessiterait en particulier une approche tridimensionnelle fine.

Travaillant également sur des dalles carrées en béton armé (béton normal ou à hautes performances) Miyamoto et King [Miyamoto, 1989], [Miyamoto, 1991 - a], [Miyamoto, 1991 - b] ont quant à eux développé une méthode de calcul aux éléments finis décrivant assez correctement le comportement global de leur structure, soumise à un impact en son centre (dispositif du type "mouton de Charpy"). Ils mettent ainsi en évidence la compétition entre les modes de ruine par flexion et par cisaillement voire poinçonnement. Néanmoins, la loi de comportement qu'ils ont adoptée pour le béton reste identique en statique et en dynamique, cette loi continue du type viscoplastique ne donne pas d'information sur la fissuration. La question du calage des paramètres de cette loi sur d'éventuels essais matériau en dynamique n'est pas évoquée. On mentionnera enfin les essais en cours sur dalles carrées, en particulier en béton à hautes performances, effectués à Trondheim dans le cadre du calcul des ouvrages pétroliers et de défense [Jensen, 1993].

Dans l'optique d'une identification claire du comportement du béton en dynamique dans une structure, il s'avère important de maîtriser le chargement et les conditions aux limites, ce qui semble plutôt plus facile à réaliser lorsque c'est un fluide sous pression (ou une onde de choc) qui réalise le chargement. Par ailleurs, une géométrie de dalle circulaire, n'introduisant pas de direction privilégiée de fissuration, présente l'intérêt de permettre une modélisation axisymétrique jusqu'à la localisation des déformations. Dans ce sens de simplification, l'essai de Desrosier et Bailly [Bailly, 1987], bien que limité à des dalles de faible épaisseur (donc à des mortiers ou microbétons, éventuellement armés de fibres), devrait fournir des données non seulement comparatives, mais permettant également de justifier telle ou telle loi de comportement pour les matériaux cimentaires en dynamique.

Se prêtant ainsi plus facilement à une modélisation analytique, la géométrie circulaire a également été adoptée par Zech et Wittmann [Zech, 1979] puis Boulahdour [Boulahdour, 1985] pour étudier le comportement d'une dalle sous l'effet d'un impact. La modélisation précise de l'interaction projectile-structure, cruciale pour la prévision du spectre des vibrations effectivement excitées, reste le point délicat de ces essais. La taille du dispositif expérimental de l'EPFL a permis de tester des dalles de bétons assez réalistes (taille du plus gros granulat : 8 mm), et d'inclure l'influence d'un renforcement. Les essais cherchaient à vérifier un dimensionnement par rapport au problème du poinçonnement, en particulier en considérant l'aspect fiabiliste. Des conditions d'appui non strictement axisymétriques ont rendu une modélisation "fine" malaisée.

En conclusion de cette revue de différents essais de structures en dynamique, disponibles dans la littérature, quelques remarques de synthèse s'imposent.

Tout d'abord, les données d'un essai ne sont utilisables que si tous les éléments sont réunis pour une modélisation mécanique prédictive. En particulier, les conditions aux limites doivent être connues, le chargement doit pouvoir être introduit au moins en première approximation comme une donnée indépendante de la réponse de la structure, les caractéristiques du comportement du (des) matériau(x) en statique (et si possible en dynamique aux mêmes vitesses de déformation) doivent être connues. En effet, c'est à ces seules conditions qu'on peut simuler l'essai par un calcul, puis transposer ce calcul à une géométrie

différente. Le problème est évidemment d'autant plus ardu qu'on manipule des structures lourdes, de grande taille, et qu'en dynamique le support lui-même est susceptible de bouger.

Ensuite, la mise en évidence de différents modes de ruine pouvant entrer en compétition, si la vitesse de sollicitation devient suffisante, incite à se méfier de la transposition trop poussée de résultats comparatifs entre différents bétons, différents systèmes de renforcement ou différentes géométries, tant qu'un véritable critère quantitatif n'a pas été formulé. Au stade où en est la compréhension du comportement dynamique des structures en béton, il nous apparaît ainsi crucial de ne réaliser que des essais sur éléments de structure suffisamment contrôlés pour permettre de justifier une méthode de calcul assez générale pour s'appliquer à différentes géométries de structure, et différents types de béton, les données qualitatives générales ayant pu être obtenues à partir d'essais existants, à grande échelle éventuellement, mais butant sur la difficulté de modéliser suffisamment finement le comportement fissurant du béton en dynamique.

Objectifs et définition de notre essai

C'est conscients de ces exigences quant à la conception et à la réalisation d'essais de structures, et conscients également de la nécessité de valider à une échelle plus proche de la réalité, dans une situation comportant des gradients de contraintes, les résultats que nous avons obtenus à l'échelle du matériau, que nous avons développé l'essai de dalles de béton au tube à choc.

La possibilité d'utiliser un simulateur de souffle tel un tube à choc pour tester en pleine section un élément de structure en béton n'a pratiquement pas été exploitée dans le passé, à notre connaissance. On cite uniquement l'Institut de Saint-Louis, au titre d'essais de faisabilité sur un tube à choc de relativement faible diamètre (30 cm). L'intérêt d'un tel dispositif pour exercer un chargement dynamique bien contrôlé a cependant été clairement mis en évidence, d'où, entre autres, le développement de ces appareils dans les centres d'études de Défense civile pour la qualification de clapets anti-souffle, volets et portes blindées, et autres équipements que l'on souhaite tester à une "menace" définie. C'est ainsi que l'expérience suisse [Lahoz, 1988], allemande [Fau, 1987 - a] et suédoise [Keijer, 1977], [Fau, 1987 - b], en plus de l'expérience de l'ISL et de celle du Centre d'Etudes de Gramat dépendant du Ministère de la Défense, ont permis de concevoir le tube à choc du Laboratoire d'Abris [Monzac, 1986], [Tournemine, 1987], et de développer son exploitation. La compétence acquise au LEA s'est alors manifestée dans une maîtrise des possibilités d'utilisation de l'outil [Fau, 1989 - a], en particulier dans l'objectif industriel imparti [Fau, 1989 - b], [Fau, 1989 - c], assortie de sa compréhension théorique et de sa modélisation numérique [Fau, 1988]. La possibilité d'une utilisation de l'outil pour tester non seulement les équipements mais les éléments d'infrastructure, a été testée dans sa faisabilité grâce à des essais préliminaires dont les conclusions sont présentées en [Toutlemonde, 1990 - a]. Le projet de l'étude [Torrenti, 1989] s'étant avéré réaliste, à quelques ajustements près, il a été adopté sous la forme d'une coopération entre le LCPC et le LEA, entre 1990 et 1992, et les résultats constituent la base de la deuxième partie de cette thèse.

On peut donc résumer ainsi l'objectif de l'essai : soumettre un élément représentatif d'une partie de structure en béton à une sollicitation dynamique rapide bien contrôlée susceptible de provoquer la rupture, afin de caractériser la réponse de cet élément de façon suffisante pour caler un modèle numérique ou une méthode de calcul, et comparer divers types de béton. Il s'agit en effet de valider sur structure les lois de comportement que l'on peut déduire d'essais réalisés à l'échelle du matériau (1^o partie de cette thèse), afin d'améliorer le

calcul des ouvrages vis-à-vis d'une sollicitation dynamique rapide, et d'adapter si possible le choix du matériau à ce type de sollicitation.

Le tube à choc du Laboratoire d'Abris, conçu au départ pour tester des équipements d'abris anti-souffle, a les avantages suivants relativement à notre objectif :

- taille suffisante pour tester des pièces composées d'un béton assez représentatif (dalles de diamètre 90 cm, d'épaisseur 8 cm, permettant de tester un béton éventuellement armé dont la taille du plus gros granulats reste inférieure à 10 mm) ;
- taille suffisamment faible pour obtenir des pressions "réalistes" conduisant à la ruine de ces dalles : la pression incidente maximale est de 350 kPa (3,5 bars), d'où une pression réfléchie maximale de 1700 kPa environ conduisant à un effort total d'environ 600 kN étant donné le diamètre du tube (0,666 m) ;
- longueur du tube et maîtrise pyrotechnique conduisant à une grande répétabilité du chargement et à une bonne planéité de l'onde de pression (point essentiel de la qualité de l'essai, discuté ci-après) ;
- niveau de pression et vitesse de montée en charge comparables aux sollicitations dues à une explosion accidentelle ou à un choc "dur" sur ouvrage. On atteint en particulier des vitesses de déformation maximales de l'ordre de 1 s^{-1} ;
- possibilité d'utiliser le même dispositif pour réaliser des essais quasi-statiques (vitesse environ 100 000 fois plus lente).

La représentativité de l'essai par rapport aux actions accidentelles susceptibles de se produire sur un ouvrage est un des atouts essentiels de cet essai, qu'on peut illustrer par le graphique 2.1-1, "gradué" en ordres de grandeur de vitesses de déformation (ou de vitesse de montée en contrainte). On s'aperçoit qu'on se situe bien, pour des dimensions du corps d'épreuve compatibles avec le matériel d'essai, dans la gamme des chocs durs et explosions, pour lesquels il peut être particulièrement important de ne pas transposer sans précautions un dimensionnement statique.

Le chapitre qui suit est consacré à la conception de l'essai, qui a constitué une part importante de ce travail de thèse, notamment le choix du type de chargement, la mise au point de la géométrie du corps d'épreuve, les dispositions prises pour maîtriser les conditions aux limites ; puis le programme expérimental est présenté, ainsi que l'instrumentation. Le chapitre 2.3 présente les essais effectués, le traitement des données, et fait une synthèse des résultats "bruts" obtenus. Les tableaux complets des résultats sont donnés en annexe 2, les relevés successifs de fissuration des dalles en annexe 3. Le chapitre 2.4 fait une première analyse de ces résultats par rapport au modèle de la plaque circulaire élastique "équivalente", présente les conclusions que l'on peut tirer de cette analogie, et les limites de cette modélisation. On présente enfin dans le chapitre 2.5 d'autres approches permettant de simuler plus finement ces essais.

	1.E-4	1.E-3	1.E-2	1.E-1	1	10	100	1000	$d\sigma/dt$ (GPa/s)																				
<table border="1"> <tr> <td>tube à choc q. stat.</td> <td colspan="9">tube à choc (type LEA)</td> </tr> <tr> <td>enceinte à pression</td> <td colspan="4">enceinte à pression (type ISL)</td> <td colspan="2">barres d'Hopkinson</td> <td colspan="3">Canon à air comprimé Catapultes</td> </tr> </table>	tube à choc q. stat.	tube à choc (type LEA)									enceinte à pression	enceinte à pression (type ISL)				barres d'Hopkinson		Canon à air comprimé Catapultes											
tube à choc q. stat.	tube à choc (type LEA)																												
enceinte à pression	enceinte à pression (type ISL)				barres d'Hopkinson		Canon à air comprimé Catapultes																						
presses usuelles	pendules, moutons machines à masse tombante			machines d'essais rapides																									
1.E-6	1.E-5	1.E-4	1.E-3	1.E-2	1.E-1	1	10	100	1000																				
	chargements sismiques		explosions			chocs dus aux séismes chute de blocs																							
	impact de véhicules impact de navires		déflagrations (souffle)		détonations (ondes de choc)		battage de pieux																						
1.E-6	1.E-5	1.E-4	1.E-3	1.E-2	1.E-1	1	10	100	$d\varepsilon/dt$ (1/s)																				
quasi-statique	chocs mous			chocs durs																									

Figure 2.1-1: Chargements impulsionnels et moyens d'essai correspondants

Chapitre 2 : Essais de dalles au tube à choc

Génération du choc

Le principe de fonctionnement du tube à choc a été largement décrit dans différents articles, notamment [Toutlemonde, 1993 - a] ou [Toutlemonde, 1993 - b], et se trouve présenté sur la figure 2.2-1. On trouvera également en [Toutlemonde, 1991 - a] une présentation synthétique et visuelle de l'essai de dalles.

Une partie du tube constitue le réservoir. Elle est gonflée à l'air comprimé jusqu'à la pression désirée (6000 kPa, soit 60 bars au maximum). Le diaphragme qui limite le réservoir (Figure 2.2-2) est brusquement mis à feu grâce à un dispositif utilisant une amorce pyrotechnique et 6 brins de cordeau découpant (Figure 2.2-3). Ce système, mis au point au LEA [Fau, 1989 - c], permet d'obtenir une rupture franche et rapide du diaphragme en 6 "pétales" (Figure 2.2-4), l'onde de choc ainsi libérée se régularisant dans la veine aval (35 m) avant de frapper le corps d'épreuve. Le profil temporel de l'onde de pression qui se réfléchit sur la dalle se compose d'une brusque montée (en quelques microsecondes la surpression due à l'onde de choc passe de 0 à quelques dizaines ou centaines de kPa), d'un palier dont la durée, fonction de la longueur du réservoir, s'échelonne de 20 à 100 millisecondes environ, suivi d'une redescende relativement lente (onde de détente) ramenant en 100 à 200 millisecondes la surpression à une valeur nulle.

L'épaisseur du diaphragme (0,5 à 3 mm) dépend de la pression de gonflage à atteindre, qui pilote la pression réfléchie qui charge la dalle.

On utilise une longueur du réservoir de 14 m pour une pression réfléchie inférieure à 175 kPa, 6 m pour une pression réfléchie comprise entre 175 et 500 kPa environ, 3 m au-delà, afin de conserver des temps de gonflage réalistes en cours de campagne. L'emplacement du porte-diaphragme étant fixe (Figure 2.2-5), on joue sur le nombre de viroles (éléments du tube de 3 ou 5 m de long, montés sur rail) assemblées à l'arrière entre le diaphragme et la tôle de fond. La durée du palier de pression s'en trouve modifiée, mais reste néanmoins suffisante pour que la dalle, dont la fréquence fondamentale varie entre 500 et 150 Hz environ, atteigne un état de déformation stationnaire.

On ménage une détente afin de ramener rapidement la surpression à une valeur nulle en limitant le nombre des échos. On a en effet la possibilité de maintenir écartés de 3,5 cm les deux dernières viroles constituant le tube, à 5 m de la dalle (Figure 2.2-6). Cette détente modifie assez peu le niveau du premier choc et la durée du palier, mais limite nettement le nombre et l'intensité des échos dus à la réflexion de l'onde de choc sur le fond du réservoir (on n'utilise pas le tube en version "double diaphragme" (voir détails en [Fau, 1989 - c]), essentiellement pour des raisons de commodité d'essai et de coût). Les figures 2.2-7 et 2.2-8 illustrent le rôle de la détente, en montrant la différence du signal de pression pour un tir piloté dans les mêmes conditions, excepté la présence ou non d'une détente.

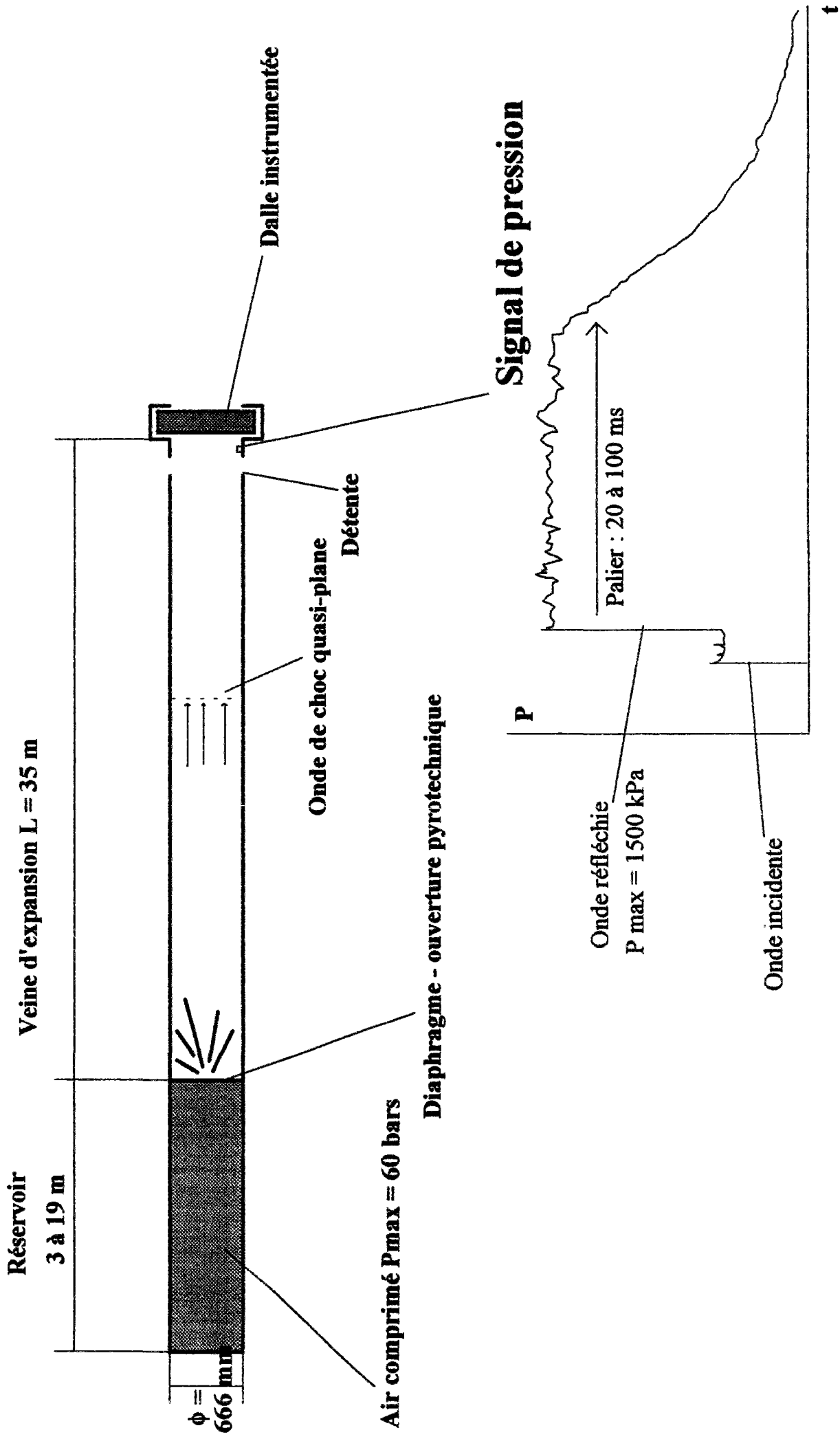


Figure 2.2-1.: Schéma de principe de l'essai de dalles au tube à choc

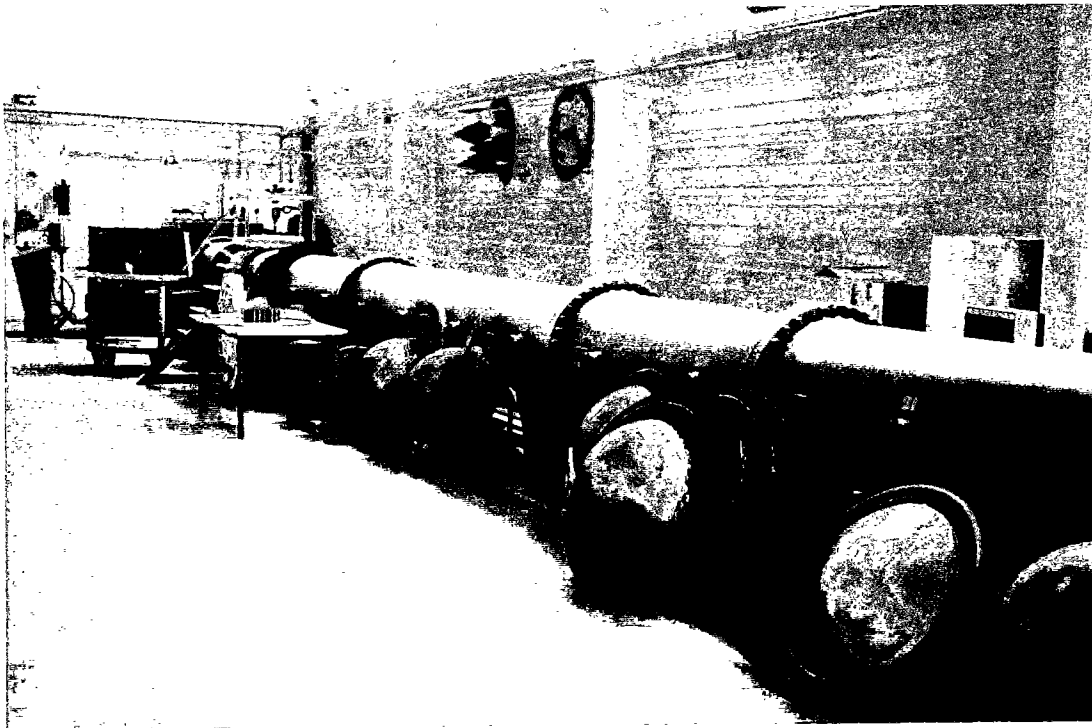


Figure 2.2-2 : Tube à choc (partie centrale) et diaphragmes pré-formés

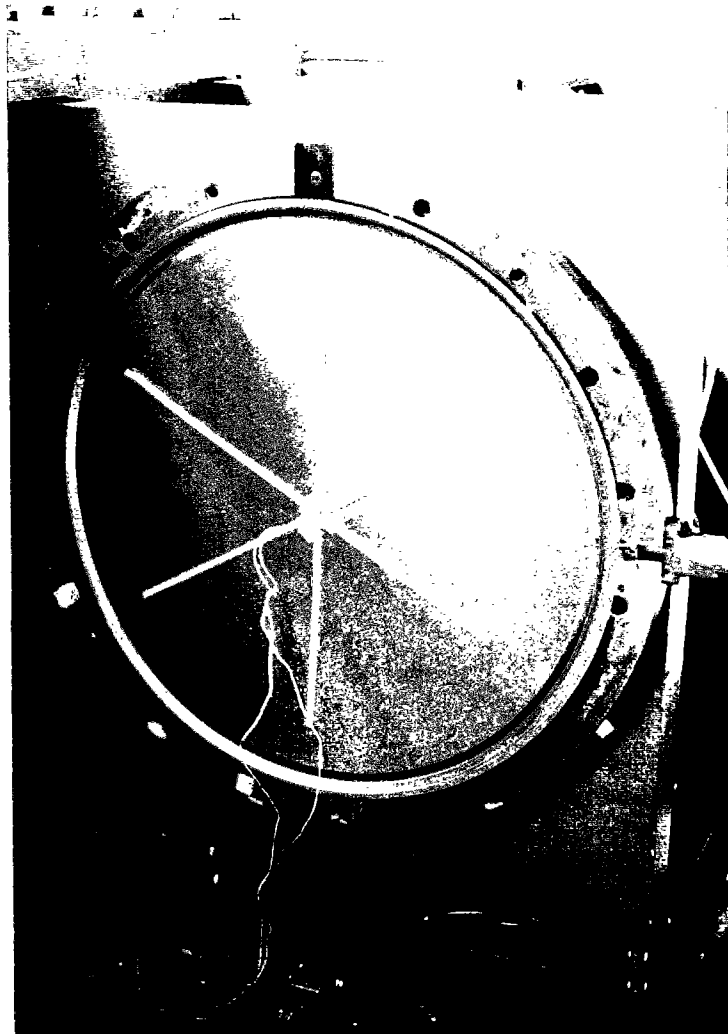


Figure 2.2-3 : Diaphragme et préparation pyrotechnique

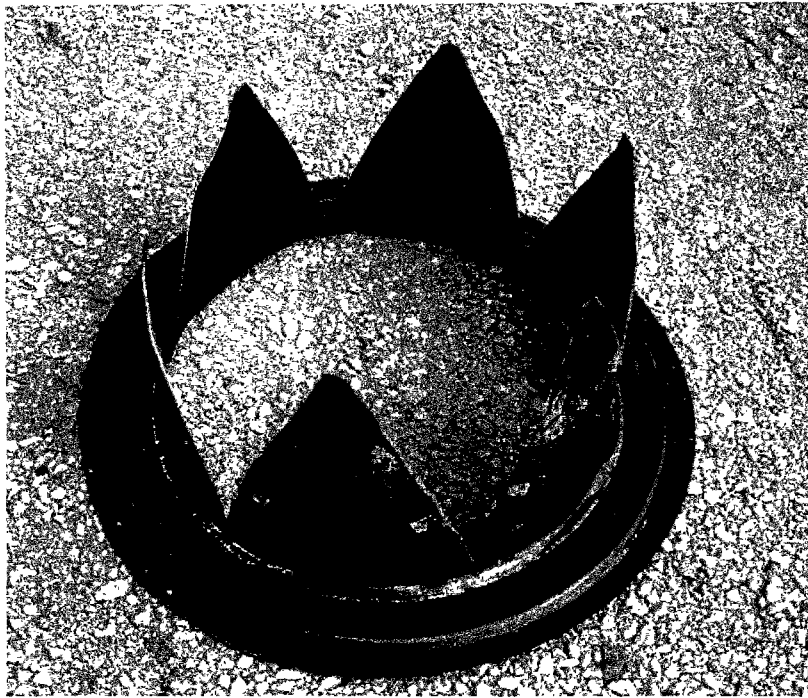


Figure 2.2-4 : Diaphragme ouvert après un tir

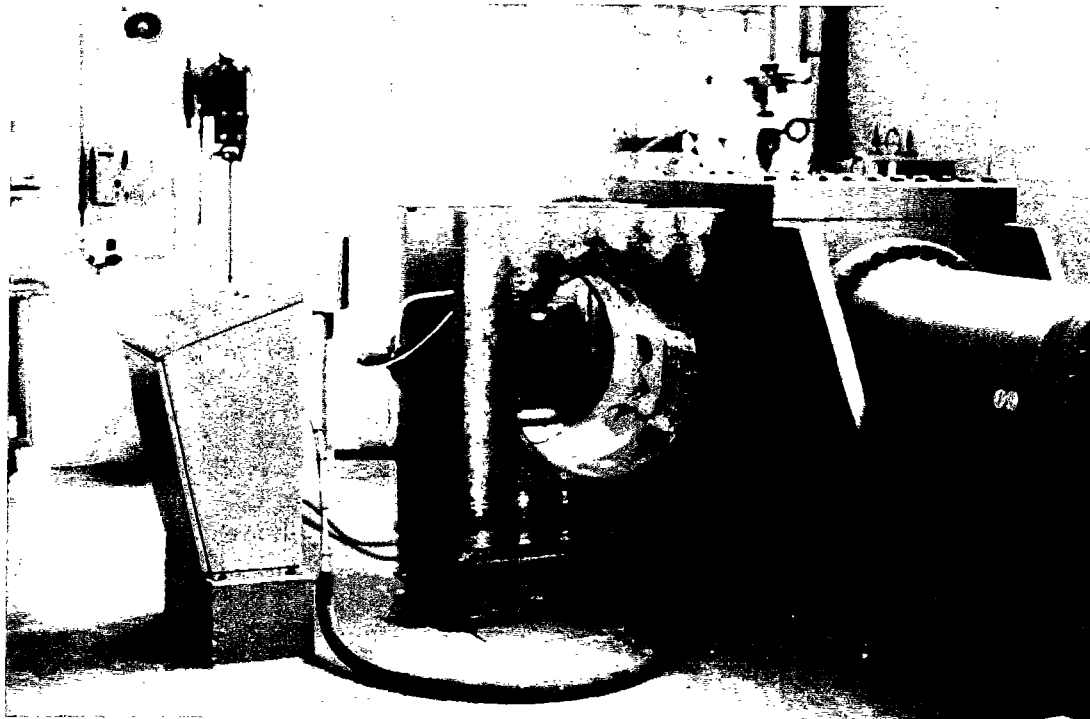


Figure 2.2-5 : Porte-diaphragme et pupitre de commande

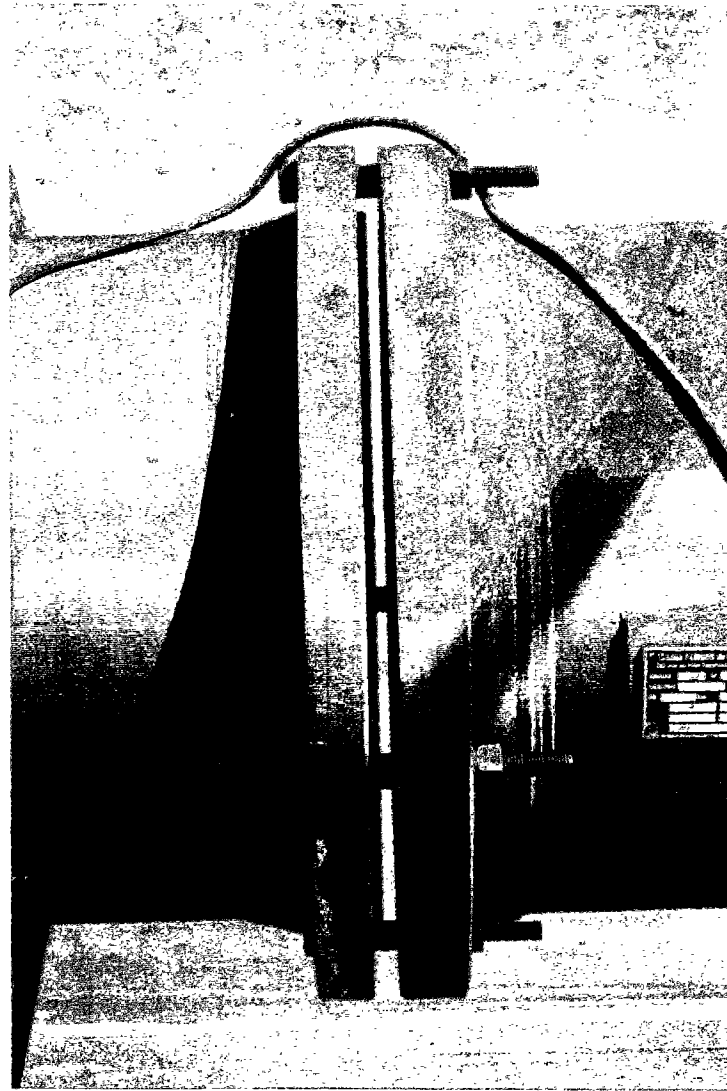


Figure 2.2-6 : Détente ménagée en bout du tube

La planéité de l'onde de choc en extrémité du tube a été testée sur deux tirs, à des niveaux de pression différents et représentatifs des sollicitations appliquées aux dalles de béton. On a comparé les indications de différents capteurs de pression placés sur une tige de fond ou latéralement. On trouvera les détails des enregistrements en [Toutlemonde, 1993 - f]. Pour chaque tir, le niveau de pression atteint lors du palier est identique sur les différents enregistrements (écart inférieur à l'incertitude du capteur en lui-même). Ainsi, si l'on tient compte de la marche des ondes dans le tube à choc, et qu'on corrige la "marche d'escalier" observée sur le signal 36 correspondant à la succession de l'onde incidente et de l'onde réfléchie, ainsi que l'arrivée plus précoce de l'onde de détente sur ce même signal, on s'aperçoit qu'on peut déduire de ce signal, mesuré en dehors de l'emplacement du corps d'épreuve, le chargement exercé sur la dalle elle-même. Cette remarque est d'un grand intérêt pratique, en effet on mesurera dans tous les essais la pression à cet emplacement (environ 1 m en avant de la dalle). Un montage spécial a été développé afin d'insérer les capteurs de pression dans la paroi du tube pour faire une mesure latérale. On trouvera en [Toutlemonde, 1993 - f] les courbes de calibration des capteurs de pression utilisés lors des essais, obtenues au service étalonnage du LCPC. On vérifie une très bonne linéarité de ces capteurs en régime quasi-statique, la technologie utilisée permettant de présumer une réponse correcte en dynamique rapide, et en tous cas une valeur identique du gain (au bruit de mesure près).

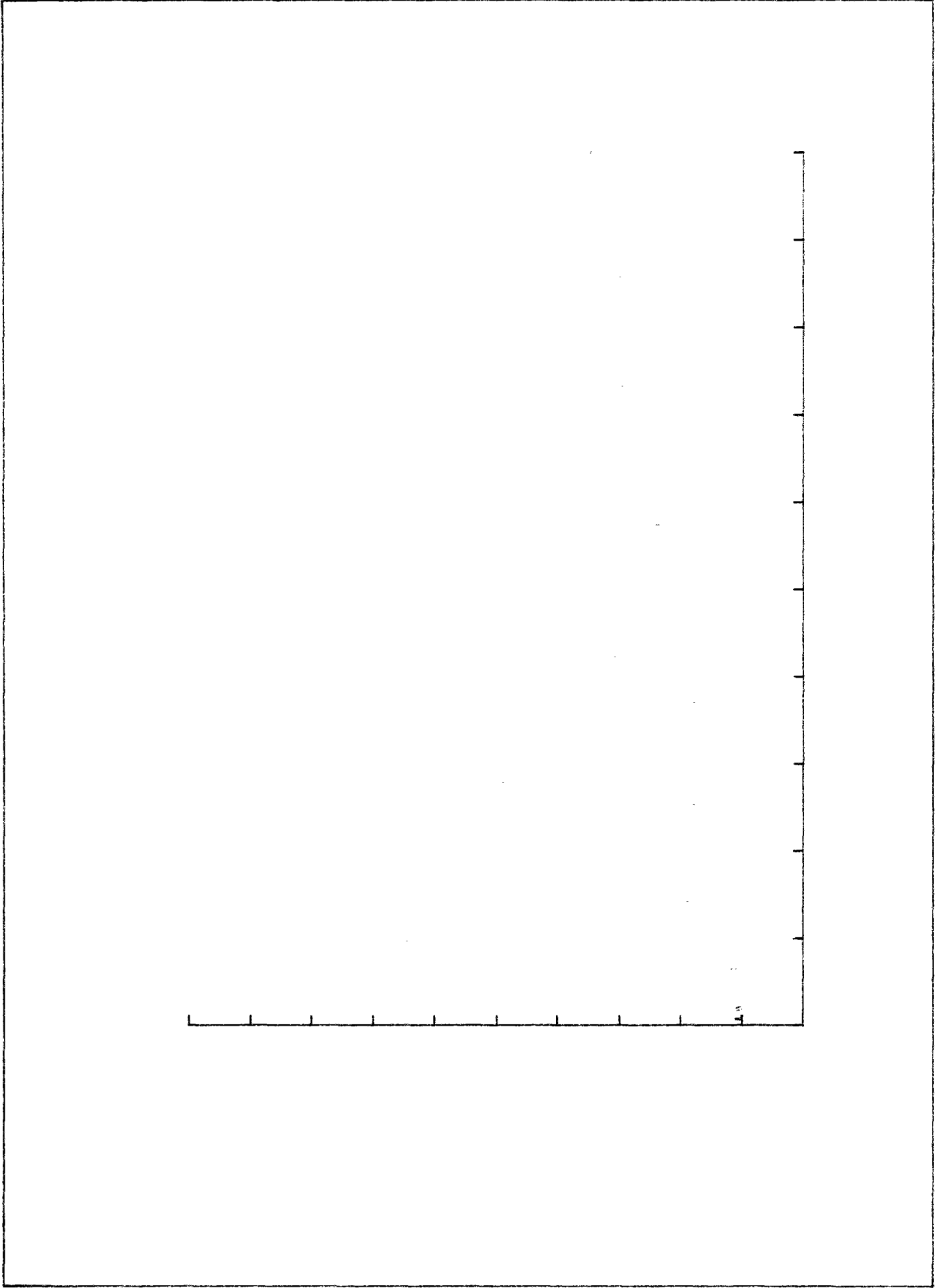


Figure 2.2-7 : Signal de pression lors d'un tir sans détente

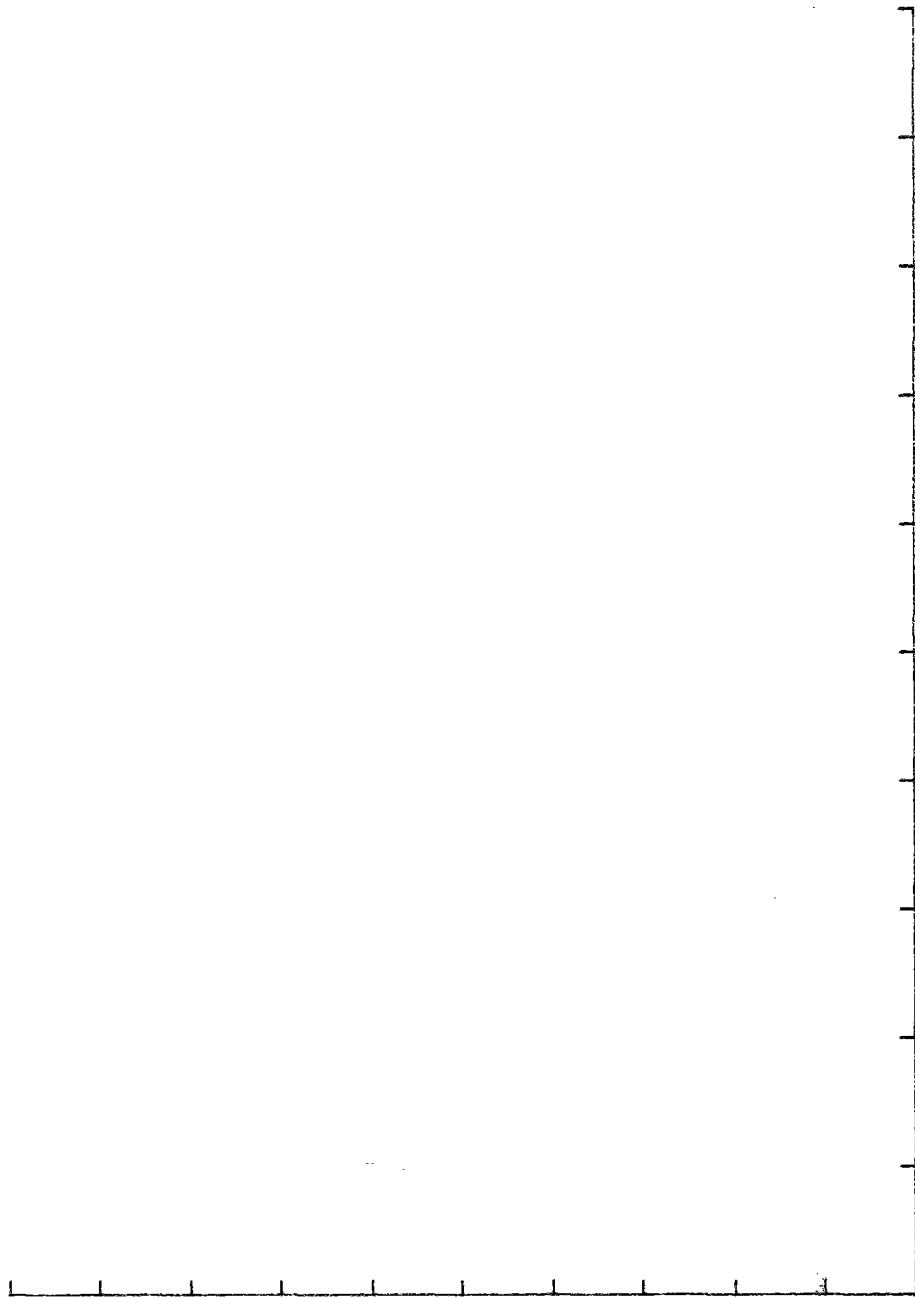


Figure 2.2-8. Signal de pression lors d'un tir avec détente

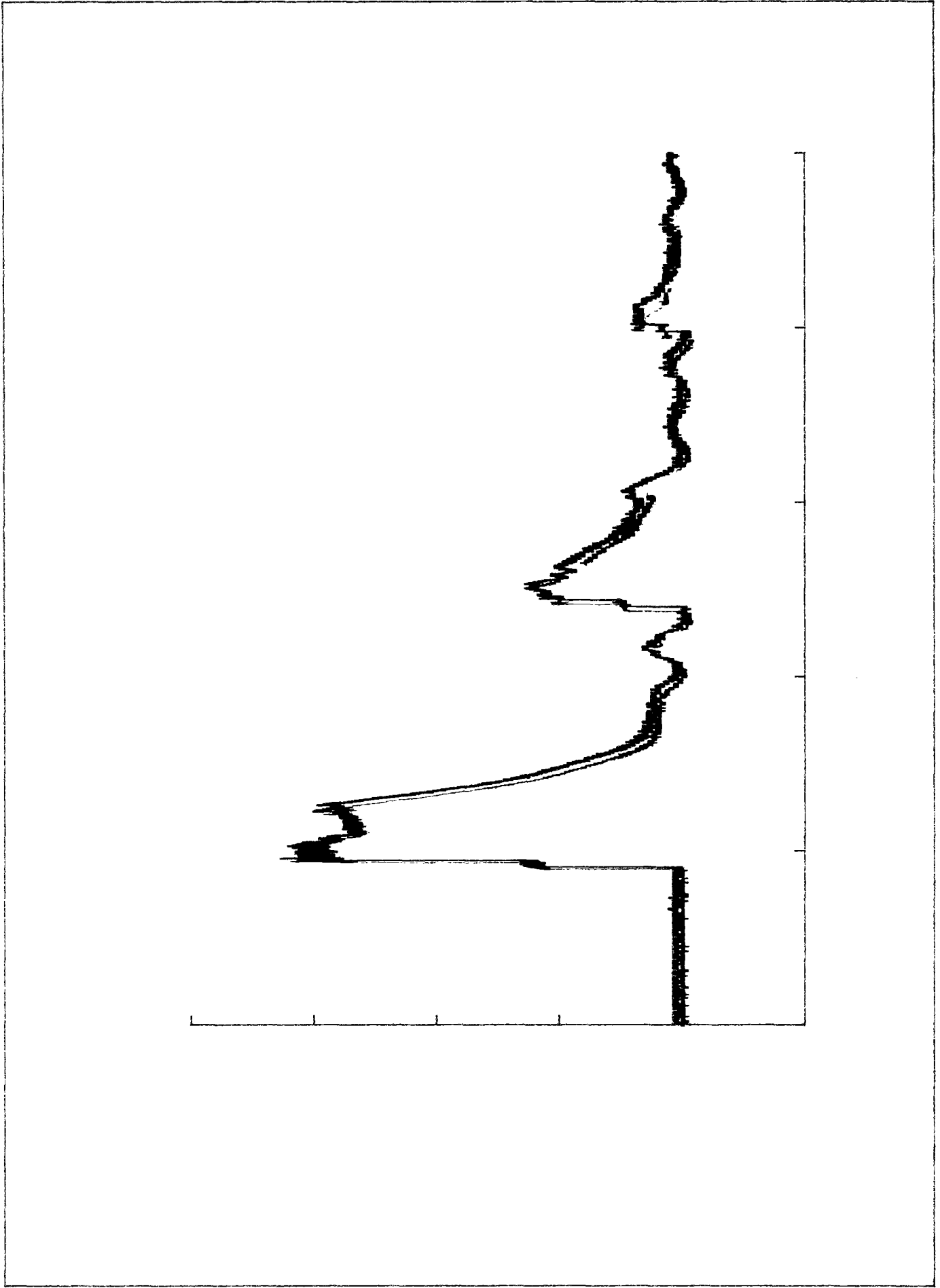


Figure 2.2-9 : Répétabilité du chargement. Tirs 91073161, 91074162 et 91075162. Dalle H

Le pilotage du tube à choc dans la version air comprimé décrite ci-dessus fait intervenir les lois de l'aérodynamique : la pression de l'onde de choc réfléchie obtenue sur la dalle dépend entre autres des conditions atmosphériques de l'air situé dans la veine d'expansion [Henry, 1989], et de la réalisation de l'ouverture brutale du diaphragme. La prise en compte des paramètres thermodynamiques peut s'effectuer grâce au logiciel MYRIAM simulant la marche des ondes dans un tube à choc isodiamètre [Fau, 1988], on peut également dans un premier temps se contenter d'abaques donnant la pression réfléchie sur la dalle et le temps de vol de l'onde en fonction de la pression de gonflage du réservoir.

On a en effet pu vérifier la répétabilité du profil temporel de pression sur trois tirs successifs réalisés dans les mêmes conditions de pilotage (pression de gonflage, type de diaphragme et de mise à feu, etc.). Les courbes sont présentées en figure 2.2-9 et se superposent remarquablement. On notera de plus que pour les tirs à forte pression, un dispositif anti-retournement des pétales a été mis au point au LEA afin de stabiliser la configuration du tube une fois le diaphragme ouvert et d'éviter les échos parasites apparaissant sur les signaux de pression (Figure 2.2-10). Au total, avec l'expérience de toute la série d'essais effectués sur les dalles de béton, on peut estimer à moins de 3 % l'incertitude sur la valeur de pression maximale obtenue, connaissant la pression de gonflage. Pour ce qui est de la valeur de la pression, elle est mesurée lors du palier à environ 5 kPa près, et on peut estimer qu'en moyennant le bruit du signal on obtient une mesure à quelques kPa.



Figure 2.2-10 : Dispositif anti-retournement des pétales

En somme, on est parvenu à remplir grâce au tube à choc du LEA un des objectifs de qualité de l'essai qu'on s'était proposé de mettre au point, à savoir la maîtrise du chargement appliqué.

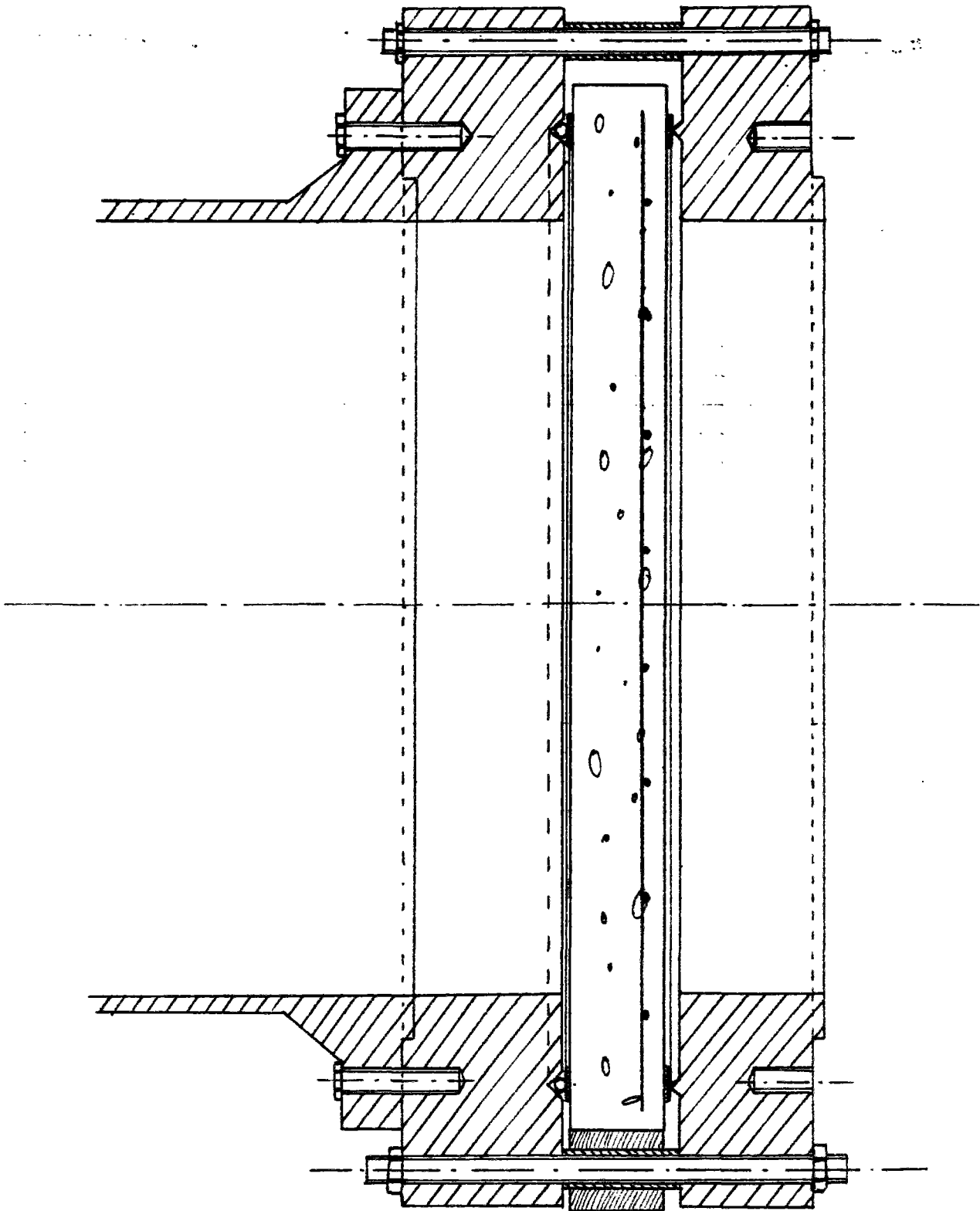


Figure 2.2-11 : Plan du système d'appui

Conditions d'appui

Le dispositif d'appui de la dalle est représenté sur la figure 2.2-11 et plus en détails figure 2.2-12. On s'est efforcé de réaliser un serrage uniforme (contrôle géométrique de la dalle lors du coulage, répartition de l'effort grâce à un anneau d'acier sur lequel était encollée une double épaisseur de caoutchouc naturel), quasi-linéique, de façon à se rapprocher d'un appui simple mobile. On déduira dans toute la suite le mouvement de l'appui des déplacements mesurés sur la dalle, afin d'éliminer cette translation d'ensemble, inévitable dans un essai de choc, et dont l'amplitude n'est pas négligeable devant les déflexions dues à la déformation de la dalle.

La caractérisation de la rigidité de l'appui a été faite en statique, conduisant à une valeur de $2 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$ (rapport de l'effort linéique au tassement de l'appui). Les tassements observés correspondent à une "rigidité" empirique de 10^{-9} m/Pa soit $0,1 \text{ mm/bar}$. Or ces "tassements", qui sont en fait le déplacement absolu de l'appui, peuvent s'écrire comme la superposition de plusieurs déplacements :

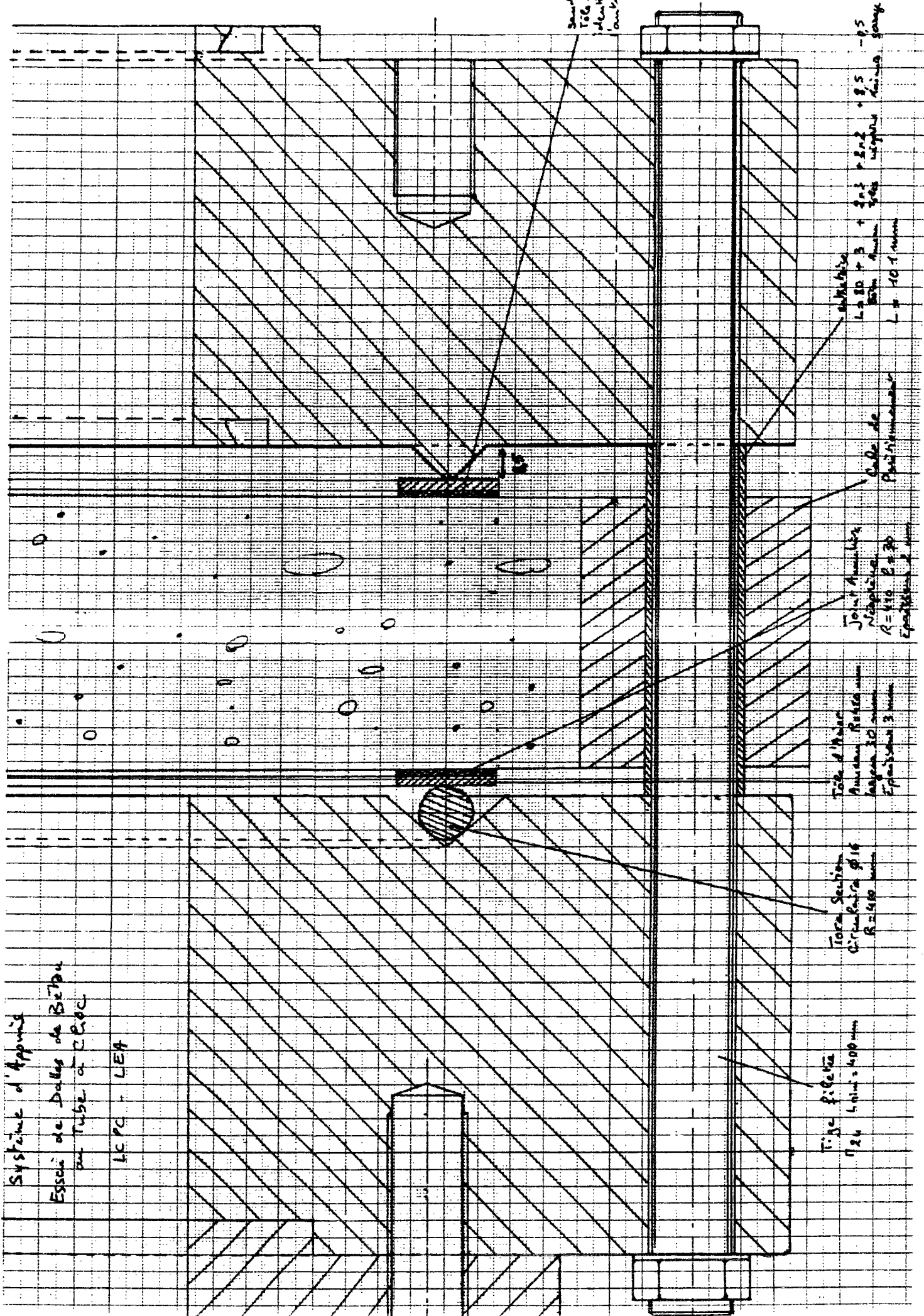
- celui de l'extrémité de la veine d'expansion avant la détente (viroles scellées), qu'on néglige,
- le déplacement d'ensemble de la dernière virole (5 m), par mise en traction des boulons au niveau de la détente. L'effort, égal au produit de la surpression par la section de la veine au niveau de la dalle, est aussi égal au produit de l'allongement relatif des boulons (longueur libre de 15 cm environ) par leur section, leur module d'Young et leur nombre (en moyenne 4), d'où un déplacement de l'ordre de $2,2 \cdot 10^{-10} \text{ m/Pa}$,
- celui qui est dû à l'allongement en traction de la dernière virole (5 m), qu'on peut de même évaluer par un calcul élastique de traction ; connaissant la géométrie de la virole, on aboutit à un déplacement d'environ $5,6 \cdot 10^{-10} \text{ m}$ pour une pression de 1 Pa,
- le déplacement dû au tassement du caoutchouc, qu'on peut estimer, d'après la rigidité statique du joint, à $2,1 \cdot 10^{-10} \text{ m/Pa}$,
- enfin, celui de la couronne extérieure, par mise en traction des 36 boulons de serrage de la dalle, dont la longueur libre atteint environ 35 cm ; le calcul élastique donne alors un déplacement d'environ $0,6 \cdot 10^{-10} \text{ m/Pa}$.

En faisant le bilan de ces déplacements, on obtient un total de $1,05 \cdot 10^{-9} \text{ m/Pa}$, la moyenne des mesures lors des tirs étant de $1,11 \cdot 10^{-9} \text{ m/Pa}$, et lors des essais statiques $0,95 \cdot 10^{-9} \text{ m/Pa}$. Il est donc clair qu'une translation d'ensemble de la dalle est à prendre en compte, l'appui étant lui-même relativement rigide vis-à-vis de la dilatation de la dernière virole du tube (inévitabile). La dalle subit donc une déformation de flexion superposée à un déplacement d'ensemble, mesuré aux appuis. Pour cette raison, il est nécessaire de corriger le chargement de pression mesuré par la force d'inertie d'entraînement due au caractère non galiléen du repère entraîné (lié aux appuis) où on décrit la flexion de la dalle. Cette mesure, obtenue grâce à un accéléromètre sur appui, sera discutée en détails ci-après.

Les figures 2.2-13 à 2.2-18 illustrent la mise en place de la dalle sur ses appuis. On dispose la demi-couronne amont (Figure 2.2-13), le tore d'acier formant appui et le joint acier-caoutchouc, puis la dalle est positionnée à plat (Figure 2.2-14) ; le deuxième joint et la couronne aval sont alors placés symétriquement, l'ensemble est boulonné (36 boulons de serrage) et fixé sur le tube (Figure 2.2-15). On a pris soin de caler la dalle verticalement avant d'effectuer cette opération de basculement (Figure 2.2-16). On note que ce système permet d'inspecter, après un tir, la tranche de la dalle (Figure 2.2-17). Par ailleurs, une inspection par l'intérieur du tube (Figure 2.2-18), facilitée par le déplacement possible de la dernière virole (en aval de la détente), permet de vérifier, en particulier au cours des derniers tirs, que l'étanchéité de l'appui est maintenue, ou que la fissuration d'effort tranchant le long du bord risque de se développer.

Systeme d'Appuis
Essai de Dalles de Béton
sur Tube à C.C.C.

LEPC - LEA



sandwich
tôle usagée
denture à
autre face

Tôle
E. 24
L. 410 - 400 mm

Tora Section
Circulaire Ø16
R = 450 mm

Tôle d'acier
Avaran R160 mm
Epaisseur 30 mm
Epaisseur 3 mm

Joint Assemblée
Neoprene
A = 450 E = 30
Epaisseur 2 mm

Cable de
Précontrainte

alumine
L = 30 + 3
L = 10.1 mm

+ 8.5
- 0.5

Figure 2.2-12 : Détail du dispositif d'appuis

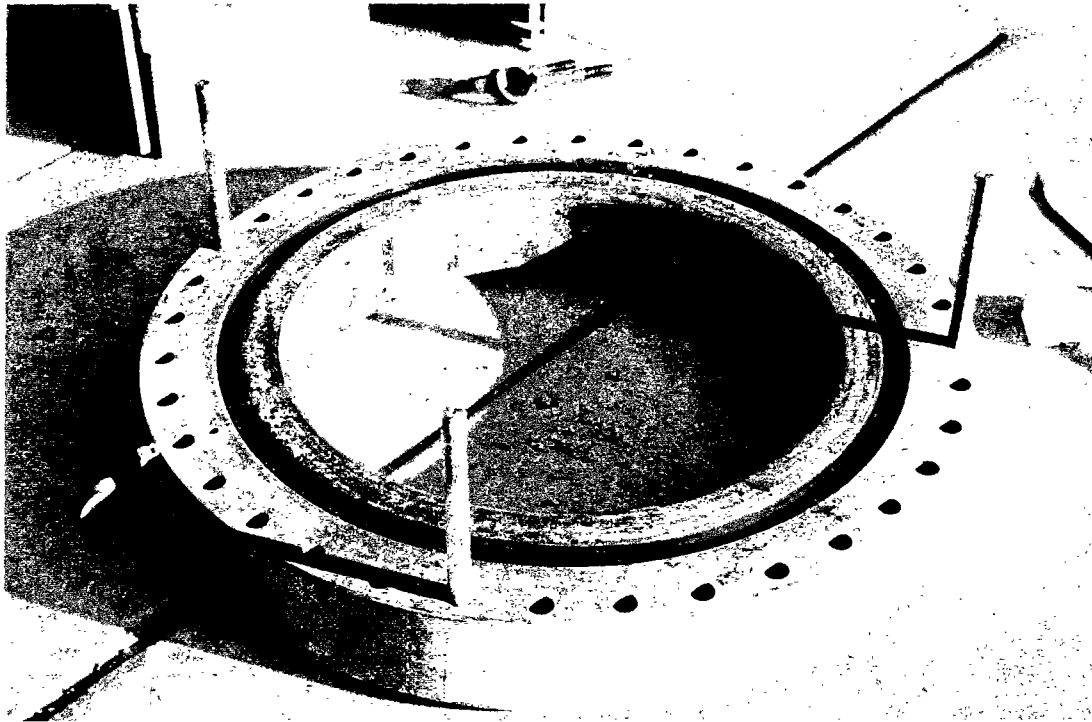


Figure 2.2-13 : Couronne côté amont



Figure 2.2-14 : Démontage. Vue de l'appui (couronne acier-caoutchouc)

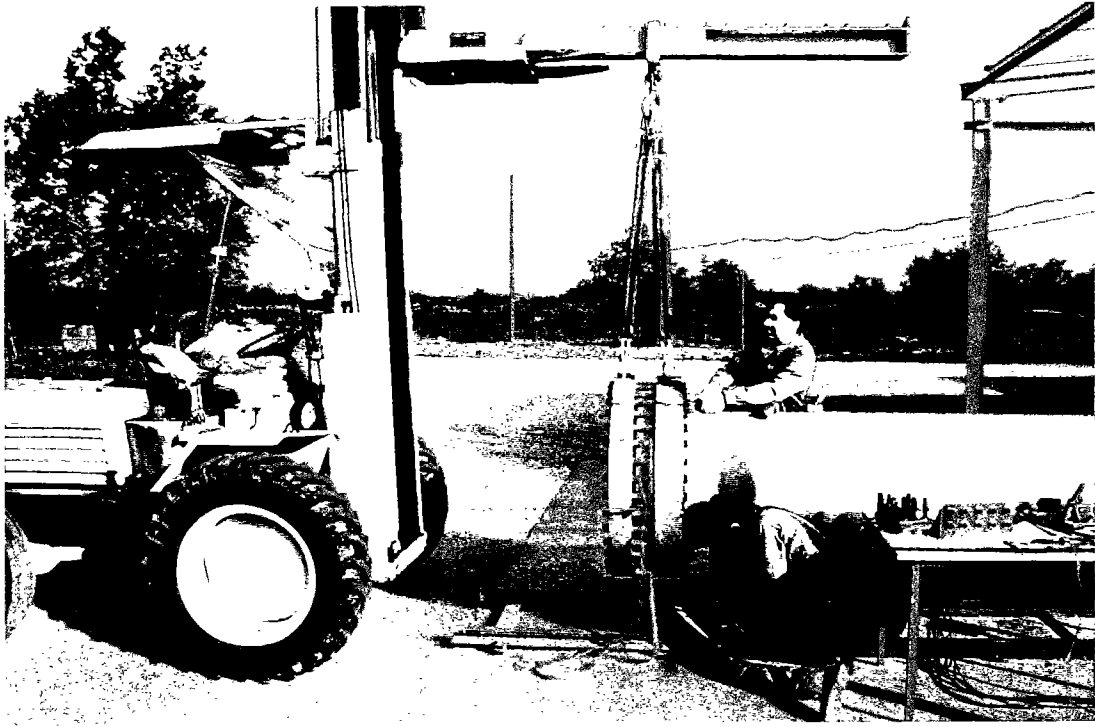


Figure 2.2-15 : About du tube.

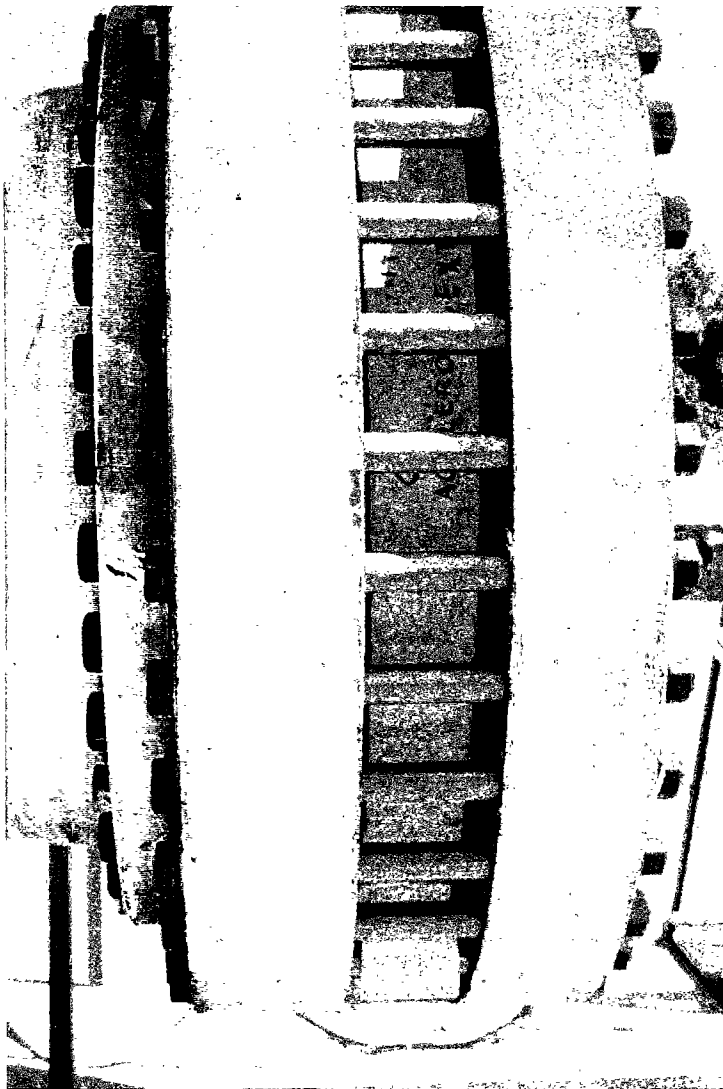


Figure 2.2-16 : Calage et serrage



Figure 2.2-17 : Tranche et appui

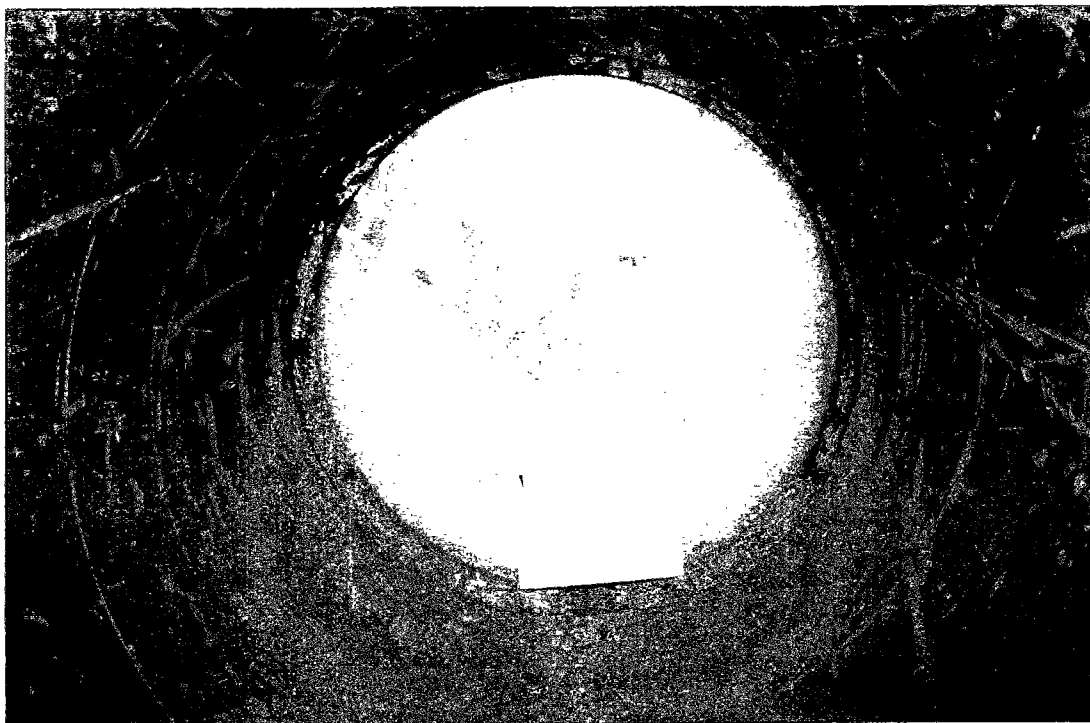


Figure 2.2-18 : Intérieur du tube

Supposant réglé le problème de la translation d'ensemble selon l'axe du tube, on est néanmoins tenu de maîtriser la nature de la condition d'appui en ce point de serrage de la dalle. Les essais préliminaires [Toutlemonde, 1990 - a] avaient mis en évidence l'impossibilité de réaliser un encastrement durable pour une structure soumise à chocs et vibrations. On a donc cherché à se rapprocher d'un appui simple (pas de moment radial résistant). C'est bien dans ce but qu'on a profité du bossage existant sur la couronne extérieure, et qu'on a réalisé le tore d'acier positionné dans la nervure en vis-à-vis dans la couronne amont. C'est aussi à cette fin qu'on a réduit au minimum la rigidité transversale de l'anneau de répartition en acier et caoutchouc, en limitant sa largeur à 3 cm et son épaisseur à 3 mm.

On a testé la validité de cette réalisation en comparant lors des tirs la flèche au centre et l'angle sur appui. Sur la figure 2.2-19 sont présentées, pour l'ensemble des tirs, les "rigidités" locales $d p / d \theta$ (angle sur appui) en fonction de $d p / d f$ (flèche au centre), p étant la pression réfléchie qui charge la dalle. On obtient ces rigidités (voir ci-après) dans la phase redescendante quasi-linéaire des tirs. Le nuage de points obtenus met en évidence l'absence de changement de nature de l'appui même lorsque les dalles sont endommagées (faible rigidité - points proches de l'origine). On cherche la meilleure droite passant par l'origine pour lisser les points obtenus. En effet, si on suppose la plaque circulaire élastique homogène chargée par une pression uniforme jusqu'au support (rayon a), et qu'on suppose que s'exerce au niveau de l'appui un moment de rappel de raideur K , le rapport des rigidités vaut :

$$\frac{d p / d \theta}{d p / d f} = \frac{a}{8} \left(5 + \nu + \frac{K}{D} \right)$$

ν étant le coefficient de Poisson du matériau (ici 0,2) et D la rigidité de la plaque. Si on estime l'angle θ sur appui par la différence des déplacements mesurés par les capteurs C15 et C14 (bord extérieur de la dalle), divisée par la distance de ces capteurs, on trouve pour le rapport des rigidités une pente de 258,56 mm, d'où un rapport K/D de -0,15.

Si on estime l'angle par la différence des déplacements mesurés par les capteurs C13 et C14 (côté intérieur de l'appui), divisée par la distance de ces capteurs, on trouve un rapport de 273,2 mm d'où un rapport K/D de 0,13.

Comme la première estimation surestime l'angle θ au contraire de la seconde, il paraît tout à fait justifié de considérer qu'on a bien un appui simple (rapport $K/D = 0$ pour tous les tirs), ce qui valide a posteriori la disposition retenue pour réaliser de façon contrôlée le maintien en place de la dalle.

On a également pu vérifier ce résultat, bien que de façon moins précise, par la comparaison calcul-expérience appliquée à la fréquence propre des dalles.

On notera l'importance de cette maîtrise des conditions d'appui, difficile dans un essai dynamique, pour la validation de calculs mécaniques. La réponse d'une structure en dépend en effet de façon cruciale, et il est important de ne pas avoir à caler à la fois la loi du matériau et les conditions aux limites, pour que le modèle de calcul soit effectivement valide.

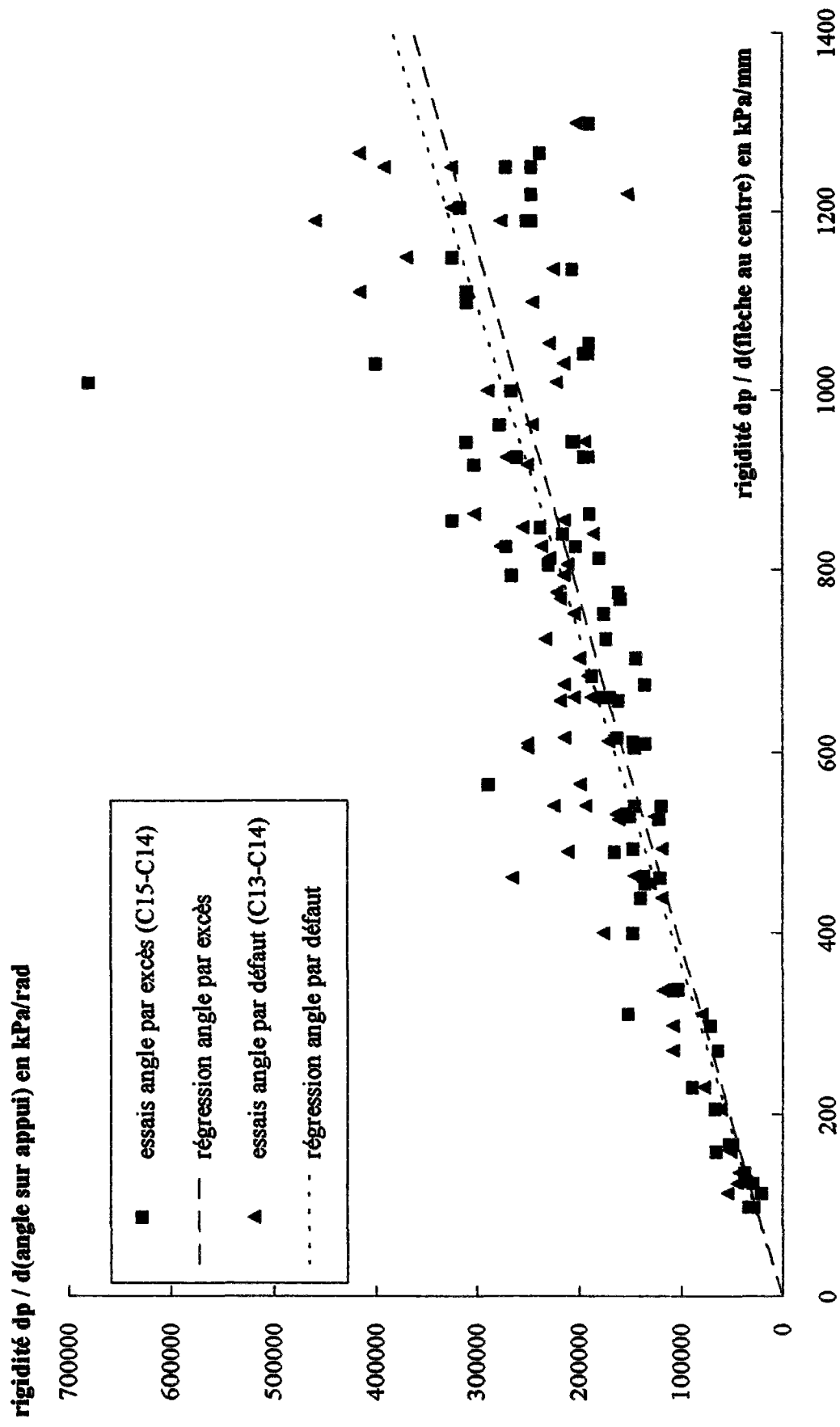


Figure 2.2-19 : Test des conditions aux limites

Géométrie des corps d'épreuve

La conception d'une dalle circulaire [Toutlemonde, 1990 - b] a permis d'exploiter la symétrie du tube à choc sans créer de directions privilégiées, ce qui facilite les calculs et la modélisation, et permet aussi de limiter l'instrumentation à celle d'un rayon, si cette hypothèse de symétrie se trouve bien vérifiée. Des essais préliminaires [Toutlemonde, 1990 - a] sur dalles octogonales ont en effet mis en évidence, sur les bords, le rôle des angles comme lieux de concentrations des contraintes, d'où une orientation préférentielle des fissures (Figure 2.2-20). On a cherché à limiter ce phénomène, et profité de la possibilité offerte par la nervure circulaire des couronnes d'appui (à l'origine, couronnes porte-diaphragme). On a également évité de faire traverser la dalle par le système de fixation (36 trous de passage de boulons lors des tests préliminaires), ce qui conduisait à un "vignettage" (Figure 2.2-21) défavorable au maintien dans le temps de conditions d'appui identiques.

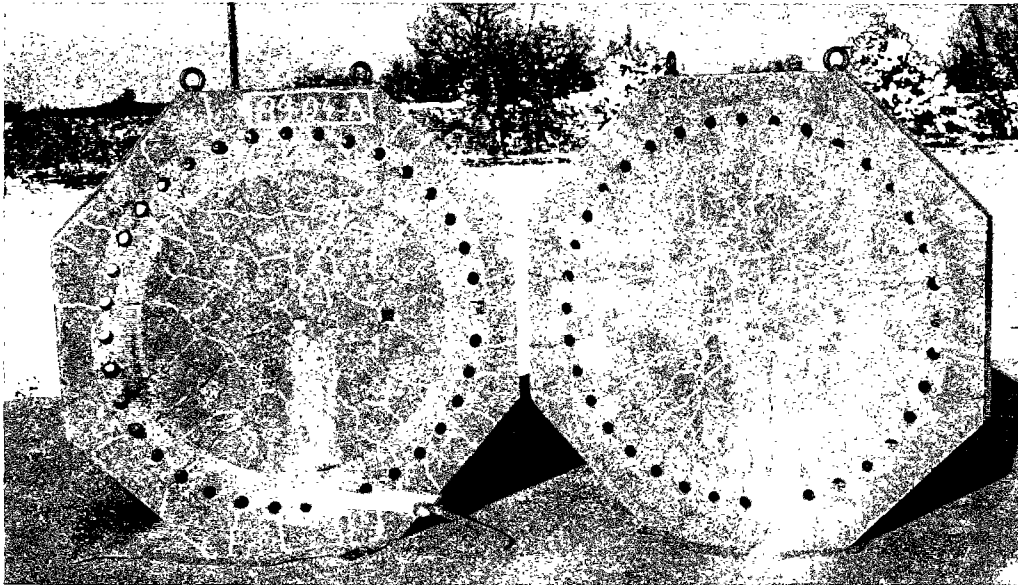


Figure 2.2-20 : Dalles octogonales après chocs successifs. Extérieur

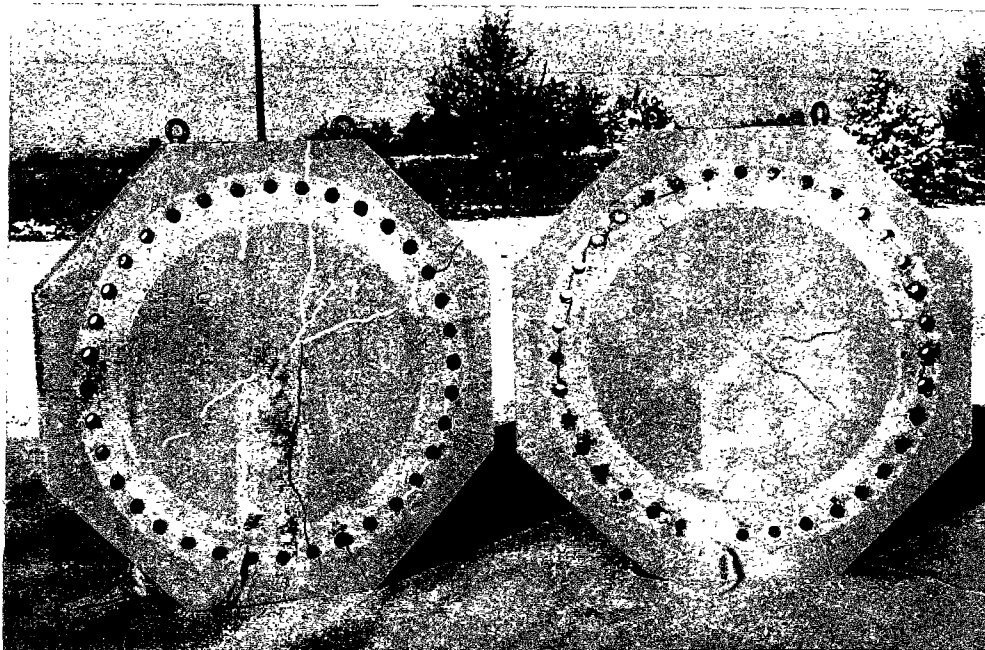


Figure 2.2-21 : Dalles octogonales après chocs successifs. Intérieur

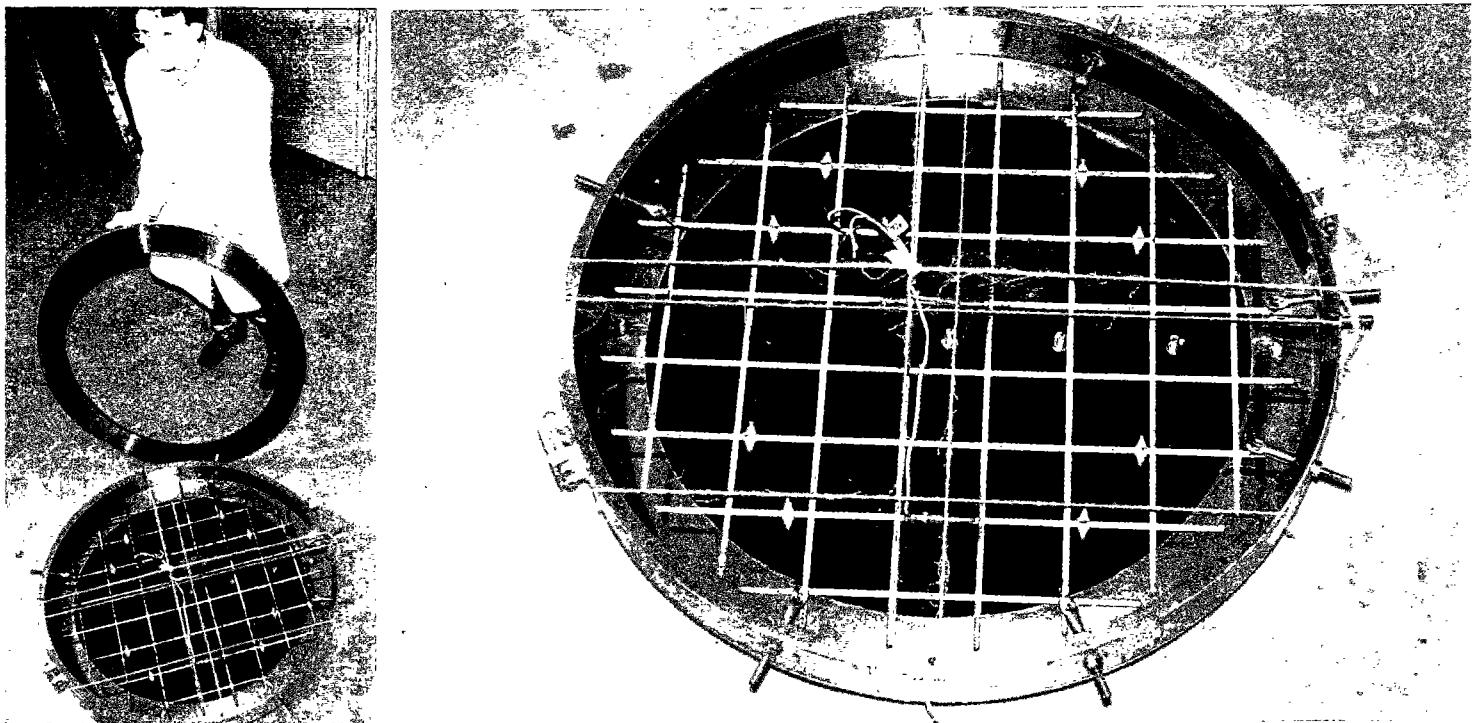
Le diamètre des dalles (90 cm) est donc issu des possibilités du tube (diamètre de la veine : 66,7 cm - diamètre de la nervure servant d'appui : 82 cm - diamètre du cercle où se trouvent les boulons de serrage des couronnes : 97 cm).

L'épaisseur de 8 cm est un compromis entre la volonté de garder une géométrie de plaque "mince" (rapport épaisseur / portée $< 1/10$) d'où une possibilité de rupture avec des pressions "raisonnables" compte-tenu des possibilités du tube à choc, et le désir d'avoir une épaisseur suffisante pour tester du béton "réaliste" dans sa formulation (taille maximale des granulats égale à 10 mm) et son renforcement (dalle armée grâce à un treillis soudé, l'épaisseur d'enrobage étant d'au moins 2 cm).

La nécessité d'avoir un contrôle géométrique précis des zones d'appui a conduit à prévoir un coffrage métallique rigide de la "couronne extérieure" des dalles. Pour gagner du poids, le fond de moule a été réalisé en contreplaqué bakélinisé, posé sur un système de raidisseurs évitant toute déformation excessive lors du coulage et de la prise. Les figures 2.2-22 et 2.2-23 présentent le moule préparé pour le coulage d'une dalle en béton armé. On remarquera les inserts de manutention prévus sur les bords du moule, et des inserts en fond de moule, positionnés de façon parfaitement répétable grâce à des pions de centrage, permettant ultérieurement de visser les dispositifs de mesure des déplacements et de l'accélération.

Afin d'avoir un état de surface correct pour le bord de la face comprimée (coffrée par le dessus), on a systématiquement procédé au lissage de la dalle et attendu quelques heures (début de la prise) avant d'appliquer la couronne supérieure et de la serrer sur le reste du moule. Ce processus a donné de bons résultats pour toutes les dalles, sauf celles en béton THP pour lesquelles des bulles sont restées emprisonnées lors du positionnement de la couronne ; on s'est alors contenté d'un réglage "manuel" de la surface.

Avec toutes ces précautions, on est parvenu à obtenir des différences totales d'épaisseur inférieures à 1 mm pour une même dalle (de l'ordre de 1%), d'où l'importance d'avoir prévu, au niveau de l'appui, un rattrapage de jeu grâce au sandwich acier-caoutchouc et au serrage individuel des boulons.



Figures 2.2-22 et 2.2-23 : Moule pour dalles circulaires avant coulage d'une dalle armée

Bétons testés

Le plan d'expériences réalisé entre mai 91 et mai 92 s'inscrit dans la démarche de compréhension et de modélisation du comportement à haute vitesse des bétons, visant dans un premier temps à comprendre les phénomènes physiques expliquant les effets de vitesse au sein du béton, et dans un deuxième temps à modéliser ces phénomènes de façon réaliste dans les calculs afin de simuler correctement les comportements observés sur structure et d'en déduire de meilleures règles de dimensionnement pour les sollicitations de type impulsif, en particulier dues aux actions accidentelles.

La voie explorée, comme on l'a exposé en première partie de ce mémoire à propos des essais de traction directe, a été de relier les phénomènes de type visqueux observés à grande vitesse (variation éventuelle de la rigidité et augmentation de l'effort de rupture) à la présence d'eau libre au sein de la porosité du matériau [Rossi, 1991 - a], [Rossi, 1991 - b].

A cause de la taille des dalles, on a utilisé un mini-béton (diamètre maximal des granulats = 10 mm) sauf pour une série de dalles où un microbéton (diamètre maximal de 2 mm) a été employé. Ce microbéton est identique à celui testé en traction directe sur la barre d'Hopkinson modifiée de Delft [Rossi, 1992 - a], en compression et en flexion par Gary, Klepaczko et Bailly au sein du projet 1.3 du GRECO II [Gary, 1991]. Les essais de dalles au tube à choc sont donc destinés à valider sur structure les lois de comportement obtenues en dynamique pour ce matériau.

Le mini-béton se trouvant plus adapté à la taille des dalles, on a effectué la comparaison de divers matériaux où les paramètres qui apparaissaient comme étant potentiellement les plus influents furent fixés à des valeurs fortement différentes, les autres paramètres étant si possible maintenus constants. Ainsi, supposant que les effets de vitesse étaient liés à la présence d'eau libre, on a étudié deux séries de dalles fabriquées avec le même béton initial, un traitement thermique prolongé après une cure "normale" de 28 jours permettant d'éliminer une grande partie de l'eau libre présente pour une partie des dalles. Ceci permettait de compléter au niveau d'une structure les informations et comparaisons "béton sec / béton humide" obtenues au niveau matériau à Delft [Rossi, 1993] ou au sein du GRECO [Gary, 1992], afin de vérifier à l'échelle d'une structure les considérations développées en première partie de ce mémoire.

La taille des pores, reliée au rapport eau/ciment adopté pour la formulation du béton, apparaissait comme un paramètre également important pour caractériser les effets de vitesse observés pour différents bétons. On a donc, autour du "point moyen" constitué par le mini-béton testé précédemment ($e/c = 0,5$), réalisé des dalles en béton "poreux" ($e/c = 0,7$) et en béton à très hautes performances (THP) ($e/c = 0,3$). Ces mêmes bétons ont été testés en traction directe à différentes vitesses [Rossi, 1993], dans le souci d'avoir comme pour les autres bétons la complémentarité des essais sur matériau et sur structure.

Ces essais de dalles non armées, en statique et en dynamique, dans la même configuration, sont donc un test simple de la possibilité de "transposer" par le calcul d'une structure simple et bien contrôlée, où le champ de contraintes n'est plus homogène, les résultats obtenus à l'échelle du matériau, en traction (mode principal de création des fissures) statique et dynamique en particulier.

Cependant, pour se rapprocher des conditions réelles d'emploi du matériau, des dalles armées ont aussi été testées. Le béton normal et le béton THP ont été employés. Le dimensionnement du treillis soudé de renforcement est demeuré identique (au départ, calcul de type réglementaire avec un B30 [BAEL 91], [Toutlemonde, 1990 - a]). On trouvera les références du treillis soudé utilisé en [Toutlemonde, 1993 - f]. On a fait en sorte que, avec les contraintes maximales calculées en résistance des matériaux, la zone centrale périsse par épuisement des armatures avec néanmoins une déformation significative du béton comprimé.

Avec un treillis soudé TS HA 7 de maille carrée de 10 cm de côté, la section d'acier est de $3,85 \text{ cm}^2/\text{m}$; avec les bétons employés (béton ordinaire $F_{bu} = 50 \text{ MPa}$ ou BTHP $F_{bu} = 115 \text{ MPa}$), l'épaisseur ultime de la zone comprimée est d'environ 6 mm pour le béton ordinaire et 2,5 mm pour le BTHP. La pression de ruine alors calculée est de 396 kPa pour le béton ordinaire et 406 pour le BTHP, ce qui est compatible avec la capacité du tube à choc. A ces efforts, le cisaillement maximal moyen (sur appui) est de 1,35 MPa (BO) ou 1,38 MPa (BTHP). On notera qu'à titre indicatif, du point de vue du règlement, le cisaillement maximal repris par les aciers est de 2,69 MPa, le cisaillement maximal admissible repris par le béton est de 1,07 MPa (BO) ou 2,22 MPa (BTHP), et que la longueur de scellement droit est de 14,4 cm (BO) ou 6,9 cm (BTHP).

Pour chaque type de dalle étudié, 3 dalles au moins ont été fabriquées. L'une a été chargée jusqu'à rupture à vitesse quasi-statique, et permet de déterminer un point de référence pour le matériau et la structure considérés. Les deux autres dalles ont été testées par chocs successifs jusqu'à la ruine (perte de cohésion des différents blocs constituant la dalle). La précaution de tester au minimum deux corps d'épreuve en dynamique devait permettre de s'affranchir d'aléas liés à la géométrie imparfaite de la structure, à des défauts de serrage et de mise en place, et de tester ainsi la répétabilité globale du résultat obtenu en dynamique. Ainsi, 24 dalles ont été fabriquées, soit 3 pour les 7 types de dalles décrits ci-dessus, plus deux dalles armée (E) et non armée (H) en béton témoin, non protégées vis-à-vis de la dessiccation, et une dalle supplémentaire (U) en béton témoin conservé humide. Les dalles ont été répertoriées par une lettre (ordre alphabétique par ordre de coulage, les dalles A à D, octogonales, ayant servi aux essais préliminaires) sauf les dalles en microbéton référencées GR I, GR II et GR III (par allusion au microbéton étudié par le groupe GRECO). Les figures 2.2-24 (Béton témoin humide - dalle U), 2.2-25 (Béton THP humide - dalle O) et 2.2-26 (Microbéton humide - dalle GR I) illustrent les faciès de rupture typiques de ces différents matériaux.



Figure 2.2-24 : Béton témoin



Figure 2.2-25 : Béton THP

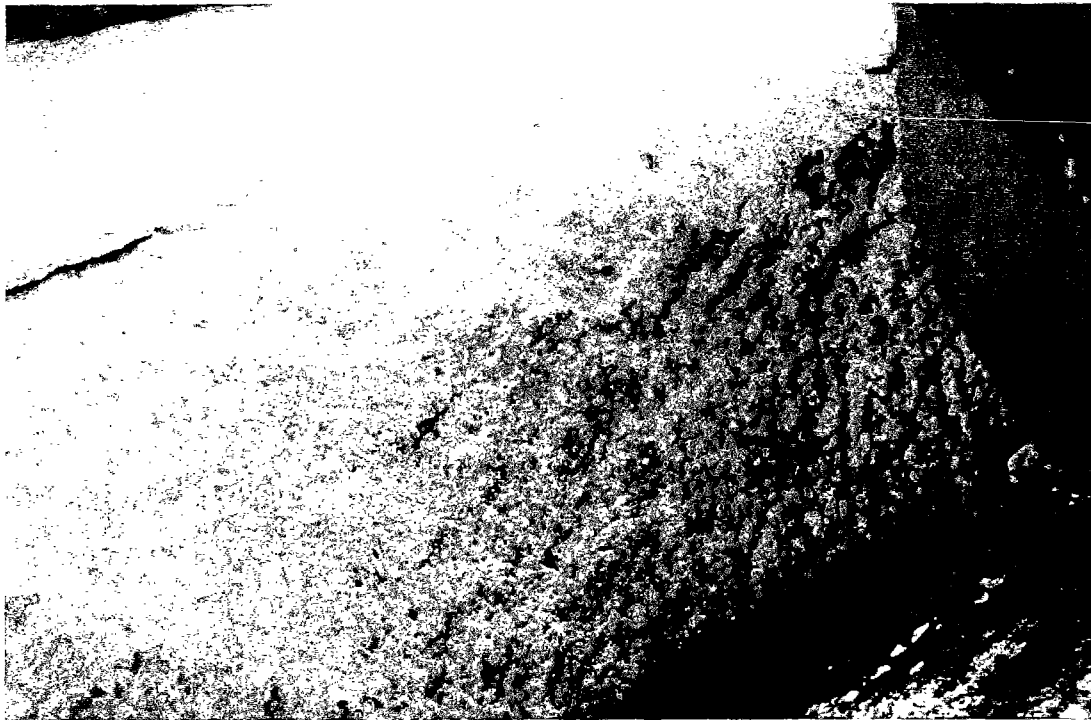


Figure 2.2-26 : Microbéton

Les compositions des bétons étudiés sont données dans le tableau 2.2-I (mêmes formules que les bétons étudiés en traction directe). On remarquera l'emploi des mêmes granulats, du même volume de pâte de ciment et du même rapport sable/gravillon pour tous les mini-bétons. Par ailleurs, le microbéton étudié a un volume de pâte proche (327 pour 300 l/m^3) et le même rapport eau/ciment égal à $0,5$ que le mini-béton "témoin". Ne disposant que d'un moule, on a effectué les coulages dalle par dalle, et fabriqué systématiquement 6 cylindres pour contrôler, grâce à des essais normalisés, les caractéristiques de chaque béton mis en oeuvre. Ces caractéristiques sont récapitulées dans le tableau 2.2-II. On s'est efforcé d'avoir des dates de caractérisation assez proches des dates où les dalles correspondantes étaient testées au tube

à choc, le béton ayant le plus souvent plus de 2 mois d'âge afin d'éliminer ce paramètre pouvant intervenir sur les caractéristiques du matériau.

Tableau 2.2-I : Composition des bétons étudiés

Matériaux

désignation	nature	mini	maxi	provenance
Gravillon	Microgranite	6 mm	10 mm	Pont de Colonne
Sable 1	silicocalcaire de Seine	0 mm	4 mm	Bernières
Sable 2	siliceux normal	0 mm	2 mm	Leucate
Ciment	CPA HP			Cormeilles
Fumée de silice	densifiée			Laudun
Filler	calcaire (CaCO ₃)			Ecuelles
Superplastifiant 1	naphtalène sulfonate			Lomar D
Superplastifiant 2	résine mélamine			Melment

dosage en extrait sec
dosage en extrait sec

Béton ordinaire témoin	
Gravillon	1162 kg/m ³
Sable 1	681 kg/m ³
Ciment	365 kg/m ³
eau	185 l/m ³

Béton "poreux"	
Gravillon	1162 kg/m ³
Sable 1	681 kg/m ³
Filler	265 kg/m ³
Ciment	86 kg/m ³
eau	185 l/m ³

Béton THP	
Gravillon	1162 kg/m ³
Sable 1	681 kg/m ³
Fumée de silice	45 kg/m ³
Ciment	450 kg/m ³
Superplastifiant 1	6,9 kg/m ³
eau	137 l/m ³

Microbéton	
Sable 2	1783 kg/m ³
Ciment	400 kg/m ³
Superplastifiant 2	12 kg/m ³
eau	200 l/m ³

Tableau 2.2-II. Bétons des dalles testées au tube à choc du LEA - Caractéristiques mécaniques

Dalle	e/c	conservation	âge essais méca. (jours)	fc cyl. 16 * 32 (MPa)	ft (fendage) cyl. 16 * 32 (MPa)	E mode op. LPC (GPa)	âge ruine dalle (jours)	Observations
E	0,5	sans protect.	109	55,60	3,78	37,5	94	B. armé
F	0,5	humide	103	55,70	4,59	41,3	99	B. armé
G	0,5	humide	112	58,40	4,25	41,2	86	B. armé
H	0,5	sans protect.	105	55,90	4,25	38,6	90	
I	0,5	sec	120	55,70	3,43	32,2	91	séchage à 28 j.
J	0,5	sec	120	53,30	3,56	31,3	88	séchage à 28 j.
K	0,5	sec	120	55,00	3,53	31,0	144	séchage à 28 j.
L	0,5	humide	125	52,50	3,71	39,9	72	
M	0,5	humide	125	52,00	3,63	40,6	63	
N	0,5	humide	125	51,00	3,70	38,9	102	
O	0,3	humide	120	122,40	6,08	53,1	77	
P	0,3	humide	120	119,60	5,62	52,5	87	
Q	0,3	humide	120	123,10	5,76	53,1	125	
R	0,7	humide	110	35,30	3,36	37,2	85	
S	0,7	humide	110	33,90	3,57	36,9	84	
T	0,7	humide	110	35,60	3,13	36,7	113	
U	0,5	humide	62	52,00	3,83	39,5	68	
V	0,5	humide	58	53,20	3,84	39,4	53	B. armé
W	0,3	humide	55	110,40	5,28	49,1	66	B. armé
X	0,3	humide	53	109,60	5,44	48,7	66	B. armé
Y	0,3	humide	49	111,50	5,21	48,8	69	B. armé
GR I	0,5	humide	56	51,70	3,57	32,7	39	Microbéton
GR II	0,5	humide	51	50,70	3,74	32,8	35	Microbéton
GR III	0,5	humide	48	48,90	3,31	31,2	27	Microbéton

Afin d'éliminer les autocontraintes initiales dues à un séchage partiel de l'éprouvette, on a protégé la plupart des dalles, dès le décoffrage (soit 3 jours en moyenne après le coulage) grâce à trois couches de résine époxy (Résine ®Eponal 336 : 1 couche - Résine ®Eponal 311 : 2 couches). Cette protection a l'avantage d'être correctement étanche pendant plus de trois mois et de ne pas gêner la visualisation des fissures. Un emballage de polyane a été utilisé pour le stockage et le transport des dalles. Il remplit également une fonction d'isolant vis-à-vis de la dessiccation. Les cylindres de caractérisation ont, quant à eux, été conservés sous aluminium autoadhésif selon la technique maintenant usuelle au LCPC [Attolou, 1989].

Pour éliminer l'eau libre de certaines dalles, on a procédé à un séchage en étuve après avoir, pendant 28 jours, maintenu les éprouvettes emballées sous aluminium afin de permettre une cure "normale". La température accélérant le séchage, mais risquant également de modifier la structure de la pâte de ciment, on s'est limité à une température de 105 °C censée ne pas trop perturber le réseau des CSH (voir discussion sur ce mode opératoire dans la première partie de ce mémoire). Le passage de la température ambiante à cette température de séchage s'est fait en respectant des paliers inférieurs à 10 °C/heure, dans le but de limiter les gradients de déformation thermique risquant d'endommager les dalles. On a suivi la perte en poids grâce à un petit cylindre de 8 cm d'épaisseur, de diamètre 16 cm, dont le pourtour était protégé de la dessiccation par une feuille d'aluminium auto-collant, et qui séchait donc à la même vitesse que les dalles.

Les détails sur le dispositif de séchage, et le tableau récapitulatif des pertes de masse sont donnés en [Toutlemonde, 1993 - f]. On a arrêté le séchage au bout de 3 semaines, pour des pertes relatives journalières inférieures à 0,1 %. Avec une valeur probable de la quantité d'eau évaporable dans le béton de 115 l/m³, issue du degré d'hydratation d'environ 80 % à 28 jours, donné par Waller [Waller, 1993], on a éliminé 85 % de cette quantité d'eau, et on se situe donc à une humidité relative très faible, peut-être voisine de 15 %. On a donc selon toute probabilité limité fortement les phénomènes provoqués par la présence d'eau libre au sein du matériau. Après sortie de l'étuve, les dalles I, J et K ont été enduites de résine époxy comme les autres dalles, afin de maintenir constante la faible hygrométrie issue du traitement thermique, et d'éliminer les gradients dus à ce traitement. On notera l'aspect qualitativement très différent des faciès de rupture des dalles "humides" et des dalles "sèches", la couleur de la pâte de ciment apparaissant d'abord comme foncée pour les dalles humides, et s'éclaircissant très rapidement (efflorescences), alors que pour les dalles sèches le faciès de rupture est, dès le départ, blanchâtre et poussiéreux. Cette différence d'aspect vient qualitativement corroborer l'efficacité des précautions prises concernant la conservation du béton.

Instrumentation

On a évoqué en 1^o partie la mesure de l'effort appliqué sur la dalle par l'intermédiaire de la mesure de la pression. On a vérifié l'homogénéité de cette pression sur toute la surface de la dalle délimitée par le diamètre du tube à choc. On peut supposer que cette pression s'exerce en fait sur toute la surface de la dalle délimitée par le dispositif d'appui, considéré comme étanche. Deux phénomènes peuvent limiter cette assertion : la perturbation et les turbulences que crée la différence de section entre le tube (diamètre 66,7 cm) et la surface intérieure de la dalle (diamètre 82 cm), d'une part, et les fuites éventuelles à travers la zone d'appui d'autre part. Ce deuxième phénomène peut être considéré comme très limité, étant donné la possibilité qui existe en statique de maintenir une surpression forte et durable (au moins 50 kPa) à l'intérieur de la veine. Des fuites importantes ne se produisent éventuellement que pour des dalles très

endommagées, et ce avec un effet sur la surpression relativement lent (faible débit à travers les zones non étanches). On peut donc considérer que la zone délimitée par le tore d'appui de la dalle, la dalle elle-même et le tube à choc est étanche vis-à-vis des particules d'air.

Considérons maintenant le problème d'une éventuelle différence de pression entre le centre de la dalle et la zone "masquée" par le tube. Il paraît clair que pendant la durée du palier, cette différence tendrait à se compenser par un mouvement très rapide des particules. Compte-tenu de la période propre de la dalle (environ 2 millisecondes, pendant lesquelles une onde de choc aérienne parcourt, à ces pressions, au minimum 50 cm environ), et de la durée minimale du palier (20 ms), il paraît légitime de considérer que toute la zone de la dalle entre appuis se trouve chargée quasiment au même instant par la pression de l'onde réfléchie et ce, pendant la durée du palier. On notera du reste que la pression mesurée par le capteur en amont n'indique aucune baisse de pression au cours du palier, et rend donc compte d'une pression uniformément établie dans la zone connexe où peut s'exercer la pression. Le fonctionnement mécanique de la dalle confirme également cette analyse.

Ayant réglé le problème de la mesure de l'effort appliqué et celui des conditions aux limites, il reste à caractériser la réponse en déformation de la dalle. Cette caractérisation comprend des mesures locales (jauges d'extensométrie), des mesures globales (déplacements permettant d'accéder aux déflexions en différents points), ainsi que des données complémentaires (relevé de fissures, dans un cas film à haute vitesse).

L'emplacement des jauges ainsi que celui des points de mesure des déplacements est représenté sur les figures 2.2-27 à 2.2-30, correspondant à l'instrumentation des dalles armées et non armées testées respectivement en statique et par chocs successifs.

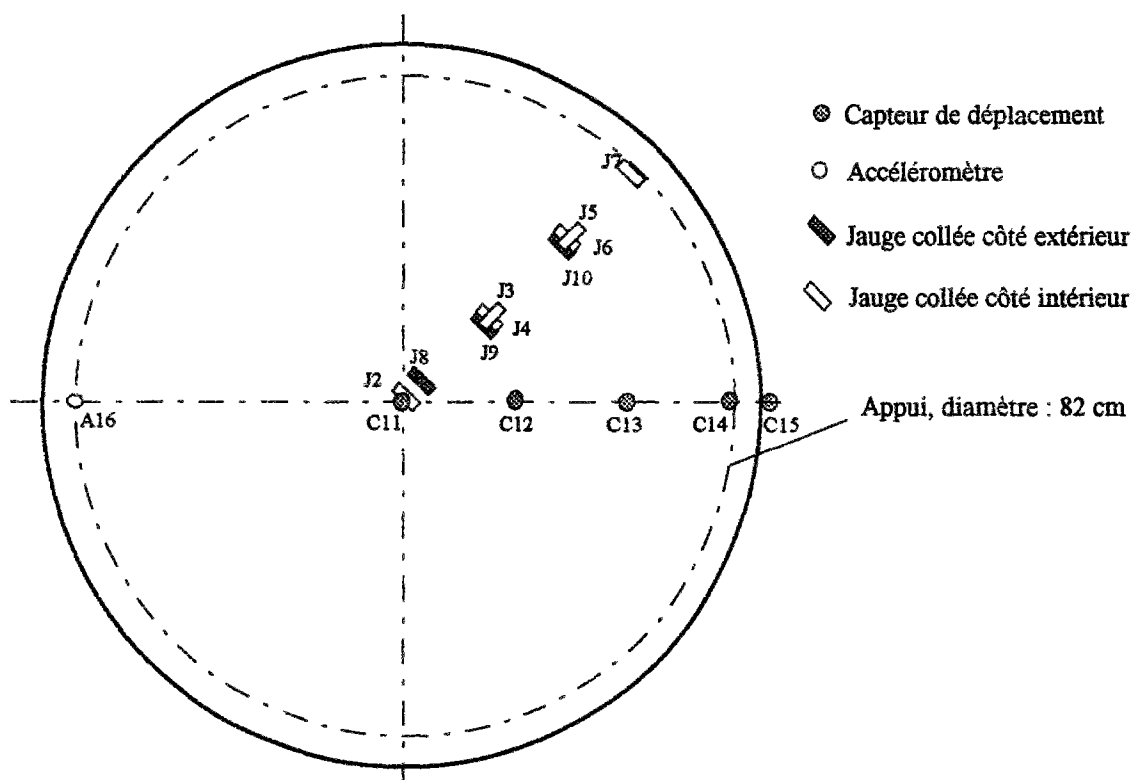


Figure 2.2-27 : Instrumentation des dalles en béton non armé testées par chocs successifs (dalle vue de l'extérieur)

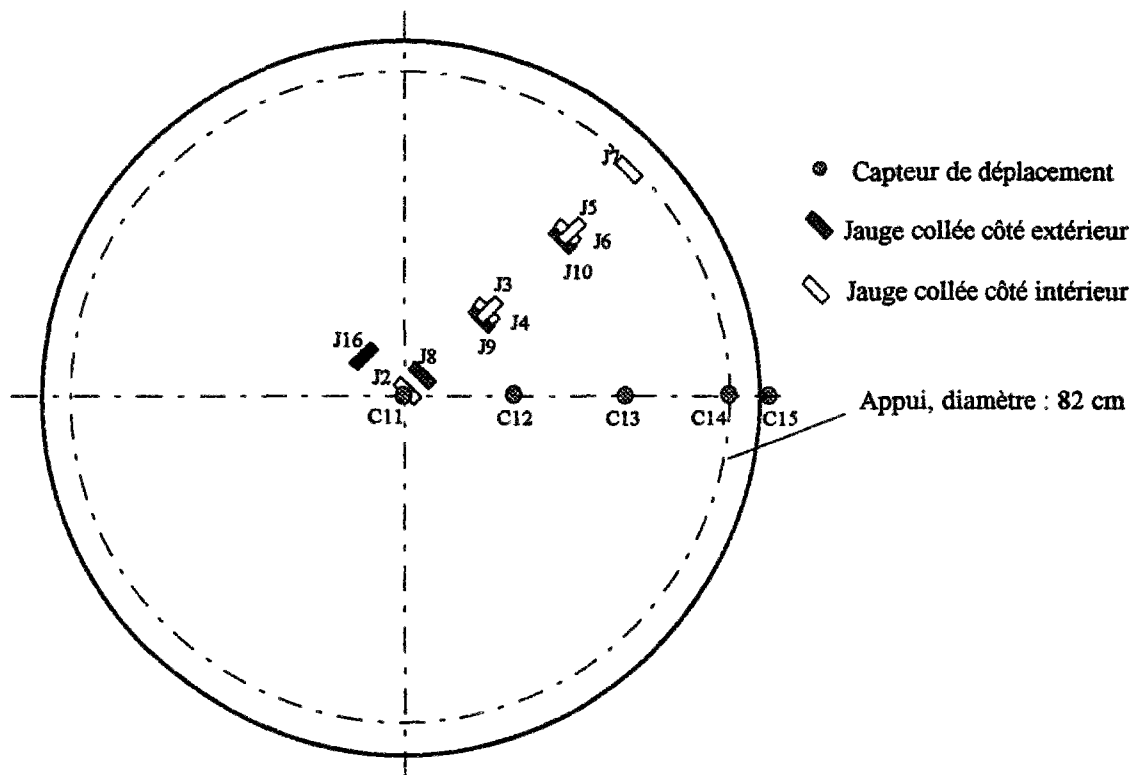
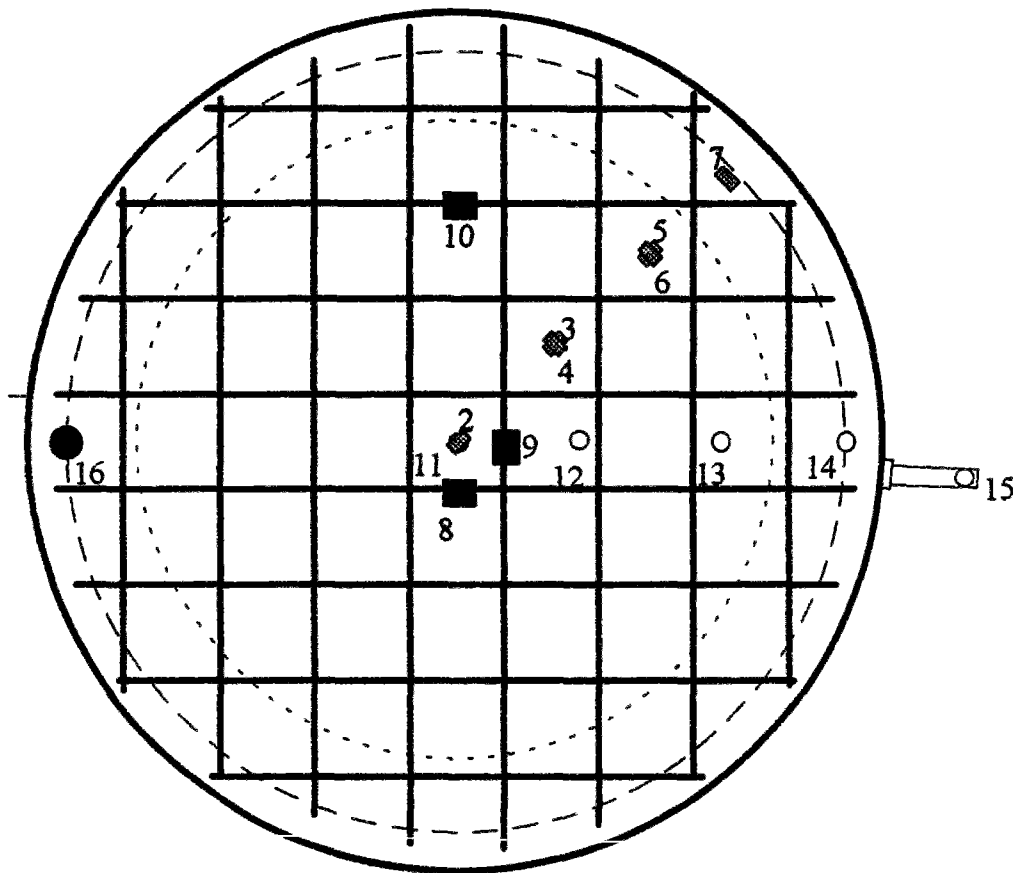


Figure 2.2-28 : Instrumentation des dalles en béton non armé testées en statique (dalle vue de l'extérieur)

Pour les dalles non armées, un rayon est instrumenté de jauges, ce qui permet de déterminer courbure et position du feuillet moyen dans une première approche tenant compte des hypothèses de Love-Kirchhoff (flexion pure) [Timoshenko, 1940]. On mesure en effet en vis-à-vis les déformations au centre (J2 et approximativement J8) et les déformations orthoradiales à 14 cm (J4 et J9) et à 28 cm du centre (J6 et J10). Les jauges J3 et J5 donnent les déformations radiales à 14 et 28 cm du centre en fibre extrême côté intérieur, la jauge J7 la déformation tangentielle au niveau de l'appui. Etant donné la forte décroissance de la déformation radiale en fonction du rayon, il a été préférable de mesurer les signaux de déformation orthoradiale, plus intenses et donc plus fiables. Pour les dalles testées en statique, une voie de mesure supplémentaire (celle de l'accéléromètre) étant disponible, une jauge supplémentaire (J16) a été collée côté extérieur à 5 cm du centre, recoupant approximativement l'information apportée par J8, mais selon un rayon perpendiculaire. La fissuration s'initiant préférentiellement dans la zone centrale où sont collées ces jauges, on a pu suivre l'effet de l'ouverture d'une fissure sur la déformation transversale au voisinage de cette singularité.

Le collage de ces jauges s'est effectué suivant les techniques d'extensométrie adaptées à une surface de béton humide (figure 2.2-31). La couche de résine d'étanchéité a été décapée jusqu'à atteindre le béton "sain" (élimination d'une couche superficielle de laitance). Un primaire d'accrochage (résine @S3 chargée d'un filler calcaire pour augmenter la rapidité de polymérisation) a été déposé évitant les remontées d'eau risquant de décoller la jauge ; il a été poncé avant que les jauges de 30 mm (type @KFC 30-11) n'y soient collées (colle cyanoacrylate) et recouvertes de la résine époxy @S3 afin d'assurer une protection électrique (étanchéité) et mécanique (transport des dalles, effets répétés des ondes de choc côté intérieur).



▣ voies 2 à 7 : jauges collées sur béton comprimé

○ voies 11 à 15 : capteurs de déplacement

■ voies 8 à 10 : jauges collées sur les armatures

● voie 16 : accéléromètre

voie 1 : pression

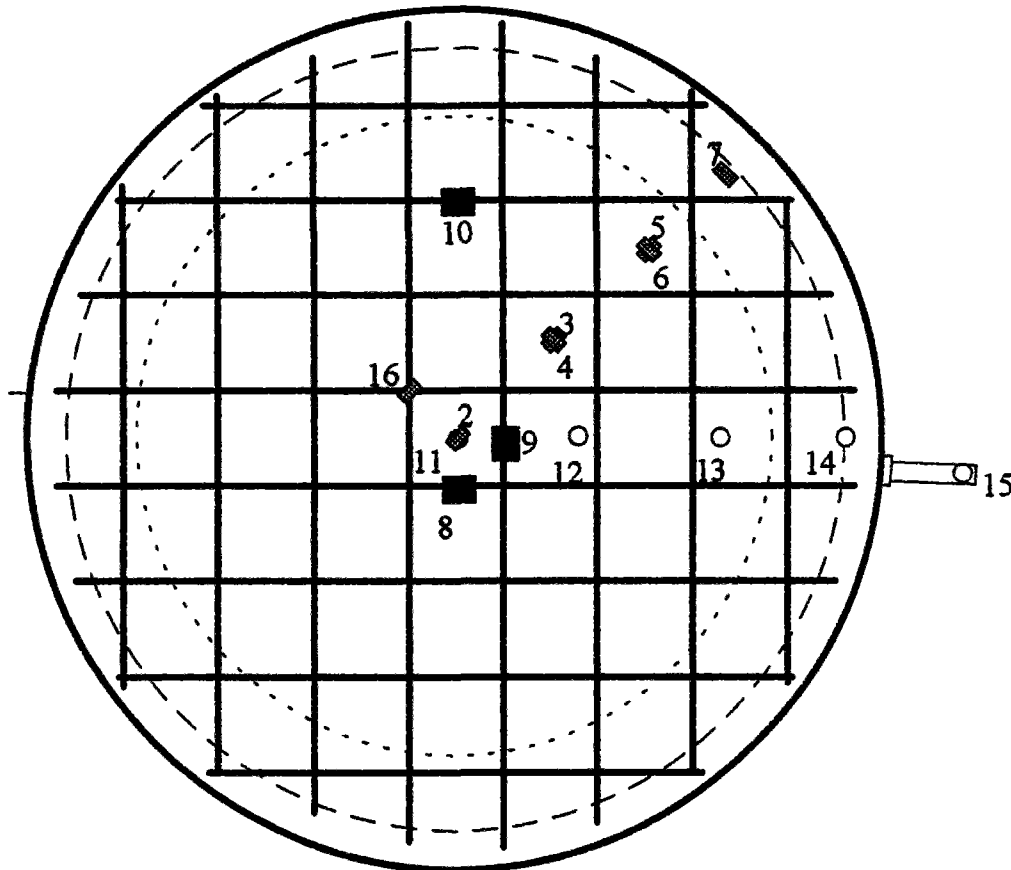
— — appui : diamètre 820

- - - - intérieur du tube : diamètre 666

Figure 2.2-29 : Instrumentation des dalles en béton armé testées par chocs successifs
(dalle vue de l'extérieur)

Pour les dalles armées, on a préféré suivre la déformation côté tendu par des jauges collées sur les aciers, l'information locale étant relativement plus fiable tant que la fissuration n'a pas atteint un stade trop important. Les jauges J8, J9 et J10 mesurent donc la déformation transversale sur les aciers du lit inférieur (J8 et J10) ou supérieur (J9) à 5 cm du centre (J8 et J9) ou à 25 cm (J10). Les jauges collées sur les aciers l'ont été selon les techniques d'extensométrie classiques. On a particulièrement pris garde à la protection de ces jauges vis-à-vis de l'étanchéité, ainsi que vis-à-vis des chocs dus à la vibration du béton. Dans toute la série d'essais, un seul cas de mesures douteuses (J9 sur dalle F) est apparu.

Pour les dalles armées testées en statique, la jauge supplémentaire J16 a été collée sur le béton du côté intérieur. Elle donne la déformation orthoradiale à 7 cm du centre environ, ce qui complète les informations de J2 et J4, l'endommagement du béton comprimé au centre de la dalle pouvant être un des signes avant-coureurs de la rupture.



■ voies 2 à 7, voie 16 : jauges collées sur béton comprimé

○ voies 11 à 15 : capteurs de déplacement

■ voies 8 à 10 : jauges collées sur les armatures

voie 1 : pression

— — appui : diamètre 820

- - - - intérieur du tube : diamètre 666

Figure 2.2-30 : Instrumentation des dalles en béton armé testées en statique
(dalle vue de l'extérieur)

Toutes les jauges ont été montées en quart de pont avec montage trois fils permettant de s'affranchir du problème de la longueur des câbles de raccordement entre les amplificateurs, situés en salle de mesure, et la dalle distante d'environ 35 m (capacité parasite en dynamique,

etc.). Dans les conditions d'utilisation, la calibration des ponts étant ajustée afin de caler un gain de 1 mV par microdéformation, on a observé lors des essais un bruit de l'ordre de 10 mV, d'où généralement une assez bonne précision relative des mesures. La figure 2.2-32 donne un exemple des signaux délivrés par les jauges, lors d'un tir.

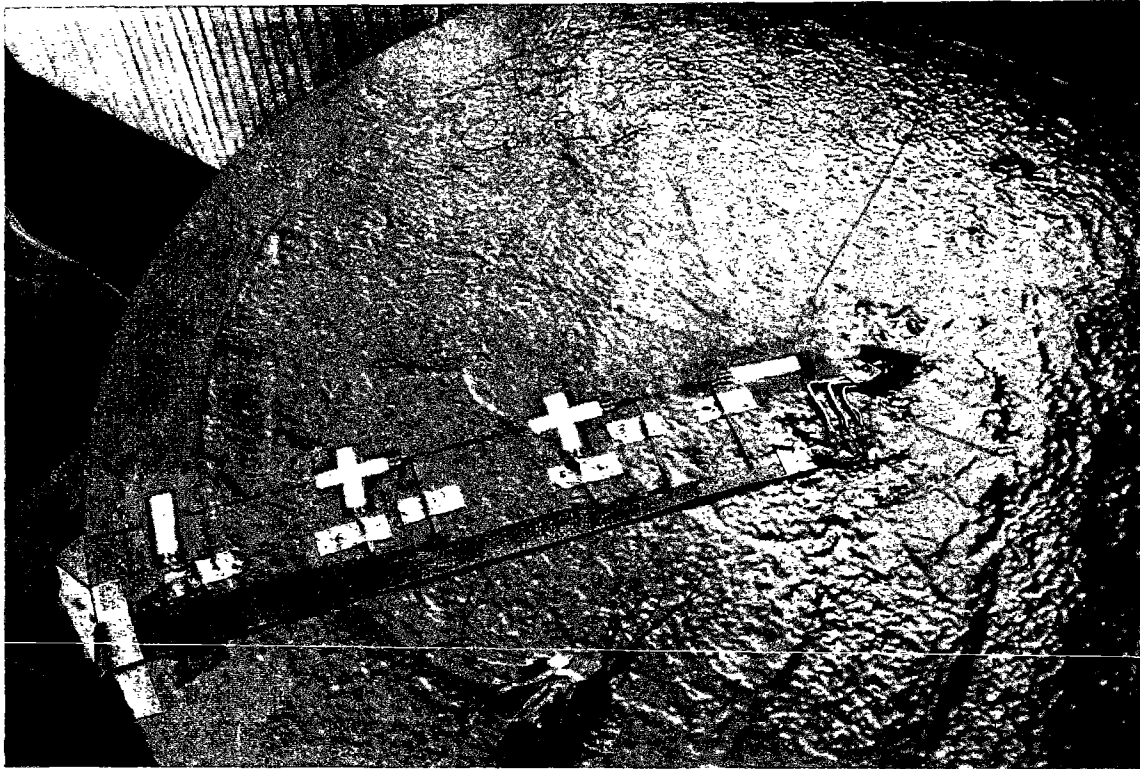


Figure 2.2-31 : Collage des jauges sur béton humide et câblage

La mesure des déformations locales s'avère insuffisante lorsque des fissures apparaissent. Il est également important de pouvoir corroborer les mesures effectuées grâce aux jauges par des mesures effectuées le long d'un autre rayon. Enfin, une mesure directe des déflexions est selon toute probabilité plus précise qu'une intégration des déformations. On a donc affecté 5 des voies de mesure disponibles à la mesure de déplacements de points particuliers de la dalle, au centre, selon un rayon au tiers, aux deux tiers du rayon, sur appui et (grâce à un système "prolongateur") au bord de la dalle, cette dernière mesure permettant en fait d'estimer la rotation sur appui. Comme on est obligé de déduire la translation d'ensemble au niveau des appuis du mouvement total de la dalle, on a, en fait, accès à 3 déflexions "vraies" et à la rotation sur appui (légèrement surestimée comme on l'a expliqué ci-dessus).

La conception des capteurs de déplacement et leur dimensionnement sont exposés en particulier en [Toutlemonde, 1991 - b]. Le cahier des charges de ces capteurs peut se résumer ainsi : linéarité de 0 à 20 mm, avec possibilité de mesurer avec assez de précision quelques dixièmes de mm ; réponse en fréquence suffisante pour décrire correctement des signaux de l'ordre de 400 Hz ; précision de l'ordre de quelques % ; fonctionnement pas trop sensible aux conditions "climatiques" d'exploitation ; coût modéré, compte-tenu du risque de destruction dû à une rupture imprévue de la dalle ; nécessité de ne pas cacher la face extérieure de la dalle, et de pouvoir effectuer des remises à zéro commodes entre tirs successifs.

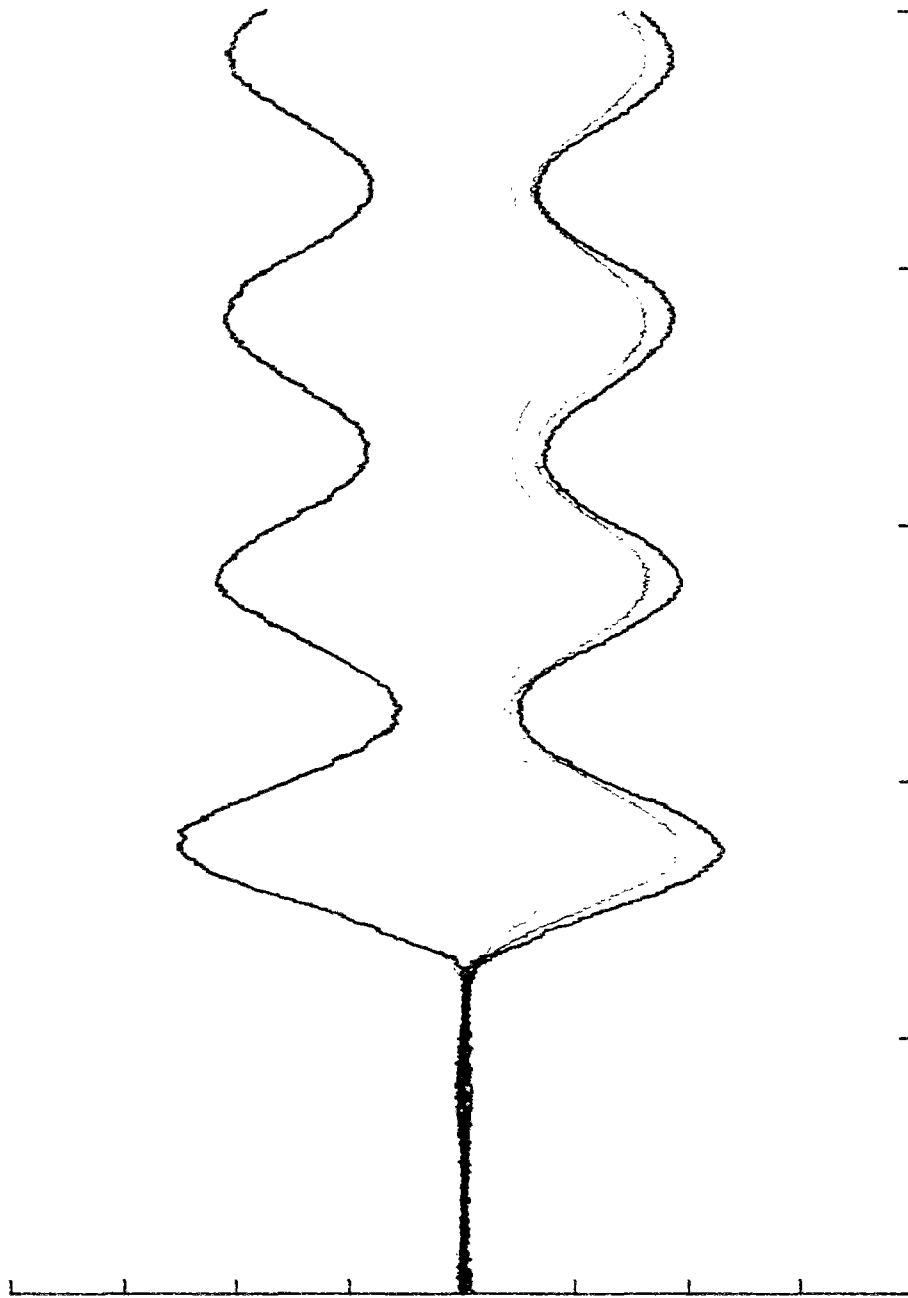


Figure 2.2-32 : Signaux de déformation délivrés par les jauges lors d'un tir

Les capteurs inductifs sans contact se sont révélés trop limités en course et en fréquence, les capteurs optiques ou à diodes trop chers et peu "rustiques". On a alors dimensionné des capteurs à jauges en forme d'étriers en alliage d'aluminium (Figure 2.2-33), le déplacement relatif des extrémités du U étant proportionnel à la courbure de la zone centrale mesurée par deux jauges en vis-à-vis. Le calcul élastique correspondant au fonctionnement du capteur, le choix des dimensions de l'étrier, de son gain, le choix du matériau (alliage d'aluminium AZ8GU, à haute limite élastique), la répétabilité de fabrication, sont discutés en [Toutlemonde, 1991 - b].

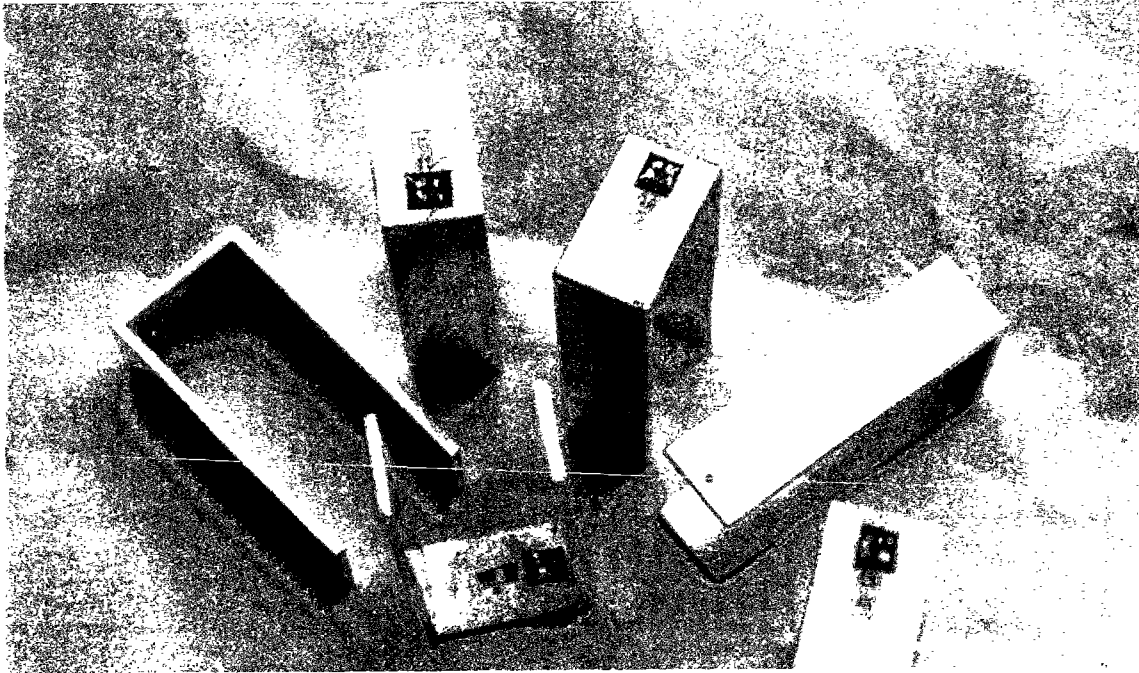


Figure 2.2-33 : Etriers instrumentés, en alliage d'aluminium



Figure 2.2-34 : Capteurs de déplacement montés sur la dalle

Des pointeaux ont été dessinés pour assurer la liaison mécanique entre la dalle et l'étrier d'une part, et entre la dalle et un support "fixe" d'autre part (Figure 2.2-34). On a déterminé les dimensions de la barre horizontale de support afin d'éviter une flexion de ce profilé trop importante devant les déplacements mesurés. On n'a cependant pas pu éviter que ce support n'introduise une résonance à basse fréquence (45 Hz) qu'il a fallu éliminer par filtrage pour tous les tirs (voir paragraphe sur le traitement des signaux dans la suite). Par ailleurs, l'équerre en acier supportant le capteur 15 et permettant de mesurer la rotation sur appui de la dalle, qui fonctionne en fait comme un renvoi mécanique de l'angle de rotation sur appui, introduit en dynamique une résonance parasite couplée à celle de la dalle et du capteur, d'une fréquence d'environ 1 kHz. Au-delà de la première oscillation correspondant à l'arrivée du choc, il convient de prendre l'information de ce capteur avec beaucoup de prudence, en particulier pour les phases transitoires.

En somme, les capteurs ainsi fabriqués ont conduit au respect du cahier des charges avec les caractéristiques suivantes : déplacement maximal d'environ 20 mm sans plastification, correspondant à une tension de sortie d'environ 9 V, compte-tenu d'un gain "raisonnable" fixé sur des ponts d'extensométrie SEDEME adaptés en dynamique ; fréquence propre de 2100 Hz environ aisément filtrable pour l'exploitation des signaux ; bonne reproductibilité du capteur, les gains et fréquences (vérifiés à chaque nouvelle série de dalles) étant situés, pour l'ensemble des capteurs, dans une plage d'environ 5 %. L'incertitude finale sur les mesures est principalement due à l'incertitude sur la calibration du capteur, à un bruit très limité compte-tenu du filtrage à 2 kHz environ effectué pour éliminer la fréquence de résonance de ces capteurs, et surtout en phase transitoire à l'incertitude due au filtrage de la fréquence de résonance du support (voir chapitre suivant) ; elle peut être considérée comme voisine de 5 %. On peut signaler comme inconvénient du système une certaine sensibilité du montage à des déformations latérales de la dalle conduisant à des instabilités (chute des capteurs), en particulier lorsque la zone d'attache du pointeau sur la dalle commence à être endommagée. Ce phénomène s'est en fait surtout produit lors des grandes déformations des dalles en béton ordinaire armé au stade ultime.

Au total et malgré ses limites, cette mesure de déplacements en dynamique rapide et pour des déflexions variant sur une très large gamme a donné globalement satisfaction, en particulier si on considère par exemple la répétabilité des mesures (mesure successive des souplesses, par exemple), ou la cohérence des mesures en statique et pendant la phase descendante des tirs (mesure des souplesses locales) comme le montrent les tableaux en annexe 2. Elle a néanmoins nécessité un gros effort de traitement numérique dû surtout à la vibration propre du support, qu'on n'a pas pu éviter.

Afin de quantifier les effets d'inertie, il paraissait compliqué et peu précis de se servir des mesures de déplacement sur appui, on a donc complété l'instrumentation par une mesure d'accélération. On a affecté la dernière voie disponible de l'enregistreur à un accéléromètre de choc mesurant l'accélération de la dalle au niveau de la zone d'appui par l'intermédiaire d'une tige servant de renvoi mécanique. Le choix de cet instrument a été guidé par une évaluation des accélérations prévisibles, lors des essais préliminaires. On a finalement adopté un accéléromètre de marque @Endevco, à cisaillement, modèle 2225, de sensibilité constante (0,866 pC/g) à 5 % près jusqu'à 10 kHz, de capacité maximale 20 000 g. Un amplificateur de charge (conditionneur @Endevco 2721 B) dont les gains ont été réglés de façon à obtenir une sensibilité entière en dizaines de mV/g, disposé près du tube, a permis de s'affranchir de la distance avec la salle de mesure où se situe l'enregistreur. On a par ailleurs vérifié

systématiquement l'isolement correct de l'accéléromètre, susceptible d'amplifier énormément les courants parasites circulant dans le tube et les couronnes supportant la dalle.

Dans une première observation des signaux "bruts", si les maxima lors des tirs successifs sont bien corrélés, et en rapport avec la pression de chargement, en revanche l'allure des signaux et la valeur même du maximum paraissent difficiles à interpréter. Malgré des essais préliminaires prometteurs, on a en effet un signal systématiquement très oscillant, pendant une durée nettement supérieure à la phase de mise en vitesse de la dalle, et ce à une fréquence très élevée. Ce signal permet, en cohérence avec les autres capteurs (jauges en particulier) et de façon assez précise, de déterminer l'instant d'arrivée de l'onde de choc sur la dalle. Mais il semble difficile de le corréliser à la dérivée seconde du signal délivré par le capteur C14 donnant le déplacement sur appui (au point diamétralement opposé). Il restait donc un travail important, comme indiqué en [Toutlemonde, 1993 - f], pour tâcher d'obtenir un signal physiquement plus cohérent et utilisable.

Une analyse plus fine des signaux a conduit à remarquer que les oscillations très rapides observées correspondaient à une fréquence très répétable d'un tir à l'autre, de 2600 Hz, avec également une harmonique à 5200 Hz. Ce signal très intense, dont il restait à comprendre l'origine, se trouvait superposé à un signal beaucoup plus lent, conduisant à des vibrations de l'ordre de 300 à 350 Hz. L'interprétation qu'on en donne est la suivante.

Si l'on considère le dispositif d'appui et le système de mesure de l'accélération (figure 2.2-35), on voit qu'il est susceptible de vibrer de deux façons : d'une part, à cause des vibrations longitudinales d'ensemble de la dalle, et d'autre part, à cause des ondes de compression transitant dans le système couronne amont - dalle - tige porte-accéléromètre.

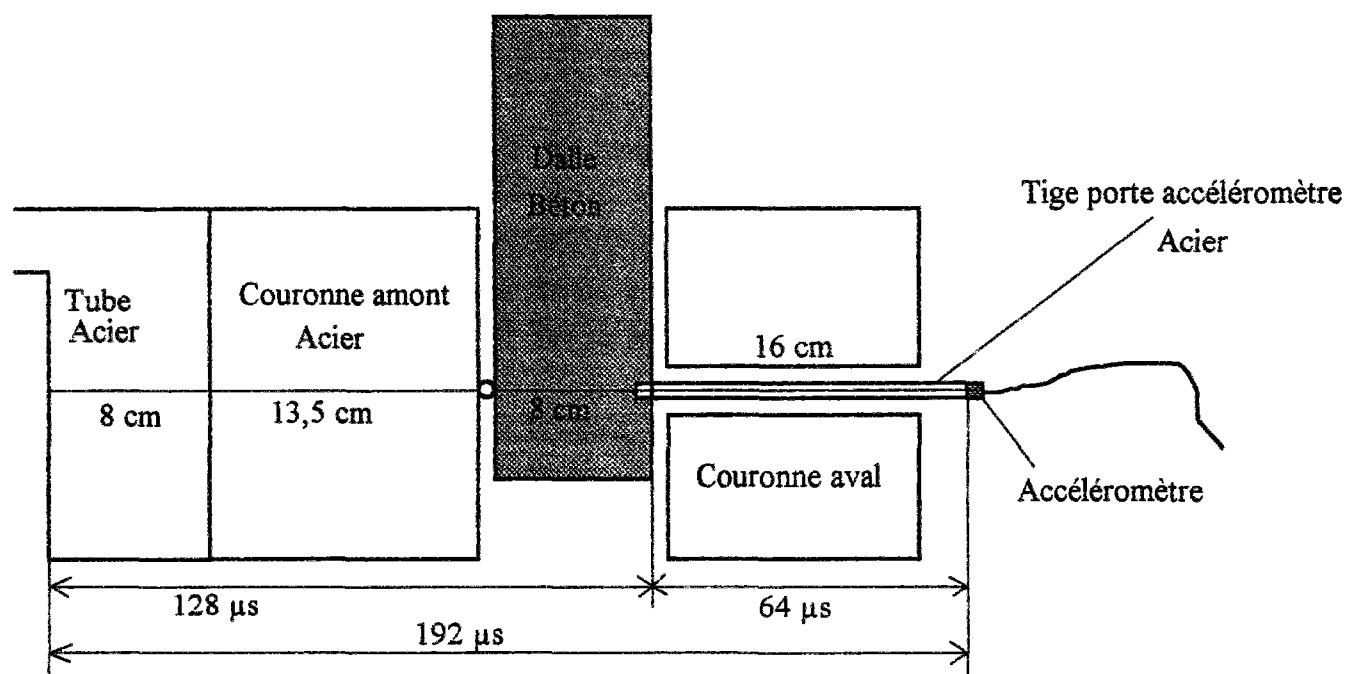


Figure 2.2-35 : Dispositif de mesure de l'accélération et mise en évidence des allers-retours d'ondes de compression

Tentons de quantifier la fréquence de ces oscillations. Pour ce qui est de la dalle, le système "masse-ressort" constitué par la dalle sur son appui a une masse égale à celle de la

dalle, soit environ 120 kg. Le déplacement de l'appui est, comme on l'a vu plus haut, d'environ 10^{-9} m pour une pression de 1 Pa, d'où une raideur équivalente de 528 MN/m. La fréquence typique qui en résulte est donc

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}} \text{ soit } f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{528 \cdot 10^6}{122}} = 331 \text{ Hz}$$

Quant aux ondes de compression, on connaît leur vitesse de propagation dans les différents matériaux, de l'ordre de 5000 m/s dans l'acier et 3800 m/s en moyenne dans le béton (notamment le béton humide dans la plupart des dalles). Les longueurs en cause conduisent à des durées, pour un aller-retour de l'onde, de 64 μ s pour la tige porte-acceleromètre (16 cm d'acier), 128 μ s pour l'ensemble dalle (8 cm de béton) + couronnes (21,5 cm d'acier), soit un total de 192 μ s. On est donc susceptible d'observer des signaux de période 192 μ s (fréquence de 5208 Hz), ou encore une résonance pour une période égale au plus petit commun multiples des durées d'aller-retour des ondes, c'est-à-dire 384 μ s, soit une fréquence de 2604 Hz. La coïncidence avec les fréquences observées sur les signaux est frappante.

Comme cette superposition d'ondes p ne donne pas directement accès à l'accélération du plan moyen de la dalle, qu'en particulier on n'observe aucune trace de ces fréquences sur les autres capteurs (déplacement absolu de la dalle sur appui notamment), et que le temps de "traversée" de la dalle par ce type d'onde est de 21 μ s environ, ce qui est très rapide par rapport aux temps caractéristiques de tous les autres phénomènes, on a été conduit à éliminer ce signal haute fréquence "parasite", et à isoler le signal d'accélération "physique" correspondant au système "masse-ressort" constitué de la dalle et de l'appui. La technique de traitement du signal est présentée au chapitre suivant. Le signal obtenu conduit à des ordres de grandeur de l'accélération maximale lors du choc compatibles avec une double dérivation du signal du capteur C14 sur appui, ce qui conforte la validité de l'analyse.

Le résultat du traitement conduit à des accélérations maximales de 4 à 5 g pour un tir de pression réfléchi 100 kPa, jusqu'à des valeurs de 40 g environ pour les tirs de ruine de dalles armées. La correction de chargement sur la pression (terme $\rho y h$ correspondant à l'inertie d'entraînement) atteint ainsi au maximum, en valeur instantanée, environ 8 % en moyenne. Au total, au prix d'un traitement numérique qu'il n'était pas évident de prévoir au départ, on a pu utiliser correctement le résultat de cette mesure, afin d'obtenir une évaluation précise du chargement "effectif" en repère entraîné.

Avec cette mesure d'accélération, qui complète la mesure de pression pour caractériser le chargement de la dalle dans le repère lié aux appuis où s'exprime la déformation de la structure, se termine l'instrumentation du corps d'épreuve, ce qui représente un total de 16 voies de mesure.

Toute cette instrumentation fait implicitement l'hypothèse d'une symétrie de révolution. On a vu que cette hypothèse était bien vérifiée pour le chargement, et qu'on avait pris des précautions (géométrie de la dalle, coulage à plat, serrage le plus uniforme possible, rigidité des couronnes de support) pour qu'elle soit réalisée par le corps d'épreuve. On note qu'un traitement serait possible (mais lourd) pour déduire des mesures un pivotement éventuel du plan des appuis, ce pivotement étant déduit par régression des mesures de déplacement et des mesures de déformations sur un autre rayon. Cependant, la localisation préférentielle de la première fissure au centre de la dalle, l'allure symétrique du schéma de fissuration (dalles

armées ou non) tendent à indiquer qu'après éventuellement le premier essai statique de calage, la dalle se déforme symétriquement (ce qui n'exclut pas les hétérogénéités locales). On n'a donc pas procédé à un traitement tenant compte d'écarts à la symétrie de révolution, et on admet que les différences de déplacement entre le point de la dalle et le déplacement mesuré sur appui correspondent bien à des déformations (flexion + éventuellement effort tranchant).

Il est clair cependant qu'à partir du moment où des fissures apparaissent, l'hypothèse de symétrie n'est plus vérifiée au sens strict, et que cette localisation des déformations selon des lignes privilégiées par les hétérogénéités constitutives du matériau est à prendre en compte dans le dépouillement ultérieur des mesures, au moins pour relativiser les éventuelles décharges locales enregistrées par les jauges. Cette remarque est particulièrement vraie pour les dalles non armées, dont la rupture se produit par "découpage" en étoile de blocs, ou par poinçonnement. Pour les dalles armées, si un premier stade de fissuration peu profonde apparaît sans qu'il y ait véritablement brisure de la symétrie du comportement de la dalle, néanmoins le développement des fissures le long des armatures du treillis soudé et l'ouverture de ces fissures conduisent à relativiser l'information donnée par les jauges, notamment côté tendu.

On a donc procédé (figure 2.2-36) à un relevé complet des fissures visibles, tir après tir, du côté extérieur tendu puis également du côté intérieur. Ce relevé des fissures et des ouvertures caractéristiques a été fait sur calque, les résultats en sont récapitulés en annexe 3. Les ouvertures ont été mesurées à l'aide d'un oeilleton gradué grossissant, permettant d'apprécier une vingtaine de microns (graduations espacées de 30μ). On a aussi effectué un relevé photographique permettant de compléter et vérifier le relevé sur calque, en particulier du côté intérieur et sur la "tranche" des éprouvettes.

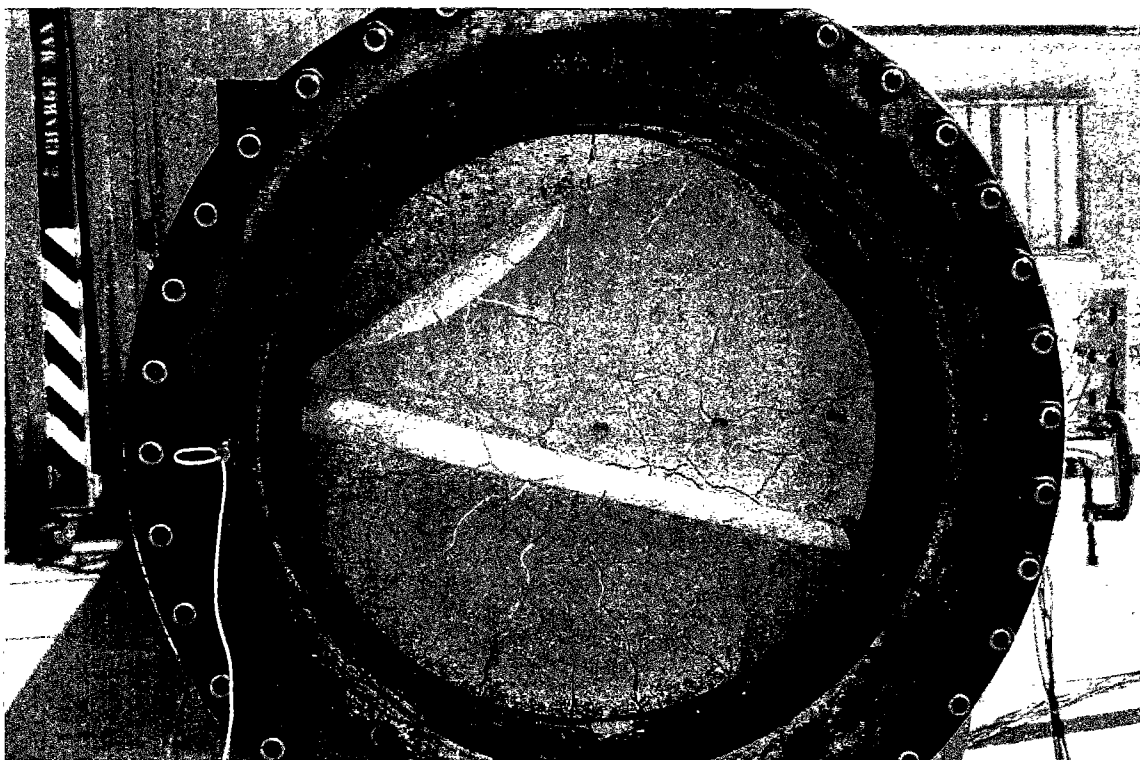


Figure 2.2-36 : Relevé des fissures sur dalle armée

Acquisition des données

On disposait pour l'acquisition des données d'un enregistreur ©Krenz TRC-4010 16 voies adapté à l'instrumentation en dynamique (voies synchrones, fréquence de scrutation 2 Hz à 2 MHz, 4096 points en Y), et d'un oscilloscope numérique ©Gould 4 voies. Le pilotage de l'acquisition, ainsi que celui du déclenchement du tir, se faisaient par microordinateur HP 9000 série 300, grâce au logiciel "BOUM" mis au point par D. Fau puis H. Henry au LEA [Henry, 1991].

Pour les essais quasi-statiques, la configuration a généralement été la suivante : déclenchement manuel ; période de scrutation unique, variant entre 100 et 500 millisecondes ; acquisition "doublée" par l'oscilloscope Gould (moins précis : 256 points en Y) pour les grandeurs les plus significatives : pression, déplacements au centre, sur appui et au bord.

Pour les tirs, le déclenchement de l'acquisition et le choix de l'intervalle de scrutation ont été guidés par le souci de gagner en précision au moment de l'arrivée de l'onde de choc sur la dalle. On a donc utilisé la possibilité de l'enregistreur Krenz d'avoir 2 bases de temps : la première assez fine pour décrire le choc (période de scrutation généralement adoptée = 10 microsecondes), la seconde plus grossière pour décrire la fin du palier de pression et la redescende du signal de pression (généralement 100 microsecondes). La durée totale d'acquisition, compte-tenu des 4096 points de mesure disponibles, avoisine alors 200 millisecondes.

Afin de bien "cadrer" le phénomène à étudier, il est nécessaire que le déclenchement (déclenchement sur seuil) grâce au signal de pression (dont la montée est la plus brutale) ait bien lieu au moment où le capteur voit passer l'onde de choc. Or, si l'on armait manuellement l'enregistreur, les signaux seraient en fait déclenchés par le parasite rayonné correspondant à la mise à feu (courant très intense et très bref délivré par l'exploseur, lié au claquage d'un condensateur où une tension de 7000 V est stockée). Malgré les précautions d'isolement prises (câbles blindés, éloignement des appareils), ce parasite sur les signaux des capteurs et des jauges ne peut en effet être évité. On a donc dû armer l'enregistreur par programme après le déclenchement du tir, grâce à une carte GPIO, un registre interne du microordinateur étant basculé au moment du passage du courant de mise à feu. Ce système a donné satisfaction dans environ 90 % des tirs.

Dans un certain nombre de cas, l'enregistrement ne s'est pas déclenché, ou encore le parasite de mise à feu a déclenché l'enregistreur immédiatement, sans qu'on puisse détecter une cause de panne systématique. C'est particulièrement en prévision de ces cas que l'oscilloscope Gould était utilisé, doublant l'acquisition des grandeurs macroscopiques les plus significatives (pression, déplacement au centre et sur appui, déplacement au bord de la dalle) et permettant aussi de contrôler le faible niveau des échos.

On présente en [Toutlemonde, 1993 - f] des configurations typiques d'acquisition, avec les différents calibres ajustés pour chaque capteur. La visualisation des signaux enregistrés se faisait directement pour l'oscilloscope dès l'acquisition, et par un module du programme BOUM pour l'enregistreur Krenz. Le stockage sur disque ou disquette des données acquises, sous forme d'entiers HP, était alors effectué grâce à un module de BOUM et au programme TGOULD mis au point par C. Boulay. Les paramètres d'essai étaient tout d'abord simplement notés sur feuille volante pour chaque essai. C'est afin de gagner en convivialité, en fiabilité pour le dépouillement des données, et en possibilité d'exploitation par un opérateur quelconque, qu'un transfert sous un format de stockage adapté et intégrant les paramètres d'essai a ensuite été effectué, permettant le traitement puis l'exploitation des résultats présentés dans le chapitre qui suit.

Chapitre 3 : Résultats des essais

Programme de chargement

Les dalles testées en quasi-statique ont été portées à rupture de façon monotone si possible, en gonflant avec le compresseur disponible une partie aval du tube (5 m), le début du chargement étant accéléré par la vidange du réservoir préalablement gonflé pour les dalles armées. La vitesse de montée en pression résultante a été d'environ 200 Pa/s pour les dalles non armées, et 5000 Pa/s pour les dalles armées. La figure 2.3-1 présente le montage utilisé pour les dalles armées. La vanne de régulation permettait par ailleurs une vidange rapide en cas d'incident. La figure 2.3-2 présente quelques profils de pression obtenus en quasi-statique, soit pour la ruine des dalles Q et Y, soit pour un contrôle à bas niveau de pression.

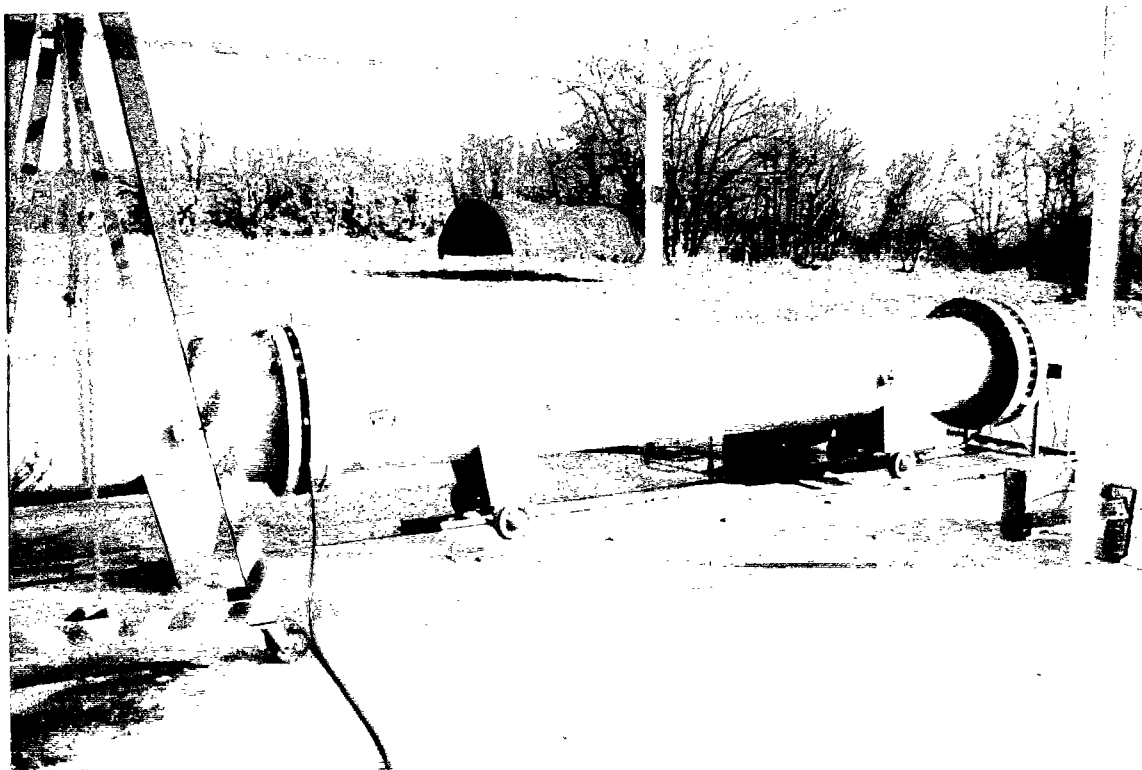


Figure 2.3-1 : Configuration pour gonflage statique, dalles armées

Les dalles testées par chocs successifs l'ont été selon un protocole permettant d'accumuler des informations sur la perte (progressive ou non) de rigidité de la structure en fonction du chargement, sans rendre le nombre d'essais prohibitif. Pour toutes les dalles, après un enregistrement des déformations relevées lors de la mise en place et du serrage des écrous de fixation, on a procédé à un essai quasi-statique de "calage" d'intensité voisine de 50 kPa, de façon à estimer la rigidité initiale de la structure et à rattraper les jeux au niveau des appuis (caoutchouc). Puis on a procédé à des tirs de pression maximale croissante par pas de 50 kPa (25 kPa pour les dalles en béton poreux) à partir de 50 kPa, et ce jusqu'à voir apparaître la première fissure (ouverture de l'ordre de 30 microns). A partir de cette première fissuration, on a intercalé, pour les dalles non armées, entre deux tirs successifs entre lesquels la pression n'était augmentée que de 25 kPa, un essai quasi-statique à bas niveau de charge (pression inférieure à 50 kPa), de façon à estimer en statique la rigidité résiduelle de la dalle. La figure 2.3-3 donne un exemple de la succession des profils de pression appliqués sur une dalle non armée.

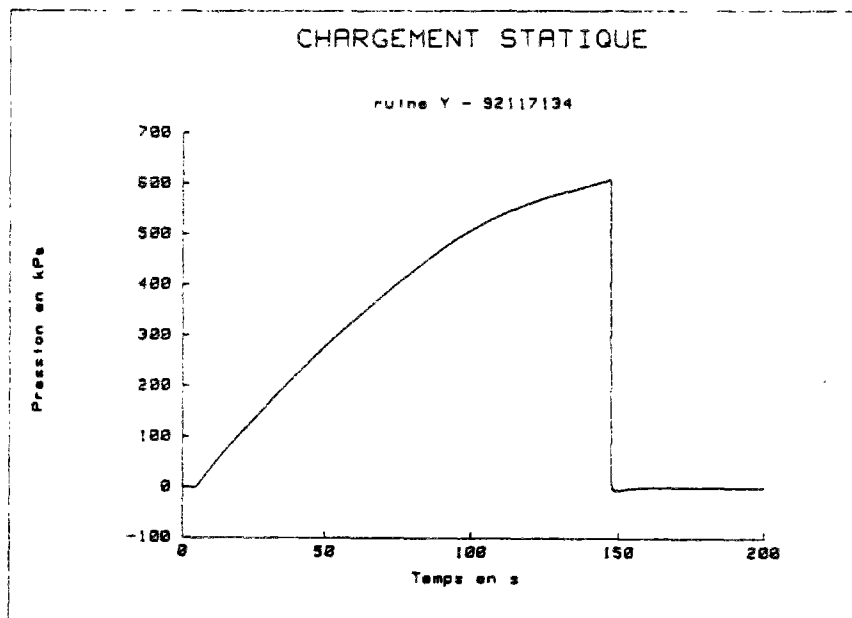
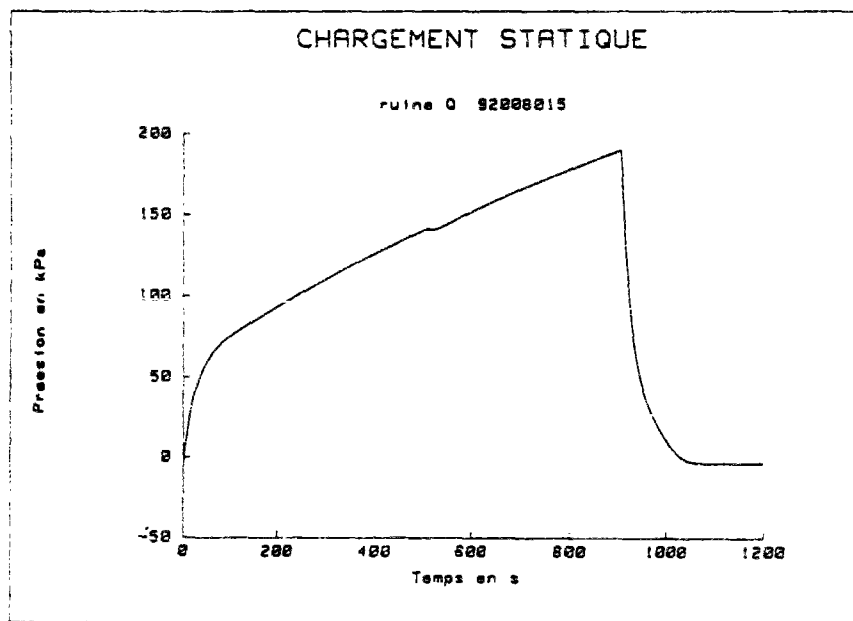
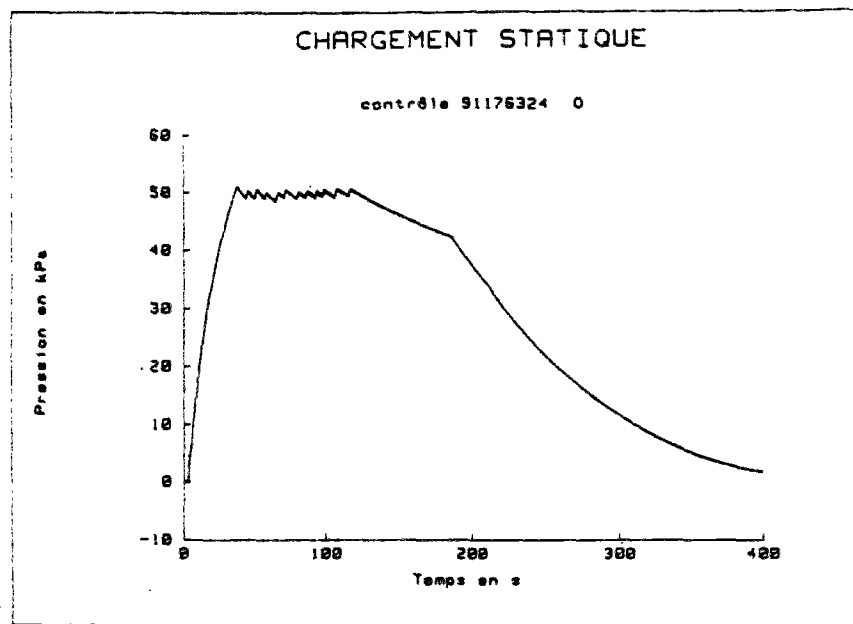


Figure 2.3-2 : Exemples de chargements quasi-statiques

Figure 2.3-3. Exemple de programme de chargement. Dalle non armée

Figure 2.3-3. Exemple de programme de chargement. Dalle non armée

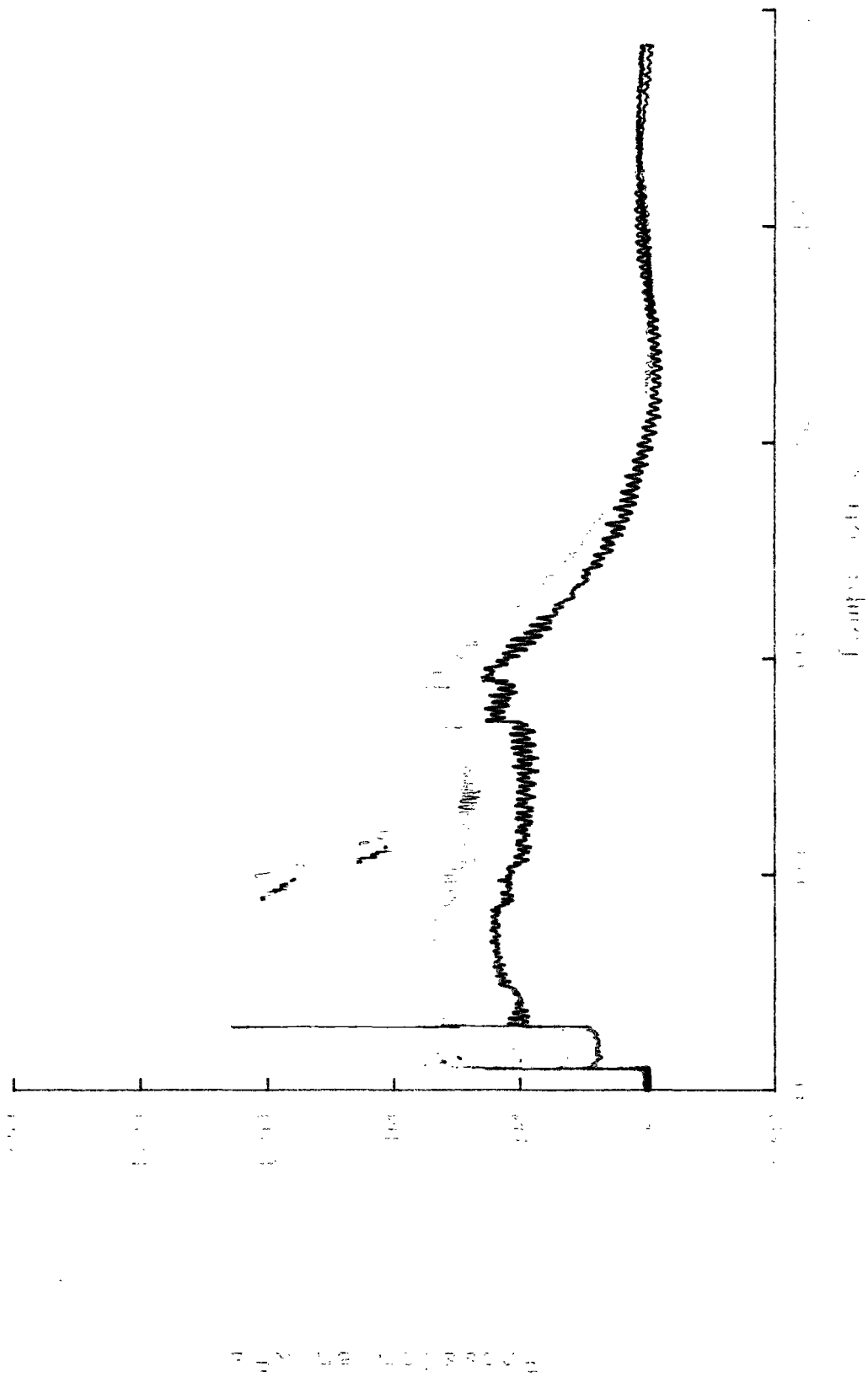


Figure 2.3-3. Exemple de programme de chargement. Dalle non armée

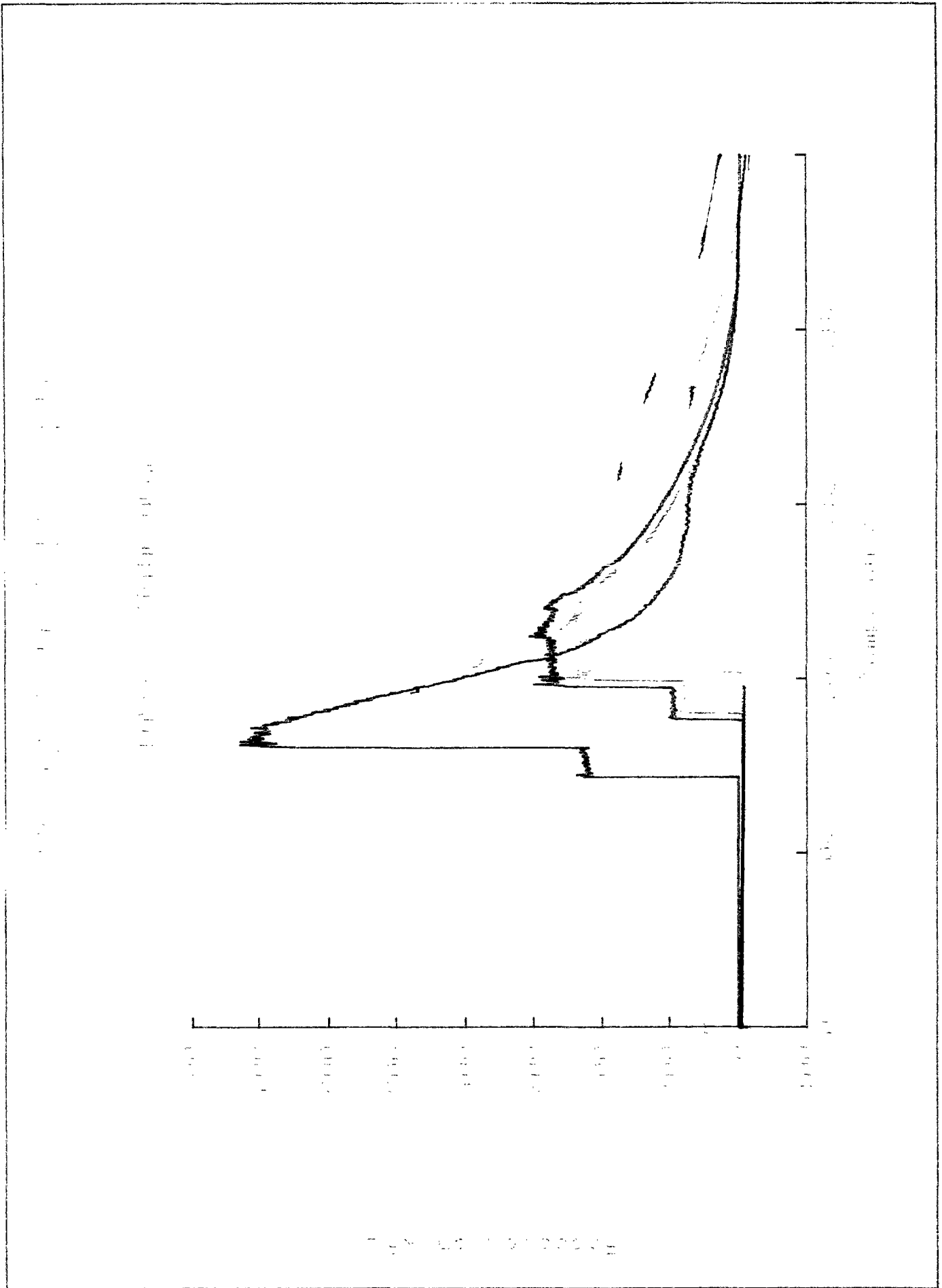


Figure 2.3-4: Exemple de programme de chargement. Dalle armée

Compte-tenu des valeurs de charges de ruine, ce programme a conduit à une moyenne de 5 à 7 tirs par dalle, plus 3 à 4 essais quasi-statiques. Pour les dalles armées, on n'a pas échelonné aussi finement la zone "d'écrouissage" : on a augmenté la pression de 50 en 50 kPa jusqu'à la pression réfléchie de 300 kPa, puis on a adopté des pas de 100 kPa jusqu'à 700 kPa. Pour les dalles E et F, on a augmenté de près de 200 kPa la pression du dernier tir, afin d'obtenir la ruine à coup sûr. La figure 2.3-4 donne un exemple de la succession des tirs appliqués sur la dalle X (BTHP armé). On notera sur cette figure, comme sur la précédente, l'effet du changement de longueur du réservoir sur la durée du palier. Au total, les dalles armées ont donc subi 10 à 15 tirs et 6 à 8 essais quasi-statiques à bas niveau intercalés entre deux tirs successifs comme pour les dalles non armées, à partir de l'apparition des fissures (voir tableau 2.3-I : récapitulatif des tirs).

La possibilité d'analyser les résultats obtenus selon ce protocole comme s'il s'agissait d'une "courbe d'écrouissage" obtenue dans un essai monotone, mérite d'être discutée. Bien qu'il soit difficile d'envisager de ne tester les dalles qu'une fois, de façon à ne pas accumuler d'endommagements successifs, pour des raisons d'économie de moyens évidentes, il est probablement prudent de regarder le problème d'un peu plus près. Il est clair, d'un point de vue théorique, qu'une structure ayant un comportement élastique fragile, ou composée d'un matériau élastoplastique écrouissable, fournirait la même "courbe d'écrouissage", qu'elle soit testée par "vagues successives" comme ici, ou dans un essai monotone unique. Il est clair aussi que le béton n'est pas ce matériau parfait, même si le béton non armé en flexion, périssant par traction, se rapproche d'un matériau élastique fragile, et même si le comportement d'un élément de structure en béton armé fléchi a macroscopiquement un comportement proche de l'élastoplasticité. Il faut d'ailleurs noter que dans notre cas, on doit tenir compte d'une dépendance avec la vitesse, et comme la pression de l'onde de choc impose de façon concomitante une vitesse de déformation à la dalle, dépendant de la rigidité de cette dernière, on ne peut pas se ramener à une courbe "charge - flèche" unique, et on décrit en fait une courbe dans l'espace "charge - flèche - vitesse". Reste à savoir si le point d'arrivée dépend du chemin suivi.

On a tenté de tester cette hypothèse d'indépendance sur la dalle G. On a ainsi adopté pour cette dalle en béton ordinaire armé un chemin de chargement volontairement différent de celui de la dalle F, sa "soeur jumelle". Après un calage statique à bas niveau, on a procédé pour G à un tir juste inférieur au niveau de ruine observé sur F. Si l'on compare les réponses des deux dalles après les tirs de même niveau de pression, on voit qu'elles sont qualitativement semblables (réseau de fissures analogue, flèches du même ordre de grandeur). Quantitativement, le tir effectué à $P = 700$ kPa sur la dalle G produit à peu près la même réponse qu'un tir effectué à 600 kPa sur la dalle E ou la dalle F, en ce qui concerne la rigidité résiduelle et l'amplitude des déplacements en phase transitoire. En gros, une sous-estimation de l'ordre de 10 % des "capacités de résistance à un choc unique" pourrait être attribuée à un chargement répétitif. Il convient néanmoins d'être prudent compte-tenu de la dispersion due aux mesures dans ce type de cas où la dalle a déjà beaucoup perdu de sa cohésion. Si l'on se ramène aux phénomènes physiques en cause, il est clair qu'à ce stade, l'endommagement a principalement lieu par rupture de l'adhérence acier-béton. Cet arrachement est évidemment favorisé par plusieurs chargements et des vibrations plus fréquentes (l'essai unique n'a pas eu le temps de déchausser les aciers autant que la succession des essais a pu le faire). Il ne semble pas évident, en revanche, que pour la rupture qui se produit pour ces dalles par striction des aciers et rupture du béton près des bords par cisaillement, l'effet de tirs répétés intervienne.

Dalle	e/c	conservation	Renforcement	Type d'essais	N° 1° essai (serrage)	nb tirs	nb essais statiques	P ruine (kPa) (dernier tir)	Observations
E	0,5	sans protect.	B. armé	chocs	91021134	12	6	863	
F	0,5	humide	B. armé	chocs	91050154	12	6	798	
G	0,5	humide	B. armé	chocs	91041149	6	2	942	film vidéo
H	0,5	sans protect.		chocs	91069161	7	1	222	
I	0,5	sec		chocs	91145311	7	5	250	
J	0,5	sec		chocs	91161318	5	3	204	
K	0,5	sec		statique	92001013		2	210	
L	0,5	humide		chocs	91132308	7	5	240	fissure serrage
M	0,5	humide		chocs	91118301	8	5	249	fissure ?
N	0,5	humide		statique	91219346		1	172	
O	0,3	humide		chocs	91170323	7	4	255	
P	0,3	humide		chocs	91182337	8	4	247	
Q	0,3	humide		statique	92006015		2	214	
R	0,7	humide		chocs	91195339	6	4	175	
S	0,7	humide		chocs	91206344	7	5	203	
T	0,7	humide		statique	92004014		1	131	
U	0,5	humide		chocs	92069118	5	3	198	
V	0,5	humide	B. armé	statique	92065107		2	641	
W	0,3	humide	B. armé	chocs	92078120	10	7	727	
X	0,3	humide	B. armé	chocs	92096126	10	7	697	
Y	0,3	humide	B. armé	statique	92116134		1	608	
GR I	0,5	humide	Microbéton	chocs	92032063	6	4	170	fissure serrage
GR II	0,5	humide	Microbéton	chocs	92021057	6	4	171	fissure serrage
GR III	0,5	humide	Microbéton	statique	92019057		1	150	

Un autre élément à noter est que ce programme permet bien d'atteindre une charge de ruine par défaut et une charge par excès. Pour quelques dalles, armées (dalle G) ou non (dalle P), on a effectué un tir à une pression inférieure à la pression maximale enregistrée jusque-là, correspondant à un niveau d'endommagement important. Lors de ce tir à pression inférieure, on n'a pas observé de baisse de la rigidité ni de propagation des fissures. Ceci est en particulier rassurant quant aux inévitables échos que subit la dalle lors de chaque tir, même s'ils sont d'intensité faible par rapport aux premiers chocs.

En résumé, tout se passe comme si l'endommagement de la structure ne progressait que sous l'effet d'un chargement supérieur à celui déjà subi par la structure ; cette progression cependant est fonction non seulement du chargement, mais aussi de la vitesse et du temps d'application. Les chemins décrits pour nos dalles n'illustrent qu'un des trajets possibles au sein de l'espace charge - vitesse, et de ce fait une erreur de l'ordre de 10 % (en particulier pour les dalles armées) pourrait être introduite si on assimilait les valeurs obtenues à des "résistances dynamiques" correspondant à des chargements que l'on atteindrait "du premier coup". Inversement, il serait sans doute erroné d'assimiler ces charges maximales à des résistances obtenues si l'on réalisait des chocs successifs croissants beaucoup plus nombreux et plus rapprochés dans l'espace des charges.

Un avantage cependant de ce type de protocole est de permettre de valider sur une même dalle plusieurs calculs, si l'on se donne une loi reliant la propagation des fissures, ou l'endommagement macroscopique, à la fois au chargement et à la vitesse. On peut en effet suivre pas à pas l'évolution d'une même dalle (plusieurs couples charge - vitesse), et simuler aussi un chargement "direct" par extrapolation.

On notera qu'on a adopté comme critères empiriques de "pilotage" l'apparition de la première fissure et la ruine "physique" de la structure. La validité de ces critères peut être discutée. Etant donné les incréments de pression maximale adoptés, on a observé que coïncident généralement pour un même tir l'apparition de la première fissure (ouverture résiduelle après le tir de l'ordre de 30 microns, à la limite de ce qui est visible à l'oeil nu), l'existence d'un signal résiduel (de l'ordre de la centaine de microdéformations) sur les jauges tendues, une augmentation significative de l'amortissement des signaux, une augmentation notable de la souplesse généralement accompagnée d'une flèche résiduelle, et une diminution de la fréquence propre (moins sensible). Pour la rupture de la dalle, on a retenu le critère pratique de perte d'étanchéité de la structure (impossibilité d'appliquer entre les faces, dans un temps raisonnable lié au matériel d'essai, une différence de pression supérieure à 20 kPa soit 0,2 bars). Il est à noter qu'on avait de façon concomitante une fréquence propre devenant non mesurable (vibration de blocs séparés, et très fort amortissement), une flèche devenant centimétrique, parfois la projection de blocs, et l'apparition, au tir précédent, de fissures visibles du côté intérieur (théoriquement comprimé).

On a pu penser utiliser la mesure de la fréquence propre de la dalle comme critère de pilotage des essais. On a donc procédé, à la suite de chaque essai, à une mesure directe : la dalle était frappée en son centre d'un coup de marteau à bout recouvert de caoutchouc, et on enregistrait sur l'oscilloscope le signal du capteur de déplacement central, ou celui d'une jauge de déformation du centre de la dalle. Ces signaux faisaient apparaître de façon relativement nette une période caractéristique, proche, pour une dalle saine, de la fréquence propre des vibrations excitées par un chargement dynamique. Néanmoins, il est apparu que lors de l'endommagement de la dalle, l'amortissement des vibrations rendait la détermination de cette période de plus en plus difficile et imprécise, avec une incertitude de mesure d'au minimum 40 Hz (de l'ordre de 10 %). On s'est également rendu compte que des vibrations locales

pouvaient interférer avec le mode propre de la structure, et conduire à surestimer la fréquence résiduelle de la dalle. Finalement, bien qu'on ait enregistré systématiquement cette grandeur, on ne s'en servira qu'en l'absence de valeur mesurable par les vibrations enregistrées lors des chocs, et en vérifiant la pertinence de la valeur obtenue.

On a donc réalisé, selon le mode opératoire présenté dans ce chapitre, les essais répertoriés dans le tableau 2.3-II. Les essais sont répertoriés dans l'ordre logique de classement (par type de dalle), non dans l'ordre chronologique qui est donné par le numéro, selon le "codage" suivant :

2 premiers chiffres : année

3 chiffres suivants : numéro d'ordre du tir dans l'année

3 chiffres suivants : numéro du jour dans l'année

ex. : 92105127 = 105^{ème} essai de l'année 1992 effectué le 127^{ème} jour de cette année (6 mai).

Tableau 2.3-II : Essais effectués

Béton normal humide

Dalle L	Dalle M	Dalle U	Dalle N
91132308 serrage	91118301 serrage	92069118 serrage	91219346 serrage
91133308 statique	91119301 statique	92070118 statique	91220347 stat. 172 kPa
91134309 tir 36 kPa	91120302 tir 39 kPa	92071118 tir 27 kPa	
91135309 tir 92 kPa	91121302 tir 94 kPa	92072118 tir 91 kPa	
91136309 tir 148 kPa	91122302 tir 92 kPa	92073118 tir 145 kPa	
91137309 statique	91123302 tir 145 kPa	92074118 statique	
91138309 tir 172 kPa	91124303 statique	92075119 tir 170 kPa	
91139309 statique	91125303 tir 175 kPa	92076119 statique	
91140309 tir 203 kPa	91126303 statique	92077119 tir 198 kPa	
91141310 statique	91127303 tir 199 kPa		
91142310 tir 227 kPa	91128303 statique		
91143310 statique	91129304 tir 228 kPa		
91144310 tir 240 kPa	91130304 statique		
	91131304 tir 249 kPa		

Béton poreux

Dalle R	Dalle S	Dalle T
91195339 serrage	91206344 serrage	92004014 serrage
91196339 statique	91207344 statique	92005014 stat.131 kPa
91197339 tir 43 kPa	91208344 tir 40 kPa	
91198340 tir 65 kPa	91209345 tir 65 kPa	
91199340 tir 92 kPa	91210345 tir 96 kPa	
91200340 statique	91211345 statique	
91201340 tir 123 kPa	91212345 tir 126 kPa	
91202340 statique	91213345 statique	
91203340 tir 150 kPa	91214345 tir 150 kPa	
91204340 statique	91215345 statique	
91205344 tir 175 kPa	91216345 tir 172 kPa	
	91217345 statique	
	91218346 tir 203 kPa	

Béton THP

Dalle O	Dalle P	Dalle Q
91170323 serrage	91182337 serrage	92006015 serrage
91171323 statique	91183337 statique	92007015 stat. 214 kPa
91172323 tir 32 kPa	91184337 tir 37 kPa	92008015 stat. 190 kPa
91173323 tir 92 kPa	91185337 tir 92 kPa	
91174324 tir 146 kPa	91186337 tir 149 kPa	
91175324 tir 170 kPa	91187337 statique	
91176324 statique	91188338 tir 175 kPa	
91177324 tir 201 kPa	91189338 statique	
91178324 statique	91190338 tir 206 kPa	
91179324 tir 225 kPa	91191338 statique	
91180324 statique	91192338 tir 228 kPa	
91181325 tir 255 kPa	91193338 tir 149 kPa	
	91194339 tir 247 kPa	

Microbéton

Dalle GR I	Dalle GR II	Dalle GR III
92032063 serrage	92021057 serrage	92019057 serrage
92033063 statique	92022058 statique	92020057 stat. 150 kPa
92034063 tir 40 kPa	92023058 tir 41 kPa	
92035063 tir 63 kPa	92024058 tir 64 kPa	
92036065 tir 97 kPa	92025058 tir 96 kPa	
92037065 statique	92026058 statique	
92038065 tir 122 kPa	92027058 tir 120 kPa	
92039065 statique	92028059 statique	
92040066 tir 150 kPa	92029062 tir 148 kPa	
92041066 statique	92030062 statique	
92042066 tir 170 kPa	92031062 tir 171 kPa	

Béton normal sec ou non protégé

Dalle I	Dalle J	Dalle K	Dalle H
91145311 serrage	91161318 serrage	92001013 serrage	91069161 serrage
91146311 statique	91162318 statique	92002013 stat. 191 kPa	91070161 statique
91147312 démontage	91163318 tir 42 kPa	92003013 stat. 210 kPa	91071161 tir 48 kPa
91148312 reserrage	91164318 tir 94 kPa		91072161 tir 107 kPa
91149312 tir 38 kPa	91165319 tir 149 kPa		91073161 tir 150 kPa
91150312 statique	91166319 statique		91074162 tir 150 kPa
91151312 tir 92 kPa	91167319 tir 174 kPa		91075162 tir 145 kPa
91152312 tir 148 kPa	91168319 statique		91076162 tir 198 kPa
91153312 statique	91169319 tir 204 kPa		91077162 tir 222 kPa
91154316 tir 174 kPa			
91155316 statique			
91156316 tir 205 kPa			
91157316 statique			
91158316 tir 228 kPa			
91159316 statique			
91160317 tir 250 kPa			

Béton normal armé

Dalle F	Dalle G	Dalle V	Dalle E
91050154 serrage	91041149 serrage	92065107 serrage	91021134 serrage
91051154 statique	91042149 statique	92066107 stat. 460 kPa	91022135 statique
91052154 tir 39 kPa	91043149 tir 46 kPa	92067108 reserrage	91023135 tir 40 kPa ?
91053154 tir 89 kPa	91044149 tir 684 kPa	92068108 stat. 641 kPa	91024136 tir 39 kPa
91054154 tir 145 kPa	91045150 statique		91025136 tir 81 kPa
91055155 tir 195 kPa	91046150 tir 198 kPa		91026137 tir 143 kPa
91056155 tir 246 kPa	91047151 tir 246 kPa		91027141 tir 161 kPa
91057155 tir 291 kPa	91048151 tir 252 kPa		91028141 tir 198 kPa
91058155 tir 323 kPa	91049151 tir 942 kPa		91029141 tir 235 kPa
91059155 statique			91030141 tir 269 kPa
91060155 tir 363 kPa			91031141 statique
91061155 statique			91032141 tir 360 kPa
91062156 tir 495 kPa			91033142 statique
91063156 statique			91034142 tir 465 kPa
91064156 tir 550 kPa			91035142 statique
91065156 statique			91036142 tir 550 kPa
91066156 tir 690 kPa			91037142 statique
91067158 statique			91038142 tir 639 kPa
91068158 tir 798 kPa			91039143 statique
			91040147 tir 863 kPa

Béton THP armé

Dalle W	Dalle X	Dalle Y
92078120 serrage	92096126 serrage	92116134 serrage
92079120 statique	92097126 statique	92117134 stat. 608 kPa
92080120 tir 37 kPa	92098126 reserrage	
92081120 tir 104 kPa	92099126 statique	
92082120 tir 142 kPa	92100126 tir 45 kPa	
92083120 tir 202 kPa	92101127 tir 91 kPa	
92084120 statique	92102127 tir 145 kPa	
92085121 tir 257 kPa	92103127 tir 203 kPa	
92086121 statique	92104127 statique	
92087121 tir 288 kPa	92105127 tir 239 kPa	
92088121 statique	92106127 statique	
92089121 tir 386 kPa	92107127 tir 281 kPa	
92090125 statique	92108127 statique	
92091125 tir 486 kPa	92109128 tir 389 kPa	
92092125 statique	92110128 statique	
92093125 tir 603 kPa	92111128 tir 481 kPa	
92094125 statique	92112128 statique	
92095125 tir 727 kPa	92113128 tir 582 kPa	
	92114128 statique	
	92115128 tir 697 kPa	

Extraction des vibrations parasites

La réponse d'un système soumis à une sollicitation échelon se décompose classiquement en un régime transitoire et un régime stationnaire, ce régime étant la superposition d'une réponse constante (réponse identique à celle observée en quasi-statique) et des oscillations libres du système, en particulier lorsque celles-ci se trouvent très peu amorties pour le mode fondamental. Le régime transitoire comporte les réponses aux modes de plus haute fréquence qui sont excités par le choc, mais sont amortis beaucoup plus tôt. Si l'amortissement naturel de la structure est important, les vibrations du mode fondamental peuvent n'apparaître qu'en phase transitoire.

Dans notre essai, le "système" qui répond est constitué non seulement de la dalle, mais de l'ensemble mécanique constitué par la dalle, le tube, les rails et le porte-capteurs, et les capteurs de déplacement eux-mêmes. Ces éléments se trouvent heureusement faiblement couplés en ce qui concerne les vibrations, dans la mesure où ils ont, lorsqu'ils sont montés, des fréquences propres assez nettement différentes : 2 kHz environ pour les capteurs en U, 250 à 500 Hz environ pour la dalle (suivant qu'elle est ou non endommagée), 47 Hz pour le porte-capteurs monté sur les rails. Les signaux enregistrés par les différents capteurs mettent bien en évidence ces différentes vibrations : le capteur de pression fait apparaître uniquement des modes à très haute fréquence liés à son fonctionnement mécanique et électrique (plus de 1000 Hz) ; les jauges présentent des vibrations liées aux oscillations de flexion de la dalle (250 à 500 Hz typiquement) ; les signaux des capteurs de déplacement voient se superposer les 3 types d'oscillations évoqués, liés à leur fonctionnement propre (2 kHz environ), aux vibrations de la dalle (250 à 500 Hz), et aux mouvements du support (47 Hz). On a observé pour certains tirs, de façon peu répétable, un phénomène de battements lié à l'amplification des vibrations propres de la dalle pendant les phases de vibration maximale du support des capteurs. Il n'a pas été envisagé d'éliminer ce couplage apparent, qui perturbe l'amortissement naturel des vibrations propres de la dalle (les vibrations ainsi réexcitées sont cependant typiquement 5 fois moins intenses que celles se produisant à l'arrivée de l'onde de choc). On a malgré tout évité de calculer l'amortissement des vibrations propres dans la période où ce couplage est le plus manifeste, vers la fin du palier de pression.

On notera que les vibrations de modes supérieurs pour la dalle ne sont pratiquement pas observables directement sur les signaux, vu la prépondérance du mode fondamental en particulier sur les signaux les plus intenses (au centre). On observe parfois, pour les chocs à fort niveau et sur les jauges proches de la moitié du rayon (J5 et J6), des harmoniques d'ordre 3 ou 5 par rapport à ce mode fondamental. Ces vibrations n'ont pas été extraites séparément, elles se retrouvent néanmoins dans le "signal physique" recomposé. Il semble cependant difficile d'isoler ces modes et de calculer l'énergie qui leur est associée, à cause de leur faible intensité (manque de précision).

Les résonances liées au support ou à la géométrie des étriers sont assez aigües et facilement éliminables par un filtre numérique. Ce sont en fait des artéfacts dus au système de mesure, et qu'il s'agit d'éliminer afin d'obtenir des signaux correspondant effectivement à la déformation de la dalle. C'est ce qu'on a fait grâce aux programmes TGHP et FILTREBF. Le traitement a également permis de rassembler les données d'essai sous un format plus convivial pour l'exploitation. L'algorithme utilisé est une moyenne mobile sur un nombre de points approchant la période du signal à éliminer. On a vérifié que cet algorithme simple ne produit que peu de distorsion sur les signaux dont la fréquence est très inférieure à celle qu'on élimine (rapport minimal de 5 pour les cas qui nous intéressent). La différence entre le signal initial et

le signal filtré représentant la composante vibratoire liée à la fréquence de filtrage, on a utilisé l'algorithme pour extraire des signaux des jauges la part liée aux vibrations propres de la dalle. On a procédé de même pour les déplacements en filtrant successivement la fréquence de résonance des capteurs, la fréquence de la dalle et la fréquence du support, de façon à recomposer le signal "physique" constitué de la composante continue du signal et de la part de vibrations liée aux oscillations de la dalle. On a procédé de la même façon pour obtenir un signal d'accélération pertinent, comme expliqué au chapitre précédent, la fréquence de résonance parasite étant supprimée par filtrage (programme FILTRACC).

Cette "analyse de Fourier" très simplifiée, illustrée par la figure 2.3-5, se fait sans difficulté pour un signal dont les variations ne sont pas trop brusques. En revanche, il est clair qu'un filtrage à basse fréquence tend à "adoucir" systématiquement les pentes d'un signal qui seraient supérieures à celles d'un phénomène vibratoire de la fréquence qu'on élimine. Pour nos essais, le problème s'est particulièrement manifesté pour l'élimination de la résonance du support des capteurs, mais aussi pour l'extraction des oscillations propres des dalles, au moment de l'arrivée de l'onde de choc. On a donc dû localement et "manuellement", pour rendre compte de la brusque variation des signaux lors du choc sur la dalle, corriger le signal filtré et la "composante continue" utilisée pour la recombinaison du "signal physique". Dans le cas des jauges, on s'est contenté de l'approximation d'une "marche d'escalier" sur le signal transitoire et sur la composante continue, permettant de conserver pour le "signal physique" recomposé la même pente au début du choc que pour le signal brut. Pour les signaux des capteurs, il n'était plus réaliste d'approximer le démarrage de la vibration par un saut instantané, et on a donc corrigé la vibration extraite en maintenant sa continuité mais en "redressant" sa pente ; on a ainsi fait en sorte de prendre pour le signal recomposé la même pente que pour le signal "brut", admettant que l'inertie du support des capteurs, vibrant à basse fréquence, limitait son influence pendant les premiers instants du choc.

Une autre difficulté, d'écriture cette fois, était liée à une base de temps variable au cours de l'acquisition. Il était assez simple d'écrire l'algorithme général correspondant à une moyenne sur une période, pour une base de temps fixe. On s'est ramené à ce cas pour la plus grande part de la durée d'acquisition. Un module de lissage a également été écrit afin d'interpoler le signal filtré par moyenne mobile autour de l'instant de changement de période de scrutation (durée égale à une période du signal filtré). Cette interpolation linéaire a paru suffisante, soit que le signal filtré varie peu au moment de ce changement de base de temps, soit que cet instant se trouve englobé dans la zone où l'on corrige manuellement le signal (autour de l'instant d'arrivée du choc).

On donne un exemple de résultat de filtrage sur un signal de déplacement sur la figure 2.3-6. Le signal "brut" (rouge) présente les grandes oscillations caractéristiques du support des capteurs. Après double filtrage et correction, on obtient la composante continue (trait noir). A cette composante s'ajoute le transitoire (bleu, centré sur zéro) représentant les vibrations propres de la dalle, pour obtenir le signal "physique" (orange) qui est finalement conservé.

Ce filtrage a été réalisé sur microordinateur HP 9000 série 300. L'extraction de la fréquence propre de la dalle et l'élimination du parasite basse fréquence sur les signaux de déplacement, grâce au programme FILTREBF, a représenté environ 4 heures de calcul par tir. La vérification du filtrage et les corrections ont nécessité environ 4 heures par essai également. Il y a eu 129 tirs à traiter ainsi.

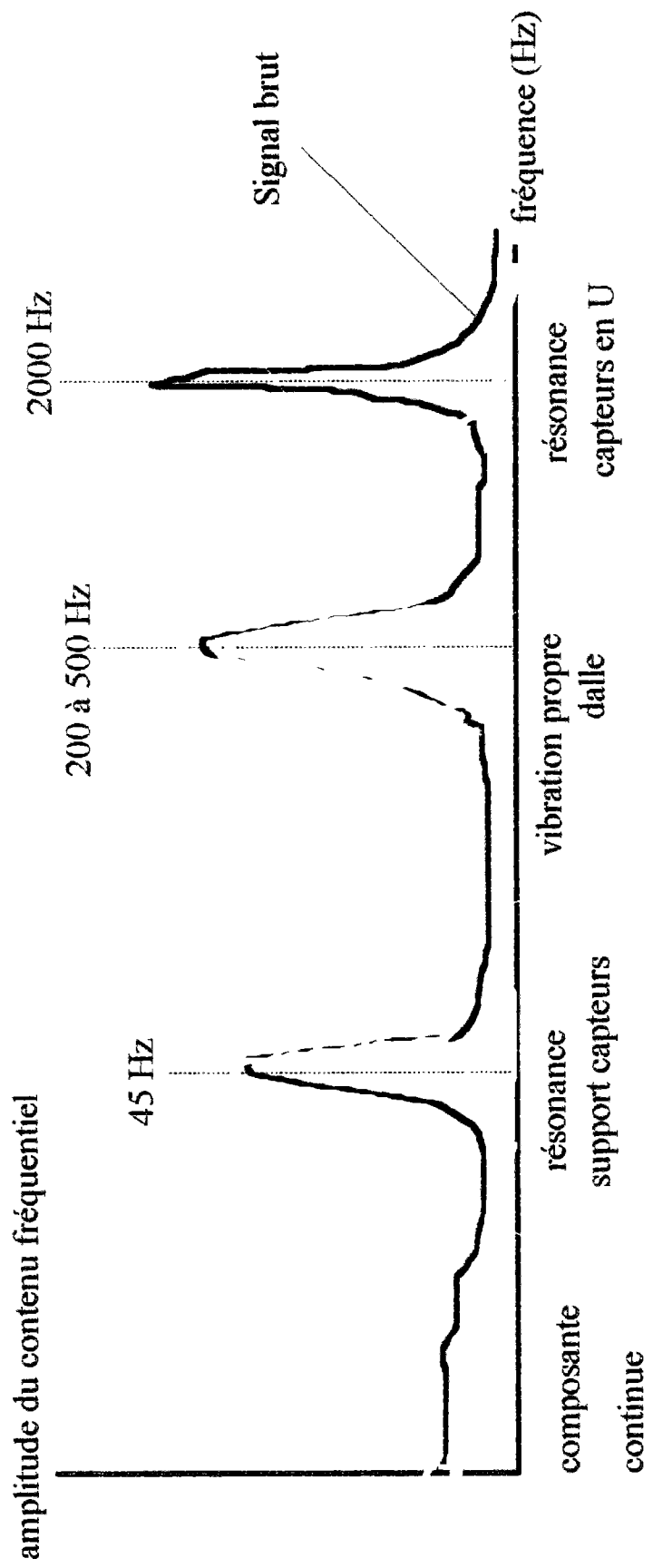


Figure 2.3-5 : Schéma de principe du filtrage des signaux de déplacement

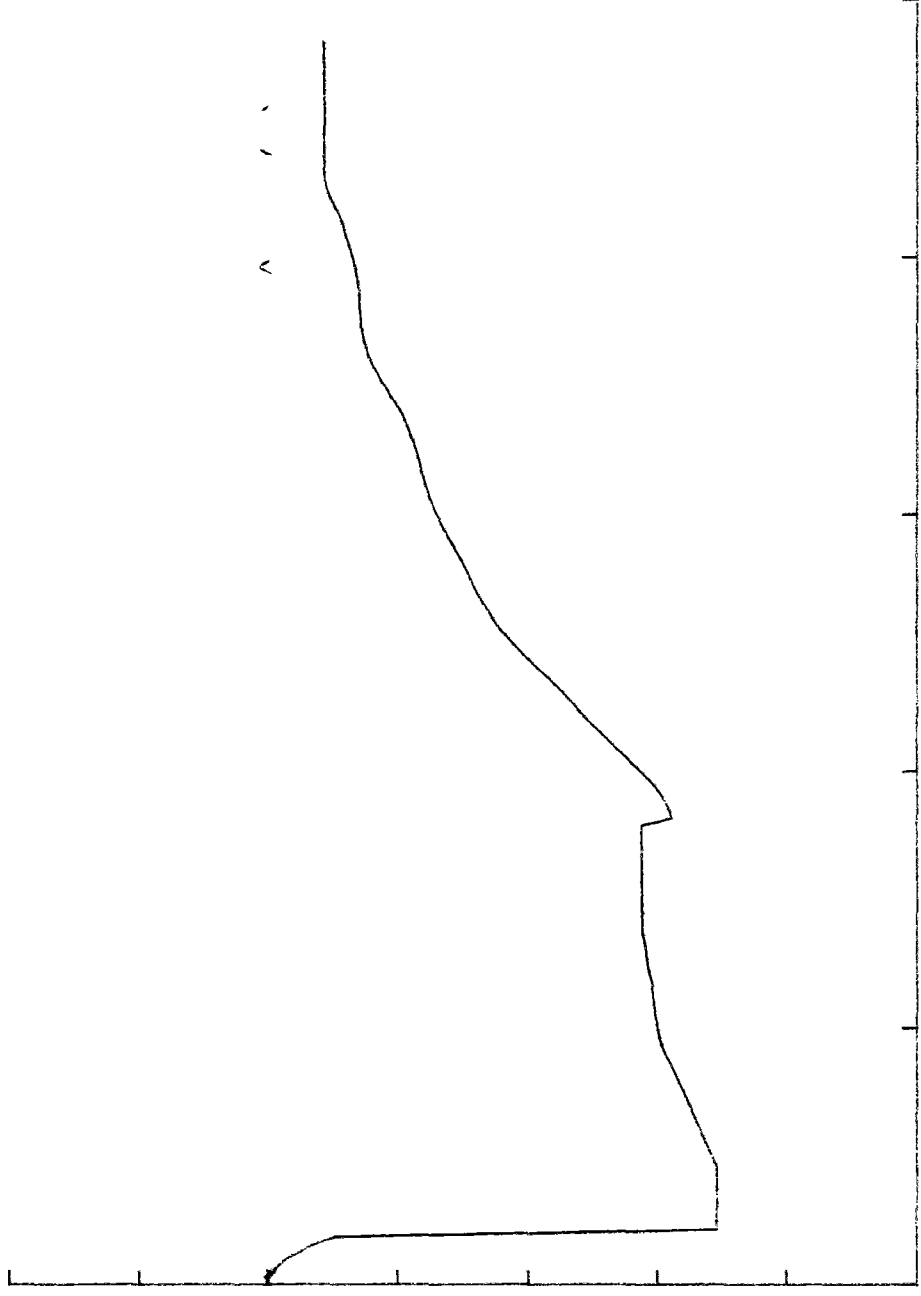


Figure 2.3-6: Exemple de traitement d'un signal de déplacement

Le test de la qualité de ce filtrage est double : d'une part, on retrouve pour les signaux des déplacements une forme analogue à ceux des jauges, en particulier pour les premiers tirs où les dalles sont saines, ce qui est rassurant, le risque de distorsion étant plus important pour les capteurs en U. On retrouve en particulier des valeurs analogues d'amortissement des vibrations propres de la dalle (mode I). D'autre part, on obtient des courbes "déflexion fonction de la pression" très linéaires, en particulier dans la phase redescendante, où les vibrations du support sont particulièrement intenses, les valeurs de souplesse obtenues étant tout à fait cohérentes avec les valeurs obtenues au cours des essais statiques. En résumé, ce traitement a donc donné satisfaction et permis de fournir des données particulièrement fiables en ce qui concerne la réponse de la dalle. Il a aussi permis d'extraire des signaux la partie vibratoire utile, d'où une caractérisation de l'excitation du mode propre de la structure par un choc et de l'amortissement de ces vibrations. Il a permis enfin d'extraire la partie stationnaire de la réponse, d'où une évaluation directe, au cours des tirs, de la rigidité résiduelle de la structure.

Pour les signaux d'accélération, on a effectué 2 fois le filtrage afin d'améliorer la qualité d'élimination des oscillations à 2600 Hz. On a effectué une correction automatique sur le début du signal (le filtrage conduisant à étaler le début du choc sur une période). Le signal corrigé a été pris nul jusqu'à l'instant du choc (déterminé sans ambiguïté sur le signal brut). Puis il a été pris constant, égal à sa valeur après une demi-période, pendant la première demi-période après le choc. Ce signal corrigé a ensuite servi à modifier le signal de pression pour obtenir un signal de "chargement effectif". Celui-ci a été calculé en décalant le signal de pression expérimental, comme s'il était mesuré sur la dalle (élimination de la "marche d'escalier" due au positionnement du capteur de pression avant la cible), et en ajoutant (compte-tenu de l'orientation des capteurs et du signe des signaux) à ce signal de pression, dont on a éliminé les vibrations propres au capteur (de l'ordre du kHz), le terme d'inertie, égal au produit de l'accélération par la masse volumique et l'épaisseur de la dalle. On donne en figure 2.3-7 un exemple de la correction effectuée pour obtenir ce signal "effectif".

Format de stockage

Comme on l'a dit plus haut, les données brutes se trouvaient sous une forme peu apte à l'archivage, les paramètres de l'acquisition des données, les unités et les légendes n'étant pas stockés simultanément. Un traitement numérique (voir ci-dessus) était à faire. Enfin, il était souhaitable de pouvoir exploiter graphiquement ces données grâce à un programme analogue à celui habituellement utilisé au sein de l'équipe, et pour lequel la plupart des fichiers de données sont compatibles.

On a donc mis au point un format de stockage rationnel des données numériques issues des essais, regroupant les mesures effectuées lors d'un seul essai grâce au même nom de fichier, au suffixe près indiquant le type de données ou paramètres stockés. Ainsi, à chaque essai correspondent 8 ou 9 fichiers dont le nom se compose du n° d'essai (8 chiffres) et d'un suffixe :

- P pour les paramètres généraux de l'essai
- AS pour les appareils (enregistreurs) utilisés pour l'acquisition des données
- A pour les paramètres liés à la configuration de ces appareils
- V pour les paramètres liés à chaque voie de mesure
- AV pour le nom de l'appareil correspondant à chaque voie
- L pour la légende correspondant à chaque voie
- U pour l'unité correspondant à chaque voie
- K pour les données acquises grâce à l'enregistreur Krenz
- G pour les données acquises grâce à l'oscilloscope Gould

CHARGEMENT EFFECTIF

DALLE H - 91072161

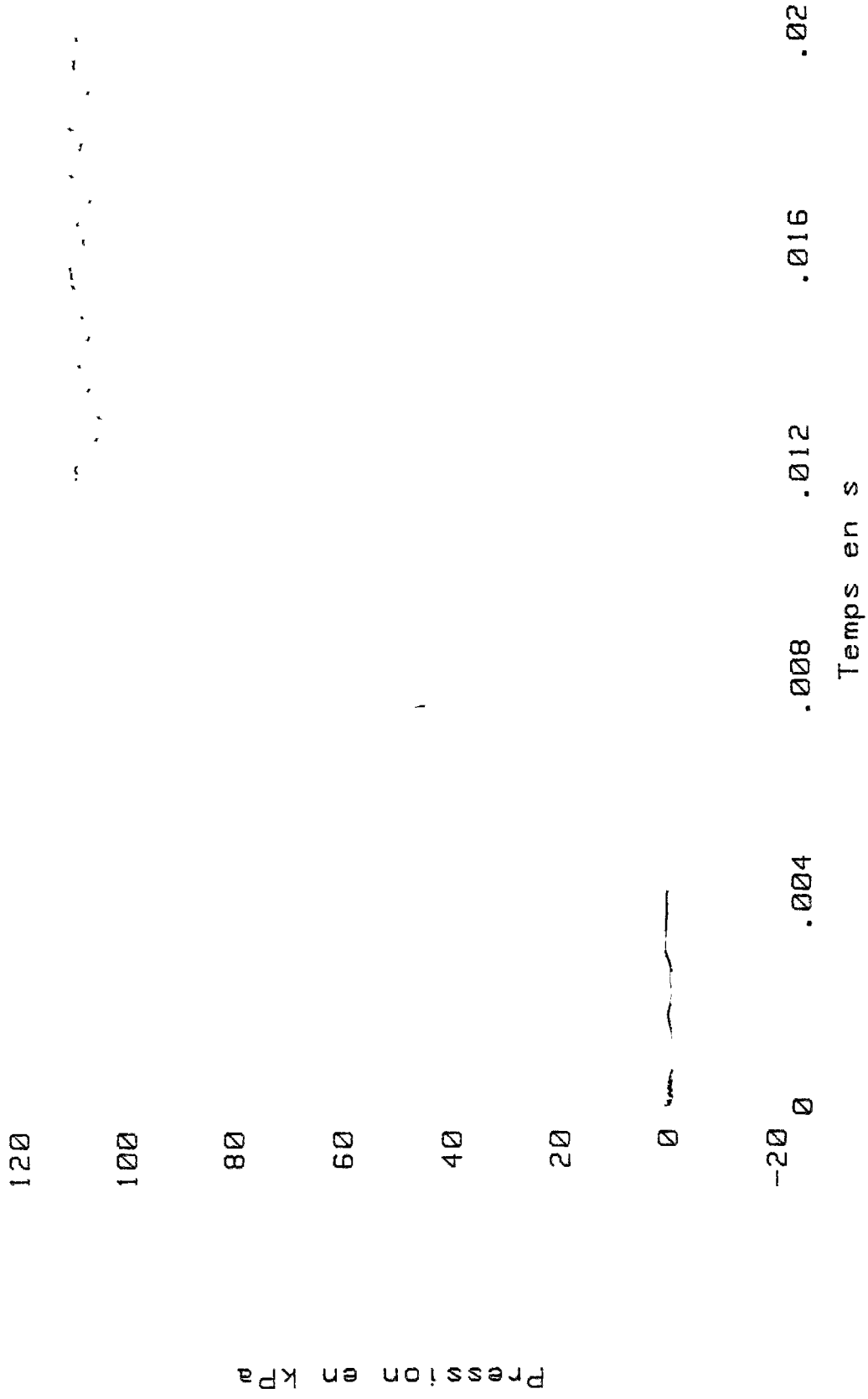


Figure 2.3-7: Exemple de correction du signal de pression pour obtenir le "chargement effectif"

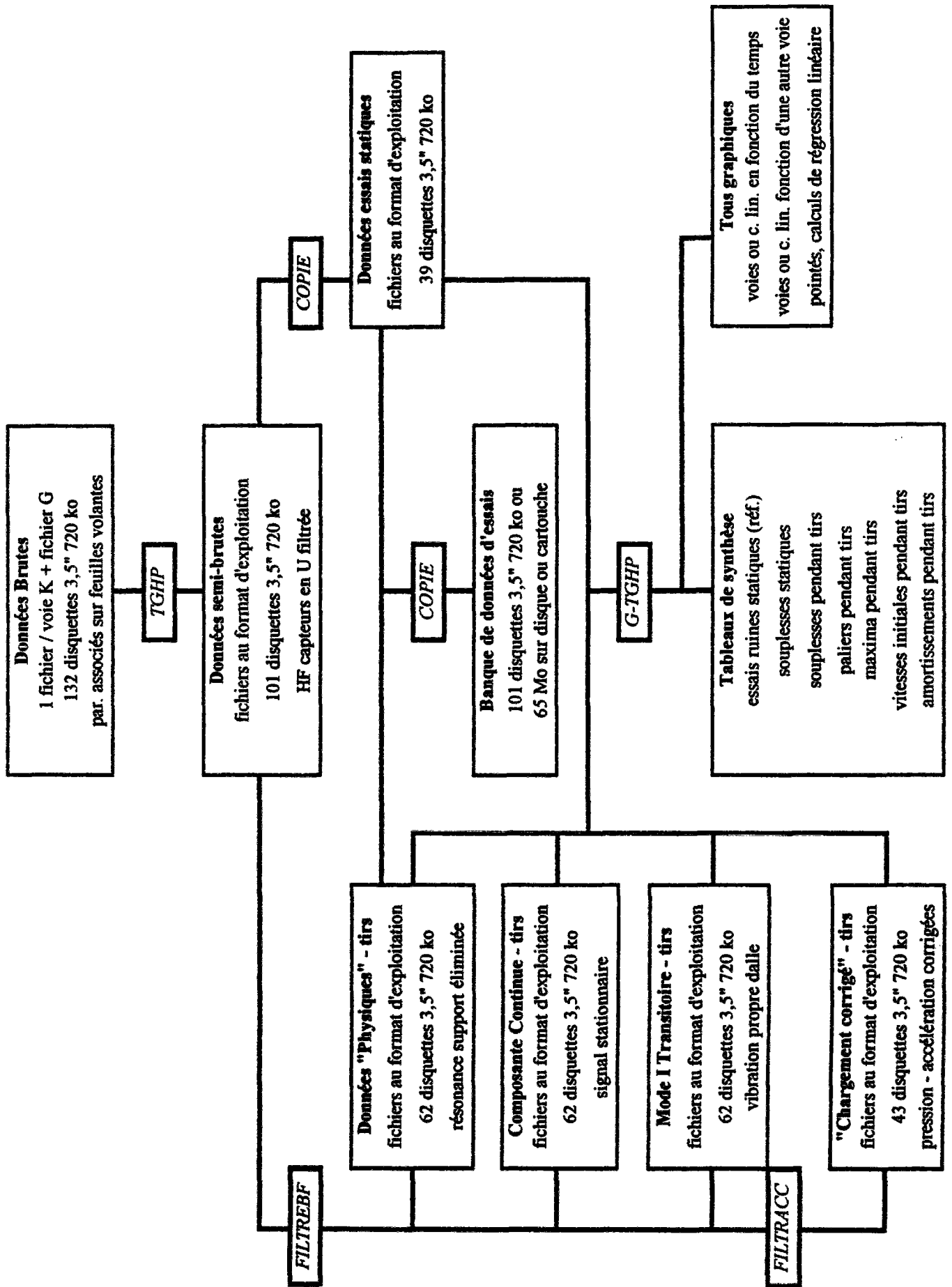
Ce format de stockage est transparent pour l'opérateur, qui utilise le programme G_TGHP pour le traitement. Il a été choisi afin de conserver les données sous la forme compacte d'entiers (2 octets). Les détails de ce format sont donnés en [Toutlemonde, 1993 - f]. L'ensemble des données acquises au cours des campagnes d'essais successives qui se sont déroulées de mai 91 à mai 92 représente un espace d'environ 65 Mo, stocké au départ de façon "brute" sur disquettes 720 ko au format HP. Après mise au format décrit ci-dessus et premier filtrage des signaux de déplacement pour les tirs (élimination de la fréquence de résonance du capteur), c'est-à-dire après traitement par le programme TGHP décrit ci-après, on a obtenu une 2^o série de disquettes contenant les données "semi-brutes".

L'extraction de la vibration propre de la dalle sur les signaux des jauges et des capteurs de déplacement, pour les essais dynamiques, réalisée par le programme FILTREBF, a abouti à la constitution de 3 séries de données : les signaux "mode I - transitoire" correspondant à la partie oscillante des signaux réels, stockés sur disquettes (63 disquettes de 720 ko), les signaux représentant la "composante continue" des grandeurs mesurées, stockés sur un autre jeu de disquettes, enfin les "données physiques", correspondant au signal corrigé, stockées sur disquettes, sur disque dur d'un micro-ordinateur de la section des bétons, sur un répertoire du réseau de micro-ordinateurs de la section des bétons du LCPC, sur cartouche magnétique (sauvegarde régulière des données stockées sur réseau), une série de disquettes supplémentaire étant constituée comme copie de sûreté, d'utilisation plus souple que les copies sur disque dur. Enfin, une série composée des données traitées par FILTRACC (correction de l'accélération et "chargement effectif" de pression), stockées sur disquettes, a été constituée. Il faut rajouter à ces données issues des tirs les 38 disquettes de 720 ko provenant des essais statiques, stockées avec la série des signaux physiques, une copie étant faite sur disque dur, une sur réseau, une sur cartouche, et enfin une complétant la copie sur disquette des signaux physiques. L'organigramme 2.3-III récapitule les différents stades de ce traitement des données.

L'exploitation des données peut donc se faire soit sur micro-ordinateur HP en utilisant le programme G_TGHP et les disquettes, soit en exploitant les fichiers stockés sur disque dur dans un répertoire HP d'un PC (carte VIPER), ou encore en convertissant ces fichiers en ASCII et en les exploitant grâce à un tableur disponible sous PC (peu conseillé vu le volume de données).

On donne dans les tableaux en annexe 2 les organigrammes des programmes essentiels ayant servi au filtrage, au transfert et à la mise en forme des données, ainsi qu'à leur exploitation (graphique et numérique). Ces programmes écrits en Basic HP 4.0 par François Toutlemonde s'inspirent de programmes développés par Claude Boulay à la section des bétons du LCPC. La nomenclature en est la suivante : TGHP pour transfert des données de Gramat (la ville la plus proche du LEA à Viroulou ...) sur microordinateur HP ; FILTREBF pour filtrage des basses fréquences parasites sur les signaux ; G_TGHP pour exploitation graphique des données transférées par TGHP ; FILTRACC pour filtrage de l'accélération et correction du signal de pression.

Tableau 2.3-III: Organigramme de traitement des données



Grandeurs synthétiques retenues

Essais quasi-statiques

Pour les dalles testées à vitesse lente (quasi-statique), les enregistrements en fonction du temps, de la pression, des déformations et des déplacements, donnent accès aux informations suivantes : souplesse (ou rigidité) initiale pour les différentes voies (pente en fonction de la pression) ; vitesse de déformation (pente en fonction du temps) ; éventuellement, seuil lié au début de la fissuration, se manifestant par une non linéarité des courbes en fonction de la pression ; éventuellement, "pente d'écrouissage" (pente des courbes en fonction de la pression, au-delà du seuil de fissuration) ; enfin, déformations ultimes et pression maximale caractérisant la rupture. On peut observer ces étapes de fonctionnement (régime élastique, fissuré, écrouissant ...) sur les courbes charge-flèche des dalles non armées (Figure 2.3-8) et armées (Figure 2.3-9) testées en régime quasi-statique jusqu'à la ruine.

Ces données liées aux essais statiques de référence ont été regroupées dans un même fichier "statref.xls" dans le répertoire "exploit" du dossier rattaché à chaque dalle testée en statique. Pour les dalles Q, K et GR III, la phase non-linéaire est presque inexistante. On n'a donc pas de valeurs "d'écrouissage". Pour les dalles N et T en revanche, bien qu'elles ne soient pas armées, cette phase est tout à fait observable et correspond à un régime où la dalle continue à reprendre des efforts croissants.

Pour les dalles armées V et Y, on distingue plusieurs phases d'écrouissage au cours desquelles une pente peut être définie : après la phase initiale non fissurée, une phase au cours de laquelle les aciers ne sont pas plastifiés, puis une phase où ils se déforment de façon irréversible, enfin éventuellement une phase ultime correspondant à de grands déplacements de blocs. Pour la dalle Y chargée de façon monotone, on a des "modules d'écrouissage" pour ces 3 dernières phases. Pour la dalle V, qui a été déchargée puis rechargée après avoir commencé à plastifier, on a en plus une estimation de la souplesse résiduelle à un stade où les aciers ont commencé à se déformer plastiquement.

Afin de comparer plus aisément les tableaux de valeurs entre eux, on a adopté les mêmes unités pour tous. Les tableaux récapitulant les grandeurs ainsi déterminées au cours des essais statiques servant en quelque sorte de référence, sont donnés en annexe 3.

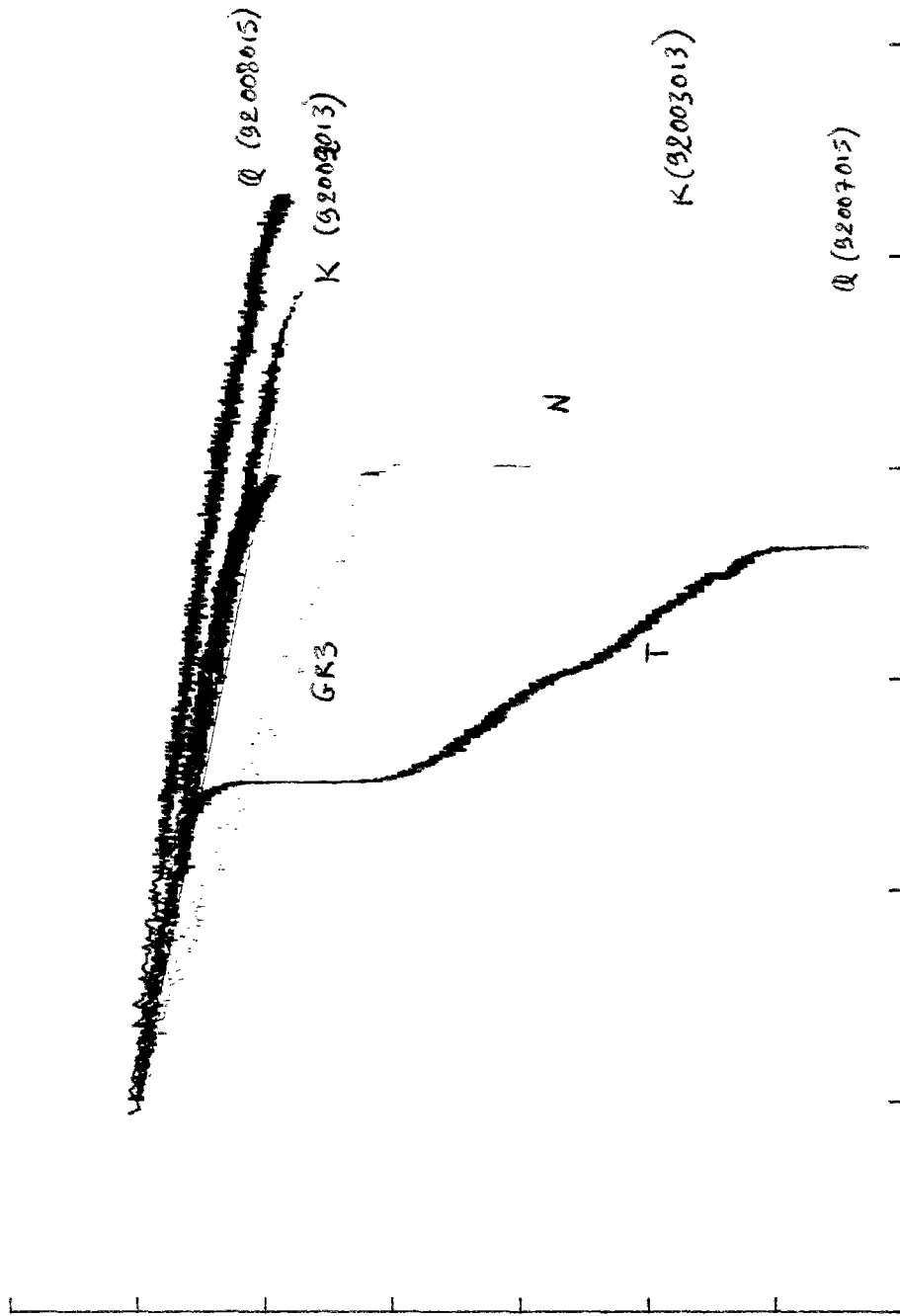


Figure 2.3-8: Courbes "flèche - charge" - Dalles non armées testées en statique

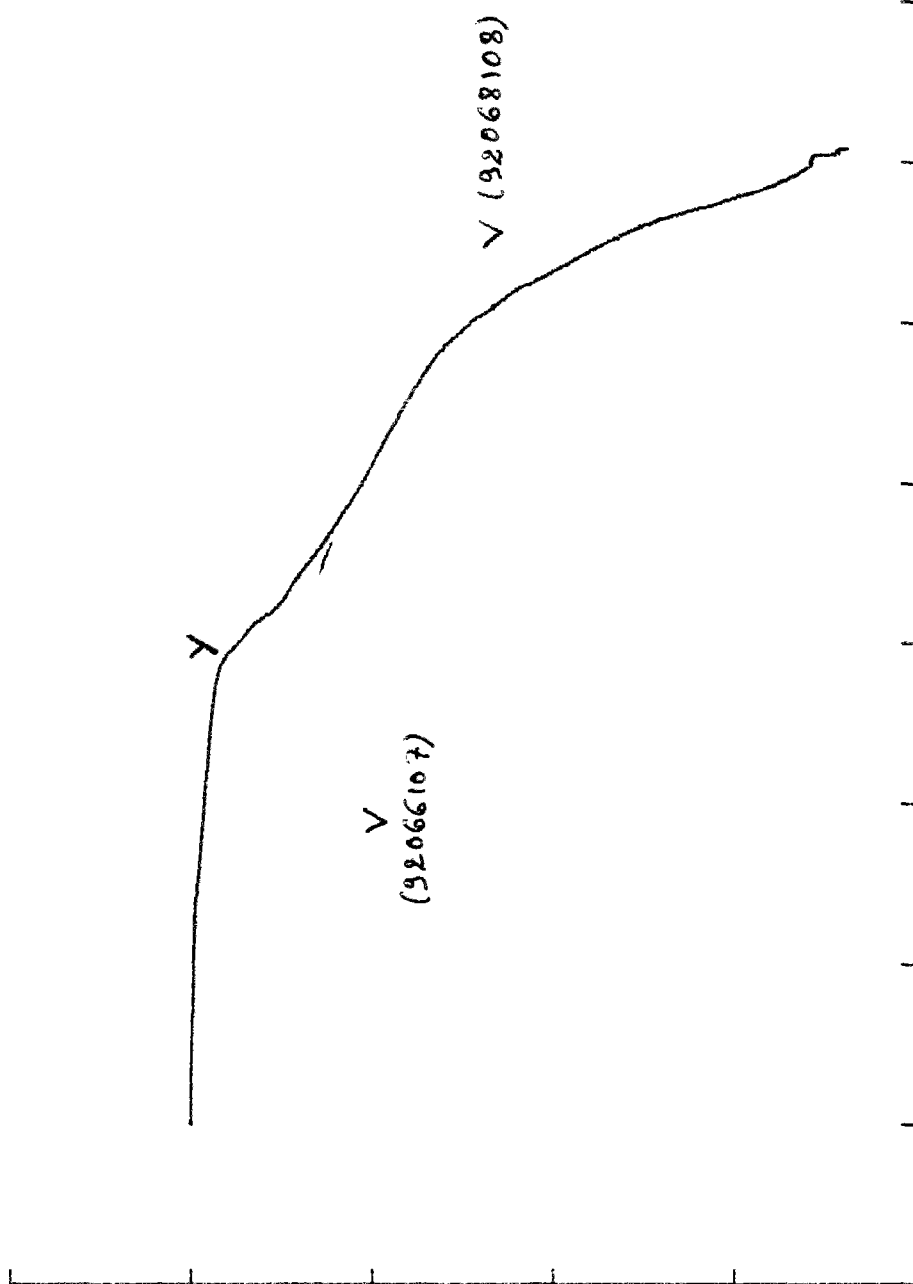


Figure 2.3-9: Courbes "flèche - charge" - Dalles armées testées en statique

Essais dynamiques

Pour les dalles testées en dynamique, les signaux enregistrés peuvent être décrits par quelques grandeurs caractéristiques, regroupées sous forme de tableaux dans le répertoire "exploit" du dossier lié à chaque dalle. Tout d'abord, les essais statiques à bas niveau de pression permettent de définir des "soupleses" (éventuellement résiduelles, après endommagement de la dalle par fissuration) dans la mesure où on reste dans un domaine de quasi-réversibilité du comportement de la dalle, et où les fissures n'entraînent pas une hystérésis trop prononcée. Les "soupleses" ainsi déterminées au cours des essais quasi-statiques ont été regroupées dans des tableaux répertoriés "soupstat-.xls", la lettre désignant la dalle étant ajoutée comme suffixe à "soupstat".

Au cours des tirs, 5 grandeurs peuvent être déterminées et caractériser l'allure générale de ces signaux de déflexion ou de déformation (Figure 2.3-10) : la vitesse initiale (au moment du choc) ; le maximum de déformation (pic lors de la première oscillation) ; l'amortissement des vibrations propres (décrément logarithmique) ; le niveau de déformation stationnaire atteint ("palier") ; enfin la pente lors de la redescente du signal de pression, assimilable à une souplesse. Les courbes portant une déformation (Figure 2.3-11), ou la déflexion en un des points de mesure du déplacement (Figure 2.3-12), en fonction de la pression, sont en effet généralement très proches d'une droite, dont on peut donc définir la pente. Les figures 2.3-13 et 2.3-14 illustrent l'allure typique des déformations et des déflexions enregistrées au moment d'un choc. On a regroupé toutes ces valeurs, par dalle, dans des fichiers répertoriés "vinitir-.xls", "maxtir-.xls", "amotir-.xls", "paltir-.xls", et "soutpir-.xls". L'initiale de la dalle est ajoutée comme suffixe afin de distinguer les fichiers. La fréquence propre de la dalle, déterminée à partir des signaux des jauges (principalement J2 et J4) au moment du filtrage des signaux, a été ajoutée, dans les tableaux synthétiques donnés en annexe 3, à ces grandeurs caractéristiques, ainsi que la pression maximale enregistrée sur la dalle (paramètre de chargement).

Signal de déplacement ou de déformation

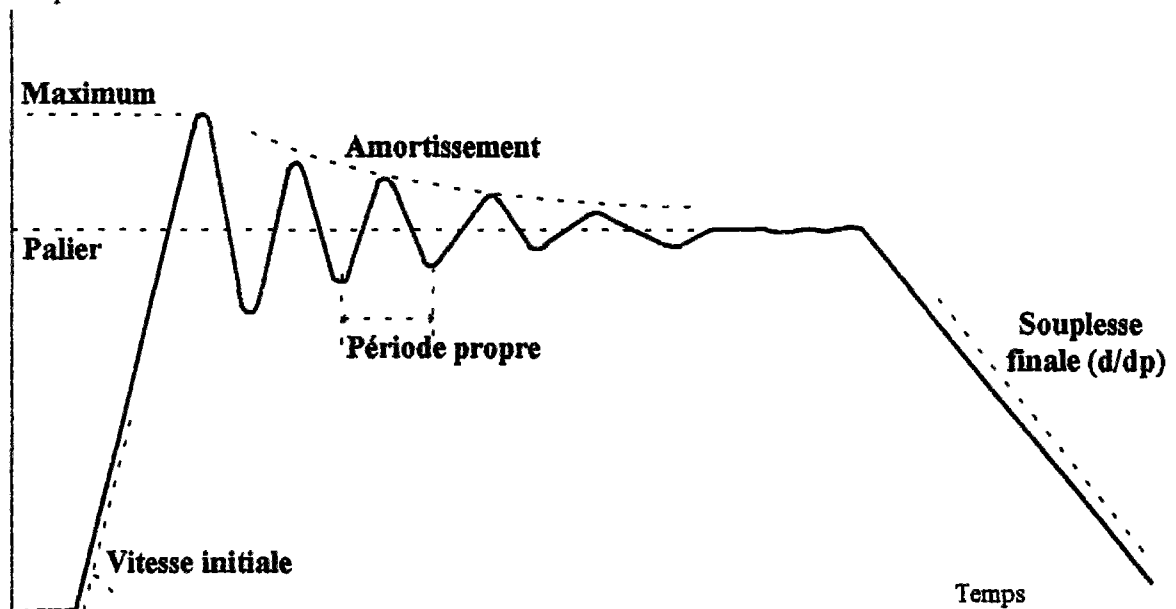


Figure 2.3-10 : Grandeurs caractéristiques des signaux dynamiques

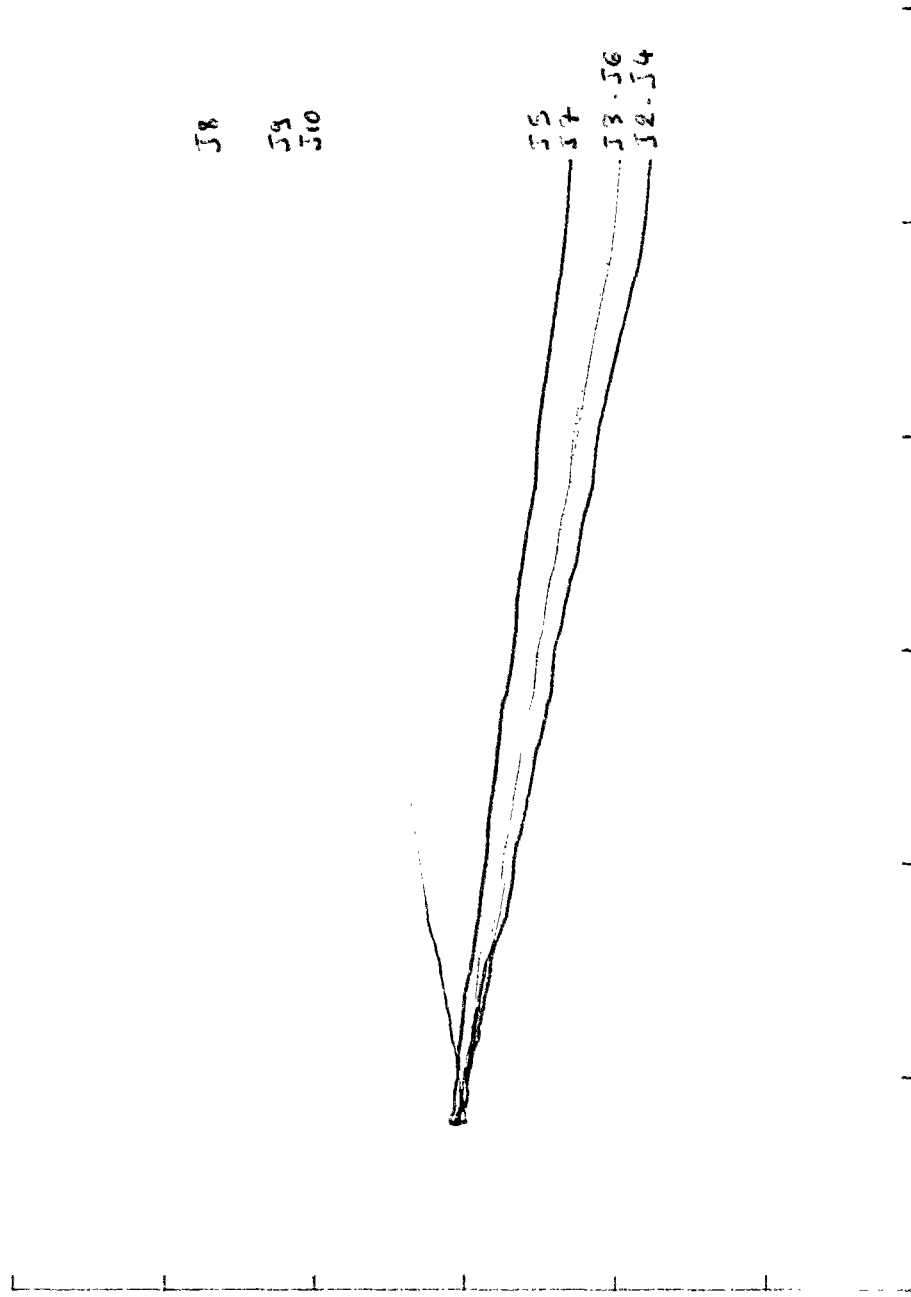


Figure 2.3-11: "Soupless" locales - Déformations en fonction de la pression en phase redescendante d'un tir

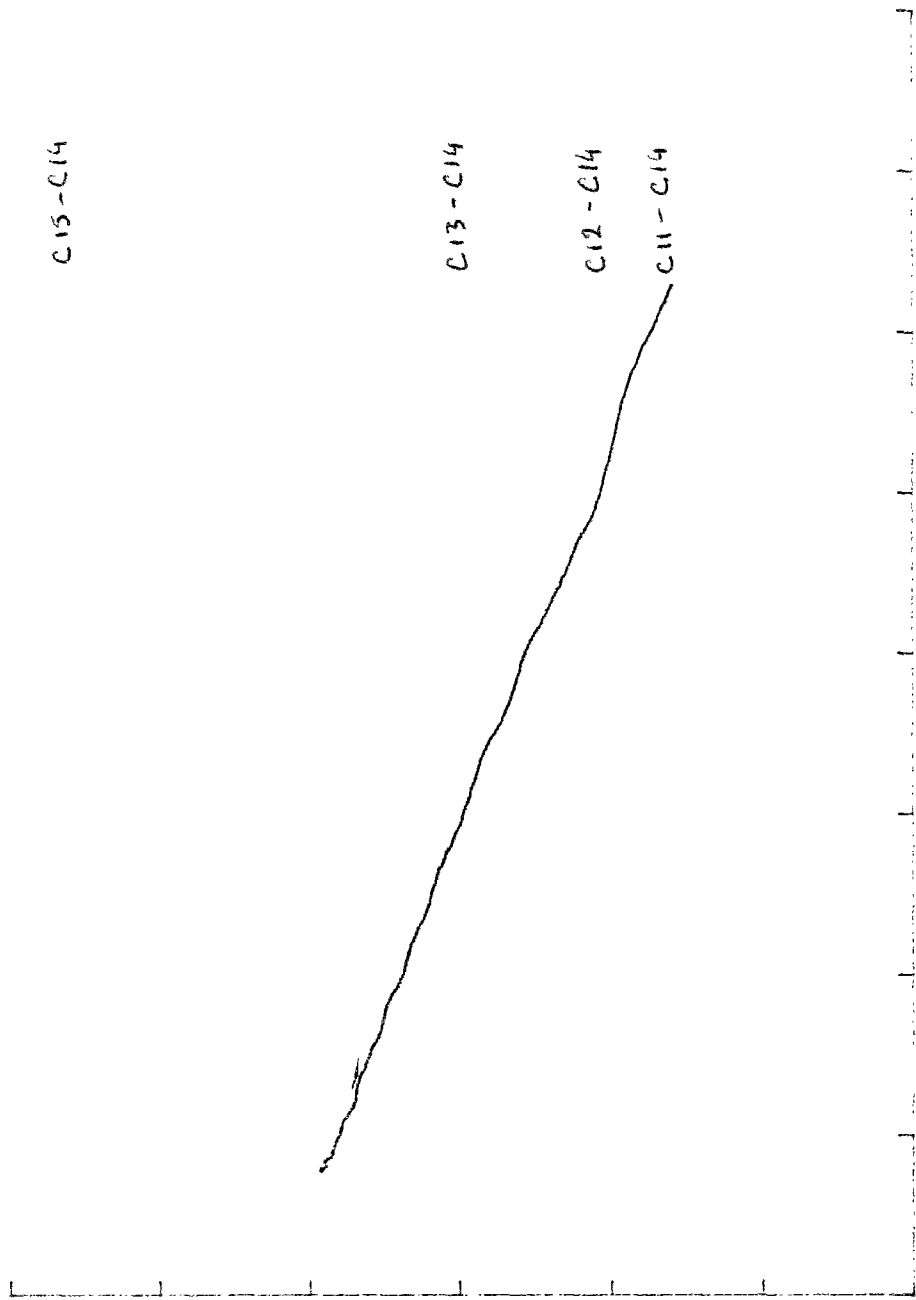


Figure 2.3-12: "Soupless" locales - Déflexions en fonction de la pression en phase redescendante d'un fir

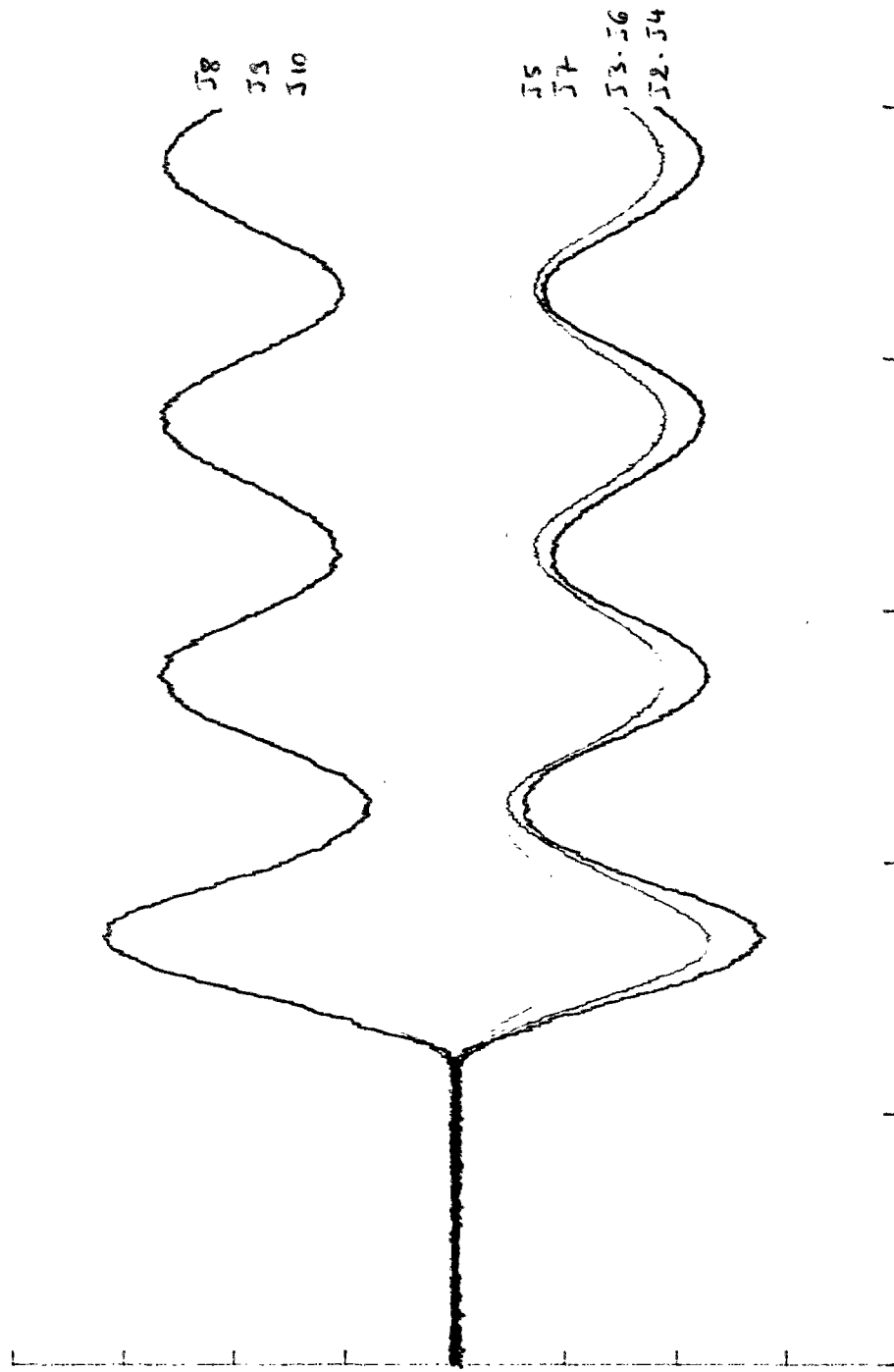


Figure 2.3-13. Réponse à un choc : déformations

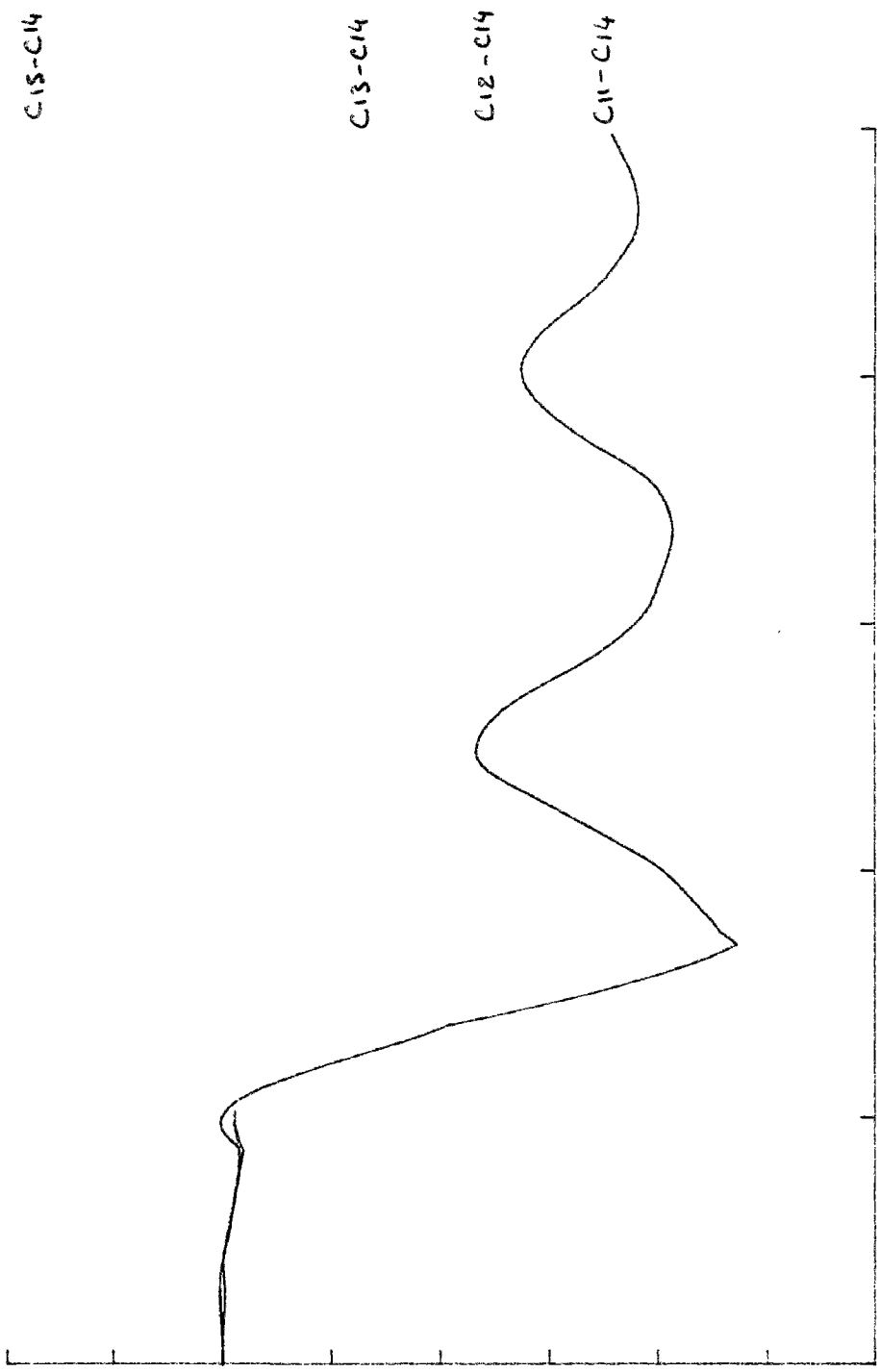


Figure 2.3-14 : Réponse à un choc : déflexions

La valeur du palier, ainsi que la pente lors de la redescente du signal de pression, ont été déterminées sur les composantes continues des signaux issues du traitement par FILTREBF. La vitesse initiale et le maximum ont été déterminés sans ambiguïté sur le "signal physique" obtenu après toutes les corrections. On a calculé la vitesse par régression linéaire du début du signal temporel, la linéarité de la courbe étant très bonne (chargement impulsionnel) jusqu'à environ 70 % de la valeur extrême.

Enfin, l'amortissement n'a été déterminé que sur les signaux correspondant aux déformations transversales : on avait en effet une assez bonne répétabilité de cette indication sur ces signaux, relativement intenses, ne présentant pratiquement que des vibrations en mode I, contrairement à J5 par exemple, et peu sujets aux battements, liés au couplage dalle - capteurs en U - support, visibles sur les signaux de déplacement. On a déterminé le décrément logarithmique de la partie transitoire des signaux (issue du traitement par FILTREBF), de la façon qui paraissait la plus répétable et la moins sujette à d'éventuels décalages de zéro, en prenant le logarithme du rapport entre deux amplitudes crête - crête successives (figure 2.3-15). Dans le cas d'une atténuation perturbée ponctuellement, on a sur certains signaux pris le rapport de deux amplitudes crête - crête décalées d'une période. Enfin, on a pris comme valeur moyenne représentative de l'amortissement au niveau de la structure la valeur moyenne du décrément calculée sur les signaux des jauges J4, J6, J7, J8, J9 et J10 (3 jauges en traction, 3 en compression), l'amortissement sur la jauge centrale (J2) étant souvent perturbé. Au total, on peut cependant admettre que cette valeur moyenne corrigée donne une idée convenable de l'amortissement qui se produit sur les différents signaux (toutes jauges et déflexions), aux perturbations très locales près.

Les figures 2.3-16 et 2.3-17 donnent une idée de l'allure générale de la composante "vibrations amorties" des signaux, permettant de calculer un amortissement moyen. A titre d'exemple, le décrément moyen calculé correspondant à la figure 2.3-16 est de 0,29 (la détermination sur chaque signal varie entre 0,28 et 0,32) ; celui correspondant à la figure 2.3-17 est de 0,34 (la détermination sur les différents signaux varie de 0,32 à 0,38).

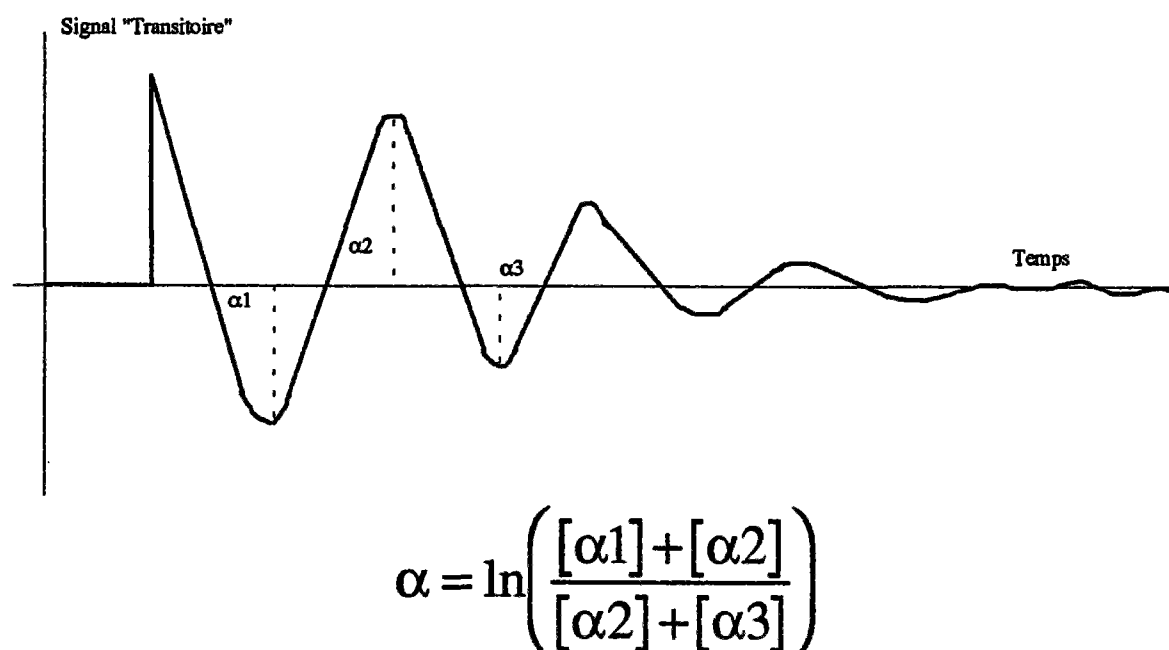


Figure 2.3-15 : Détermination du décrément logarithmique caractérisant l'amortissement

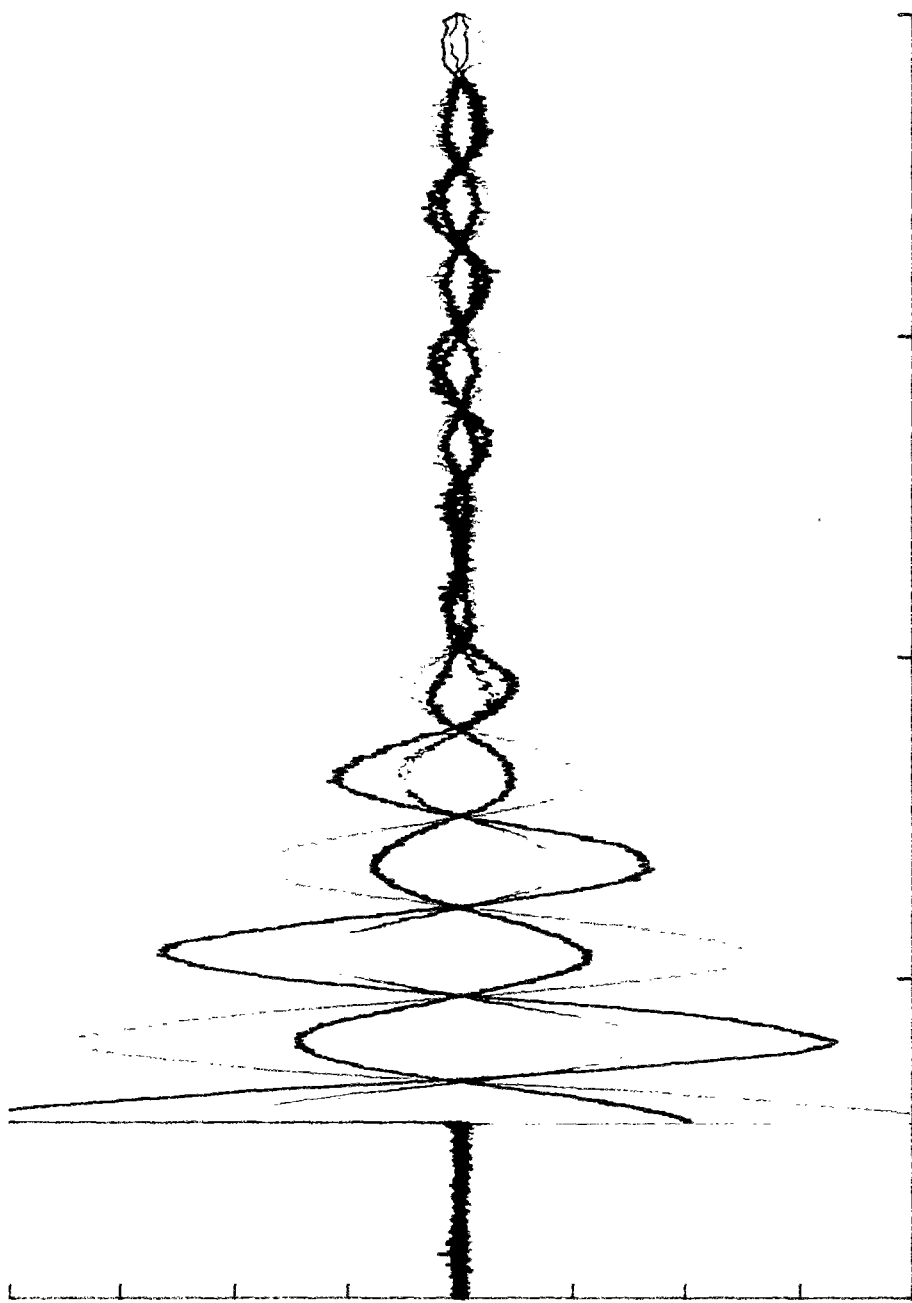


Figure 2.3-16: Vibrations amorties - dalle non armée

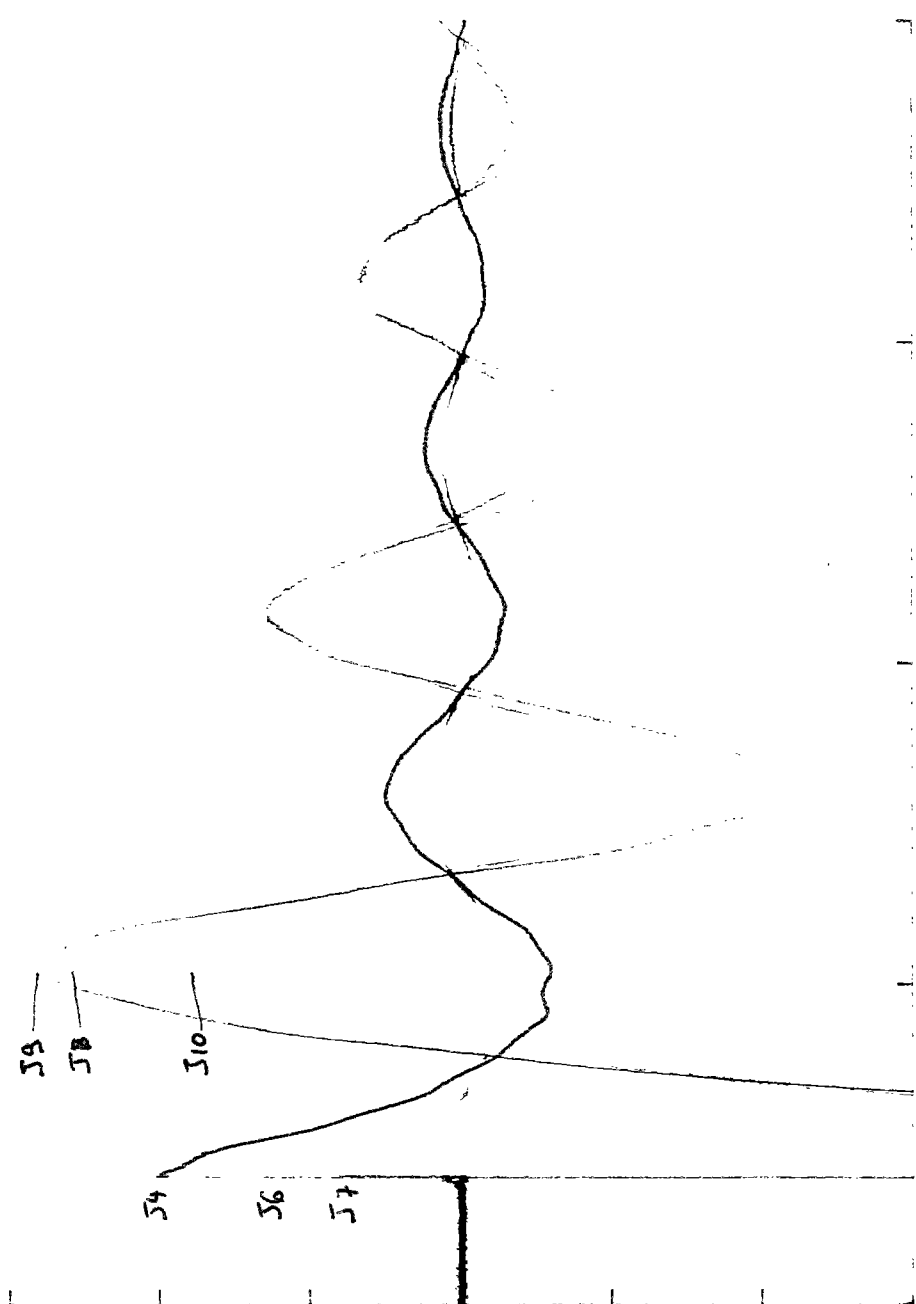


Figure 2.3-17. Vibrations amorties - dalle armée

Résultats

On donne en annexe 3 les tableaux évoqués ci-dessus in extenso. Ils résument l'ensemble des données chiffrées utilisables, issues des essais de dalles. Sont présentés successivement :

- les résultats des essais de référence : dalles testées en statique ;
- pour les dalles testées par chocs successifs : souplesse lors des chargements quasi-statiques ;
- dalles testées par chocs successifs : souplesse lors des tirs (décharge relativement lente) ;
- dalles testées par chocs successifs : vitesses initiales lors des tirs ;
- dalles testées par chocs successifs : valeurs maximales lors des tirs (1^o oscillation) ;
- dalles testées par chocs successifs : valeurs stationnaires "paliers" atteintes lors des tirs ;
- dalles testées par chocs successifs : amortissement mesuré pendant les tirs.

On donne également dans cette annexe le résultat du traitement du signal d'accélération lorsqu'il a pu être fait : ce signal (négatif quand la dalle s'éloigne de l'amont du tube) est constitué d'un pic négatif, puis d'un pic positif, suivis d'oscillations vite amorties. Lorsque les conditions d'acquisition de données l'ont permis (fréquence d'acquisition suffisante, au moment du choc, pour effectuer le filtrage), on a donc déterminé la valeur de ces extrêmes, puis la valeur maximale du "chargement corrigé" $p + \rho\gamma h$. On a comparé cette valeur au maximum de la pression "brute". Elle se trouve plus élevée en moyenne de 7,8 %. Pour les dalles armées, l'écart est en moyenne de 5,1 %, tandis qu'il est de 8,7 % pour les dalles non armées (dont le serrage était probablement légèrement plus lâche, afin de ne pas trop solliciter la dalle dès la mise en place au bout du tube).

Néanmoins, les variations du signal d'accélération n'entraînent pas d'effet sur la valeur moyenne du palier de pression, et on n'a pas observé de couplage entre les variations du signal de l'accéléromètre et les vibrations des signaux des capteurs de déplacement et des jauges. Ainsi les maxima de la pression ne sont que de courte durée devant la période propre de la dalle, ou du moins ne semblent pas interagir avec elle. On pourra donc dans une première approximation garder la valeur du palier de pression (signal "brut") comme grandeur unique caractérisant le chargement "idéal", en forme de fonction de Heaviside. Les données sont cependant réunies pour affiner cette analyse en fonction de la forme "vraie" du chargement.

On peut par ailleurs observer, sur le signal d'accélération, la trace d'événements de type fissuration (notamment sur appui) qui produisent une variation brutale et intense, et vérifier ainsi l'information fournie par les autres capteurs, en localisant le phénomène dans le temps. On prendra garde à ne pas confondre ces événements avec la chute de l'accéléromètre (décollé de son support), qui a pu se produire sur certains tirs.

L'importance, en valeur absolue, de l'accélération, est une mesure de la qualité du "serrage" de la dalle. Celui-ci est globalement assez répétable, mais certaines dalles où l'accélération est systématiquement forte étaient, selon toute probabilité, moins bien fixées sur le tube, d'où des translations d'ensemble relativement importantes, et le risque d'un fonctionnement mécanique moins bien contrôlé. Ceci s'est produit en particulier pour la dalle GR II, et dans une moindre mesure pour les dalles P et J, et pourrait expliquer une rupture relativement plus précoce de ces dalles. Comme une forte accélération peut également traduire une moindre rigidité de la structure, il pourrait aussi s'agir de microfissures préexistantes. Il est cependant difficile, faute d'autres indices clairs, d'incriminer les résultats de ces dalles, et on optera dans la suite pour des conclusions basées sur les moyennes obtenues pour les deux (ou trois) dalles du même type.

Il importe d'être conscient du fait que ces tableaux de valeurs ne sont qu'une caractérisation objective mais simplifiée de la réalité. Par exemple, l'amortissement unique ne se retrouve pas de façon aussi exacte sur tous les signaux, la création d'une fissure au cours d'un tir perturbe évidemment la réponse idéale, etc. La valeur synthétique qu'on donne pour un tir ne reflète alors pas tous ces événements. Il paraît néanmoins fort utile de "digérer", selon un schéma forcément simplificateur, la masse de données enregistrées, afin de les interpréter, de visualiser l'évolution mécanique des structures, et de tester de façon objective les modèles de calcul mis au point. On notera cependant une part d'arbitraire liée à l'opérateur qui détermine ces valeurs, liée par exemple au choix de l'intervalle sur lequel s'effectue une moyenne ou une régression, ou au choix de celui sur lequel on détermine un maximum. On s'est efforcé de faire ces choix de la façon la plus répétable possible, mais on doit en fait considérer ces valeurs comme sujettes à une "incertitude d'opérateur", qu'on peut évaluer à 1 ou 2 %, et qui s'ajoute aux incertitudes de mesure.

Comme on l'a expliqué, l'information mécanique retirée de ces essais n'est pas seulement liée aux données chiffrées issues des mesures, forcément limitées à quelques points sur un ou deux rayons. On s'est efforcé de compléter cette caractérisation par des informations "visuelles" sur l'ensemble de chaque structure, en particulier lorsque la fissuration manifeste une brisure de symétrie dans le comportement. On donne en annexe 4 ces principales informations "visuelles", permettant de suivre l'endommagement puis la ruine des dalles testées. Il s'agit pour les dalles non armées de photographies des dalles avec maillage des fissures côté intérieur et extérieur, et éventuellement après projection de blocs lors du tir de ruine. Ces informations sont reportées sur un graphique représentant la face extérieure de la dalle (zone visible à l'intérieur de la couronne servant d'appui). On a porté le tracé des fissures visibles, l'ouverture résiduelle de fissures caractéristiques, ainsi que les déflexions mesurables après ruine de la dalle, le zéro étant pris sur le bord intérieur de la couronne. L'extension des fissures due aux tirs successifs est représentée par différentes couleurs.

Des photographies et schémas analogues sont donnés pour les dalles armées, dans la mesure où ils existent. Pour ces dalles en effet, la rupture a toujours entraîné une projection violente des blocs prédécoupés par un schéma de fissuration plus ou moins guidé par le tracé du treillis soudé de renforcement. Néanmoins, ce "découpage final" a eu lieu soit principalement au centre de la dalle (flexion), soit le long de l'appui (cisaillement d'effort tranchant), d'où l'intérêt des photographies de la dalle après ruine.

Pour les dalles testées en statique, on n'a pu retracer le schéma de fissuration qu'avec la dalle V, à cause d'un déchargement après début d'endommagement dû à des délais d'acquisition de données trop courts. Pour la dalle Y en revanche, on n'a pas de données visuelles de la propagation des fissures. Pour les dalles testées par chocs successifs, on a repéré la progression des fissures par des couleurs différentes, sur la face de la dalle (photographie) comme sur un calque reproduit en annexe 4 (état de la dalle juste avant rupture).

On notera que pour la rupture de la dalle G, ainsi que pour le tir "presqu'ultime" où s'est produite la majeure partie de l'endommagement, un film à grande vitesse a été réalisé, et utilisé en partie pour le film vidéo "Dalles soufflées à la Quercynoise" [Toutlemonde, 1991 - a]. Un dépouillement fin de ces images reste à faire.

De même, un film vidéo (à allure normale) a été réalisé grâce à une caméra de surveillance pour la rupture des différentes dalles (armées ou non) testées en quasi-statique. Malgré un certain manque de définition, on prévoit dans un avenir proche d'utiliser ces images pour corroborer les informations déduites de l'état de la dalle après sa ruine.

Une première analyse très globale des résultats peut être menée en considérant les charges de ruine et de début de fissuration des dalles testées, comparant les dalles testées en statique et en dynamique, ainsi que l'influence des différents types de béton utilisés. Cette analyse se base sur l'ensemble de résultats présenté au tableau 2.3-IV.

Tableau 2.3-IV : Essais de dalles - Charges de fissuration et de ruine.

Dalle	e/c	conservation	renforc.	type d'essais	P 1° fissu (kPa)	P ruine (kPa)	Observations
U	0,5	humide		chocs	145	198	
L	0,5	humide		chocs	148	240	fissure serrage
M	0,5	humide		chocs	175	249	fissure ?
N	0,5	humide		statique	148	172	
I	0,5	sec		chocs	174	250	
J	0,5	sec		chocs	149	204	
K	0,5	sec		statique	200	210	
H	0,5	sans protect.		chocs	198	222	
O	0,3	humide		chocs	225	255	
P	0,3	humide		chocs	206	247	
Q	0,3	humide		statique	214	214	
R	0,7	humide		chocs	123	175	
S	0,7	humide		chocs	172	203	
T	0,7	humide		statique	75	131	
GR I	0,5	humide	microbéton	chocs	170	170	
GR II	0,5	humide	microbéton	chocs	171	171	fissure serrage
GR III	0,5	humide	microbéton	statique	149	150	fissure serrage
F	0,5	humide	B. armé	chocs	195	798	
G	0,5	humide	B. armé	chocs	-	942	
E	0,5	sans protect.	B. armé	chocs	269	863	
V	0,5	humide	B. armé	statique	211	641	
W	0,3	humide	B. armé	chocs	202	727	
X	0,3	humide	B. armé	chocs	203	697	
Y	0,3	humide	B. armé	statique	289	608	

On notera que les pressions "de ruine" ou "de première fissuration" indiquées sont des valeurs par excès, du moins pour les dalles testées par chocs successifs, puisque c'est à la suite de ces tirs que la rupture (au sens de la perte totale de cohésion mécanique et d'étanchéité) ou la première fissuration (fissure extérieure visible de l'ordre de 30 μm d'ouverture) a été observée. Pour les dalles non armées testées en régime quasi-statique, le critère choisi pour l'apparition de la fissuration est la perte de linéarité de la courbe effort-flèche. Pour les dalles armées, on a choisi la pression correspondant à la plastification des aciers, bien qu'une légère non-linéarité puisse être observée dès 102 kPa pour la dalle V et 147 kPa pour la dalle Y. Cette plastification des aciers, due à la présence de fissures relativement profondes et ouvertes, paraît correspondre à une estimation par excès de la "première fissuration" mécaniquement critique pour les dalles.

On peut visualiser ces résultats en portant, en fonction de la pression appliquée, la flèche maximale au centre observée au cours d'un tir (le zéro de la déflexion étant refait lors de chaque choc). La figure 2.3-18 présente ce résumé de l'évolution mécanique des dalles non armées, en effectuant la moyenne pour les différentes dalles du même type qui ont été testées, la figure 2.3-19 fait de même pour les dalles armées.

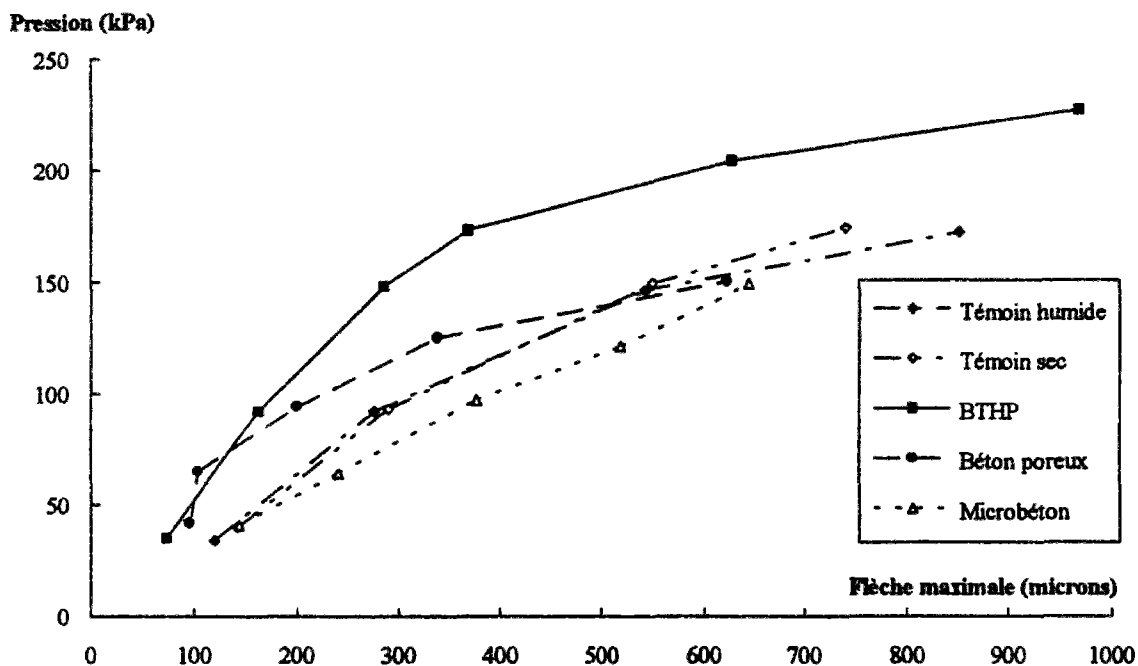


Figure 2.3-18 : Evolution de la flèche maximale des dalles non armées au cours des tirs

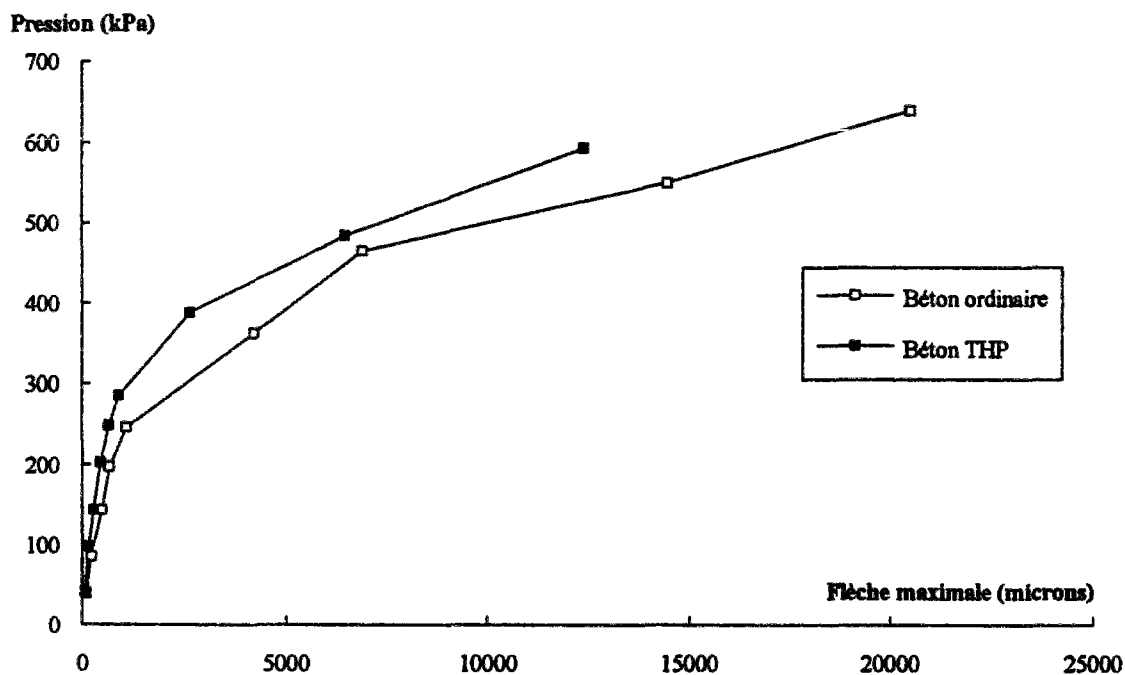


Figure 2.3-19 : Evolution de la flèche maximale des dalles armées au cours des tirs

Ces valeurs et figures permettent de tirer quelques premières conclusions globales, concernant tout d'abord la comparaison des différents bétons testés dans les dalles non armées.

L'initiation de la première fissure, lorsque le béton est humide, intervient moins brutalement pour un béton ordinaire, à une pression d'environ 150 kPa (béton humide), que pour un béton à hautes performances, à une pression d'environ 215 kPa. Cependant, pour ces bétons, l'apparition d'une fissure fine n'est pas forcément liée au chargement dynamique, dans la mesure où elle a souvent lieu au cours du régime stationnaire, pour une charge analogue à celle où apparaît la nonlinéarité lors du chargement statique. Pour le microbéton ou le béton poreux ($e/c = 0,7$), la microfissuration semble retardée lors d'un chargement par chocs successifs : elle intervient à partir de 170 kPa (respectivement 150 kPa) au lieu de 150 kPa en statique (respectivement 75 kPa). Ceci pourrait être cohérent avec une moindre influence des défauts du béton en dynamique (cf 1^o partie), particulièrement sensible pour ces matériaux qui ont les caractéristiques les plus faibles parmi les bétons testés. Pour le béton témoin sec, les fissures semblent apparaître pour une pression moindre, dans le cas de chargement par chocs successifs (160 kPa environ au lieu de 200 kPa en statique), cependant la nonlinéarité du comportement reste très faible.

La spécificité du chargement dynamique est manifeste si on compare les charges de ruine "globale". Lorsque le béton est humide, la pression où apparaît la rupture est plus élevée dans le cas du chargement par chocs successifs : 229 kPa au lieu de 172 pour le béton témoin humide, 251 kPa au lieu de 214 pour le BHP, 189 kPa au lieu de 131 pour le béton poreux, 171 kPa au lieu de 150 pour le microbéton. On est donc conduit à attribuer au béton humide une capacité à s'opposer à la progression des fissures, même si celles-ci ont été initiées, plus grande dans le cas d'un chargement rapide (et bref). Cette capacité est liée au matériau, jusqu'au moment où un mécanisme de blocs est activé (fissuration quasi-traversante), l'éventuelle ductilité supplémentaire étant alors purement liée à un effet de structure (conditions aux limites, frottement entre les blocs).

Le nombre de blocs est plus élevé en cas de chargement dynamique, il augmente également avec la qualité du béton. La charge de ruine des dalles de béton ordinaire, en dynamique, est du même ordre de grandeur pour les dalles humides (229 kPa) que pour les dalles sèches (227 kPa), elle est proche de celle obtenue en statique pour les dalles sèches (210 kPa). Elle se trouve environ 30 % plus forte que la charge ultime de la dalle de béton humide testée en statique (172 kPa).

Ceci constitue une confirmation qualitative des résultats obtenus à l'échelle du matériau et présentés en première partie [Toutlemonde, 1994 - c] : pour le béton humide, à cause de la présence d'eau libre, un accroissement de la résistance en traction de la pâte de ciment permet de contrôler la propagation des fissures, jusqu'à ce qu'un mécanisme final de ruine puisse être activé, le seul processus dissipatif étant alors lié à la rugosité des blocs. Cette rugosité est d'ailleurs plus faible dans le cas des BHP et du microbéton (l'accroissement de charge ultime n'est que d'environ 15 %), la fissuration étant plutôt transgranulaire dans le premier cas, et la taille des granulats étant plus faible dans le second.

On notera cependant qu'on ne retrouve pas quantitativement une "majoration dynamique" (calculée comme le rapport de la résistance dynamique à la résistance statique) identique à celle qu'on obtiendrait en traction directe. Bien que la rupture ait pour commune origine une traction excessive, et qu'on ait une vitesse de déformation maximale de l'ordre de $0,2 \text{ s}^{-1}$ dans la zone la plus sollicitée, comparable à la deuxième vitesse obtenue sur la barre d'Hopkinson, on ne peut transposer directement par un coefficient la résistance obtenue sur structure (la "majoration dynamique" observée en traction directe serait plutôt de l'ordre de 90 %).

On notera de plus, en comparant les schémas de fissuration, qu'un changement de mode de ruine peut être observé de façon au moins qualitative, entre la ruine statique et la ruine par chocs successifs. La rupture à haute vitesse semble en effet favoriser, surtout lorsque la rigidité de la dalle est élevée (béton de bonne qualité), un mécanisme d'effort tranchant (découpage des blocs le long de l'appui), visible notamment pour les dalles O, P, GR I, GR II, et dans une moindre mesure U, L et M, alors que les mêmes dalles testées en statique (Q, GR III, N) se rompent principalement en flexion. Il est de ce fait délicat de comparer sans précautions les valeurs de pression maximale.

Pour les dalles en béton armé, le début de la fissuration est moins caractéristique que le début de nonlinéarité de la courbe effort-flèche, qui a lieu en dynamique à partir de 200 kPa environ pour le béton ordinaire, et de 300 kPa environ pour le BHP, la plastification des aciers en statique commençant en statique à partir de 211 kPa et 289 kPa respectivement. Comme pour les dalles non armées, le début de fissuration n'est pas affecté par le type de chargement pour les bétons en question. Le suivi de la rigidité globale des dalles [Toutlemonde, 1994 - a] met en évidence une seconde phase de comportement pendant laquelle la rigidité d'ensemble de la structure décroît, jusqu'à atteindre un plateau durant lequel cette rigidité résiduelle est principalement le fait des aciers. Ce stade "ultime" est atteint à partir de 300 kPa environ pour les dalles armées en béton ordinaire, à partir de 400 kPa pour celles en BHP. Au cours de cette phase "d'endommagement", le réseau de fissures visibles se développe en suivant la trace du treillis soudé de renforcement dans toute la partie centrale de la dalle. L'adhérence acier-béton, plus forte dans le cas du BHP, explique la rigidité plus élevée et les ouvertures de fissures plus faibles qu'on a observées. La figure 2.3-20 illustre ces différents stades.

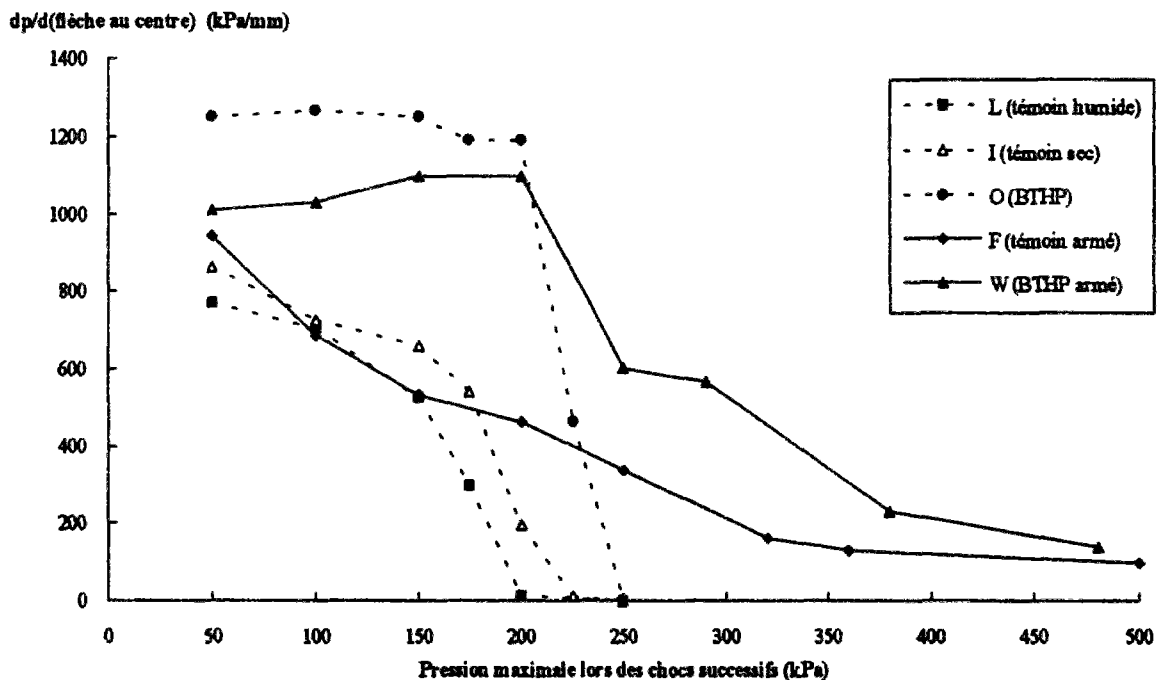


Figure 2.3-20 : Evolution de la rigidité globale des dalles.

La phase de comportement "ultime" pour les dalles de béton armé est caractérisée par une ouverture sensible des fissures existantes, sans pratiquement de création de fissures nouvelles, et une augmentation importante de la flèche au cours des tirs. La charge ultime dépend alors du mécanisme de ruine. Pour le béton THP en particulier en dynamique, l'acier de

renforcement reste ancré et la rupture se produit en flexion par striction des aciers plastifiés au centre de la dalle. Au contraire, pour le béton ordinaire, les aciers ne sont plus scellés, le centre de la dalle est très souple, et la rupture se produit à proximité des appuis par cisaillement excessif du béton, la plupart des aciers se trouvent déchaussés. Cette différence de mécanisme est particulièrement visible sur les figures regroupées en annexe 4. L'effet de la vitesse peut s'expliquer par une augmentation de l'adhérence acier-béton, qui favorise le mécanisme de flexion (cas du BTHP armé en dynamique, par opposition au cas du béton ordinaire en statique).

La distinction de plusieurs phases dans la réponse des dalles (élastique, endommagée, "ultime") effectuée par plusieurs auteurs [Kumaat, 1992], a été étayée ici par le suivi des caractéristiques de rigidité et des déformées des structures, en fonction du paramètre de chargement que constitue la pression réfléchie du choc. On a pu tracer notamment, pour caractériser l'évolution de la raideur globale des dalles, l'évolution de la fréquence propre, l'évolution de la rigidité ($d p / d$ flèche au centre) déterminée lors de la phase redescendante des tirs et l'évolution de cette même rigidité déterminée au cours des essais statiques à bas niveau de pression. De même, la déformée a pu être caractérisée par la flèche maximale lors d'un tir, la flèche stationnaire obtenue lors du palier, la vitesse de déflexion au centre lors du choc, ou encore l'amplitude initiale de la partie vibratoire de la réponse. L'évolution de ces différentes grandeurs est dans l'ensemble assez cohérente. Elle corrobore l'analyse semi-quantitative effectuée ci-dessus, et illustrée par les figures 2.3-18, 2.3-19 et 2.3-20. L'augmentation de l'amortissement apparent au moment de la fissuration (frottements sur les lèvres des fissures) apporte également une confirmation à l'analyse exposée.

Si l'on peut donc résumer en quelques mots les résultats "bruts" issus de ces essais, on dira qu'ils confirment qualitativement ce qu'on pouvait déduire des essais de traction : augmentation de la résistance de la structure dans le cas de bétons humides, effet nul en moyenne dans le cas du béton sec. Le classement des résistances se trouve maintenu en dynamique. En revanche, l'augmentation relative de résistance ne se déduit pas brutalement des résultats "matériau" par un coefficient, notamment à cause de possibles changements du mode de ruine.

On a caractérisé les signaux quantifiant la réponse de la dalle par quelques grandeurs synthétiques, qui mettent notamment en évidence un régime transitoire d'oscillations amorties, conduisant à une déformée extrême nettement plus importante que la déformée stationnaire. Il sera donc important de rendre compte de cette dissipation (qui se produit même en l'absence de fissuration visible et d'endommagement global mesurable) dans une modélisation.

On a par ailleurs mis en évidence une perte de rigidité de la structure au cours des tirs successifs, qu'on a pu quantifier de différentes manières. Relier cet endommagement d'ensemble au chargement et à la fissuration est donc un des défis à relever pour modéliser le fonctionnement de la structure. Simultanément, la fissuration conduit à des déformations permanentes, dont on a estimé l'augmentation à chaque tir en déduisant des déformations au cours du palier de pression (fichiers "Paltir*") la déformation due au retour élastique (souplesse du fichier "Souptir*" multipliée par la pression du palier). Prévoir l'amplitude de ces déformations irréversibles est particulièrement important dans le cadre d'un calcul à l'état-limite ultime, où on tolérera généralement (notamment pour un chargement accidentel) une entrée de la structure dans le domaine "plastique".

On a enfin observé l'influence de la vitesse de chargement et du type de matériau sur le mode final de ruine. L'exigence de ductilité et plus généralement le réalisme du

dimensionnement imposent de savoir quel sera le type de rupture finalement activé. Les éléments sont réunis pour élaborer un "critère" déterminant le mécanisme de fracturation final, sachant que ce mécanisme coïncide souvent avec une brisure de la symétrie du problème.

Comme on se l'était promis, et comme les explications données dans ce chapitre le montrent, la base de données constituée de ces essais de dalles peut donc fournir, avec les données sur les matériaux en dynamique qui la complètent, la base permettant de guider l'élaboration d'une modélisation, et une pierre de touche pour tester les modèles existants dans leur capacité à prédire le comportement au choc de ces structures.

Chapitre 4 : Analyse théorique statique et dynamique

Mise en équations par la théorie élastique des plaques et simulation des essais statiques

Equations

Afin d'analyser les résultats obtenus sur dalles, et de les transposer pour calculer des ouvrages, une compréhension précise de ce qui est lié à la structure et des aspects propres au matériau est nécessaire, et passe par une modélisation correcte des essais, permettant de s'approcher avec une précision raisonnable des résultats des tests. C'est ce à quoi va s'attacher ce chapitre. Il est clair, cependant, que ce travail ne peut pas être considéré comme terminé, d'une part parce que de nombreux modèles de comportement non linéaire existent pour le béton, et qu'il n'était pas envisageable de tous les étudier dans le cadre de cette thèse, d'autre part parce que le développement d'un modèle tridimensionnel original tenant compte des spécificités du comportement du béton en dynamique constitue une thèse en soi, qui prolongera très probablement ce travail [Sercombe, 1994].

On s'est efforcé d'utiliser au maximum, pour bien comprendre les résultats obtenus, les ressources d'une solution élastique analytique, qui, bien que forcément approchée, permet de considérer facilement l'influence de tel ou tel paramètre. Cette solution, disponible tant en statique qu'en dynamique, permet de rendre correctement compte du comportement de la structure tant que l'état de fissuration n'entraîne pas une brisure de symétrie trop forte. Pour représenter ce type de ruine, seul un modèle tridimensionnel permettant de générer une bifurcation du comportement de la structure vers un fonctionnement par blocs est a priori adapté. Des limites de temps et de temps de calcul ne nous ont pas permis de tester ce genre de modèles (supposant l'introduction de défauts dans un matériau homogène, ou une description probabiliste du matériau) dans un calcul tridimensionnel.

Considérons donc dans un premier temps le cas des dalles testées en statique. Le schéma de fonctionnement mécanique de la dalle, circulaire, sur appui simple, se trouve représenté sur la figure 2.4-1.

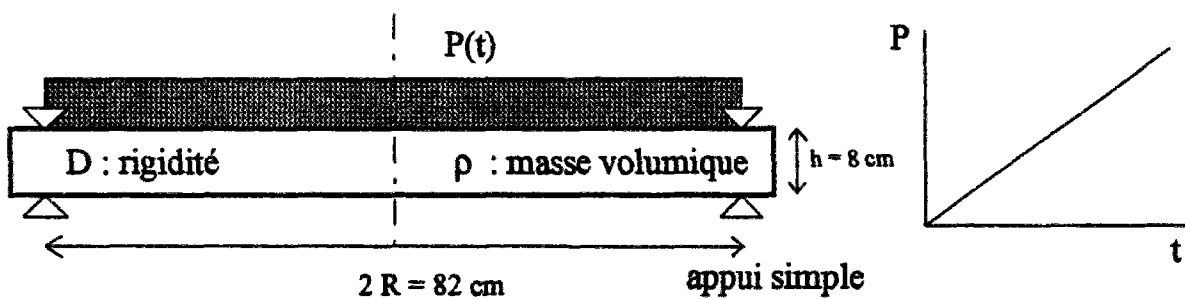


Figure 2.4-1 : Fonctionnement mécanique de la dalle

L'équation d'équilibre d'un élément de plaque situé à la distance r de l'axe s'écrit :

$$M_r + r \frac{\partial M_r}{\partial r} - M_t + rV = 0 \quad (1)$$

M_r et M_t représentent les moments de flexion par unité de longueur respectivement radial et tangent, et V l'effort tranchant. L'équilibre de la partie de la plaque située à l'intérieur d'un cercle de rayon r permet de calculer facilement l'effort tranchant, qui équilibre la pression appliquée p :

$$2\pi rV = -p\pi r^2 \quad \text{d'où} \quad V(r) = -\frac{pr}{2} \quad \text{pour } r < R \quad \text{et} \quad V(r) = 0 \quad \text{au-delà} \quad (2)$$

En faisant d'une part l'hypothèse que les segments "verticaux" dans l'épaisseur de la dalle restent orthogonaux au feuillet moyen au cours de la déformation (hypothèse de Love-Kirchhoff), et en se plaçant donc en théorie "classique" des plaques, où le diagramme de déformations est linéaire dans l'épaisseur, et en postulant d'autre part un comportement élastique isotrope caractérisé par le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν , on aboutit à un système de relations linéaires entre les moments principaux et les courbures principales, ces dernières s'exprimant en fonction des dérivées spatiales de la déflexion $w(r)$. Ce système s'écrit :

$$\begin{aligned} M_r &= -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial r^2} + \frac{\nu}{r} \frac{\partial w}{\partial r} \right) \\ M_t &= -D \left(\nu \frac{\partial^2 w}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial w}{\partial r} \right) \end{aligned} \quad (3)$$

avec $D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}$

L'équation de la déformée statique s'écrit donc, en dérivant par rapport à r (la déflexion w est comptée positivement dans le sens opposé à la pression, compte-tenu des conventions de signe adoptées pour les capteurs dans nos essais) :

$$\frac{\partial^3 w}{\partial r^3} + \frac{1}{r} \frac{\partial^2 w}{\partial r^2} - \frac{1}{r^2} \frac{\partial w}{\partial r} = -\frac{pr}{D} \quad (4)$$

Les conditions aux limites permettant d'intégrer cette équation sont les suivantes : appui simple pour $r = R$ (moment radial nul et déflexion prise conventionnellement nulle en ce point), symétrie pour $r = 0$ (pente nulle). La solution peut être cherchée comme un polynôme du 4^o degré en r , dont on identifie les coefficients grâce aux conditions aux limites. La solution s'écrit alors :

$$w = -\frac{p}{64D} (R^2 - r^2) \left(\frac{5+\nu}{1+\nu} R^2 - r^2 \right) \quad (5)$$

Cette expression analytique de la flèche en tout point donne accès aux moments, ainsi qu'aux contraintes et déformations à une distance ν du feuillet moyen :

$$\begin{aligned} M_r &= \frac{p}{16} (3+\nu)(R^2 - r^2) & M_t &= \frac{p}{16} [R^2(3+\nu) - r^2(1+3\nu)] \\ \epsilon_r &= \frac{p\nu}{16D} \left(\frac{3+\nu}{1+\nu} R^2 - 3r^2 \right) & \epsilon_t &= \frac{p\nu}{16D} \left(\frac{3+\nu}{1+\nu} R^2 - r^2 \right) \end{aligned} \quad (6)$$

On notera [Toutlemonde, 1990 - a] qu'une éventuelle rigidité de l'appui se traduirait par un coefficient de Poisson "équivalent" $\nu+K/D$ au lieu de ν , K étant la raideur élastique du "ressort radial équivalent" sur appui, dont on a vu avec les résultats exposés au début du chapitre 2 qu'elle pouvait être prise nulle.

La solution obtenue ainsi possède quelques caractéristiques intéressantes. Elle conduit à une variation parabolique des déformations radiales d'une part, orthoradiales d'autre part, qu'on peut mesurer en surface. Elle fait apparaître une traction maximale au centre de la dalle ($r = 0$) qui s'écrit :

$$\sigma_{\max} = \frac{3pR^2}{8h^2}(3 + \nu) \quad (7)$$

Une correction peut être apportée à ce calcul pour tenir compte d'une épaisseur non négligeable de la plaque. Suivant (comme dans le reste de ce paragraphe) la démarche exposée en [Timoshenko, 1940], on prend en considération l'effet des efforts tranchants et de la pression normale aux faces de la dalle.

La contrainte de cisaillement variant dans l'épaisseur de façon parabolique, elle est maximale sur le feuillet moyen, et conduit à une déformation de cisaillement qui vaut :

$$\frac{\partial w_1}{\partial r} = -\frac{3}{2} \frac{pR^2}{2Gh} \quad (8)$$

G étant le module de cisaillement. Par intégration, la correction sur la flèche s'écrit :

$$w_1 = -\frac{3}{2} \frac{p}{4Gh} (R^2 - r^2) \quad (9)$$

De plus, la pression produit un allongement le long du feuillet moyen égal à $\nu p/2E$. Il en résulte une courbure dont l'intégration conduit à la contre-flèche :

$$w_2 = \frac{\nu p}{2hE} (R^2 - r^2) \quad (10)$$

Au total, la flèche corrigée vaut :

$$w = -\frac{p}{64D} (R^2 - r^2) \left(\frac{5 + \nu}{1 + \nu} R^2 - r^2 \right) - \frac{ph^2}{48D} \left(\frac{3 + \nu}{1 - \nu^2} \right) (R^2 - r^2) \quad (11)$$

Ceci revient à décaler les courbures radiales et tangentielles d'une même constante égale à :

$$\frac{ph^2}{24D} \left(\frac{3 + \nu}{1 - \nu^2} \right) \quad (12)$$

La solution exacte, fournie par Love et citée en [Timoshenko, 1940], conduit à un coefficient du terme correctif légèrement inférieur :

$$w = -\frac{p}{64D} (R^2 - r^2) \left(\frac{5 + \nu}{1 + \nu} R^2 - r^2 \right) - \frac{ph^2}{160D} \left(\frac{8 + \nu + \nu^2}{1 - \nu^2} \right) (R^2 - r^2) \quad (13)$$

Dalles testées en régime quasi-statique

La solution analytique élastique statique étant connue, elle peut être comparée aux résultats obtenus sur les dalles testées en statique, ou encore aux résultats obtenus lors des essais quasi-statiques de contrôle entre deux tirs successifs, ainsi qu'aux souplesses déterminées lors des phases redescendantes des tirs.

Injectant les paramètres des matériaux présentés au chapitre 2 dans les équations (5) et (11), ainsi que la pression où se produit la première fissuration, on obtient pour les dalles "de référence" testées en statique les écarts récapitulés dans le tableau 2.4-I.

Tableau 2.4-I : Simulation des essais statiques. Ecart quadratique moyen avec l'expérience

équation	(5)	(5)	(11)	(11)	(5)	(5)
test	souplesses	d_{wmax}/d_p	souplesses	d_{wmax}/d_p	seuils fissu	w seuil fissu
GR III	156 %	40 %	160 %	38 %	495 %	43 %
K	12 %	16 %	14 %	21 %	23 %	0 %
N	24 %	15 %	23 %	12 %	35 %	25 %
T	19 %	13 %	17 %	10 %	46 %	56 %
Q	20 %	22 %	19 %	19 %	29 %	25 %
Y	29 %	8 %	28 %	4 %	52 %	24 %
V	42 %	36 %	43 %	34 %	49 %	59 %

On remarque dans ce tableau le faible effet de la correction de déformation due à l'effort tranchant, lié à une relative minceur des dalles. On pourra donc le plus souvent se contenter dans la suite de la simulation théorique approchée donnée par l'équation (5).

La simulation élastique permet alors de retrouver à moins de 30 %, et typiquement à 20 % environ, la déformée des dalles en statique dans le régime non fissuré, sauf pour les dalles GR III et V (écarts très importants). On suspecte pour ces deux dalles, et en particulier pour celle en microbéton, une fissuration initiale du côté intérieur, qui augmente notablement la souplesse de la structure. L'estimation de la déformée à la limite de fissuration est dans l'ensemble moins bonne, sauf pour la dalle K en béton sec pour laquelle il n'y a pratiquement pas d'endommagement progressif avant la rupture. L'écart sur la flèche (3°, 5° et 7° colonnes) est en général moindre que l'écart quadratique moyen calculé sur l'ensemble des capteurs. La présence de microfissures perturbant localement les signaux des jauges pourrait expliquer cette différence systématique.

Deux causes peuvent, en fin de compte, expliquer les écarts obtenus : les limites intrinsèques de la modélisation élastique, ou une représentativité insuffisante des paramètres du matériau déterminés sur cylindre par rapport au matériau en place. Pour éliminer cette dernière explication, on a cherché à caler la rigidité D "équivalente" la meilleure pour s'approcher au mieux des résultats d'essais. On a effectué ce calage à l'aide des valeurs des souplesses, plus fiables que les valeurs "instantanées" (sujettes éventuellement aux décalages d'origine ou aux dérives). Les résultats sont présentés dans le tableau 2.4-II.

On a procédé, pour le comportement initial (avant fissuration extérieure), à une double recherche d'optimum, soit en minimisant l'écart sur les déflexions, soit en minimisant l'écart sur

l'ensembles des signaux (déformations et déflexions). Cette dernière optimisation paraît meilleure pour les dalles Q, T, N et K (dalles non armées), ainsi que pour les dalles armées V et Y (pour lesquelles la prévision n'est guère améliorée par rapport à celle du tableau précédent). En revanche, pour la dalle GR III, probablement déjà fissurée du côté intérieur, il est évidemment préférable de ne pas tenir compte des signaux de déformations locales. On s'aperçoit que ce recalage de la rigidité conduit à une prévision assez correcte du comportement, et en tout cas de la flèche au centre, sauf pour la dalle V pour laquelle les souplesses initiales locales (au niveau des jauges) ont pu être sous-estimées.

Tableau 2.4-II : Rigidité "équivalente". Dalles testées en statique avant fissuration

Dalle	D théo. (MNm)	D éq (MNm)	écart moyen	écart sur flèche
Y	2,21	2,27	28 %	7,0 %
V	1,79	1,84	43 %	36 %
K	1,38	1,42	12 %	17 %
N	1,73	1,79	22 %	15 %
T	1,63	1,46	14 %	0,9 %
Q	2,36	2,19	17 %	13 %
GR III	1,39	0,79	313 %	9 %

La recherche d'une rigidité statique équivalente peut encore se faire après fissuration, dans la mesure où l'on interprète la relation (5) ci-dessus, par exemple, comme une loi incrémentale, D devenant alors une sorte de "rigidité d'écrouissage". Cette recherche a été effectuée pour décrire le régime post-fissuration des dalles K, N et T, ainsi que pour rendre compte des écrouissages et rigidités réduites des dalles armées (cf figures 2.3-8 et 2.3-9). Le résultat en est résumé dans le tableau 2.4-III. On aboutit à une assez bonne prédiction de la valeur "intégrée" que constitue la flèche ou sa dérivée par rapport au chargement, l'écart calculé en tenant compte des jauges étant manifestement sans signification.

Tableau 2.4-III : Rigidité incrémentale équivalente. Dalles testées en statique

Dalle	D théo. (MNm)	D éq (MNm)	écart moyen	écart sur flèche
T	1,63	0,242	6212 %	21 %
N	1,73	0,277	1505 %	14 %
K	1,38	0,067	242 %	0,7 %
V (1° écrouissage)	1,79	0,082	584 %	0,1 %
Y (1° écrouissage)	2,21	0,480	453 %	0,7 %
V (2° souplesse)	1,79	0,152	369 %	1,6 %
Y (2° écrouissage)	2,21	0,059	1276 %	8,1 %
V (écr. final)	1,79	0,026	361 %	23 %
Y (écr. final)	2,21	0,024	330 %	25 %

Si l'on fait la synthèse de cette simulation des essais statiques, on s'aperçoit que, moyennant un recalage de moins de 10 % sur la rigidité d'ensemble, qui peut s'expliquer notamment par les différentes incertitudes concernant la mise en place du matériau constitutif de la dalle et la différence d'âge du béton entre les essais sur cylindres et ceux sur dalles, on rend assez bien compte du comportement d'ensemble de ces structures, avant fissuration, par

un modèle élastique simple, sauf pour la dalle GR III dont la fissuration lors de la mise en place conduit à prendre une rigidité équivalente réduite de moitié. Le comportement "initial" des dalles armées est cependant prévu avec une moindre précision, l'effet du renforcement n'ayant été pris en compte ici que par un module moyen, et la précision des mesures sur les jauges collées sur les aciers, faiblement sollicitées, n'étant probablement pas excellente.

Pour les dalles non armées qui connaissent un régime post-fissuration important, la modélisation grâce à la théorie des plaques permet de prévoir approximativement la déformée d'ensemble (écart de l'ordre de 20 %), moyennant une rigidité incrémentale équivalente de l'ordre du 1/10^e de la rigidité initiale. Cet "écrouissage" représente en fait la combinaison de la raideur résiduelle du béton non fissuré et des frottements des blocs. Dans la mesure où le schéma de fissuration est assez réparti, la modélisation équivalente par une plaque reste acceptable.

Pour les dalles armées, la modélisation par la théorie des plaques reste bonne pour les phases d'écrouissage, puisque les armatures contrôlent et diffusent la fissuration en la répartissant de façon relativement homogène dans la structure. Une rigidité réduite intervient alors assez naturellement. Pour le stade ultime cependant, lorsque quelques fissures principales s'ouvrent, la symétrie du problème se perd et la théorie des plaques rend moins bien compte d'un fonctionnement par blocs (erreur atteignant environ 25 %).

La prévision des charges critiques, où se produisent les changements de pente des courbes représentant le comportement, est évidemment un problème important pour la maîtrise de la réponse de ces structures. Dans le cadre d'une modélisation élastique, on peut calculer en fonction de la pression une contrainte de traction maximale au centre de la face extérieure de la dalle selon l'équation (7). Les valeurs de contrainte obtenues au moment de la première fissuration, et au moment où les fissures de traction commencent à atteindre une profondeur significative (plastification des aciers pour les dalles armées, rupture pour les dalles en béton seul), peuvent être comparées à la contrainte de rupture en traction du béton (à l'effet de gradient près). Ces valeurs sont présentées dans les trois dernières colonnes du tableau 2.4-IV.

Tableau 2.4-IV : Contrainte de rupture et prévision de la 1^o fissuration

Dalle	D théo. (MNm)	D éq (MNm)	traction éq. 1 ^o fissu (MPa)	traction éq. "ruine" (MPa)	rés. traction fendage (MPa)
<i>Y</i>	2,21	2,27	4,6	9,1	5,2
<i>V</i>	1,79	1,84	3,2	6,7	3,8
<i>K</i>	1,38	1,42	6,3	6,6	3,5
<i>N</i>	1,73	1,79	4,7	5,4	3,7
<i>T</i>	1,63	1,46	2,4	4,1	3,1
<i>Q</i>	2,36	2,19	6,7	6,7	5,8
<i>GR III</i>	1,39	0,79	4,7	4,7	3,3

Comme on peut le voir, il est difficile de prédire directement une charge limite d'apparition de la fissuration, ou une pression de fissuration critique, grâce à ce modèle élastique et aux valeurs expérimentales de résistance en traction par fendage. En effet le rapport de la contrainte de première fissuration sur dalle à la résistance en traction par fendage varie pour les différents bétons de 0,8 à 1,8 environ, et le ratio contrainte équivalente de ruine pour les dalles / résistance en traction par fendage sur cylindres varie de 1,2 à 1,9. L'influence de la

taille des granulats et celle de la différence de caractéristiques pâte - granulats doivent être prises en considération dans ce problème, puisqu'elles modifient "l'effet de gradient" ainsi mis en évidence. On notera l'intérêt possible du modèle probabiliste du LCPC [Rossi, 1994 - b] pour modéliser plus finement ces seuils de fissuration et de rupture au niveau d'une structure, qu'on développera dans la suite de ce chapitre.

Quant à la prévision des charges ultimes des dalles armées, elle devrait tenir compte de la plastification des armatures, et s'écarte donc d'un modèle élastique. Un dégrossissage de type réglementaire consiste à évaluer le moment ultime issu du schéma de déformation choisi comme état-limite ultime (typiquement, le diagramme passant par les pivots A et B [BAEL 91]) avec le moment calculé en fonction du chargement en supposant la structure élastique. Avec la quantité d'acier utilisée ($A_s = 3,85 \text{ cm}^2/\text{m}$), sa résistance en traction F_{su} estimée à 600 MPa, et la résistance ultime du béton ($F_{bu} = 50 \text{ MPa}$ pour la dalle V et $F_{bu} = 115 \text{ MPa}$ pour la dalle Y), on aboutit à la pression ultime telle que :

$$M_u = p_u \frac{(3+\nu)R^2}{16} = d(1-0,4\alpha_u)A_s F_{su} \quad (14)$$

$$\text{avec } \alpha_u = \frac{A_s F_{su}}{0,8dF_{bu}}$$

d'où $p_u = 396 \text{ kPa}$ pour la dalle V et $p_u = 405 \text{ kPa}$ pour la dalle Y, soit un coefficient de sécurité de l'ordre de 1,5 à 1,6 par rapport aux valeurs observées.

Au total, pour les dalles en béton armé comme pour celles en béton seul, la modélisation de la structure comme une plaque élastique peut rendre assez correctement compte des incréments de déformation observés, si l'on prend en considération une rigidité "équivalente", initialement proche de celle qu'on pourrait calculer avec le module d'Young mesuré sur matériau, et qui évolue ensuite avec le chargement, en particulier pour les dalles armées (pour lesquelles la rigidité en phase endommagée correspondrait en fait à un "écrouissage"). En revanche, cette modélisation ne permet pas de prévoir de façon fiable le début de l'endommagement par fissuration de la dalle, notamment à cause d'un effet de structure (flexion de plaque et non traction directe) variable d'un béton à l'autre suivant son degré d'hétérogénéité. La prévision de la rupture des dalles, armées ou non, est également assez mauvaise si l'on s'en tient à un calcul élastique des efforts.

Souplesse quasi-statique des dalles chargées par tirs successifs

On a procédé de la même façon que ci-dessus pour comprendre le fonctionnement des dalles testées par chocs successifs, soit au cours des essais statiques de contrôle pratiqués entre deux tirs successifs, soit pendant la phase redescendante des tirs qui peut a priori bien s'apparenter à un "retour élastique".

On présente tout d'abord l'écart de la solution élastique sans correction d'effort tranchant, calculée avec le module d'Young déterminé sur cylindres, avec les souplesses déterminées lors des essais statiques. Cet écart est donné pour le seul capteur 14 (flèche au centre), l'écart calculé en faisant une moyenne sur l'ensemble des voies de mesure disponibles étant biaisé par les signaux de jauges peu significatifs après fissuration. Les valeurs sont

récapitulées dans le tableau 2.4-V, en fonction de la pression maximale (choc) reçue par la dalle au tir précédant immédiatement la mesure de souplesse.

Tableau 2.4-V : Souplesse lors des essais statiques et simulation élastique à l'aide des paramètres initiaux du matériau

Dalle								
L	<i>p max (kPa)</i>	0	148	172	203	227		
	écart (%)	11	27	62	99	96		
M	<i>p max (kPa)</i>	0	145	175	199	228		
	écart (%)	33	42	65	98	98		
U	<i>p max (kPa)</i>	0	145	170				
	écart (%)	14	41	52				
H	<i>p max (kPa)</i>	0						
	écart (%)	0						
I	<i>p max (kPa)</i>	38	148	174	205	228		
	écart (%)	16	2	13	65	99		
J	<i>p max (kPa)</i>	0	149	174				
	écart (%)	41	3	46				
R	<i>p max (kPa)</i>	0	92	123	150			
	écart (%)	26	2	32	58			
S	<i>p max (kPa)</i>	0	96	126	150	172		
	écart (%)	1	3	12	5	29		
O	<i>p max (kPa)</i>	0	170	201	225			
	écart (%)	7	8	1	58			
P	<i>p max (kPa)</i>	0	149	175	206			
	écart (%)	8	7	7	59			
GR I	<i>p max (kPa)</i>	0	97	122	150			
	écart (%)	5	11	9	14			
GR II	<i>p max (kPa)</i>	0	96	120	148			
	écart (%)	12	32	39	46			
E	<i>p max (kPa)</i>	0	269	360	465	550	639	
	écart (%)	63	51	54	69	88	87	
F	<i>p max (kPa)</i>	0	323	363	495	550	690	
	écart (%)	11	67	73	76	91	92	
G	<i>p max (kPa)</i>	0	684					
	écart (%)	33	89					
W	<i>p max (kPa)</i>	0	202	257	288	386	486	603
	écart (%)	15	1	13	39	50	54	86
X	<i>p max (kPa)</i>	0	203	239	281	389	481	582
	écart (%)	28	3	26	31	55	64	91

Comme on le voit facilement à partir de ce tableau, le début d'une fissuration visible du côté extérieur à cause du chargement, mais éventuellement aussi une fissuration du côté intérieur (mauvaise mise en place), semblent assez bien corrélés avec un écart supérieur à 30 %. On a repéré ce moment critique dans le tableau 2.4-V par l'indication de la pression en gras. La simulation élastique permet, dans les autres cas, de retrouver de façon assez

satisfaisante la souplesse globale de la structure (écart inférieur à 15 %, sauf éventuellement lors du premier essai statique de calage de la dalle).

On présente dans le tableau 2.4-VI le même type de résultats concernant la souplesse des dalles dans la phase redescendante des tirs, afin de vérifier si cette modélisation élastique s'applique encore dans ce cas.

Tableau 2.4-VI : Souplesse lors des tirs et simulation élastique à l'aide des paramètres initiaux du matériau

Dalle											
L	<i>p max (kPa)</i>	36	92	148	172						
	écart (%)	18	25	44	68						
M	<i>p max (kPa)</i>	39	92	145	175						
	écart (%)	35	35	43	71						
U	<i>p max (kPa)</i>	27	91	145	170						
	écart (%)	24	8	47	57						
H	<i>p max (kPa)</i>	48	107	145							
	écart (%)	36	106	147							
I	<i>p max (kPa)</i>	38	92	148	174	205					
	écart (%)	15	3	13	28	74					
J	<i>p max (kPa)</i>	42	94	149	174						
	écart (%)	13	11	9	54						
R	<i>p max (kPa)</i>	43	65	92	123	150					
	écart (%)	29	7	11	39	64					
S	<i>p max (kPa)</i>	40	65	96	126	150	172				
	écart (%)	7	7	12	9	3	37				
O	<i>p max (kPa)</i>	32	92	146	170	201	225				
	écart (%)	1	3	1	4	4	63				
P	<i>p max (kPa)</i>	37	92	149	175	206					
	écart (%)	7	7	14	15	64					
GR I	<i>p max (kPa)</i>	40	63	97	122	150					
	écart (%)	2	20	12	9	41					
GR II	<i>p max (kPa)</i>	41	64	96	120	148					
	écart (%)	40	38	44	40	45					
E	<i>p max (kPa)</i>	39	81	143	161	198	269	360	465	550	639
	écart (%)	3	11	5	5	26	77	86	87	92	78
F	<i>p max (kPa)</i>	39	89	145	195	246	323	363			
	écart (%)	4	30	46	53	66	84	87			
G	<i>p max (kPa)</i>	46	684	198	252						
	écart (%)	13	-	94	94						
W	<i>p max (kPa)</i>	37	104	142	288	386	486	603			
	écart (%)	13	11	6	51	80	88	-			
X	<i>p max (kPa)</i>	45	91	145	203	239	281	389	481	582	
	écart (%)	4	4	5	29	48	61	86	91	88	

Sauf pour les dalles M, H et GR II pour lesquelles on suspecte une mise en place imparfaite, on peut identifier grâce à ce tableau une charge de début de non-linéarité (en gras), lorsque l'écart de la souplesse mesurée et de celle calculée dépasse 30 %. Cette pression critique correspond assez bien avec l'apparition d'une fissuration visible en face externe, et avec le début de la perte de rigidité déduit de la simulation des essais statiques de contrôle. On a donc bien un comportement cohérent en statique et pendant la phase redescendante des tirs. La simulation du comportement des dalles en phase non endommagée est assez satisfaisante (écart de moins de 20 %) sauf éventuellement lors du premier tir, pour lequel il faut reconnaître un manque de précision sur les valeurs expérimentales dû aux faibles valeurs mises en jeu.

On peut faire la moyenne de ces valeurs critiques de la pression pour les différentes dalles du même type, et comparer ces valeurs à celles obtenues lors des essais monotones statiques, ainsi qu'aux valeurs théoriques de la pression déduites du calcul élastique, où on égalise dans la formule (7) la résistance en traction par fendage mesurée sur cylindres et la contrainte maximale de traction obtenue pour la pression "critique" théorique. La comparaison est présentée dans le tableau 2.4-VII.

Tableau 2.4-VII : Prévion du seuil de fissuration
(pressions en kPa)

Type de dalles	seuil critique	réf. dalles statiques	théorie (rés. fendage)
témoin humide non armé	147	148	118
témoin sec non armé	190	200	111
béton poreux	148	(75)	106
béton THP non armé	216	214	185
microbéton	133	149	113
témoin armé	179	102 - 211	131
béton THP armé	285	147 - 289	168

Ce tableau vient préciser le résultat présenté à la fin du chapitre 3, selon lequel la charge où apparaît la fissuration pour des dalles testées par chocs successifs est analogue à la charge de début de non-linéarité dans un essai quasi-statique monotone, du fait notamment que la fissuration peut se développer au cours du régime stationnaire pendant que le palier de pression est maintenu. Ainsi, sauf pour le cas du béton poreux, les valeurs des deux premières colonnes sont très proches, à condition d'interpréter le premier "seuil mécanique" des dalles armées comme proche du moment où apparaît la plastification des armatures (ouverture et profondeur significatives des fissures).

On s'aperçoit en revanche que l'essai de traction par fendage ne permet pas de retrouver, même avec un facteur multiplicatif, ces valeurs critiques par l'intermédiaire d'un calcul élastique simple, le rapport valeur expérimentale / prévision variant de 1,18 à 1,71. Le cas du béton sec est particulièrement mal prévu. On verra dans la suite comment l'utilisation d'un modèle prenant en compte les hétérogénéités du béton peut permettre d'améliorer cette prévision de la "limite d'emploi" du modèle élastique avec module d'Young initial issu des essais de caractérisation.

Pour tâcher de rendre compte du comportement des dalles après fissuration, en particulier pour ce qui concerne l'élasticité résiduelle mise en évidence dans la phase

descendante des tirs, ou lors des essais statiques de contrôle, on a voulu caler pour chaque dalle à chaque essai une rigidité D "équivalente", permettant de se rapprocher au mieux des valeurs de souplesses (variation des déflexions avec la pression) obtenues expérimentalement.

Pour ce calage, on a utilisé la formule approchée de la flèche tenant compte d'une légère correction due aux effets de l'effort tranchant (11), et les relations correspondantes pour le calcul des déformations et de la rotation sur appui. Lorsque certaines déformations locales paraissaient peu cohérentes avec la déformation d'ensemble, on a effectué l'optimisation en ne tenant compte que des déflexions et de la rotation sur appui. Ceci s'est en particulier avéré nécessaire pour les dalles E, F, G, GR I, GR II, U, L et M. Pour les dalles I, J, O, P, R, S, W et X, dont le comportement initial global paraissait très proche de celui d'une dalle élastique, on a effectué l'optimisation pour caler D d'abord sur toutes les voies de mesure, puis à partir du seuil de fissuration uniquement sur les signaux de déflexion et rotation sur appui (déformée globale), sauf pour les dalles R et W lors des tirs où un calage de D sur la seule déformée d'ensemble est apparu plus cohérent avec les autres données.

Les résultats bruts de ce calage sont donnés dans le tableau 2.4-VIII pour les essais statiques et 2.4-IX pour le calage sur la souplesse finale mesurée dans la phase redescendante des tirs. On donne sous chaque n° de dalle la valeur théorique de D à titre indicatif.

Tableau 2.4-VIII : Rigidité équivalente - essais statiques

<i>L</i>	<i>p max (kPa)</i>	0	148	172	203	227		
1,773	Déq (MNm)	1,735	1,363	0,837	0,033	0,071		
	écart sur w (%)	5	1	15	26	15		
<i>M</i>	<i>p max (kPa)</i>	0	145	175	199	228		
1,804	Déq (MNm)	1,409	1,189	0,836	0,049	0,046		
	écart sur w (%)	10	8	21	17	29		
<i>U</i>	<i>p max (kPa)</i>	0	145	170				
1,756	Déq (MNm)	2,195	1,358	1,223				
	écart sur w (%)	5	21	28				
<i>I</i>	<i>p max (kPa)</i>	38	148	174	205	228		
1,431	Déq (MNm)	1,584	1,414	1,348	0,660	0,028		
	écart sur w (%)	8	3	4	21	24		
<i>J</i>	<i>p max (kPa)</i>	0	149	174				
1,391	Déq (MNm)	1,603	1,301	0,914				
	écart sur w (%)	27	8	15				
<i>H</i>	<i>p max (kPa)</i>	0						
1,716	Déq (MNm)	1,745						
	écart sur w (%)	2						
<i>R</i>	<i>p max (kPa)</i>	0	92	123	150			
1,653	Déq (MNm)	1,761	1,671	1,202	0,820			
	écart sur w (%)	24	1	2	12			
<i>S</i>	<i>p max (kPa)</i>	0	96	126	150	172		
1,640	Déq (MNm)	1,722	1,761	1,776	1,561	1,385		
	écart sur w (%)	2	0	7	15	13		
<i>O</i>	<i>p max (kPa)</i>	0	170	201	225			
2,360	Déq (MNm)	2,487	2,404	2,306	1,589			
	écart sur w (%)	5	10	8	35			

Tableau 2.4-VIII : Rigidité équivalente - essais statiques (suite)

<i>P</i>	<i>p max (kPa)</i>	0	149	175	206			
2,333	Déq (MNm)	2,346	2,276	2,358	1,141			
	écart sur w (%)	11	13	9	13			
<i>GRI</i>	<i>p max (kPa)</i>	0	97	122	150			
1,457	Déq (MNm)	1,641	1,341	1,336	1,265			
	écart sur w (%)	3	1	3	3			
<i>GR II</i>	<i>p max (kPa)</i>	0	96	120	148			
1,461	Déq (MNm)	1,792	0,999	0,976	0,786			
	écart sur w (%)	25	5	5	5			
<i>E</i>	<i>p max (kPa)</i>	0	269	360	465	550	639	
1,702	Déq (MNm)	0,76	0,998	0,860	0,634	0,244	0,567	
	écart sur w (%)	14	13	6	13	11	59	
<i>F</i>	<i>p max (kPa)</i>	0	323	363	495	550	690	
1,871	Déq (MNm)	1,721	0,699	0,567	0,487	0,192	0,242	
	écart sur w (%)	0	7	6	6	11	39	
<i>G</i>	<i>p max (kPa)</i>	0	684					
1,866	Déq (MNm)	2,264	0,226					
	écart sur w (%)	14	7					
<i>W</i>	<i>p max (kPa)</i>	0	202	257	288	386	486	603
2,223	Déq (MNm)	2,352	2,038	2,041	1,720	1,235	1,116	0,429
	écart sur w (%)	12	12	2	19	6	6	22
<i>X</i>	<i>p max (kPa)</i>	0	203	239	281	389	481	582
2,206	Déq (MNm)	2,944	2,060	1,615	1,547	1,058	0,876	0,263
	écart sur w (%)	1	8	6	4	3	5	19

Tableau 2.4-IX : Rigidité équivalente - tirs

<i>L</i>	<i>p max (kPa)</i>	36	92	148	172			
1,773	Déq (MNm)	1,521	1,384	1,082	0,685			
	écart sur w (%)	1	1	3	14			
<i>M</i>	<i>p max (kPa)</i>	39	92	145	175			
1,804	Déq (MNm)	1,368	1,476	1,315	0,666			
	écart sur w (%)	11	18	18	20			
<i>U</i>	<i>p max (kPa)</i>	27	91	145	170			
1,756	Déq (MNm)	2,374	2,002	1,267	1,058			
	écart sur w (%)	4	1	23	25			
<i>I</i>	<i>p max (kPa)</i>	38	92	148	174	205		
1,431	Déq (MNm)	1,597	1,497	1,378	1,224	0,419		
	écart sur w (%)	7	3	6	13	8		
<i>J</i>	<i>p max (kPa)</i>	42	94	149	174			
1,391	Déq (MNm)	1,506	1,459	1,284	0,764			
	écart sur w (%)	8	10	2	13			
<i>H</i>	<i>p max (kPa)</i>	48	107	145				
1,716	Déq (MNm)	1,041	-	-				
	écart sur w (%)	10	-	-				

Tableau 2.4-IX : Rigidité équivalente - tirs (suite)

R	<i>p max (kPa)</i>	43	65	92	123	150		
1,653	Déq (MNm)	1,584	1,580	1,600	1,041	0,650		
	écart sur w (%)	22	1	4	1	5		
S	<i>p max (kPa)</i>	40	65	96	126	150	172	
1,640	Déq (MNm)	1,811	1,818	1,799	1,751	1,567	0,974	
	écart sur w (%)	2	1	6	7	6	0	
O	<i>p max (kPa)</i>	32	92	146	170	201	225	
2,360	Déq (MNm)	2,582	2,568	2,532	2,532	2,340	1,377	
	écart sur w (%)	4	2	2	7	1	34	
P	<i>p max (kPa)</i>	37	92	149	175	206		
2,333	Déq (MNm)	2,324	2,308	2,454	2,304	0,958		
	écart sur w (%)	11	2	15	10	9		
GR I	<i>p max (kPa)</i>	40	63	97	122	150		
1,457	Déq (MNm)	1,457	-	1,391	1,381	0,907		
	écart sur w (%)	2	-	4	0	2		
GR II	<i>p max (kPa)</i>	41	64	96	120	148		
1,461	Déq (MNm)	0,950	0,905	0,792	0,921	0,821		
	écart sur w (%)	4	5	7	1	2		
E	<i>p max (kPa)</i>	39	81	143	161	198	269	360
1,702	Déq (MNm)	1,803	1,557	1,738	1,737	1,299	0,421	0,280
	écart sur w (%)	1	1	4	6	1	3	11
	<i>p max (kPa)</i>	465	550	639				
	Déq (MNm)	0,300	0,145	-				
	écart sur w (%)	24	8	-				
F	<i>p max (kPa)</i>	39	89	145	195	246	323	363
1,871	Déq (MNm)	1,679	1,364	1,117	0,981	0,717	0,339	0,268
	écart sur w (%)	12	0	6	6	7	6	5
G	<i>p max (kPa)</i>	46	684	198	252			
1,866	Déq (MNm)	1,630	-	0,137	0,125			
	écart sur w (%)	4	-	10	4			
W	<i>p max (kPa)</i>	37	104	142	288	386	486	603
2,223	Déq (MNm)	1,837	1,851	2,015	1,267	-	0,286	0,191
	écart sur w (%)	9	10	8	12	-	5	2
X	<i>p max (kPa)</i>	43	91	145	203	239	281	389
2,206	Déq (MNm)	2,233	2,286	2,143	1,717	1,339	0,943	0,346
	écart sur w (%)	7	4	13	4	10	4	4
	<i>p max (kPa)</i>	481	582					
	Déq (MNm)	0,203	-					
	écart sur w (%)	3	-					

Les faibles écarts obtenus sur la souplesse, représentatifs d'une bonne approximation du comportement incrémental des dalles, constituent une validation de l'intérêt de cette approche, qui permet de considérer la rigidité d'ensemble de la dalle comme une caractéristique unique représentative de son comportement sous de faibles chargements, ou en phase de décharge. Il

sera donc particulièrement intéressant de connaître l'évolution de cette rigidité en fonction du chargement déjà subi par la structure.

On note qu'au moment où se produit la fissuration, pour les dalles non armées, ou au moment où un mécanisme de blocs se forme, ce qui constitue une brisure de la symétrie du problème et entraîne des discontinuités de pente dans la déformée de la dalle, difficile à représenter par un modèle continu, l'approche élastique ne donne pas de bons résultats, ce qui a été traduit soit par un fort écart, soit par une impossibilité d'obtenir une rigidité équivalente significative (inférieure à celle du tir précédent, notamment).

On remarquera, par comparaison des deux tableaux, que la rigidité estimée au cours de l'essai statique tend le plus souvent à être surestimée par rapport à celle déduite de la phase de décharge lors d'un tir. Ceci est particulièrement vérifié pour les dalles fissurées, à cause des frottements qui augmentent la rigidité apparente à bas niveau de pression, en s'opposant aux déplacements. Comme le montrera la comparaison avec la fréquence propre de la dalle, la rigidité calée lors d'un tir paraît plus fiable, sauf peut-être lors du premier tir où le faible niveau de pression ne joue pas en faveur d'une détermination précise.

On retiendra dans la suite, en particulier pour la simulation des tirs, la valeur de la rigidité équivalente déterminée par lissage de la souplesse en décharge lors des essais de choc (tableau 2.4-IX), complétant le cas échéant cette détermination par les valeurs issues des essais statiques. On peut donc représenter l'évolution de cette rigidité d'ensemble "lissée", en fonction du paramètre de chargement que constitue la pression maximale reçue par la dalle lors d'un choc. Les courbes obtenues sont présentées figure 2.4-2 (moyenne pour les dalles non armées, selon le type de béton) et 2.4-3 (dalles armées). Elles sont assez semblables aux courbes présentant l'évolution de la rigidité dp/d (flèche au centre), (figure 2.3-20 pour les dalles armées) tout en étant plus régulières et intégrant mieux le comportement de l'ensemble de la structure.

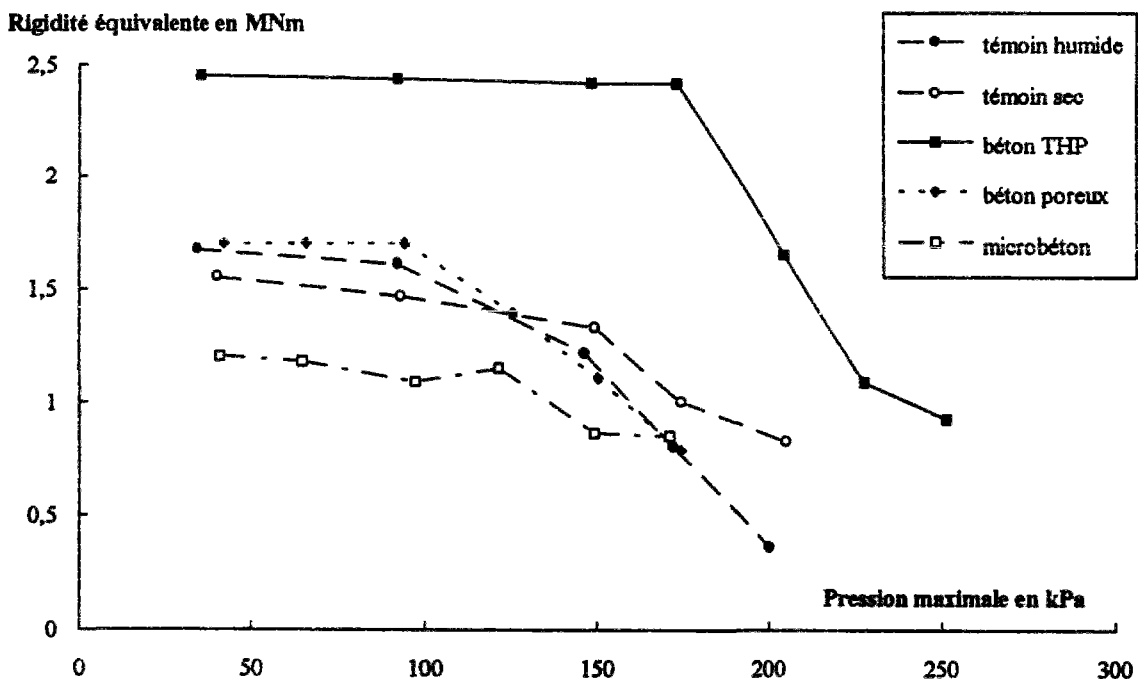


Figure 2.4-2 : Evolution de la rigidité équivalente des dalles non armées (moyenne sur les dalles de même type)

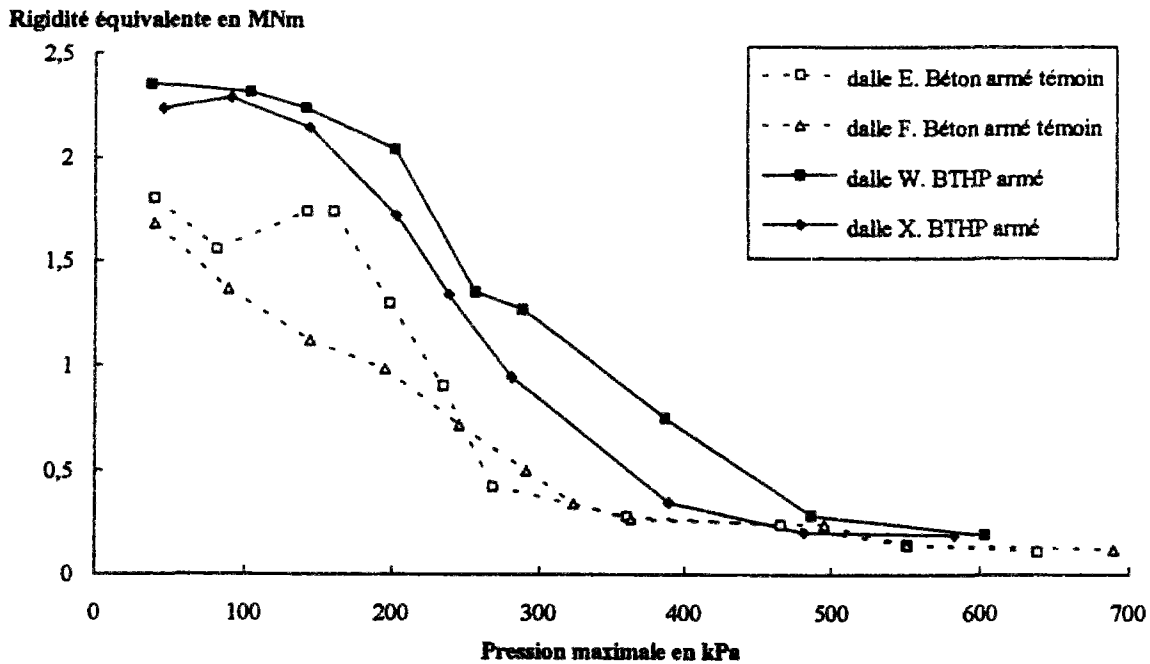


Figure 2.4-3 : Evolution de la rigidité équivalente des dalles armées

À titre de conclusion provisoire, à cette étape de la modélisation, il semble important de relever l'intérêt, pour les structures dont nous avons eu à représenter la réponse mécanique, d'une grandeur synthétique comme la rigidité d'ensemble, qui résume le comportement élastique des dalles (phase de décharge lors des tirs, chargements à faible niveau, etc...). On a vu également que, sous réserve de tenir compte d'une décroissance de cette rigidité en fonction des chargements successifs, cette grandeur globale et la théorie des plaques élastiques qui sous-tend son emploi sont utilisables tant qu'un mécanisme de blocs "ultime" n'est pas activé, c'est-à-dire tant que la structure conserve un comportement mécanique d'ensemble, et que l'endommagement par fissuration est suffisamment diffus.

La valeur initiale de la rigidité qui approche le mieux les déformations observées est raisonnablement proche de celle qu'on peut déduire de la caractérisation du matériau sur cylindres, ce qui est satisfaisant, même si une incertitude de l'ordre de 5 % est à prévoir par cette évaluation, sauf sur quelques dalles dont on peut mettre en cause la mise en place (fissuration initiale, difficile à éviter pour des structures en béton non armé).

Le problème qui reste entier est la possibilité de prévoir l'évolution de la rigidité qui a été observée, suivant le type de béton et la présence ou non d'armatures. Pour être réaliste, la modélisation par la théorie des plaques élastiques doit intégrer une évolution de la rigidité en fonction d'un paramètre de chargement, d'une variable interne, ou encore d'un état de fissuration. Ceci nécessite une approche non linéaire du problème, intégrant au niveau de la structure les "endommagements" locaux, plastifications locales ou fissurations du matériau. Les paramètres propres au béton interviennent de façon directe et explicite, comme on le voit par la différence de charge de fissuration pour les dalles en BHP et pour celles en béton ordinaire, par exemple. Une donnée de validation du problème inverse ainsi posé est donc fournie par ces évolutions de la rigidité d'ensemble d'une plaque circulaire.

Modélisation des essais dynamiques

Equations - Vibrations amorties

Le début de ce chapitre s'est attaché à modéliser la réponse quasi-statique des dalles. Lors des tirs, on a observé l'importance du régime transitoire au cours duquel la dalle entre en vibrations, avec des déformations extrêmes pouvant pratiquement doubler par rapport à une réponse stationnaire. Il est donc important de traiter, dans un cadre d'hypothèses éventuellement simplifié, le problème de la réponse d'une plaque circulaire à un échelon de pression, et d'appliquer la solution aux dalles testées.

On conservera les mêmes notations et hypothèses que ci-dessus, et on fera en particulier l'hypothèse de Love-Kirchhoff qui néglige l'effet de gauchissement dû à l'effort tranchant, et l'hypothèse d'axisymétrie du problème. L'équation fondamentale de la dynamique (analogue à (1) dans le cas statique) s'écrit alors, pour un petit élément de plaque :

$$M_r + r \frac{\partial M_r}{\partial r} - M_t + rV = -\frac{1}{2\pi} \int_0^r 2\pi u \rho h \gamma(u) du \quad (15)$$

$\gamma(u)$ étant l'accélération selon l'axe de symétrie des points situés à une distance u de cet axe, et V l'effort tranchant écrit dans le repère entraîné (tenant compte de l'accélération d'entraînement sur appui). Utilisant ensuite l'hypothèse d'un comportement élastique, et dérivant l'équation deux fois par rapport à r , on aboutit à l'équation différentielle (16), analogue à l'équation (4) :

$$\frac{\partial^4 w}{\partial r^4} + \frac{2}{r} \frac{\partial^3 w}{\partial r^3} - \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 w}{\partial r^2} + \frac{1}{r^3} \frac{\partial w}{\partial r} + \frac{\rho h}{D} \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = -\frac{p(t)}{D} - \frac{\rho h}{D} \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad (16)$$

où $w = w(r,t)$ est la déflexion à l'instant t d'un point de la plaque situé à la distance r de l'axe, et v le déplacement de l'appui suivant l'axe à l'instant t . Par convention, v et w seront négatifs pour une pression p positive s'appliquant sur la plaque. La pression p et le déplacement v seront considérés comme des données, le terme $p - \rho h(d^2v/dt^2)$ étant le "chargement corrigé" tel qu'on l'a défini au chapitre 3 de cette partie, et tel qu'on l'a déterminé grâce aux mesures des capteurs de pression et d'accélération. On a vu qu'en première approximation, il était possible d'idéaliser la dépendance en temps du deuxième membre au moment du choc puis du palier de pression par une fonction de Heaviside notée $H(t)$. La résolution classique du problème consiste alors à décrire w comme une combinaison des modes propres w_i , ces modes propres étant la solution de l'équation homogène (sans second membre). Cette équation homogène se résout par séparation des variables, c'est-à-dire qu'on décompose le mode propre comme un produit d'une fonction d'espace et d'une fonction temporelle, chacune de ces fonctions vérifiant une équation différentielle par rapport à sa seule variable :

$$w_i = \psi_i(r) \cdot f_i(t) \quad \text{avec} \quad (17)$$

$$\ddot{f}_i + f_i c_i^2 \frac{D}{\rho h} = 0 \quad \text{et} \quad \nabla^4 \psi_i - c_i^2 \psi_i = 0$$

∇ représentant l'opérateur gradient en coordonnées cylindriques, la dépendance étant réduite à celle en fonction de la variable r . La grandeur c_i caractérise le mode propre, en représentant sa pulsation réduite (domaine temporel) ou le carré de sa "pulsation spatiale".

La solution de ce système d'équations est une fonction sinusoidale pour f_i et une fonction de Bessel pour ψ_i . En effet l'équation homogène ci-dessus peut être considérée comme équivalente au système constitué de l'une ou l'autre des équations de Bessel d'ordre 0 ci-dessous :

$$\nabla^2 \psi_i = c_i \cdot \psi_i \quad \text{ou} \quad \nabla^2 \psi_i = -c_i \cdot \psi_i \quad (18)$$

Comme la solution du problème doit être bornée pour $r = 0$, on est limité à une combinaison linéaire des fonctions I_0 et J_0 .

$$\psi_i = A_i I_0(r\sqrt{c_i}) + B_i J_0(r\sqrt{c_i}) \quad (19)$$

Exprimons alors les conditions aux limites permanentes du problème : déflexion et moment radial nuls sur appui, soit pour $r = R$, en tenant compte des propriétés de dérivation des fonctions de Bessel :

$$\begin{aligned} \psi_i(R) &= A_i I_0(R\sqrt{c_i}) + B_i J_0(R\sqrt{c_i}) = 0 \\ \frac{M_r(R)}{D} &= A_i [-\sqrt{c_i} \cdot J_0(R\sqrt{c_i}) + (1-\nu)J_1(R\sqrt{c_i})] + B_i [\sqrt{c_i} \cdot I_0(R\sqrt{c_i}) - (1-\nu)I_1(R\sqrt{c_i})] = 0 \end{aligned} \quad (20)$$

La possibilité d'obtenir une solution non triviale impose un déterminant non nul au système ci-dessus où A_i et B_i sont les inconnues. Cette condition s'écrit :

$$2 \cdot I_0(R\sqrt{c_i}) \cdot J_0(R\sqrt{c_i}) = (1-\nu) [I_0(R\sqrt{c_i}) \cdot J_1(R\sqrt{c_i}) + I_1(R\sqrt{c_i}) \cdot J_0(R\sqrt{c_i})] \quad (21)$$

Pour un coefficient de Poisson ν égal à 0,2, qui correspond à la valeur typique pour le béton, on a calculé les 3 premières solutions de cette équation grâce aux fonctions de Bessel tabulées en [Angot, 1965], qu'on a d'ailleurs particulièrement consulté, ainsi que [Schaffar, 1970], pour la rédaction de cette solution du problème des vibrations d'un disque.

Les valeurs obtenues sont :

$$\begin{aligned} R\tilde{\tau}_1 &= 4,76 & R\tilde{\tau}_2 &= 29,59 & R\tilde{\tau}_3 &= 74,53 \quad \text{soit encore} \\ R\sqrt{c_1} &= 2,18 & R\sqrt{c_2} &= 5,44 & R\sqrt{c_3} &= 8,63 \end{aligned} \quad (22)$$

Ces valeurs sont tout à fait cohérentes avec celles citées en [Schaffar, 1970] pour un coefficient de Poisson de 0,3.

On peut alors calculer le rapport B_i/A_i pour chaque mode et représenter l'allure de la déflexion réduite pour chaque mode le long d'un rayon (Figure 2.4-4) :

$$\alpha_1 = \frac{B_1}{A_1} = -4,36 \cdot 10^{-2} \quad \alpha_2 = \frac{B_2}{A_2} = 6,778 \cdot 10^{-4} \quad \alpha_3 = \frac{B_3}{A_3} = 8,374 \cdot 10^{-6} \quad (23)$$

Finalement, la solution générale de l'équation (16) s'écrit :

$$w(r,t) = \sum_i A_i \cdot f_i(t) \cdot [J_0(r\sqrt{c_i}) + \alpha_i I_0(r\sqrt{c_i})] \quad (24)$$

Déflexion adimensionnelle

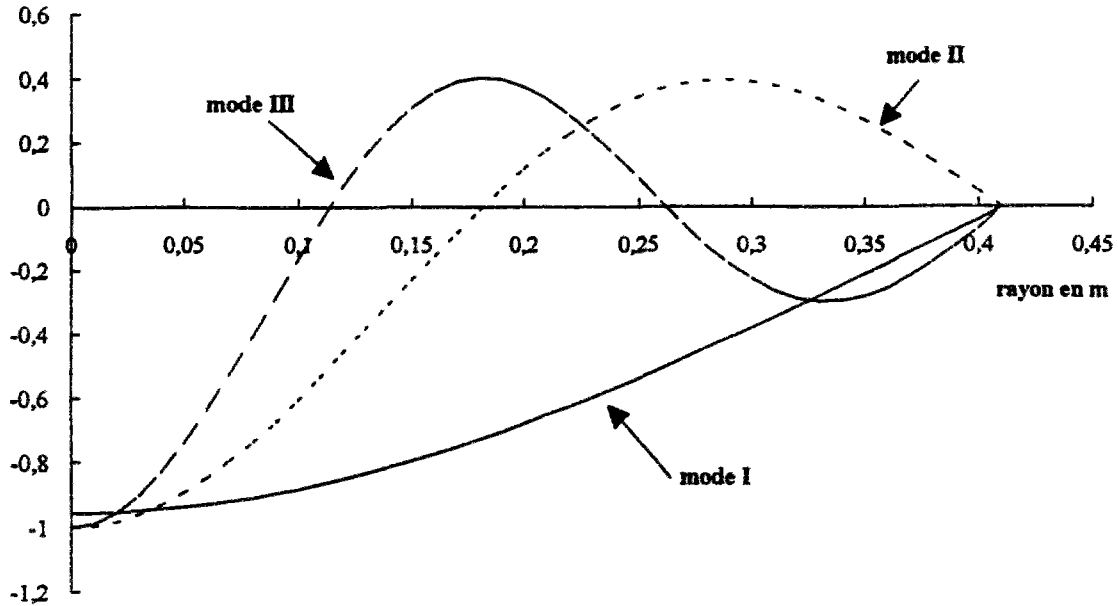


Figure 2.4-4 : Allure des modes propres des dalles circulaires

Les conditions initiales du problème correspondent à une dalle non déformée et sans vitesse initiale au moment du choc. Ceci impose que les fonctions f_i soient nulles à $t = 0$ ainsi que leur dérivée, d'où la forme la plus simple pour une fonction sinusoïdale :

$$f_i(t) = 1 - \cos\left(c_i t \sqrt{\frac{D}{\rho h}}\right) \quad (25)$$

La valeur des coefficients A_i dépend de la manière dont le chargement excite les différents modes propres de la structure. Ils représentent en fait la contribution de chaque mode à la réponse globale de la structure, superposition de la réponse de chaque mode à cause de leur mutuelle orthogonalité. Ne disposant pas de tabulation extrêmement précise des fonctions de Bessel, désireux de nous contenter des 3 premiers modes, et possédant par ailleurs la solution stationnaire analytique (5), nous avons déterminé les coefficients A_i par identification de la solution stationnaire et du développement limité, au voisinage de l'origine, de la solution stationnaire obtenue par superposition modale. Cette solution stationnaire correspond à la partie non oscillante de la solution (24), où l'on conserve la valeur moyenne de f_i dans le temps, soit 1.

Comme les fonctions de Bessel admettent un développement limité à l'ordre 4, on peut identifier les coefficients constant, de r^2 et de r^4 avec la solution analytique. Par homogénéité, on peut mettre la pression du palier p , et l'inverse de la rigidité D en facteur. On obtient alors :

$$A_1 = -\frac{pR^4}{D} \cdot 7,166 \cdot 10^{-2} \quad A_2 = \frac{pR^4}{D} \cdot 8,546 \cdot 10^{-4} \quad A_3 = -\frac{pR^4}{D} \cdot 3,524 \cdot 10^{-5} \quad (26)$$

On peut vérifier la qualité de cette approximation (Figure 2.4-5) en comparant la solution statique et la composante continue de la superposition modale. On voit que la prise en compte des modes supplémentaires n'apporterait qu'une correction minime.

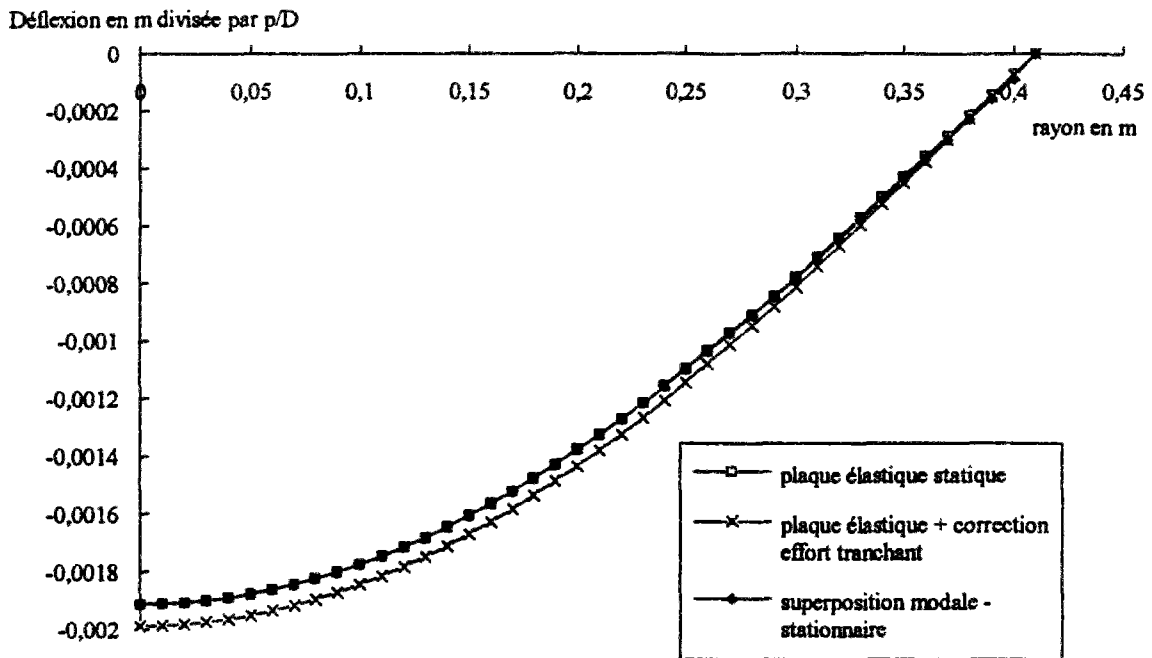


Figure 2.4-5 : Superposition modale - composante continue

Compte-tenu de la forme des fonctions $f_i(t)$, la réponse purement élastique de la dalle suivant l'équation (24) oscille entre zéro et le double de la réponse stationnaire, sans amortissement. Une telle solution est présentée pour les déplacements figure 2.4-6, en utilisant les valeurs tabulées des fonctions de Bessel citées en [Angot, 1965].

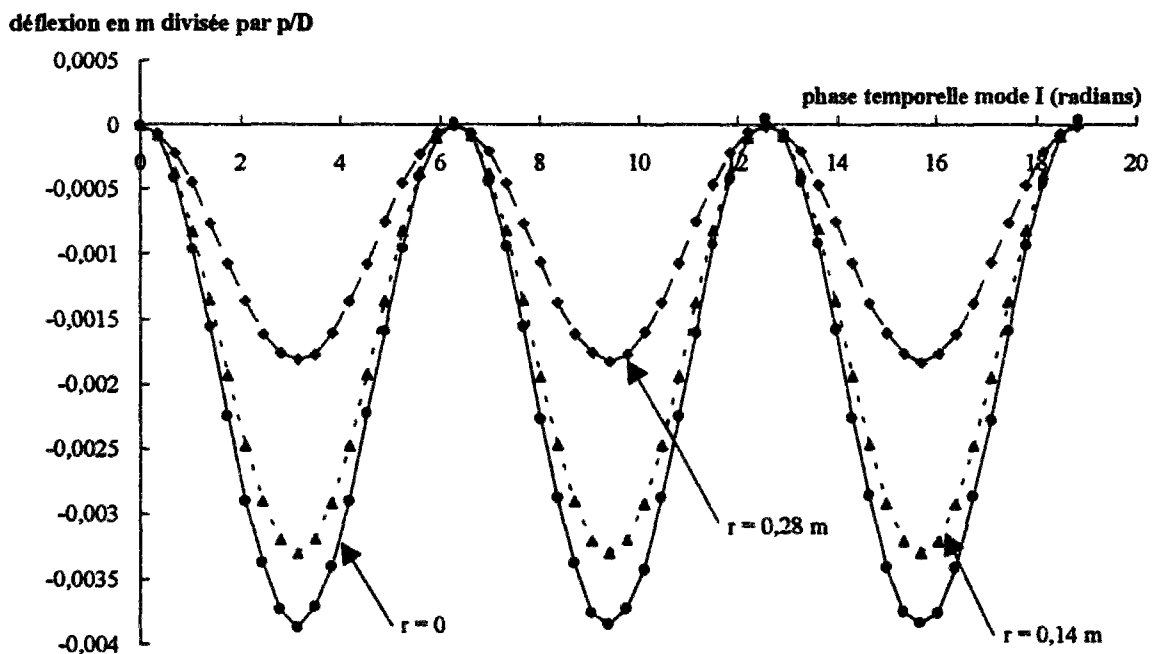


Figure 2.4-6 : Superposition modale sans amortissement

Ceci ne correspond pas vraiment à l'expérience, c'est pourquoi on cherche une forme plus générale de la solution temporelle grâce à une pulsation c_i complexe. Par analogie avec

l'équation d'un oscillateur amorti par un frottement visqueux, ceci revient à multiplier la fonction sinusoïdale par une exponentielle décroissante $\exp(-\beta_i t)$. Si l'on introduit la période T_i du mode de vibration, et le décrément logarithmique η_i relatif à ce mode, on peut écrire :

$$\beta_i = \frac{\eta_i}{T_i} \quad (27)$$

On a donc un accès expérimental direct à ce paramètre d'amortissement, du moins pour le mode I largement dominant sur la majorité des signaux. Ayant grâce aux courbes traitées une évaluation empirique de η_1 , on adoptera en première approximation, par souci de simplicité, un facteur d'amortissement β_i identique pour les trois modes, égal à η_1/β_1 . Cette approximation sous-estime probablement l'amortissement sur les modes II et III en supposant le décrément logarithmique proportionnel à la période, soit inversement proportionnel à la fréquence. On ne prétend d'ailleurs pas, à ce stade, prendre position par cette approximation sur l'origine physique (viscosité, frottement sec, amortissement structural) de la dissipation d'énergie induite par ce terme, mais seulement rendre compte de façon suffisamment simple des observations expérimentales. A titre d'illustration, on peut alors calculer les déflexions et déformations réduites, aux emplacements des mesures, avec un amortissement correspondant à un décrément logarithmique de 20 %, assez réaliste par rapport aux valeurs enregistrées. Les résultats de cette simulation sont donnés sur les figures 2.4-7 pour les déflexions et 2.4-8 pour les déformations.

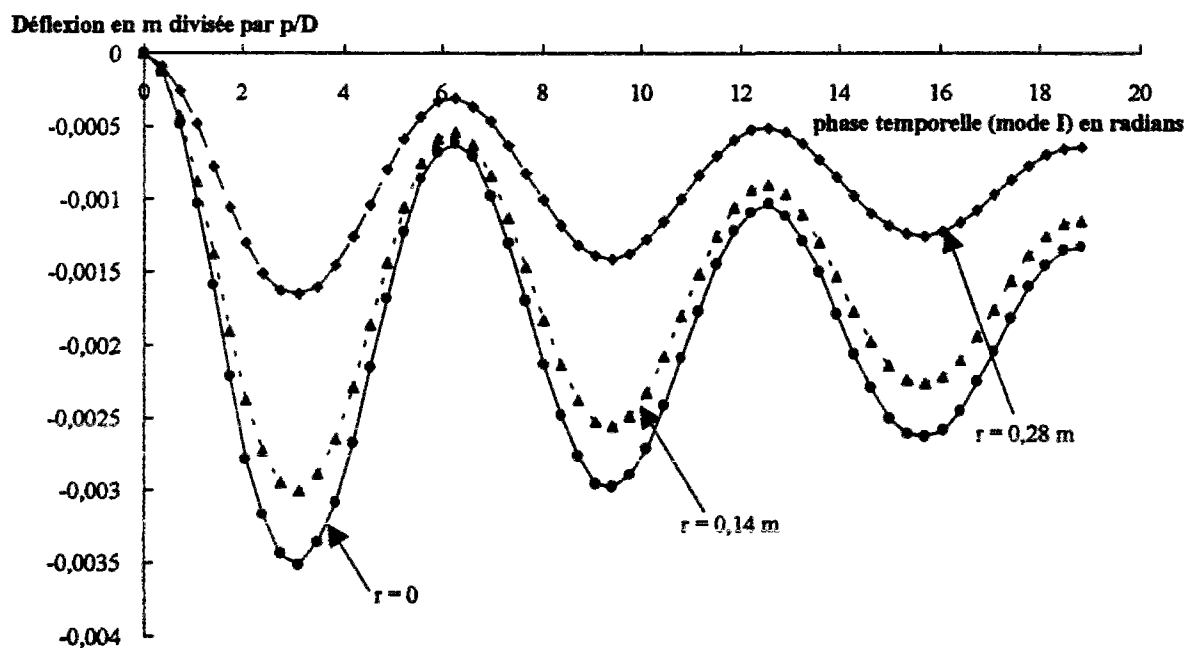


Figure 2.4-7 : Superposition modale. Amortissement 20 %. Déflexions

On remarque que l'influence des modes II et III est beaucoup plus visible sur les signaux de déformations, en particulier pour la déformation radiale aux deux tiers du rayon (correspondant à la jauge J5). L'intensité relative des différents signaux est respectée par rapport à l'expérience, ainsi que leur allure générale. La précision de cette simulation par rapport aux caractéristiques transitoires et oscillatoires des signaux (fréquence, maximum,

vitesse initiale) est examinée dans la suite de ce chapitre. Comme pour les essais quasi-statiques, il s'agit de tester si une approche viscoélastique équivalente "tangente" peut être suffisamment fiable pour décrire le comportement des structures en question, l'évolution des caractéristiques viscoélastiques étant alors une donnée exogène vis-à-vis du modèle.

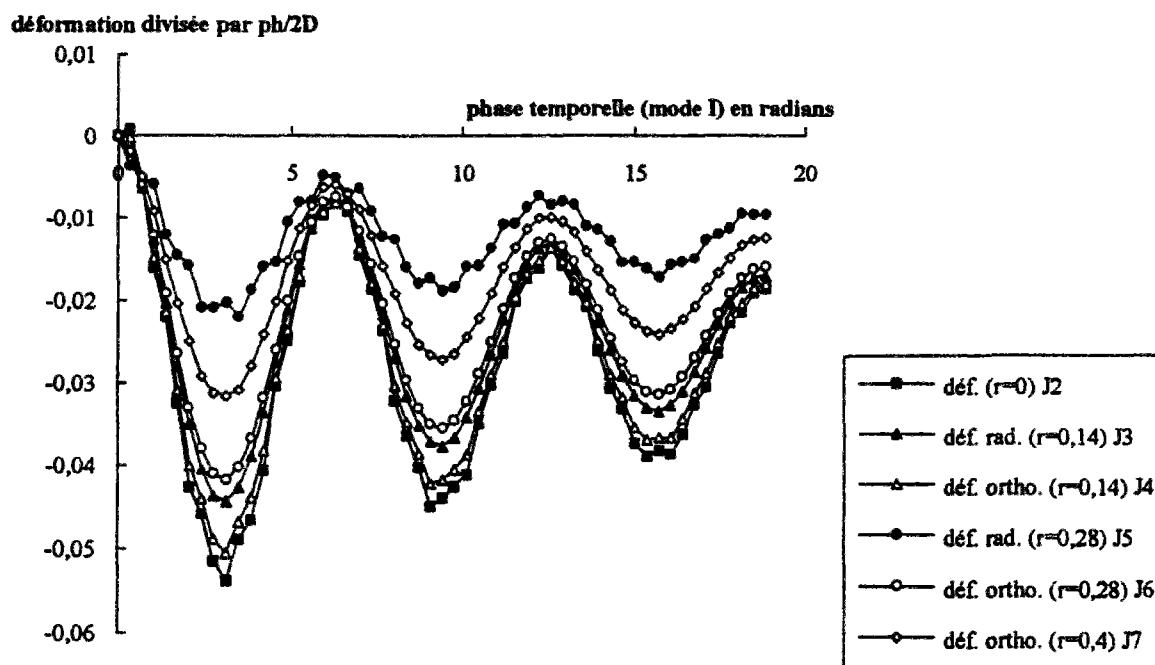


Figure 2.4-8 : Superposition modale. Amortissement 20 %. Déformations

Simulation de la réponse dynamique des dalles : oscillations

Bien que la fréquence propre de la dalle ne soit pas la grandeur expérimentale la plus facile à mesurer, ni la plus précise, elle constitue une caractérisation de choix pour la réponse dynamique, intégrant à la fois les conditions aux limites, le comportement du matériau, et l'endommagement progressif. Dans la pratique de "l'expertise sismique", il s'agit également d'une grandeur dont les variations semblent particulièrement adaptées pour qualifier l'évolution de l'état d'une structure [Ulm, 1993 - a], [Ulm, 1993 - b]. Dans notre cas, elle permet une vérification en dynamique de la validité du calcul de "rigidité équivalente" mené ci-dessus.

On compare donc dans le tableau 2.4-X la fréquence propre mesurée sur les signaux enregistrés lors des tirs, et la fréquence "théorique" calculée grâce à la rigidité équivalente D déterminée dans la phase redescendante de ces mêmes tirs, ρ étant la masse volumique de la dalle et $h = 8$ cm son épaisseur, selon la formule déduite de l'équation (25) :

$$f = \frac{c_1}{2\pi} \sqrt{\frac{D}{\rho h}} \quad \text{avec} \quad c_1 = 28,316 \text{ m}^{-2} \quad (28)$$

On procède à la même comparaison pour les essais statiques dans les tableaux 2.4-XI et 2.4-XII, la fréquence ayant été déterminée expérimentalement en "sonnant" la dalle par un léger impact en son centre, et en mesurant la fréquence des signaux de réponse en déplacement.

Tableau 2.4-X : Comparaison calcul-expérience. Fréquence propre lors des tirs

L	<i>p max (kPa)</i>	36	92	148	172			
	f exp (Hz)	380	370	370	320			
	f calculée (Hz)	405	386	342	272			
M	<i>p max (kPa)</i>	39	92	145	175			
	f exp (Hz)	360	330	300	280			
	f calculée (Hz)	384	399	376	268			
U	<i>p max (kPa)</i>	27	91	145	170			
	f exp (Hz)	420	420		280			
	f calculée (Hz)	479	460	370	338			
I	<i>p max (kPa)</i>	38	92	148	174			
	f exp (Hz)	400	400	380	330			
	f calculée (Hz)	423	407	393	373			
J	<i>p max (kPa)</i>	42	94	149	174			
	f exp (Hz)	410	410	410	310			
	f calculée (Hz)	411	405	380	293			
R	<i>p max (kPa)</i>	43	65	92	123	150		
	f exp (Hz)	410	420	420	415	300		
	f calculée (Hz)	414	413	416	336	265		
S	<i>p max (kPa)</i>	40	65	96	126	150	172	
	f exp (Hz)	450	450	450	450	440	380	
	f calculée (Hz)	442	443	441	435	411	324	
O	<i>p max (kPa)</i>	32	92	146	170	201	225	
	f exp (Hz)	480	500	490	480	480	450	
	f calculée (Hz)	517	516	512	512	493	378	
P	<i>p max (kPa)</i>	37	92	149	175	206		
	f exp (Hz)	425	400	400	450	375		
	f calculée (Hz)	491	490	-	489	315		
GR I	<i>p max (kPa)</i>	40	63	97	122	150		
	f exp (Hz)	390	380	360	360	360		
	f calculée (Hz)	407	-	397	396	321		
GR II	<i>p max (kPa)</i>	41	64	96	120	148		
	f exp (Hz)	330	340	350	330	300		
	f calculée (Hz)	327	319	299	322	304		
E	<i>p max (kPa)</i>	39	81	143	161	198	269	360
	f exp (Hz)	390	430	430	420	380	270	200
	f calculée (Hz)	440	408	432	431	373	212	173
	<i>p max (kPa)</i>	465	550					
	f exp (Hz)	160	150					
	f calculée (Hz)	-	125					
F	<i>p max (kPa)</i>	39	89	145	195	246	323	363
	f exp (Hz)	390	365	350	340	330	220	190
	f calculée (Hz)	421	380	344	322	275	189	168
G	<i>p max (kPa)</i>	46	684	198	252			
	f exp (Hz)	450	-	125	130			
	f calculée (Hz)	415	-	120	115			

Tableau 2.4-X : Comparaison calcul-expérience. Fréquence propre lors des tirs (suite)

W	<i>p max (kPa)</i>	37	104	142	288	386	486	603
	f exp (Hz)	470	470	470	380	280	200	-
	f calculée (Hz)	-	490	482	362	-	172	141
X	<i>p max (kPa)</i>	43	91	145	203	239	281	389
	f exp (Hz)	470	470	460	440	420	350	220
	f calculée (Hz)	481	487	471	422	373	313	189
	<i>p max (kPa)</i>	481	582					
	f exp (Hz)	170	160					
	f calculée (Hz)	145	-					

Tableau 2.4-XI : Comparaison calcul-expérience. Fréquence propre (essais statiques)

L	<i>p max (kPa)</i>	0	148	172				
	f exp (Hz)	380	370	320				
	f calculée (Hz)	432	383	272				
M	<i>p max (kPa)</i>	0	145	175	199	228		
	f exp (Hz)	360	300	280	-	-		
	f calculée (Hz)	390	358	300	73	70		
U	<i>p max (kPa)</i>	0	145	170				
	f exp (Hz)	420	-	280				
	f calculée (Hz)	451	383	363				
I	<i>p max (kPa)</i>	38	148	174	205	228		
	f exp (Hz)	400	380	330	-	-		
	f calculée (Hz)	421	398	388	272	56		
J	<i>p max (kPa)</i>	0	149	174				
	f exp (Hz)	410	410	310				
	f calculée (Hz)	424	382	320				
R	<i>p max (kPa)</i>	0	92	123	150			
	f exp (Hz)	410	415	415	300			
	f calculée (Hz)	436	423	361	298			
S	<i>p max (kPa)</i>	0	96	126	150	172		
	f exp (Hz)	430	450	450	440	360		
	f calculée (Hz)	431	436	438	410	387		
O	<i>p max (kPa)</i>	0	170	201	225			
	f exp (Hz)	480	480	480	450			
	f calculée (Hz)	508	499	489	406			
P	<i>p max (kPa)</i>	0	149	175	206			
	f exp (Hz)	425	400	450	375			
	f calculée (Hz)	494	486	495	344			
GR I	<i>p max (kPa)</i>	0	97	122	150			
	f exp (Hz)	390	360	360	360			
	f calculée (Hz)	432	390	390	379			
GR II	<i>p max (kPa)</i>	0	96	120	148			
	f exp (Hz)	390	350	330	300			
	f calculée (Hz)	449	335	332	298			

Tableau 2.4-XI : Comparaison calcul-expérience. Fréquence propre (essais statiques). (suite)

E	<i>p max (kPa)</i>	0	269	360	465	550		
	f exp (Hz)	390	270	200	160	150		
	f calculée (Hz)	427	327	304	261	162		
F	<i>p max (kPa)</i>	0	323	363	495	550		
	f exp (Hz)	390	220	190	175	155		
	f calculée (Hz)	427	272	245	227	143		
G	<i>p max (kPa)</i>	0	684					
	f exp (Hz)	450	125					
	f calculée (Hz)	428	155					
W	<i>p max (kPa)</i>	0	202	257	288	386	486	603
	f exp (Hz)	470	400	400	380	280	200	
	f calculée (Hz)	494	460	460	429	358	340	
X	<i>p max (kPa)</i>	0	203	239	281	389	481	582
	f exp (Hz)	470	440	420	350	220	170	160
	f calculée (Hz)	478	462	409	421	331	301	165

Tableau 2.4-XII : Comparaison calcul-expérience. Fréquence propre. Dalles testées en statique

	N	K	T	Q	GR III	V	Y
f exp (Hz)	455	400	430	490	300	350	455
f calculée (Hz)	439	410	396	476	302	442	485
écart (%)	4	2	8	3	1	26	7

On remarque dans l'ensemble (exception faite de la dalle P pour les premiers tirs, et de la dalle V dont la rigidité initiale a été surestimée) un bon accord entre le calcul et la mesure (moins de 10 % d'écart) en particulier pour les tirs, sauf pour le tir où apparaissent des fissures. Il y a alors en effet discordance entre la souplesse finale (tenant compte de la fissuration), et la souplesse lors des premières oscillations, ou entre la souplesse initiale (structure non fissurée) et la souplesse "équivalente" au moment des oscillations et de l'initiation des fissures.

Pour les essais statiques après fissuration, on a systématiquement une sur-estimation de la rigidité, donc de la fréquence, à cause des frottements qui se manifestent avec toute leur ampleur à basse vitesse et bas niveau de pression, ce qui n'est pas le cas en dynamique.

Au total, il y a bien cohérence dans l'approche utilisée, consistant à estimer une rigidité statique et dynamique équivalente pour une structure, à un état donné de son processus de chargement, cette rigidité équivalente étant fonction seulement du chargement maximum rencontré, et de la vitesse d'application de ce chargement.

Ayant vérifié que l'estimation de la rigidité d'ensemble pouvait avoir un sens en dynamique, ayant par ailleurs à notre disposition une estimation de l'amortissement, dont on s'est aperçu qu'il est indispensable à une simulation réaliste des oscillations, il est alors logique de tester la solution élastique amortie présentée ci-dessus et qui peut être résumée par l'équation de la déformée (29), complétée par les valeurs numériques des coefficients données plus haut :

$$w(r,t) = \sum_{i=1,2,3} A_i \cdot \left[1 - e^{-\beta t} \cos \left(c_i t \sqrt{\frac{D}{\rho h}} \right) \right] \cdot \left[J_0(r\sqrt{c_i}) + \alpha_i I_0(r\sqrt{c_i}) \right] \quad (29)$$

Le test de comparaison peut être fait sur deux séries de grandeurs : la vitesse (ou la vitesse de déformation) au moment du choc, et la déformée (ou la déformation) maximale lors de la première oscillation. Pour faciliter le calcul, et compte-tenu de l'influence assez faible des modes élevés, on calculera ces grandeurs pour t correspondant respectivement au quart et à la moitié de la période du premier mode. On caractérisera l'écart entre la solution élastique amortie, représentée par l'équation (29) et les formules qui s'en déduisent pour les déformations, et l'expérience, par l'écart en % entre l'estimation de la valeur correspondant à la flèche au centre, et la détermination expérimentale (différence des signaux des capteurs 11 et 14), d'une part, et par la moyenne quadratique des écarts sur les déflexions et déformations correspondant à toutes les voies de mesure d'autre part. On donne, par dalle et pour chaque tir, ces deux écarts, seul le premier ayant une chance de rester pertinent lorsque la fissuration atteint un stade avancé, pour l'estimation de la vitesse et pour l'estimation du maximum. Ceci constitue les tableaux 2.4-XIII et 2.4-XIV.

Tableau 2.4-XIII : Comparaison calcul-expérience. Vitesse initiale lors des tirs

<i>L</i>	<i>p max (kPa)</i>	36	92	148	172	203	227	240
	écart moyen (%)	144	210	379	145	1149	1095	95
	écart sur w (%)	33,1	20,9	12,7	15,3	251	7,8	159
<i>M</i>	<i>p max (kPa)</i>	39	92	145	175	199	228	249
	écart moyen (%)	304	333	250	315	1082	2949	4368
	écart sur w (%)	30,4	25,1	15,7	18,6	172	3,3	6,4
<i>U</i>	<i>p max (kPa)</i>	27	91	145	170	198		
	écart moyen (%)	21,4	33,5	42	513	265		
	écart sur w (%)	33,9	6	13,7	30,6	13,2		
<i>I</i>	<i>p max (kPa)</i>	38	92	148	174	205	228	250
	écart moyen (%)	24,1	20,8	24,5	29	59,6	1646	3865
	écart sur w (%)	41,9	16,2	14	1,9	18,5	71	12,5
<i>J</i>	<i>p max (kPa)</i>	42	94	149	174	204		
	écart moyen (%)	26,1	20,1	20,3	60,2	136		
	écart sur w (%)	39,4	6,7	9,4	59,1	0,7		
<i>R</i>	<i>p max (kPa)</i>	43	65	92	123	150	175	
	écart moyen (%)	43,7	81,7	38,6	47,4	331,6	840,6	
	écart sur w (%)	14,2	94	18,8	2,4	40	10,6	
<i>S</i>	<i>p max (kPa)</i>	40	65	96	126	150	172	203
	écart moyen (%)	16	41,6	24,3	10,1	15,1	43,1	101,3
	écart sur w (%)	9,5	3,4	17	3,4	4,8	8,9	4,5
<i>O</i>	<i>p max (kPa)</i>	32	92	146	170	201	225	255
	écart moyen (%)	18,9	36,7	28,5	21,8	26,3	37,2	25,9
	écart sur w (%)	5,1	8,6	6	0,5	19,1	17,2	9
<i>P</i>	<i>p max (kPa)</i>	37	92	149	175	206	228	247
	écart moyen (%)	27,7	46,5	40,6	32,3	58,9	386	274
	écart sur w (%)	2,2	39,1	29,8	4,8	47,6	7,9	-

Tableau 2.4-XIII : Comparaison calcul-expérience. Vitesse initiale lors des tirs (suite)

GR I	<i>p max (kPa)</i>	40	63	97	122	150	170	
	écart moyen (%)	46,5	89,2	91,2	254	88,2	405	
	écart sur w (%)	25,5	1	3,4	17	4,8	26,2	
GR II	<i>p max (kPa)</i>	41	64	96	120	148	171	
	écart moyen (%)	114	206	152	140	146	175	
	écart sur w (%)	19,3	0,4	1,2	24,4	5,6	10,8	
E	<i>p max (kPa)</i>	39	81	143	161	198	235	269
	écart moyen (%)	30	62,4	38,1	35,5	58,5	38	204
	écart sur w (%)	19,6	15,8	10,1	10,5	3,8	25,9	63,2
	<i>p max (kPa)</i>	360	465	550	639			
	écart moyen (%)	548	671	1075	565			
	écart sur w (%)	64,2	40,3	60,5	33,5			
F	<i>p max (kPa)</i>	39	89	145	195	246	323	363
	écart moyen (%)	166	286	247	305	158	397	385
	écart sur w (%)	2,7	9,3	4,1	16,3	10,3	42,7	34
	<i>p max (kPa)</i>	495	550	690				
	écart moyen (%)	62,5	773	12306				
	écart sur w (%)	79	29,7	6,8				
G	<i>p max (kPa)</i>	46	684	198	246	252		
	écart moyen (%)	47,2	783	2355	29,1	1174		
	écart sur w (%)	17,1	48,1	1,7	27,1	22,4		
W	<i>p max (kPa)</i>	37	104	142	202	257	288	386
	écart moyen (%)	33,1	40,3	46,5	25,4	26,3	100	104
	écart sur w (%)	6,2	4,9	7,9	21,9	16,2	27,6	90
	<i>p max (kPa)</i>	486	603	727				
	écart moyen (%)	404	610	653				
	écart sur w (%)	78,4	32,3	3,6				
X	<i>p max (kPa)</i>	43	91	145	203	239	281	389
	écart moyen (%)	16,5	44,9	38,9	40,5	40,3	61,3	125
	écart sur w (%)	11	34,1	8,2	42,5	21,5	33,5	105
	<i>p max (kPa)</i>	481	582	697				
	écart moyen (%)	395	397	2696				
	écart sur w (%)	49,2	20,9	2,6				

Tableau 2.4-XIV : Comparaison calcul-expérience. Déformée extrême lors des tirs (première oscillation)

L	<i>p max (kPa)</i>	36	92	148	172	203	227	
	écart moyen (%)	68,5	120	189	190	5521	26,3	
	écart sur w (%)	27	23,1	17,2	6,6	8,9	3,3	
M	<i>p max (kPa)</i>	39	94	92	145	175	199	228
	écart moyen (%)	156	30	163	185	278	2545	2511
	écart sur w (%)	37,2	29,9	27,3	30,8	3,4	5,9	0,7
U	<i>p max (kPa)</i>	27	91	145	170			
	écart moyen (%)	33,8	17,6	56,6	215			
	écart sur w (%)	42,7	17,5	15,6	39,2			

Tableau 2.4-XIV : Comparaison calcul-expérience. Déformée extrême lors des tirs (première oscillation). Suite.

I	<i>p max (kPa)</i>	38	92	148	174	205	228	
	écart moyen (%)	30	13,8	21,1	27,7	64	5581	
	écart sur w (%)	38	22,8	30	21,6	23,1	4,3	
J	<i>p max (kPa)</i>	42	94	149	174			
	écart moyen (%)	28	16,7	25,2	207			
	écart sur w (%)	29,9	16,8	25,1	1,1			
R	<i>p max (kPa)</i>	43	65	92	123	150		
	écart moyen (%)	26,9	68,1	24	53,6	508		
	écart sur w (%)	3	85	2,4	2	10,7		
S	<i>p max (kPa)</i>	40	65	96	126	150	172	
	écart moyen (%)	13,5	30,6	11	14,5	21	67,2	
	écart sur w (%)	8,9	3,1	0,5	7,7	14	19,6	
O	<i>p max (kPa)</i>	32	92	146	170	201	225	
	écart moyen (%)	23,6	17	19,5	15,7	17,1	209	
	écart sur w (%)	24,6	20,6	31,6	26,8	14,8	44,4	
P	<i>p max (kPa)</i>	37	92	149	175	206	228	
	écart moyen (%)	29,9	29,1	27,7	29,3	721	293	
	écart sur w (%)	31	13,1	18,1	38	28,4	14,7	
GR I	<i>p max (kPa)</i>	40	63	97	122	150		
	écart moyen (%)	35,2	38,8	93,6	90,3	273		
	écart sur w (%)	3,3	28,4	30,4	36,4	9,4		
GR II	<i>p max (kPa)</i>	41	64	96	120	148		
	écart moyen (%)	107	163	168	106	155		
	écart sur w (%)	21,9	6,9	1,8	23,6	14,2		
E	<i>p max (kPa)</i>	39	81	143	161	198	235	269
	écart moyen (%)	25,2	37,7	23,3	31,5	53	6,2	274
	écart sur w (%)	34,2	5,4	29,1	20,9	11,9	1,7	48,4
	<i>p max (kPa)</i>	360	465	550	639			
	écart moyen (%)	414	550	964	814			
	écart sur w (%)	2,4	11,5	24,8	3,1			
F	<i>p max (kPa)</i>	39	89	145	195	246	323	363
	écart moyen (%)	99	135	149	126	140	300	355
	écart sur w (%)	21,3	7,2	18	1,3	10,4	22,2	17,6
	<i>p max (kPa)</i>	495	550	690				
	écart moyen (%)	23,4	779	1769				
	écart sur w (%)	10	26,2	1,9				
G	<i>p max (kPa)</i>	46	684	198	246	252		
	écart moyen (%)	48,3	557	458	44,6	504		
	écart sur w (%)	10,6	11	53,5	43,5	27,7		
W	<i>p max (kPa)</i>	37	104	142	202	257	288	386
	écart moyen (%)	24,4	16,5	20	36,6	103	61,2	126
	écart sur w (%)	30,1	14,1	20,2	15,9	2,6	5,3	15,7
	<i>p max (kPa)</i>	486	603					
	écart moyen (%)	335	631					
	écart sur w (%)	8,7	14,8					

Tableau 2.4-XIV : Comparaison calcul-expérience. Déformée extrême lors des tirs (première oscillation). Fin.

<i>X</i>	<i>p max (kPa)</i>	43	91	145	203	239	281	389
	écart moyen (%)	21,8	22,3	32,7	34,2	35,9	55,7	252
	écart sur w (%)	19,6	5,8	12,1	9,5	0,2	10,6	20
	<i>p max (kPa)</i>	481	582					
	écart moyen (%)	389	471					
	écart sur w (%)	11,1	28,2					

Une illustration de la comparaison des mesures avec la simulation élastique amortie peut être donnée pour les premières oscillations lors d'un tir. La figure 2.4-9 présente le cas des déformations radiales pour la dalle S, pour un tir de pression réfléchi 126 kPa ; la courbe expérimentale est en trait continu, rouge pour le centre de la dalle (J2), bleu pour le tiers du rayon (J3), et vert pour les deux tiers du rayon (J5). La simulation est représentée en pointillés de la même couleur pour chaque emplacement. On remarque un décalage progressif dû à une imprécision sur la détermination de la fréquence propre, ainsi qu'une surestimation du "retour élastique" au cours des vibrations (sous-estimation de l'amortissement). Le premier maximum est correctement prédit, la vitesse également, en particulier pour le centre de la dalle.

La figure 2.4-10 présente de façon analogue les déflexions pour la dalle R au tir où apparaît la fissuration. Les mesures apparaissent en trait continu, rouge pour le centre de la dalle (C11 - C14), bleu au tiers du rayon (C12 - C14), vert aux deux tiers (C13 - C14). Les simulations utilisent les mêmes couleurs, en trait pointillé. La première partie de la réponse est très correctement prédite, jusqu'à 2,5 ms après l'arrivée du choc, où une première fissure ramène les déflexions à une valeur palier avec un fort amortissement, ce que la simulation ne permet pas de prévoir.

De façon générale, plusieurs conclusions peuvent être tirées de ces tableaux et figures, concernant la validité d'une approche élastique amortie "tangente" pour simuler la réponse dynamique d'une structure ou d'un élément de structure à un créneau de chargement. Tout d'abord, on remarquera que la prédiction des déflexions, et en particulier de la déflexion au centre, est très généralement nettement meilleure que celle des déformations, à cause des fissures et d'un endommagement de la dalle inhomogène qui n'est pas pris en compte par la seule rigidité équivalente. Ainsi, les déformations et la déflexion aux deux tiers du rayon sont souvent surestimées, alors que la flèche au centre est plutôt sous-estimée. Ceci est notamment vrai au moment où s'amorce la fissuration, et où l'endommagement (pour les dalles armées en particulier) n'est pas encore "diffus" dans toute la zone centrale de la dalle.

La prédiction de la flèche maximale se situe en moyenne à 17,8 % de la valeur expérimentale, ce qui constitue un ordre de grandeur très acceptable compte-tenu du nombre d'approximations faites, et des imprécisions sur la valeur mesurée. L'estimation est d'ailleurs presque constamment à moins de 30 %. L'estimation de la vitesse au centre se situe en moyenne à 26,3 % de la valeur expérimentale. Là encore, l'ordre de grandeur est acceptable, mais cache quelques cas extrêmes peu fiables (dalles L et M notamment). Il n'y a pas en moyenne de corrélation pour certaines dalles entre une mauvaise prédiction des flèches et une mauvaise prédiction des vitesses, sauf pour quelques tirs "à problèmes". La prévision de la flèche est généralement meilleure que celle de la vitesse, sauf pour les dalles non armées en BHP et en microbéton, qui ont le comportement le plus linéaire : la réponse initiale est donc relativement proche de celle d'une structure élastique, et les tirs où un comportement non linéaire est manifeste sont plus rares.

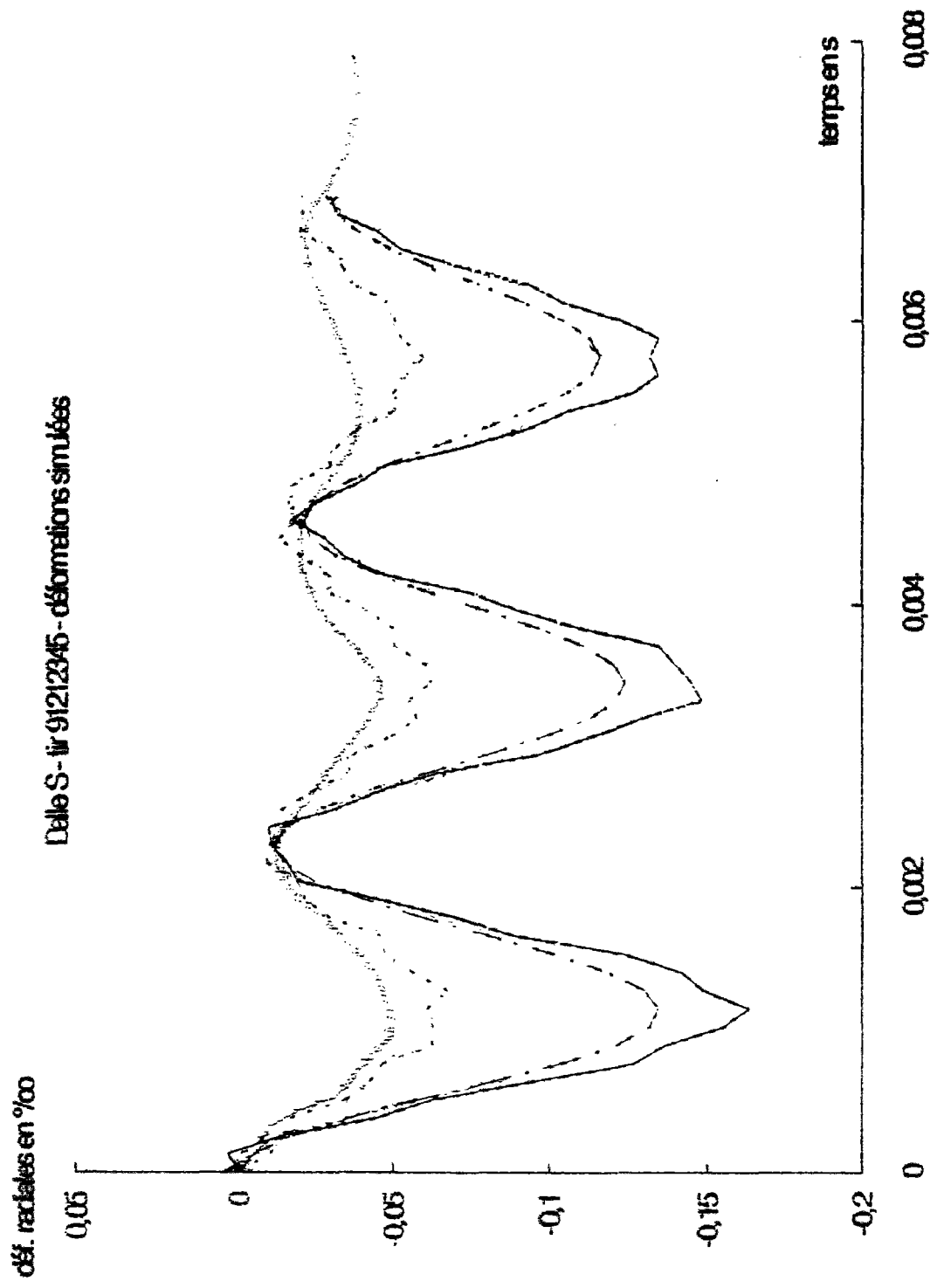


Figure 2.4-9.: Dalle S tir 91212345. Déformations lors du choc. Comparaison simulation élastique amortie- expérience

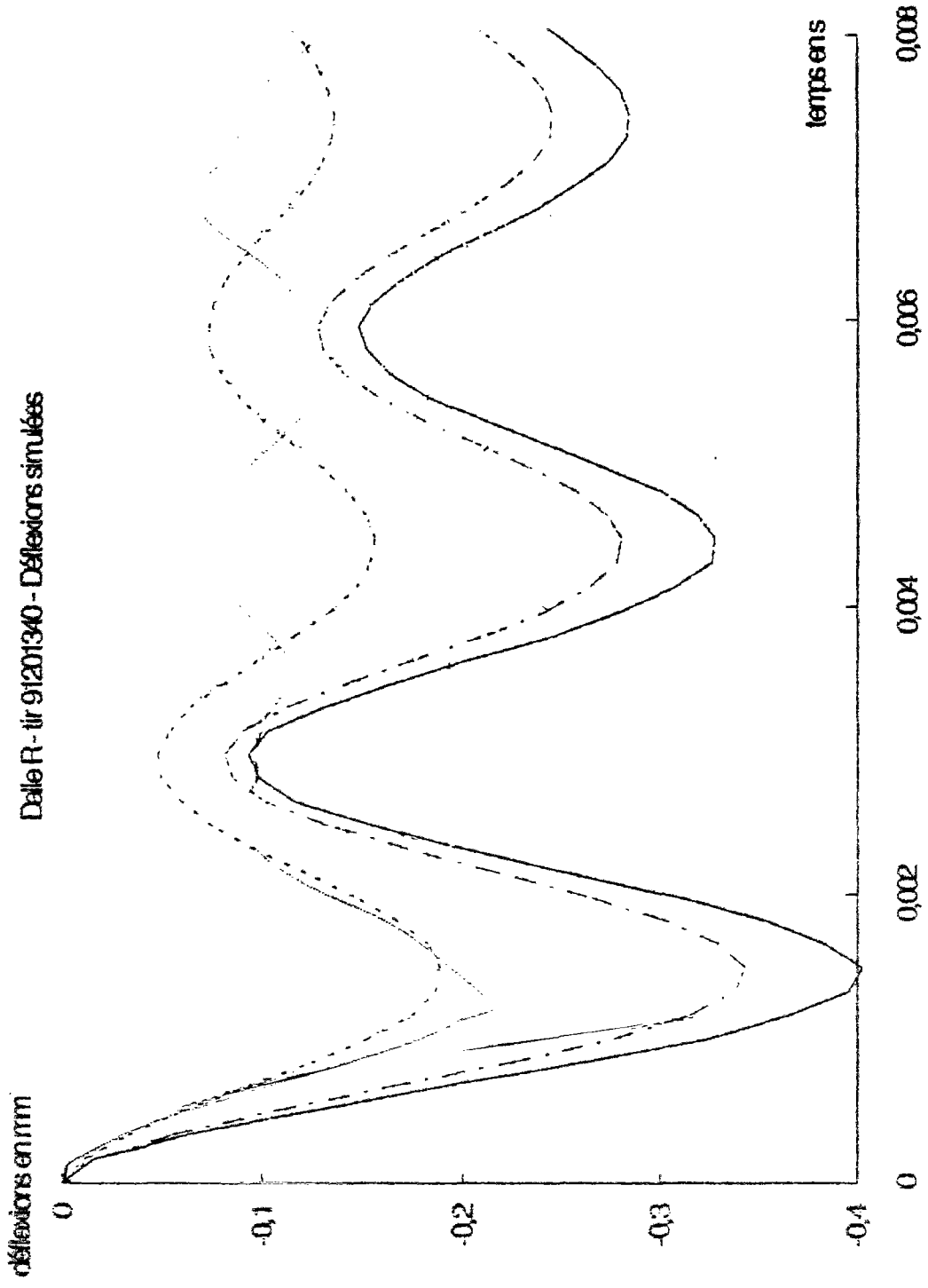


Figure 2.4-10 : Dalle R tir 91201340. Déflexions lors du choc. Comparaison simulation élastique amortie - expérience

L'intérêt d'une approche élastique d'ensemble, avec amortissement, pour étudier la réponse d'une structure à un choc, peut être discuté à partir des simulations faites ci-dessus dans le cas des dalles. En fait, cette approche possède des avantages analogues à ceux qu'elle aurait en statique. Elle permet de prévoir avec une précision acceptable, de l'ordre de 20 à 30 %, la déformée de la structure au cours du temps, en particulier sa valeur extrême, cette prévision étant notamment valable et intéressante pour la première oscillation de la structure, où se produisent (en l'absence de fissuration ultérieure) les déplacements maximaux. Cette prévision peut alors être à la base d'un dimensionnement. De plus, cette approche est cohérente avec le comportement quasi-statique de la structure (même rigidité d'ensemble).

Elle est d'autant meilleure qu'on a affaire à un matériau constitutif faiblement non linéaire (BHP non armé, microbéton) et que le choc ne produit pas un endommagement direct trop important (évolution faible de la rigidité au cours du tir). Elle se prête bien au cas où la dalle garde un fonctionnement d'ensemble, avec endommagement nul, ou réparti (béton armé en phase "ultime" où un large réseau de fissures empêche un fonctionnement par blocs).

Le principal problème de la méthode est l'impossibilité de prédire et de prendre en compte directement (sans loi d'évolution exogène) la chute de rigidité de la structure, et l'évolution de l'amortissement. Les évolutions de ces deux caractéristiques de la structure rendent en effet compte, de façon globale, des fissurations qui se développent dans certaines zones de la dalle, avec leurs conséquences en termes de perte de rigidité et de frottements.

Si, pour la rigidité d'ensemble des dalles armées, on a pu identifier qualitativement un palier, puis une zone de décroissance quasi-linéaire de la rigidité pendant le maillage du réseau de fissures, et un palier "ultime" où le renforcement contribue à la majeure partie de la raideur, on n'a pu faire une description aussi précise de la phase de comportement non linéaire des dalles en béton seul (figures 2.4-2 et 2.4-3). La prédiction des seuils de fissuration, et celle du stade ultime, n'est pas évidente par le seul calcul élastique des contraintes, comme on l'a vu ci-dessus en statique.

Il en est de même pour la prévision de l'amortissement global. S'il augmente progressivement puis nettement (typiquement de 0,2 à 0,4) au moment du développement des fissures, comme le montrent les figures 2.4-11 et 2.4-12, son évolution ultérieure n'est pas claire, elle dépend probablement de la rugosité des blocs (effet "d'engrènement" dû au type de béton) et, le cas échéant, de l'adhérence acier-béton, susceptible de faire participer les armatures à l'amortissement des oscillations. Au total, un facteur d'amortissement global, de type visqueux, en phase de progression de la fissuration, conduit à surestimer les vitesses initiales, et à sous-estimer l'amortissement sur les vibrations, en négligeant une partie de la dissipation qui a lieu par frottement. Pour pallier cet inconvénient, il paraît nécessaire de tenir compte explicitement (et non de façon globale sur l'ensemble de la dalle) des conséquences mécaniques des fissures, et ce, au cours même de chaque tir.

En effet, deux autres difficultés demeurent avec cette méthode : d'une part, l'impossibilité de tenir compte d'une évolution de la structure au cours d'un tir (fissuration, avec sa double conséquence de perte de rigidité et d'augmentation de l'amortissement) ; d'autre part, l'impossibilité de décrire des déformations permanentes localisées (qui pourraient constituer une représentation approchée des fissures). On peut cependant avoir une idée de ces déformations résiduelles en considérant, dans nos expériences, l'écart entre les déflexions enregistrées et la solution élastique (correspondant aux déformations effectivement réversibles). On s'efforcera, dans la suite, de relier cet écart à la fissuration observée.

Coefficient d'amortissement (décroissement logarithmique)

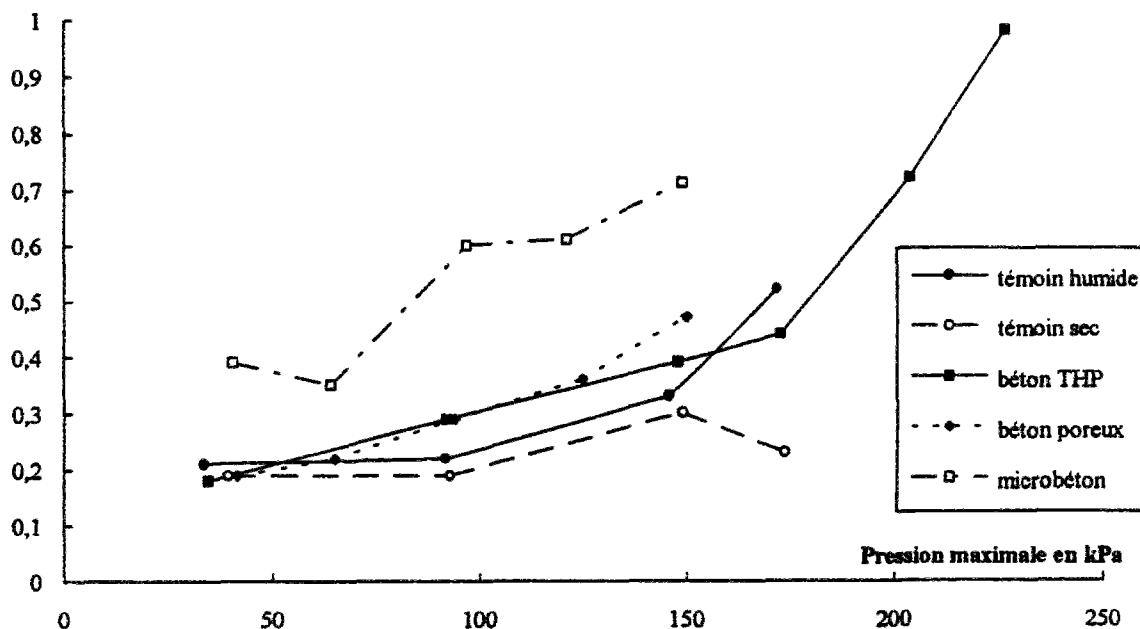


Figure 2.4-11 : Evolution de l'amortissement. Dalles non armées

Coefficient d'amortissement

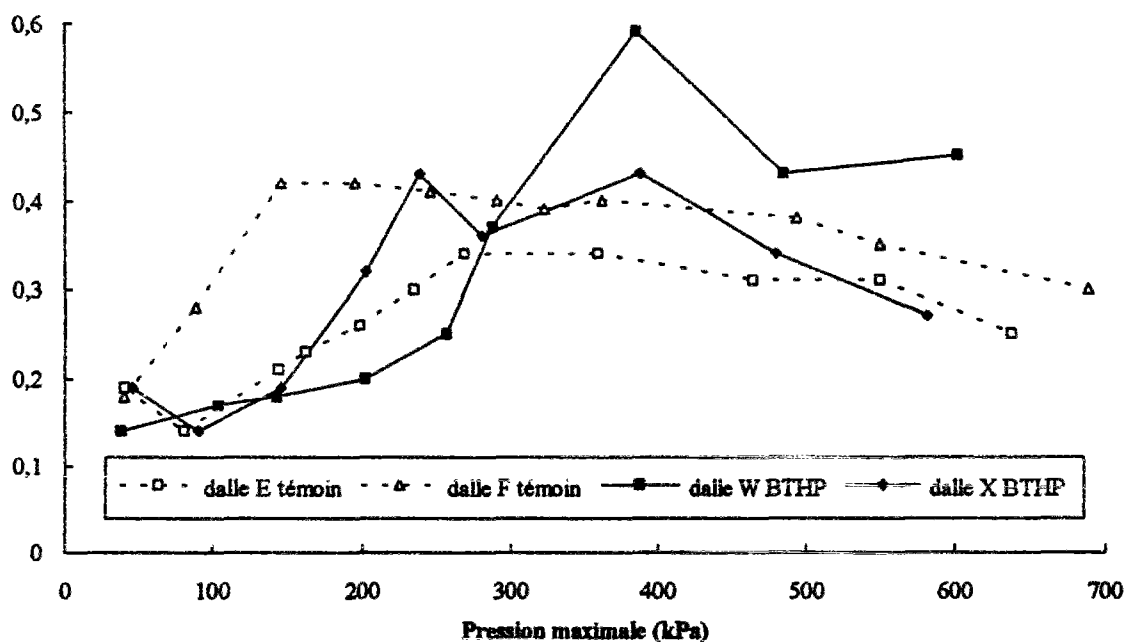


Figure 2.4-12 : Evolution de l'amortissement. Dalles armées

Déformations permanentes et fissuration

On peut estimer l'augmentation irréversible de la déflexion à chaque tir en considérant l'écart entre la valeur stationnaire atteinte, et la déformation réversible recouvrée au cours de la décharge. Cet incrément de déformation permanente mesure en quelque sorte de façon globale les effets de fissures qui se sont ouvertes au cours du tir, et pour les dalles armées les effets du glissement entre l'acier et le béton au niveau des fissures, et l'éventuelle plastification des

armatures. On donne dans le tableau 2.4-XV l'écart obtenu sur la flèche au centre, tir après tir, pour chaque dalle, ainsi que l'écart cumulé, et l'ouverture typique d'une fissure principale en face externe après le tir (ouverture "résiduelle"). Le calcul de l'écart à la déformation élastique a également été mené pour les autres voies de mesure, mais il est moins facilement corrélable aux grandeurs macroscopiques que sont les ouvertures de fissures (répertoriées en annexe 4). Par convention les flèches sont comptées positivement dans ce tableau et la suite.

Tableau 2.4-XV : Flèche irréversible et ouverture de fissures

<i>Dalle I</i>				<i>Dalle J</i>			
<i>p max</i>	Δw_{irr}	<i>w_{irr} cumul</i>	δ fissures	<i>p max</i>	Δw_{irr}	<i>w_{irr} cumul</i>	δ fissures
<i>kPa</i>	μm	μm	μm	<i>kPa</i>	μm	μm	μm
38	2	2		2	-11	-11	
92	0	2		94	-5	-16	
148	55	57		149	83	67	30
174	125	182	30 à 50	174	243	310	150 à 300
<i>Dalle R</i>				<i>Dalle S</i>			
<i>p max</i>	Δw_{irr}	<i>w_{irr} cumul</i>	δ fissures	<i>p max</i>	Δw_{irr}	<i>w_{irr} cumul</i>	δ fissures
<i>kPa</i>	μm	μm	μm	<i>kPa</i>	μm	μm	μm
43	13	13		40	-3	-3	
65	-11	2		65	6	3	
92	-13	-11		96	-5	-2	
123	57	46	50 à 100	126	5	3	
150	251	297	300	150	8	11	
				172	-12	-1	30 à 60
<i>Dalle O</i>				<i>Dalle P</i>			
<i>p max</i>	Δw_{irr}	<i>w_{irr} cumul</i>	δ fissures	<i>p max</i>	Δw_{irr}	<i>w_{irr} cumul</i>	δ fissures
<i>kPa</i>	μm	μm	μm	<i>kPa</i>	μm	μm	μm
32	3	3		37	1	1	
92	5	8		92	14	15	
146	9	17		149	27	42	
170	19	36		175	37	79	
201	18	54		206	423	502	300
225	504	558	250				
<i>Dalle GR I</i>				<i>Dalle GR II</i>			
<i>p max</i>	Δw_{irr}	<i>w_{irr} cumul</i>	δ fissures	<i>p max</i>	Δw_{irr}	<i>w_{irr} cumul</i>	δ fissures
<i>kPa</i>	μm	μm	μm	<i>kPa</i>	μm	μm	μm
40	11	11		41	2	2	
63	25	36		64	-7	-5	
97	2	38		96	8	3	
122	43	81		120	11	14	
150	-48	33		148	19	33	
<i>Dalle L</i>				<i>Dalle M</i>			
<i>p max</i>	Δw_{irr}	<i>w_{irr} cumul</i>	δ fissures	<i>p max</i>	Δw_{irr}	<i>w_{irr} cumul</i>	δ fissures
<i>kPa</i>	μm	μm	μm	<i>kPa</i>	μm	μm	μm
36	-5	-5		39	4	4	
92	-1	-6		94	30	34	
148	56	50	50	92	18	52	
172	112	162	100	145	76	128	
				175	106	234	30 à 60

Tableau 2.4-XV : Flèche irréversible et ouverture de fissures (suite)

	<i>Dalle U</i>				<i>Dalle G</i>		
p max	Δw_{irr}	w_{irr} cumul	δ fissures	p max	Δw_{irr}	w_{irr} cumul	δ fissures
<i>kPa</i>	μm	μm	μm	<i>kPa</i>	μm	μm	μm
27	1	1		46	14	14	
91	-1	0					
145	35	35	150 à 200	252	720	734	1500
170	182	217	150 à 300				
	<i>Dalle E</i>				<i>Dalle F</i>		
p max	Δw_{irr}	w_{irr} cumul	δ fissures	p max	Δw_{irr}	w_{irr} cumul	δ fissures
<i>kPa</i>	μm	μm	μm	<i>kPa</i>	μm	μm	μm
39	5	5		39	-20	-20	
81	-1	4		89	-1	-21	
143	23	27		145	51	30	
161	33	60		195	84	114	30
198	45	105		246	28	142	30
235	115	220		323	208	350	50 à 150
269	55	275	30	363	357	707	150
360	806	1081	non mes.	495	1140	1847	600
465	1922	3003	non mes.	550	9259	11106	2500
550	2267	5270	non mes.				
	<i>Dalle W</i>				<i>Dalle X</i>		
p max	Δw_{irr}	w_{irr} cumul	δ fissures	p max	Δw_{irr}	w_{irr} cumul	δ fissures
<i>kPa</i>	μm	μm	μm	<i>kPa</i>	μm	μm	μm
37	3	3		45	-3	-3	
104	-1	2		91	1	-2	
142	-9	-7		145	6	4	
202	53	46	30	203	86	90	30 à 60
257	115	161	60	239	70	160	60 à 120
288	91	252	60 à 100	281	95	255	60 à 120
386	881	1133	30 à 150	389	650	905	120 à 210
486	1121	2254	60 à 210	481	1489	2394	120 à 600
				582	8548	10942	200 à 4000

A partir d'un écart cumulé de l'ordre de 100 μm , la déflexion résiduelle est concomitante d'une fissuration apparente en face externe, dont l'ouverture est du même ordre de grandeur que la déflexion irréversible totale. Ceci est particulièrement vrai pour les dalles non armées, la corrélation étant d'autant meilleure que la fissuration apparaît de façon plus brutale (dalles en BTHP, dalles en béton témoin sec). Pour les dalles armées, lorsqu'apparaissent simultanément plusieurs fissures, à partir de 200 à 250 kPa, l'incrément de déflexion résiduelle correspond à plusieurs fois l'ouverture des principales fissures. On observe assez peu de différences, concernant l'ouverture des fissures et la déformation résiduelle globale, entre le béton armé témoin et le BTHP, au-delà des premières fissurations. En revanche, le mode de ruine finalement activé, lié à l'emplacement des principales fissures et à la plastification de l'acier, n'est pas traduit par l'approche présentée ci-dessus.

Ainsi, l'étude des déformations irréversibles, du moins si elle reste limitée à la déflexion au centre, ne permet pas de prévoir le type de ruine qui se produira effectivement.

Cette analyse des déformations irréversibles (bien que négligeant les déformations irréversibles éventuelles antérieures à la mise en place des dalles sur le tube) permet cependant d'obtenir, pour chaque dalle, une courbe d'écroutissage "vraie" tenant compte des irréversibilités cumulées, et qui serait à comparer aux courbes obtenues en statique et présentées figure 2.3-8 et 2.3-9. Ces courbes sont données figure 2.4-13 (dalles non armées) et 2.4-14 (dalles armées) en utilisant la pression maximale du tir comme paramètre de chargement en abscisse, et la flèche stationnaire "vraie" (augmentée de la déflexion résiduelle cumulée des autres tirs) en ordonnée. On a effectué, pour les dalles non armées, une moyenne par type de béton testé.

La comparaison de ces courbes qui résument assez bien le comportement "enveloppe" de la structure en dynamique (sans tenir compte d'une vitesse de déformation typique différente à chaque tir), avec celles issues des essais statiques, met en évidence plusieurs phénomènes importants.

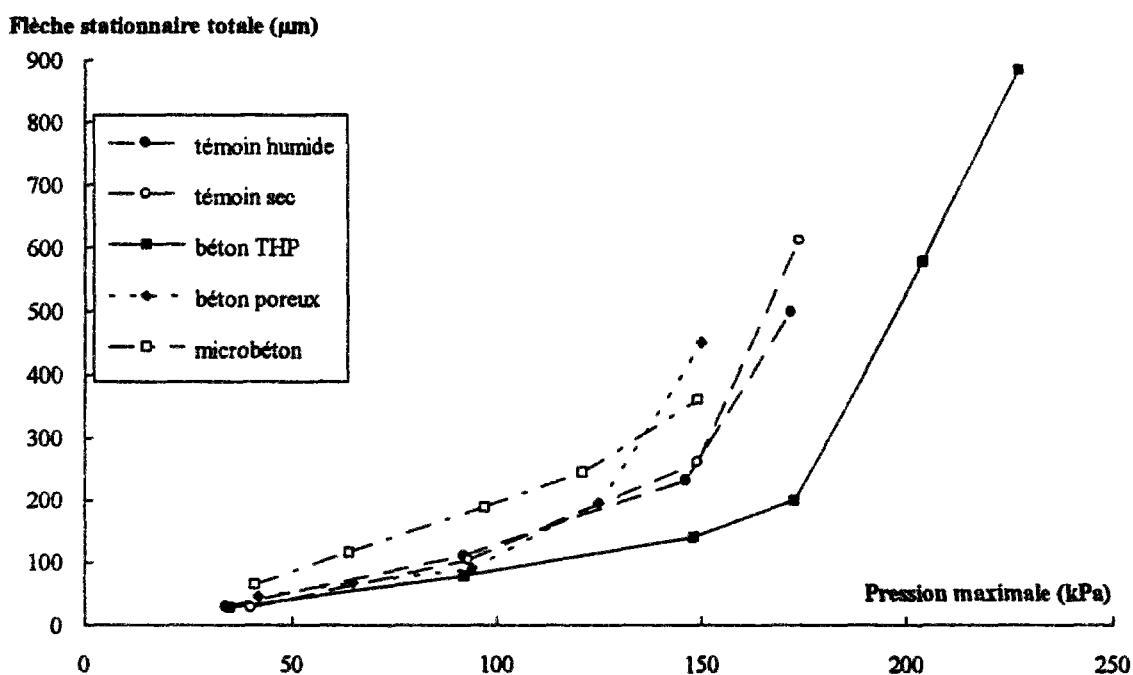


Figure 2.4-13 : Courbes d'écroutissage "vraies" - dalles non armées

Concernant le béton non armé, les dalles en béton sec et humide ont un comportement d'ensemble très similaire, contrairement à ce qui se passe en statique. Ainsi le gain de résistance statique dû à une hygrométrie interne réduite peut se trouver, à haute vitesse, compensé par le gain de résistance dynamique dû à l'effet de l'eau libre. Les deux types de dalles connaissent ainsi un régime non linéaire (microfissuré puis fissuré) à partir d'une pression de 150 kPa environ pour laquelle la flèche stationnaire atteint une limite de 200 µm environ qui correspond à la limite de fissuration en statique.

Pour le microbéton, malgré la présence d'eau libre, il n'apparaît pas de régime non linéaire marqué, sauf peut-être entre 150 et 170 kPa (pression ultime). La rupture brutale (pas d'arrêt des fissures par les granulats) intervient en dynamique avec découpage de blocs le long de l'appui (forts cisaillements), ce qui n'apparaît pas en statique, mais ceci ne se traduit pas sur la courbe globale effort-flèche.

Pour la dalle T en béton poreux, le régime de fonctionnement "fissuré" commence dès 75 kPa, alors que pour les dalles testées en dynamique la non linéarité de la courbe effort-flèche est retardée à 125 kPa, l'effort de rupture étant lui-même augmenté. Ceci est cohérent

avec ce qu'on peut savoir du comportement à haute vitesse du microbéton humide, pour lequel l'amélioration relative du comportement est plus importante que pour les bétons de meilleure qualité. Il est possible néanmoins que le phénomène soit amplifié par une valeur particulièrement basse de la pression de première fissuration de la dalle T.

Quant au béton à hautes performances, il contribue en dynamique à une importante phase de comportement non-linéaire des dalles, à partir de 175 kPa et jusqu'à la création d'un mécanisme de blocs "franc" vers 225 kPa. L'effet de l'eau libre, des granulats et l'hyperstaticité de la structure contribuent donc à une fragilité apparente moindre qu'en statique. Néanmoins, une partie des fractures qui occasionnent la rupture, pour les dalles testées en dynamique, sont des fissures d'effort tranchant le long de l'appui. La rupture est donc fragile, elle a pour origine un cisaillement excessif pour lequel on n'est pas sûr d'avoir le même gain de résistance en dynamique que pour une sollicitation de traction.

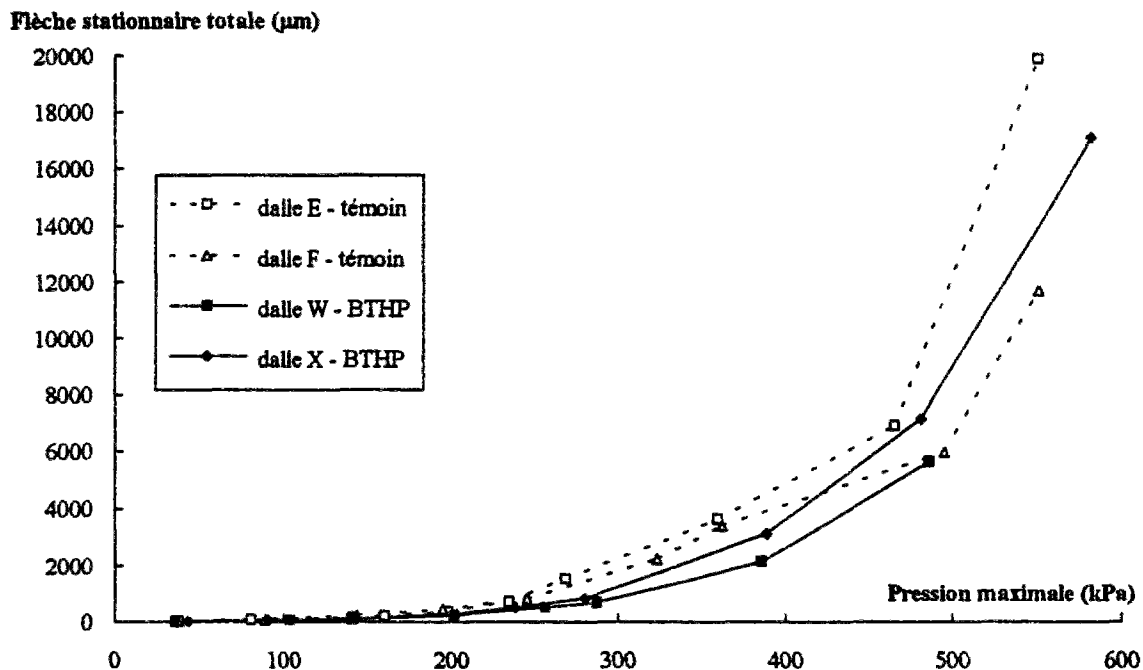


Figure 2.4-14 : Courbes d'érouissage "vraies" - dalles armées

Si l'on considère les courbes correspondant au comportement des dalles armées, on s'aperçoit qu'elles présentent de fortes similitudes avec celles obtenues en statique. Pour le béton témoin, la non-linéarité correspondant à la microfissuration du béton (pas de fissures visibles, mais faible non linéarité du comportement) se produit entre 100 et 200 kPa en statique. Ce stade faiblement non-linéaire se prolonge en dynamique jusqu'à environ 250 kPa. Au-delà, les aciers entrent en phase plastique et les fissures s'ouvrent, le stade ultime étant atteint pour une pression de 500 kPa environ et une flèche d'approximativement 7,5 mm en statique (cette déflexion critique totale étant plutôt de 5 mm en dynamique). On peut penser d'après les schémas présentés en annexe 4 qu'en dynamique le béton est moins fissuré (fissures plus concentrées dans la zone centrale), le début de striction dans l'acier au centre restant approximativement identique (celle-ci a lieu pour le même effort en statique et en dynamique). Le type de ruine par cisaillement d'effort tranchant qui se produit sur appuis pour la dalle V en statique pourrait s'expliquer par la fissuration plus répartie en statique, qui a affaibli l'adhérence acier-béton également sur le pourtour de la dalle. Ceci ne se déduit cependant qu'indirectement des courbes effort-flèche.

Pour les dalles en BTHP armé, la fissuration se développe en statique entre 150 et 300 kPa, la plastification des aciers se poursuit jusqu'à un stade "ultime" qui débute aux environs de 500 kPa. Le BTHP est donc valorisé par une plus grande rigidité de la dalle, en statique, entre 100 et 500 kPa (au-delà, la rupture est conditionnée par les aciers). De plus, une fissuration moindre (flèche moins importante) entraîne une meilleure adhérence acier-béton, en particulier sur appuis, d'où un mode de rupture un peu moins fragile pour la dalle Y que pour la dalle V.

En dynamique, les régimes de fonctionnement pour les dalles W et X en BTHP restent à peu près identiques à ceux de la dalle Y : fissuration entre 150 et 300 kPa, phase "pseudo-plastique" entre 300 et 500 kPa. A ce stade "ultime", la flèche est d'environ 5 mm, au lieu de 6 mm en statique. Ceci serait cohérent avec une moindre fissuration, en particulier au niveau des appuis, d'où une rupture par striction des aciers au centre de la dalle pour les dalles W et X, sans décohé sion du béton le long du bord.

L'analyse des courbes globales effort-flèche, rendue possible grâce à une bonne évaluation des déformations résiduelles, se trouve donc cohérente avec les schémas de fissuration obtenus pour les dalles. Il reste cependant à prévoir ce comportement d'ensemble, par la prise en compte d'irréversibilités cinématiques au niveau du comportement du matériau. Ceci ne peut se faire que par des lois de comportement non linéaires, ce qui dépassait le cadre de notre première approche. Ce que l'analyse des résultats expérimentaux met en évidence, ainsi que la modélisation élastique amortie "tangente", ce sont les "ingrédients" nécessaires à une bonne représentativité : capacité de prévoir une perte globale (et éventuellement locale) de rigidité, aptitude à décrire un amortissement des vibrations, possibilité de prédire des déformations résiduelles non nulles, et finalement faculté de rendre compte d'une évolution de la fissuration (ou de ses conséquences mécaniques) différente en cas de choc et en quasi-statique.

La logique d'une modélisation prédictive du comportement de ces dalles, en mécanique des milieux continus, sera donc au minimum d'intégrer au niveau de la loi de comportement une variable de type déformation irréversible, dont l'évolution dépend de la vitesse (viscoplasticité), et qui influe sur la rigidité locale (endommagement). On a vu en effet [Piermattei, 1994] que la seule prise en compte d'un endommagement avec gradient et pseudo-viscosité ne suffisait pas à rendre compte des irréversibilités et dissipations observées. Un modèle analogique comme celui développé par Bailly [Bailly, 1994] contient également les éléments a priori nécessaires.

On s'est aperçu, au cours de ce chapitre, que des différences importantes entre les dalles se traduisent par des schémas de fissuration différents, d'où un mode de ruine différent pour la dalle. Pour représenter ces fissures de façon réaliste, comme des discontinuités cinématiques, et rendre compte de la brisure de symétrie aléatoire que constitue une fissure au sein d'un matériau jusque-là homogène macroscopiquement, il paraît nécessaire d'adopter un modèle de type probabiliste, et décrivant explicitement les fissures, comme le modèle probabiliste du LCPC [Rossi, 1994 - b], la seule modélisation réaliste étant alors tridimensionnelle...

Test de divers modèles de dimensionnement

Faute de pouvoir développer ces modèles immédiatement, et compte-tenu du coût de tels calculs, il est nécessaire de tester des méthodes de dimensionnement simplifiées, susceptibles de prévoir, au moins dans les grandes lignes, le comportement de telles structures au choc, et en particulier d'évaluer la charge de rupture.

Oscillateur équivalent

Une des méthodes couramment utilisées dans le dimensionnement de parties de structures consiste à évaluer la flèche maximale de l'oscillateur à un degré de liberté "équivalent" à l'élément, et de la limiter suivant qu'on se trouve en domaine élastique (état limite de service) ou plastique (état limite ultime). Dans notre cas, l'oscillateur à un degré de liberté correspond à une limitation de la description modale de la dalle au mode I de vibration, selon l'analyse effectuée ci-dessus.

Dans une optique prédictive, et si on se limite au domaine élastique (dalles non armées, ou dalles armées faiblement fissurées), on fera le calcul de la flèche maximale en utilisant la rigidité initiale de la dalle, et éventuellement un amortissement "forfaitaire" de l'ordre de 10 %. La logique voudrait alors qu'on se donne une limitation en déformation, mais il est plus courant de limiter la contrainte extrême à la résistance en traction du béton. En fin de compte, si on fait le calcul sur la flèche obtenue en régime stationnaire, on a une charge limite très peu différente de celle qu'on peut calculer en statique (tableau 2.4-VII). On a vu que cette méthode place en sécurité, mais de façon peu homogène (coefficient variant de 1,18 à 1,71). Si on fait le calcul sur la flèche maximale en régime transitoire, on introduit un facteur de sécurité supplémentaire de l'ordre de 1,8 qui n'est pas justifié par l'expérience.

Si l'on suit directement la méthode proposée dans [CEB, 1988], assimilant la dalle à un oscillateur équivalent, et qu'on se place dans le cas de l'oscillateur élastique, on doit d'abord calculer les grandeurs correspondant à l'équivalence énergétique recherchée. Cette équivalence s'appuie sur la solution élastique statique (5). La charge équivalente est ainsi calculée comme celle qui produirait le même travail pour un oscillateur ayant pour déplacement la flèche au centre. D'où

$$P_{\text{eq}} = p\pi R^2 \frac{7+\nu}{3(5+\nu)} \quad (30)$$

De même la masse équivalente est déterminée pour conserver le travail de la force d'inertie, d'où :

$$M_{\text{eq}} = \rho h \pi R^2 \left(\frac{1013 + 516\nu + 63\nu^2}{375 + 150\nu + 15\nu^2} \right) \quad (31)$$

La rigidité équivalente élastique est déterminée par :

$$k_{\text{eq}} = \frac{P_{\text{eq}}}{w_0} = \frac{\pi E h^3}{R^2} \frac{16}{9} \frac{(7+\nu)}{(1-\nu)(5+\nu)^2} \quad (32)$$

On en déduit la fréquence équivalente :

$$f_{\text{eq}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_{\text{eq}}}{M_{\text{eq}}}} = 0,439 \sqrt{\frac{E h^2}{\rho}} \quad (33)$$

Cette fréquence est environ égale au tiers de la fréquence propre "naturelle" du mode fondamental de la dalle.

Comme la durée du chargement est supérieure à 10 fois la période propre de la dalle, le facteur de majoration dynamique de la charge (DLF pour Dynamic Load Factor dans les notations du CEB) est de 2. Si on se donne une flèche limite de 410 μm ($1/2000^\circ$ de la portée), on en déduit une pression maximale telle que la flèche correspondant à 2 fois cette pression est égale à la flèche maximale. On obtient alors les pressions récapitulées dans le tableau 2.4-XVI, proches d'une limite de fissuration :

Tableau 2.4-XVI : Prévion du seuil de fissuration par oscillateur équivalent élastique (pressions en kPa)

Type de dalles	seuil exp. dyn.	seuil exp. statique	prévion oscill.élast.
témoin humide non armé	147	148	189
témoin sec non armé	190	200	150
béton poreux	148	(75)	176
béton THP non armé	216	214	252
microbéton	133	149	153

Comme la prévion fait intervenir uniquement le module d'Young, et la flèche maximale comme donnée, elle classe en ordre inverse les bétons témoins sec et humide. Sauf pour le cas du béton sec, elle se situe environ 15 à 20 % au-dessus du seuil déterminé expérimentalement en dynamique. Ceci reviendrait à déterminer une flèche limite, dans notre cas, égale à environ $5/12.000^\circ$ de la portée (ce qui intégrerait un effet de structure dû à la configuration de plaque circulaire, fortement hyperstatique). Cependant, il paraît difficile de tenir compte a priori de cet effet pour toutes les structures, et telle est bien la limite d'une modélisation par un même oscillateur "réduit".

Pour le dimensionnement des dalles armées, on a calculé en statique [BAEL 1991] l'état limite ultime de déformation (tenant compte de la déformation plastique des aciers), et, en utilisant le calcul élastique des contraintes, on en a déduit la charge maximale supportable supportable par les dalles, qui correspond à une pression de 396 kPa pour la dalle en béton témoin et 406 kPa pour les dalles en BTHP (voir ci-dessus). Ce dimensionnement statique introduit un coefficient de sécurité d'environ 1,5 en statique, et 1,75 en dynamique. On notera cependant qu'il n'est pas réaliste en ce qui concerne le mode de ruine prévu, dans le cas du béton témoin notamment (rupture par poinçonnement de la dalle V).

Il a paru intéressant de tester en dynamique la méthode de l'oscillateur à un degré de liberté équivalent élastoplastique proposée en [CEB, 1988]. La charge et la masse équivalentes restent identiques à celles calculées dans le cas de l'oscillateur élastique (équations (30) et (31)). Avec les notations conventionnelles de la référence citée, on a dans notre cas pour le calcul de la section fissurée :

- le coefficient d'équivalence $n = \frac{E_s}{E_c} = 5,25$ pour le béton témoin ou 4 pour le BTHP
- la hauteur réduite $h = 6$ cm
- la section d'aciers tendus $a_s = 3,85$ cm^2/m
- le taux de renforcement $\mu = 6,417 \cdot 10^{-3}$
- la profondeur de l'axe neutre $x = 1,368$ cm pour le béton témoin (1,214 cm pour le BTHP)
- le moment d'inertie $I_{II} = 519$ cm^4/m pour le béton témoin (412,4 cm^4/m pour le BTHP)
- la rigidité de flexion $D_{II} = E_c I_{II} = 0,2076$ MNm pour le béton témoin (0,2165 MNm pour le BTHP)

En prenant une résistance à la traction de 550 MPa pour l'acier TSHA employé, conformément à la fiche technique, on obtient alors le moment ultime :

$$M_{pl} = h^2 \mu f_s \left(1 - \frac{\mu f_s}{1,7 f_c} \right) = 12198 \text{ Nm/m pour le béton ordinaire (12486 Nm/m pour le BTHP)}.$$

On en déduit la pression maximale par la formule (6) dérivée du calcul élastique des contraintes : $p_u = 363 \text{ kPa}$ pour le béton ordinaire (371 kPa pour le BTHP). La flèche correspondante est calculée grâce à la rigidité équivalente dans le domaine fissuré :

$$w_u = 3,345 \text{ mm (béton témoin) ou } w_u = 3,279 \text{ mm (BTHP)}.$$

La limite du domaine élastique est caractérisée par la résistance en traction par flexion, qu'on estimera à 1,5 fois la résistance en traction directe :

$$f_r = 1,5 \times 3,5 \text{ MPa pour le béton témoin (1,5} \times 5,5 \text{ MPa pour le BTHP)}.$$

On peut alors calculer le moment limite :

$$M_r = f_r h^2 / 6 = 5,6 \text{ kNm/m pour le béton témoin (8,8 kNm/m pour le BTHP)}.$$

La pression limite est alors (formule (6)) :

$$p_r = 167 \text{ kPa (béton témoin) ou } 262 \text{ kPa (BTHP)}.$$

Cette pression correspond à une flèche limite :

$$w_r = 180 \text{ } \mu\text{m (béton témoin) ou } 215 \text{ } \mu\text{m (BTHP)}.$$

La formule (30) permet de tracer le diagramme bilinéaire représentant le comportement de l'oscillateur équivalent dans un diagramme Déflexion / Force équivalente, ou encore déflexion / pression. Ce diagramme est représenté en figure 2.4-15. L'équation à laquelle obéit l'oscillateur est alors :

$$M_{eq} \ddot{w} + P_{eq}(w) = F(t)_{imposée} \quad (34)$$

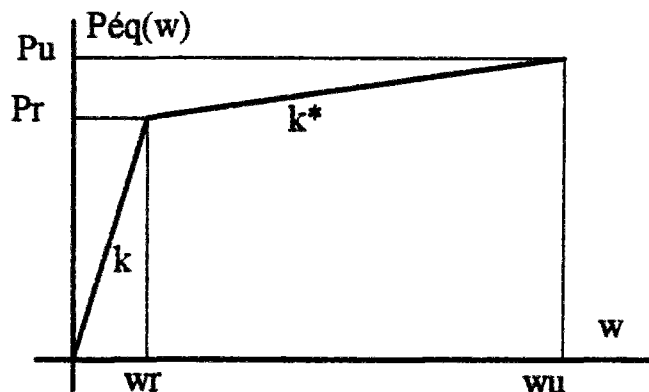


Figure 2.4-15 : Oscillateur équivalent élastoplastique

La résolution de l'équation différentielle (34) pour une fonction imposée de type créneau de valeur palier F suppose de distinguer deux cas. Soit le système reste en régime élastique, et la solution est :

$$w = \frac{F}{k} \left(1 - \cos \left(t \sqrt{\frac{k}{M_{\text{éq}}}} \right) \right) \quad (35)$$

Le maximum est alors $w = 2F/k$, ce qui suppose que $2F/k < w_r$, soit encore $F < 2 P_r$. Si le système dépasse le régime élastique, il entre en phase plastique à partir d'un instant t_0 où l'équation différentielle qu'il vérifie s'écrit :

$$M_{\text{éq}} \ddot{w} + k^* \cdot w = F \quad (36)$$

La continuité avec le régime élastique impose qu'à t_0 :

$$w_r = \frac{F}{k} \left(1 - \cos \left(t_0 \sqrt{\frac{k}{M_{\text{éq}}}} \right) \right) \quad \dot{w} = -\frac{F}{k} \sin \left(t_0 \sqrt{\frac{k}{M_{\text{éq}}}} \right) \quad (37)$$

La solution en phase plastique s'écrit ainsi :

$$w = w_r + \frac{F - P_r}{k^*} + A \cos \left(\varphi + t \sqrt{\frac{k^*}{M_{\text{éq}}}} \right) \quad (38)$$

A et φ sont déterminés par continuité en t_0 . Le maximum de w , si cette grandeur reste inférieure à w_u , peut alors se calculer, et on obtient les relations :

$$w = w_r + \frac{F - P_r}{k^*} + \sqrt{\left(\frac{F - P_r}{k^*} \right)^2 + \frac{F^2}{k \cdot k^*} \left[1 - \left(\frac{w_r k}{F} - 1 \right)^2 \right]} \quad (39)$$

On a calculé de cette façon, pour les dalles armées en béton témoin et BTHP, les flèches maximales (dans le domaine de validité de ces relations). On peut comparer cette solution avec l'expérience. Les valeurs numériques sont regroupées dans le tableau 2.4-XVII, et les résultats sont comparés avec les valeurs expérimentales (moyenne sur les dalles E et F pour le béton témoin d'une part, W et X pour le BTHP d'autre part) sur la figure 2.4-16.

Tableau 2.4-XVII : Paramètres caractéristiques des oscillateurs équivalents

	Béton témoin armé	Béton THP armé
Masse équivalente $M_{\text{éq}}$	279 kg	285 kg
Raideur équivalente $k_{\text{éq}}$	226 MN/m	297 MN/m
Force limite P_r	40704 N	63860 N
Flèche limite w_r	180 μm	215 μm
Ecrouissage équivalent k^*	62 MN/m	36 MN/m
Force ultime P_u	88477 kN	90427 kN
Flèche ultime w_u	3345 μm	3279 μm

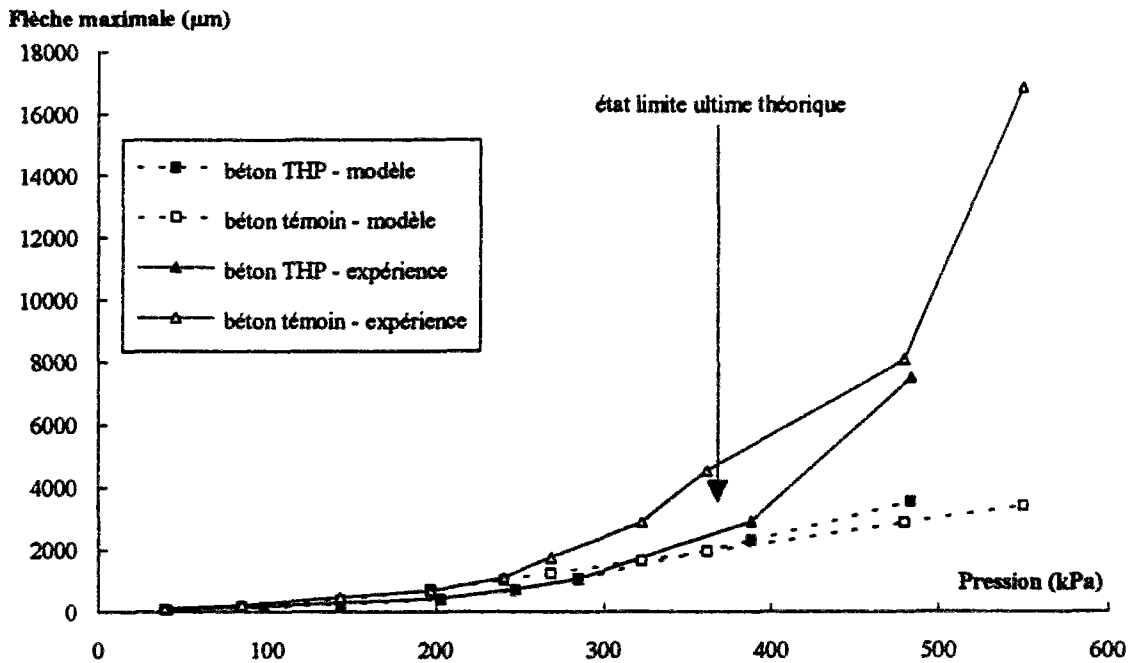


Figure 2.4-16 : Courbes pression-flèche expérimentales et théoriques (modèle de l'oscillateur)

On s'aperçoit qu'on obtient un accord assez satisfaisant jusque vers 250 kPa pour le béton témoin, et 300 kPa pour le béton THP. La figure 2.4-17 qui présente un agrandissement du même graphique permet de voir que jusqu'à la limite de P_u (qui constitue ainsi une sorte de domaine de validité du modèle) l'accord avec l'expérience est acceptable (écart inférieur à 30 % sauf pour un essai, et égal à 24 % en moyenne pour le béton témoin et 12 % pour le BTHP). On note cependant que la flèche expérimentale est systématiquement plus importante.

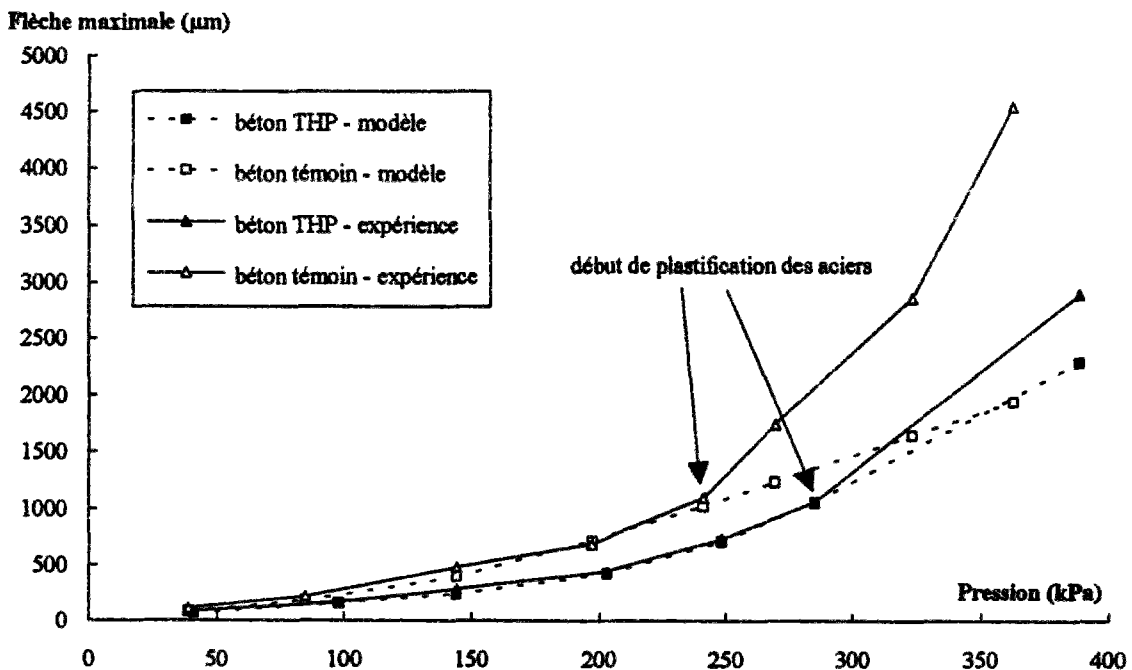


Figure 2.4-17 : Domaine de validité du modèle de l'oscillateur élastoplastique

Le domaine où l'écart se creuse correspond approximativement au début des fortes non-linéarités dues à la plastification des aciers, et à une fissuration qui se répartit sur l'ensemble de la dalle. La prédiction de l'état ultime est alors assez mauvaise. Elle donnerait une pression (environ 370 kPa pour les deux bétons) proche de la pression de ruine calculée pour un chargement statique selon le règlement [BAEL 91], et une flèche d'environ 3,5 mm identique pour les deux bétons, ce qui est mal vérifié expérimentalement (on est dans le domaine, jusqu'à 500 kPa, où le BHP a pour avantage une moindre déformabilité).

Au total, on s'aperçoit que le modèle élastoplastique utilisé rend correctement compte des non-linéarités progressives dues à la fissuration du béton armé, dans la limite de non-linéarités suffisamment faibles, c'est-à-dire de fissures suffisamment peu ouvertes pour qu'elles n'entraînent pas de plastification des armatures. Cependant, cette limite d'emploi n'est pas correctement prévue par les valeurs "ultimes" de la théorie, ni d'ailleurs par le calcul réglementaire [BAEL 1991]. La limitation à un degré de liberté ne permet par ailleurs pas de tenir compte de la possibilité d'un mode de rupture par effort tranchant.

Il reste donc à trouver une méthode prédictive afin de prévoir correctement la charge de ruine des dalles et si possible le mode de ruine activé. Restant dans le cadre des théories classiquement utilisées pour les structures, on peut penser utiliser le calcul à la rupture, qui trouve toute sa justification dans le cas d'un système élastoplastique [Salençon, 1983].

Analyse limite. Méthode des lignes de rupture

La méthode des lignes de rupture, qu'on se propose d'appliquer afin de tâcher de prédire, ou du moins de comprendre, les valeurs de charge de ruine obtenues, repose sur la connaissance d'un mécanisme cinématiquement admissible pour lequel l'état de contraintes se trouve également à la limite des états admissibles. Or, rien ne permet de déterminer a priori, pour des dalles circulaires, et contrairement par exemple au cas des dalles carrées où une fissuration selon les diagonales est la conséquence directe des concentrations de contraintes dans les angles, le nombre de fissures qui vont se créer et former les blocs qui se déplaceront dans le mécanisme activé. On peut cependant, d'après les types de ruine observés, dégager plusieurs schémas simplifiés que l'on a représentés figure 2.4-18.

Ces schémas correspondent à un mécanisme de flexion ou à un mécanisme mixte flexion - effort tranchant lié au cisaillement le long des appuis. Pour les dalles non armées, on a ainsi un "découpage" de la dalle en un certain nombre de blocs, jusqu'au bord de la dalle, ou un découpage en un nombre plus réduit d'éléments qui s'ouvrent à partir de l'appui.

Pour les dalles armées, des fissures apparaissent le long du traillis soudé en particulier dans la zone centrale, mais le mécanisme de ruine final est obtenu soit par découpe du centre de la dalle par poinçonnement, soit par scission en quatre blocs principaux.

Le mécanisme qui a le plus de chances de se produire est celui qui demande le moins d'énergie. Il est donc nécessaire d'estimer la quantité d'énergie nécessaire à l'activation de chaque mécanisme le long des différentes lignes de rupture, et d'en faire le bilan. Il convient alors de distinguer les cas suivants :

- flexion ultime - béton seul (statique / dynamique)
- effort tranchant ultime - béton seul (statique / dynamique)
- flexion ultime - béton armé (statique / dynamique)
- effort tranchant ultime - béton armé (statique / dynamique).

Chaque cas sera paramétré en fonction des résistances des différents types de béton.

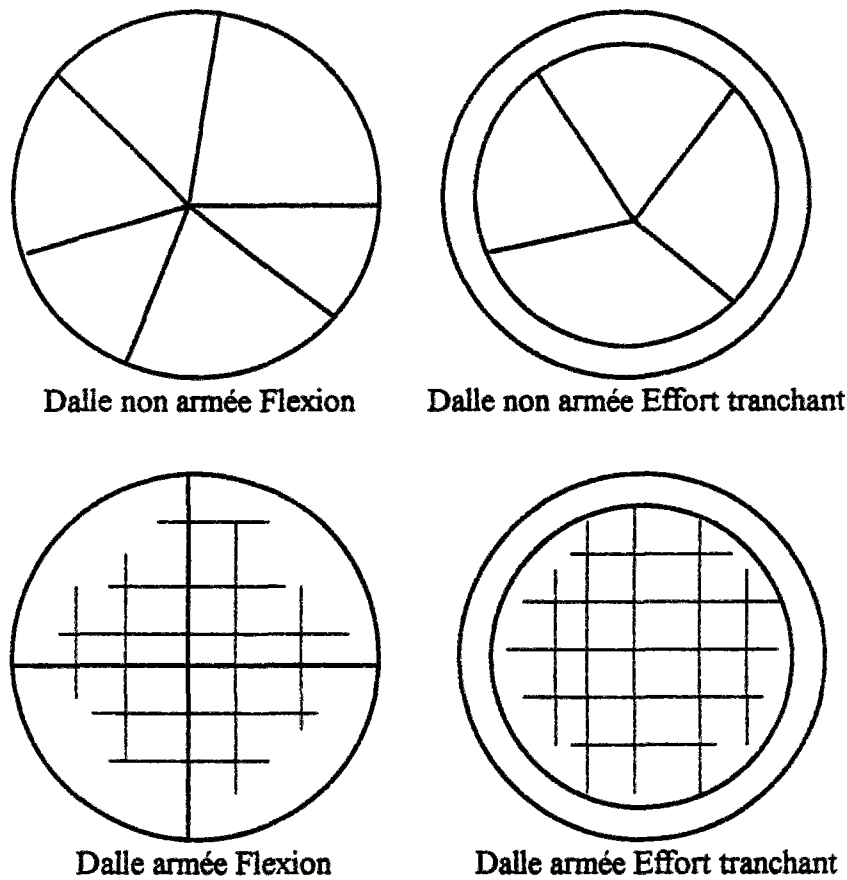


Figure 2.4-18 : Mécanismes de ruine - types

On considère d'abord la flexion ultime pour le béton non armé.

Compte-tenu d'effets de structure bien connus, on peut admettre qu'en flexion le moment ultime correspond à une contrainte de traction en fibre extrême égale à 1,5 fois la contrainte ultime en traction directe, soit environ 1,4 fois la résistance en traction par fendage, et ceci tant en dynamique qu'en statique. Ce moment ultime est à multiplier par une rotation concentrée correspondant à l'ouverture d'une fissure "significative". On prendra une ouverture typique δ_u de 20 μm , et on supposera qu'au stade ultime la pointe de fissure se situe au niveau de la face intérieure "comprimée". L'énergie linéique de flexion s'écrit alors :

$$\partial W = M\omega = \frac{1,5 \cdot h^2}{6} R_t \cdot \frac{\delta_u}{h} = \frac{h}{4} R_t \cdot \delta_u \quad (40)$$

D'après le premier schéma, si les seules fissures sont causées par la flexion, cette densité linéique d'énergie est à multiplier par une longueur de fissures d'environ 7 R. En fait, on a une longueur typique des fissures de flexion, lors de la rupture, qui est plutôt de l'ordre de 11R soit 4,5 m.

Pour les fissures dues à un effort tranchant excessif, qu'on supposera inclinées à 45°, on peut estimer l'énergie dépensée lors de la création de la discontinuité cinématique comme

produit de la contrainte de traction locale, intégrée sur la "profondeur développée" de la fissure, par une ouverture $\delta_v/2$ de l'ordre de 10 μm (fissures peu ouvertes en surface), qui correspond au seuil de détection par l'oeil, dont on a vu qu'il semblait bien corrélé aux autres manifestations de comportement irréversible. Si l'on admet que le cisaillement moyen ultime est égal à la résistance en traction (soit un cisaillement local maximal de 1,5 fois cette résistance), on aboutit à la formule :

$$\partial W = \sqrt{2} \cdot h \cdot R_t \cdot \frac{\delta_v}{2} \quad (41)$$

Si l'on suppose que tout le tour de la dalle est découpé selon ce processus, cette densité est à multiplier par $2 \pi R$. Mais il peut n'y avoir qu'un quart de la dalle qui soit ainsi découpé, soit une longueur concernée de l'ordre de $\pi R/2$.

Si l'on néglige la non-linéarité du comportement de la structure, on peut dire que l'énergie dépensée par la structure pour se fissurer selon le mécanisme décrit, a pour seule origine l'énergie de déformation élastique. Avec les notations utilisées depuis le début de ce chapitre, cette énergie élastique obtenue par intégration de la formule (5) s'écrit :

$$W_e = \frac{\pi p R^6}{384 D} \left(\frac{7 + \nu}{1 + \nu} \right) \quad (42)$$

On obtient alors une évaluation par défaut de la pression de ruine, en égalisant cette énergie de déformation et l'énergie à dissiper pour rompre la structure. Typiquement, on aurait pour le mécanisme de flexion seule :

$$p_u = \sqrt{\frac{672(1 + \nu) h \cdot R_t \cdot \delta_v \cdot D}{(7 + \nu) \pi \cdot R^5}} \quad (43)$$

Pour un mécanisme de ruine "mixte", où un quart de la dalle est découpé par des fissures de flexion et de cisaillement, on obtiendrait une pression de ruine égale à 1,1 fois la valeur déterminée par l'équation (43). Compte-tenu des nombreuses approximations faites, il est tout à fait logique qu'on ait observé les deux types de mécanisme selon les dalles. On notera que pour le mécanisme de flexion, le moment ultime est probablement sous estimé lorsque le béton a une forte résistance en compression, d'où une tendance à périr en partie par cisaillement pour les dalles en BHP. On remarque qu'on obtient une formule en racine carrée de la résistance en traction, ce qui est cohérent avec des augmentations relatives de résistance bien moindres qu'en traction directe telles qu'on a pu les observer.

Si on applique "brutalement" la formule (43), qui suppose une longueur totale des fissures de $7 R$, pour obtenir des ordres de grandeur de pression ultime, on obtient les estimations regroupées dans les tableaux 2.4-XVIII pour les dalles testées en statique et pour les dalles testées par chocs successifs (on a utilisé pour ces dernières les valeurs de R_t dynamique issues de la première partie). On compare ces estimations avec celles qu'on peut déduire des relevés de fissure effectués sur les dalles (annexe 4), en utilisant les formules (40) et (41) suivant le type de rupture, pour des fissures d'ouverture supérieure à 20 μm (colonne de droite).

Tableau 2.4-XVIII : prévision des pressions de ruine par la méthode des lignes de rupture.

Dalle	Rt MPa	D MNm	pu (43) kPa	L fissu flex m	L fissu tranch m	pu (L exp) kPa
GR III	3	0,79	108	4,4	0,1	138
T	2,8	1,46	142	3	0	145
N	3,4	1,79	173	4,8	0	224
K	3,2	1,42	150	4,1	0	179
Q	5,3	2,19	239	4,1	0	286
GR I	8,3	1,46	244	5,4	1,1	421
GR II	8,3	0,95	197	5,4	0,7	316
R	5,7	1,58	211	5,5	0	292
S	5,7	1,81	225	5,5	0	312
U	6,5	2	253	4,8	0,5	372
L	6,5	1,52	221	5,2	0,3	320
M	6,5	1,37	209	5,2	0,6	325
I	4,2	1,6	182	5,5	0,4	276
J	4,2	1,51	177	5,1	0,2	248
O	10,6	2,58	367	4,9	0,7	568
P	10,6	2,32	348	4,5	0,7	523

Pour les dalles testées en statique (5 premières lignes du tableau), on obtient un ordre de grandeur à peu près correct grâce à la formule (43), sauf pour la dalle sèche K, et pour la dalle GR III à cause de la rigidité initiale faible due à une microfissuration initiale indépendante du chargement.

L'estimation qui tient compte des longueurs de fissure effectivement mesurées est correcte pour GR III et T, dont le comportement est dominé par la flexion, et pour lesquelles la longueur totale des fissures, relativement faible, correspond au minimum nécessaire à la création du mécanisme. Pour les dalles K et N, l'ordre des charges de ruine est inversé. Le béton sec forme des fissures moins tortueuses et a un comportement plus fragile que le béton humide. Enfin, pour la dalle en BTHP, la longueur de fissuration relativement importante est plus grande que celle strictement nécessaire au mécanisme, et masque une sinuosité relativement faible de ces fissures, peu consommatrice d'énergie.

Pour les dalles testées en dynamique, l'estimation utilisant une résistance en traction majorée paraît manifestement excessive. Ceci peut être dû au fait que l'initiation de la fissuration, au cours de ces chocs, a souvent eu lieu au cours du régime stationnaire. En ne tenant pas compte de cette majoration, on obtient les valeurs récapitulées dans le tableau 2.4-XIX, et qu'on peut comparer aux valeurs expérimentales. On s'aperçoit que la formule (43) fournit une estimation assez correcte, ou plaçant en sécurité, de la pression ultime où apparaît une fissuration critique, la rugosité des blocs permettant éventuellement, comme pour les dalles en béton témoin, d'obtenir la rupture expérimentale pour une pression légèrement plus importante. La colonne où on a voulu tenir compte de la longueur totale des fissures, fournit une estimation manifestement trop optimiste. En fait, toutes les fissures relevées ne participent pas au mécanisme de ruine, et le premier schéma "en étoile" ou le deuxième de la figure 2.4-18

sont manifestement suffisants pour estimer, avec une précision plutôt meilleure que celle atteinte grâce aux techniques utilisées, jusqu'ici la pression ultime que peuvent supporter les dalles.

Tableau 2.4-XIX : Prédiction de la charge de ruine. Analyse limite sans majoration due au choc

Dalle	Rt MPa	D MNm	pu (43) kPa	L fissu flex m	L fissu tranch m	pu kPa	p seuil exp kPa	pu exp kPa
GR I	3,3	1,46	154	5,4	1,1	265	150	170
GR II	3,4	0,95	126	5,4	0,7	202	148	171
R	3,1	1,58	155	5,5	0	215	123	175
S	3,2	1,81	169	5,5	0	234	172	203
U	3,5	2	186	4,8	0,5	273	145	198
L	3,4	1,52	160	5,2	0,3	232	148	240
M	3,3	1,37	149	5,2	0,6	231		249
I	3,1	1,6	156	5,5	0,4	238	205	250
J	3,2	1,51	154	5,1	0,2	217	174	204
O	5,5	2,58	264	4,9	0,7	409	225	255
P	5,1	2,32	241	4,5	0,7	363	206	247

Compte-tenu de ces résultats encourageants, on va tâcher d'utiliser la même méthode pour évaluer la charge de ruine pour les dalles armées.

Considérons tout d'abord la ruine en flexion. On peut admettre que le moment ultime est calculé selon la méthode réglementaire, en supposant les aciers plastifiés (pivot A). Compte-tenu de la hauteur réduite d , de la section d'acier $a_s = 3,85 \text{ cm}^2/\text{m}$ et de la résistance f_{su} de l'acier (acier Fe 500) et f_{bu} du béton, ce moment vaut :

$$M_u = d \left(1 - \frac{a_s f_{su}}{2 d f_{bu}} \right) a_s f_{su} \quad (44)$$

On estimera la rotation concentrée d'après l'ouverture apparente des fissures lors des avant-derniers tirs sur dalles armées : les fissures les plus ouvertes l'étaient d'environ 2 mm, sur une profondeur proche de l'épaisseur totale de la dalle. On en déduit ainsi une densité linéique d'énergie qui vaut 279,5 J/m pour le béton témoin et 284,7 J/m pour le BTHP.

Pour le calcul sur les lignes de rupture à l'effort tranchant, il faut compléter l'énergie dissipée par rupture du béton, identique à celle de la formule (41), par une énergie de rupture, de plastification ou de déchaussement de l'acier. Comme c'est le plus souvent un déchaussement des armatures qui s'est produit lorsque la rupture a eu lieu sur appui, on estimera cette énergie par le produit de la contrainte limite d'adhérence acier-béton par le périmètre des armatures, par le nombre d'armatures concernées (au maximum 24 pour toute la périphérie de la dalle), intégré sur la longueur typique de déchaussement nécessaire à la rupture, soit 2 cm. Avec les formules habituelles du règlement [BAEL 91], on obtiendrait pour cette part de déchaussement l'énergie totale suivante :

béton ordinaire : 997,5 J

béton THP : 1510,5 J

En fait, suite aux vibrations des dalles, l'interface acier-béton a beaucoup diminué en qualité avant le tir ultime, on peut donc prendre un coefficient $\psi_s = 1$ au lieu de 1,5. Le calcul de l'énergie de déformation disponible pour la rupture suppose de prendre en considération une rigidité de dalle réduite, obtenue après l'ensemble des fissurations le long du treillis soudé, et qui a été évaluée expérimentalement à $D^* = 0,15$ MNm.

On a alors à comparer les énergies ultimes des différents scénarii :

béton ordinaire - flexion : $W = 4.R.\partial W = 458,4$ J
 - effort tranchant : $W = W_s + W_b = 443,3 + 10,2 = 453,5$ J

Les deux valeurs sont proches, néanmoins celle de l'énergie d'effort tranchant est probablement surestimée car on a supposé le béton sain, et la longueur à déchausser n'a pas été réduite. C'est donc probablement ce mécanisme qui se produira (c'est du moins celui qu'on a observé en statique). En égalisant l'énergie de ce mécanisme avec l'énergie élastique de déformation pour la dalle de rigidité D^* , on obtient une pression ultime :

$$p_u = \sqrt{\frac{384 (1+\nu) W_u D^*}{\pi (7+\nu) R^6}} = 540 \text{ kPa} \quad (45)$$

Cette valeur est une estimation inférieure d'à peine 20 % à la valeur observée expérimentalement pour la dalle testée en statique. Comme on a pris un critère ultime relativement conventionnel, avec une ouverture des fissures de 2 mm assez arbitraire, il est assez logique d'avoir une évaluation un peu grossière, quoique plus fiable que celles obtenues jusqu'à présent, et montrant notamment que pour ce type de béton les mécanismes de flexion et d'effort tranchant sont en concurrence.

Béton THP On peut effectuer les calculs analogues :

- flexion : $W = 4.R.\partial W = 466,9$ J
 - effort tranchant : $W = W_s + W_b = 671,3 + 15,4 = 686,7$ J

Dans ce cas, il est clair que le mécanisme de rupture en flexion est favorisé, même si on a sous-évalué l'énergie nécessaire à une ouverture des fissures qui peut parfois atteindre 4 mm. De la même façon que ci-dessus, on obtient ainsi une estimation de la valeur ultime :

$$p_u = \sqrt{\frac{384 (1+\nu) W_u D^*}{\pi (7+\nu) R^6}} = 548 \text{ kPa} \quad (46)$$

Cette estimation se trouve inférieure de 10 % à la valeur observée expérimentalement pour la dalle en BTHP armé testée en statique. Compte-tenu des nombreuses approximations faites, et du schéma de rupture forcément simplifié, on peut considérer cette estimation comme très correcte, et plaçant en sécurité.

Il serait important de pouvoir déduire d'une analyse analogue des schémas de ruine possibles une estimation de la capacité portante des mêmes dalles armées en dynamique. Pour simplifier, on peut utiliser la formule (44) en considérant une majoration dynamique de 20 % sur les résistances tant de l'acier que du béton [CEB, 1988]. En conservant la même ouverture critique des fissures, on en déduit une énergie de flexion augmentée de 20 %, soit 550 J pour le

béton témoin et 560 J pour le BTHP. Pour le calcul de l'énergie à dissiper dans la rupture par effort tranchant, il serait logique de tenir compte d'une adhérence acier-béton renforcée en dynamique, qu'on peut prendre en compte par une contrainte critique augmentée de 50 % [Vos, 1982 - a] et d'une résistance en traction du béton plus élevée aussi d'environ 50 % (moyenne pour les vitesses de déformation auxquelles on se situe). On en déduit une énergie à déployer, pour ce type de ruine, de 680 J pour le béton ordinaire et 1030 J pour le BTHP.

Comme on l'a observé expérimentalement, les dalles en béton ordinaire testées en dynamique se cassent selon un mode mixte flexion - effort tranchant, et non en poinçonnement pur comme la dalle V. Quant aux dalles en BTHP testées en dynamique, la flexion est, si l'on peut dire, encore plus prépondérante que pour la dalle Y dans leur processus de ruine (treillis soudé comme fendu au centre). Ceci est donc cohérent avec le sens de variation qu'on peut déduire des valeurs ultimes de l'analyse limite, l'énergie de flexion variant avec la vitesse en gros comme la résistance en traction de l'acier, et celle mise en jeu dans la rupture en cisaillement variant plutôt comme la contrainte d'adhérence acier-béton, soit aussi comme la résistance en traction du béton.

Si l'on essaie de quantifier la pression ultime qui peut s'en déduire, en conservant une rigidité finale "réduite" D^* de l'ordre de 0,15 MNm, cohérente avec l'expérience, on obtient :

$$P_u = \sqrt{\frac{384 (1+\nu) W_u D^*}{\pi (7+\nu) R^6}} = 595 \text{ kPa pour le béton témoin et } 600 \text{ kPa pour le BTHP.}$$

L'ordre de grandeur de cette estimation est très correct (environ 20 % de moins que la valeur expérimentale), la définition de la "ruine" des dalles n'étant pas celle qu'on a pu adopter dans le suivi des essais, où on a obtenu un fonctionnement de blocs stabilisé par les frottements (non pris en compte dans cette analyse). On notera que la pression de ruine calculée pour une rupture par cisaillement d'effort tranchant est de 661 kPa pour le béton témoin et de 813 kPa pour le BTHP. Compte-tenu des approximations faites, on voit qu'au moment de la ruine une part de déchaussement des armatures est possible pour le béton témoin, ce qui a d'ailleurs été observé, alors que pour le BTHP l'adhérence reste suffisante pour éviter ce phénomène.

Au total, le calcul à la rupture effectué dans ce paragraphe permet une estimation assez correcte des charges de ruine obtenues tant en statique qu'en dynamique. Une des difficultés est de postuler a priori un schéma de rupture réaliste et cohérent avec l'expérience. Une autre difficulté est le manque de précision pour l'évaluation des charges de ruine des dalles non armées. Pour les dalles armées, il a fallu choisir de façon assez arbitraire des ouvertures ultimes de fissure en cisaillement et en flexion, une rigidité réduite (de l'ordre du 1/10^e de la rigidité initiale de la dalle), un coefficient d'interface réduit, etc... Il semble difficile de justifier quantitativement les valeurs choisies, autrement que par leur ordre de grandeur et leur cohérence avec l'expérience.

C'est pourquoi, si l'analyse limite semble à ce stade le meilleur moyen d'évaluer la capacité portante et le mode de rupture des dalles testées, il serait néanmoins rassurant de confirmer les résultats qui en sont issus par un calcul "totalement" prédictif, qui doit alors nécessairement intégrer les non-linéarités du comportement du béton et de l'acier, et prendre en considération les seuils locaux de rupture ou de plastification des matériaux. L'intérêt d'un tel calcul est alors de décrire dans sa totalité l'évolution mécanique de la structure, et pas seulement son fonctionnement "ultime" de mécanisme.

Test de modèles non-linéaires et conclusions sur l'analyse des essais de dalles

Modèle d'endommagement avec gradient

Le premier modèle non linéaire testé pour le cas des dalles, compte-tenu de son aptitude à rendre compte en statique du caractère fissurant du matériau béton, est le modèle développé par Frémond et Nedjar dans le code de calcul CESAR-LCPC, et qui repose sur une théorie de l'endommagement faisant intervenir dans l'évolution de cette variable son gradient [Frémond, 1993]. Les équations de ce modèle ont des propriétés de régularisation de la localisation très intéressantes et efficaces dans le calcul des structures.

Compte-tenu de la disponibilité de ce modèle, d'un terme de pseudo-viscosité susceptible de rendre compte de l'influence de la vitesse de chargement, et donc de la possibilité a priori d'adapter ce modèle pour décrire le comportement dynamique du béton, il a été tenté de représenter par ce biais le comportement en traction des éprouvettes de béton testées à la barre d'Hopkinson (voir première partie), et à titre d'essai le comportement de dalles de béton non armé testées au tube à choc. On trouvera les détails de l'adaptation en dynamique de ce modèle en [Piermattei, 1994].

On a signalé en première partie les difficultés de fond que pose le calage des paramètres de ce modèle par rapport aux essais de traction, en particulier l'impossibilité de garder un paramètre de pseudo-viscosité constant aux différentes vitesses. Pour simplifier le calcul d'une structure comme la dalle circulaire, on a choisi de fixer la valeur de ce paramètre soit à sa valeur statique, soit à la valeur correspondant à la vitesse de déformation maximale au point le plus sollicité, et où risque de s'amorcer la rupture.

Un calcul axisymétrique de la dalle de béton témoin humide non armé a été effectué en statique, les paramètres étant calés sur l'essai de traction directe. On obtient une pression de ruine de 200 kPa pour une flèche ultime au centre de 200 μm . A ce stade, l'endommagement s'est très vite étendu à une grande partie de la dalle (endommagement total sur les deux tiers de la face inférieure, et sur une profondeur moyenne de 4 cm).

Par comparaison, la ruine observée sur la dalle N se produit pour une pression de 172 kPa, avec une flèche extrême de l'ordre de 0,95 mm, après une fissuration critique obtenue pour une pression de 148 kPa. On a ainsi une bonne simulation du régime élastique non fissuré de comportement, mais ensuite une impossibilité de rendre compte d'un fonctionnement fortement tridimensionnel. La capacité portante s'en trouve nettement surestimée.

Plusieurs calculs ont été effectués en dynamique pour simuler les tirs à une pression réfléchie de 90 kPa (pas de fissuration) et 145 kPa (début expérimental de la fissuration, sans que la ruine s'en suive immédiatement). Les simulations utilisant la valeur des paramètres calée sur les essais de traction à la barre d'Hopkinson ont conduit à un endommagement total de la dalle pour les deux niveaux de pression, à cause d'une augmentation de l'endommagement à chaque oscillation conduisant à une sorte de fatigue dynamique. Si ce phénomène n'est pas à exclure a priori du fonctionnement des dalles, il se trouve ici prédit à un niveau de pression bien trop faible.

Les simulations utilisant les valeurs des paramètres calées sur les essais statiques ont conduit à des oscillations réalistes par leur amplitude et leur fréquence. Néanmoins, aucune dissipation ne vient amortir les vibrations, ce qui même pour une dalle non fissurée est contraire à l'expérience. D'autre part, aucune déformation résiduelle ne peut être simulée, au contraire après endommagement et diminution de la rigidité d'ensemble de la dalle une décharge tendrait à ramener la structure en-deçà de sa déformation initiale.

Ainsi, bien que nous n'ayons pas optimisé les choix algorithmiques et numériques pour mettre en oeuvre ce modèle, les tests effectués nous conduisent à des limitations certaines du point de vue de son aptitude à rendre compte des principaux phénomènes mécaniques observés sur les structures en béton sollicitées en dynamique.

Modèle probabiliste

Conscients qu'une des limites de tous les modèles testés jusqu'à présent est leur incapacité à prendre en compte les hétérogénéités propres au matériau béton, qui expliquent le passage d'un comportement de plaque "classique" symétrique (que ces modèles décrivent assez correctement) à un comportement structurel de blocs, où la symétrie est brisée, il a fallu en tirer la conséquence logique et s'orienter vers une modélisation prenant explicitement en compte l'aspect aléatoire du comportement local du béton, origine de sa fissuration. C'est pourquoi on a voulu tester à titre tout à fait préliminaire le modèle probabiliste du LCPC développé par P. Rossi [Rossi, 1994 - b].

N'envisageant qu'un dégrossissage, et désireux de mieux traiter avec cet outil un problème particulièrement mal approché avec les méthodes présentées jusqu'ici, à savoir la prévision de la ruine des dalles non armées, suivant le béton dont elles sont constituées, on s'est contenté de simuler le comportement en statique des différentes dalles non armées. Le modèle probabiliste n'étant pas actuellement écrit dans CESAR-LCPC pour les calculs en dynamique, et étant surtout validé pour des calculs bidimensionnels [Elouard, 1994], bien qu'une version tridimensionnelle ait récemment été écrite, on s'est limité à des calculs axisymétriques.

On a introduit comme données les valeurs moyennes de résistance en compression et les modules d'Young moyens issus des essais normalisés (tableau 2.2-II), un coefficient de Poisson de 0,2 et une taille du plus gros granulats de 2 ou 10 mm suivant les dalles. On a effectué pour les différents bétons 3 à 5 calculs, afin de tester la répétabilité de la courbe pression - flèche obtenue. Celle-ci est très bonne (écarts à la moyenne inférieurs à 5 %). On a aussi une bonne répétabilité qualitative du schéma de fissuration (fissures disposées de la même façon le long du bord de la dalle).

La figure 2.4-19 donne les courbes pression - flèche moyenne issues de ces simulations. On remarque sur ces différentes courbes une inflexion correspondant, sur les schémas de la structure déformée, à l'ouverture d'une ou plusieurs fissures significatives. Au-delà, la simulation bidimensionnelle est particulièrement mal adaptée pour prévoir un mécanisme de ruine tridimensionnel, avec des fissures radiales. En revanche, on peut supposer en première approximation que les fissures qui s'ouvrent au départ (avant cette inflexion) sont des fissures de flexion, et que leur initiation est moins dépendante du caractère bidimensionnel simplifié du problème. On peut donc déduire de ces simulations une estimation de la pression de ruine des dalles, et de la flèche correspondant à ce stade ultime. Les valeurs sont regroupées dans le tableau 2.4-XX, et comparées aux valeurs expérimentales (essais statiques).

On remarque que les ordres de grandeur des pressions ultimes sont seulement à peu près corrects, et que les flèches ultimes fournissent une estimation par défaut à environ 10 % (mais dans le bon ordre de classement) des flèches enregistrées lors du début de la non linéarité du comportement expérimental des dalles, sauf pour la dalle en béton poreux (30 % d'écart) et celle en microbéton (en fait moins rigide qu'en théorie, à cause de la mise en place). Globalement, la simulation a donc tendance à surestimer la rigidité des dalles, la modélisation axisymétrique empêchant notamment toute fissuration radiale.

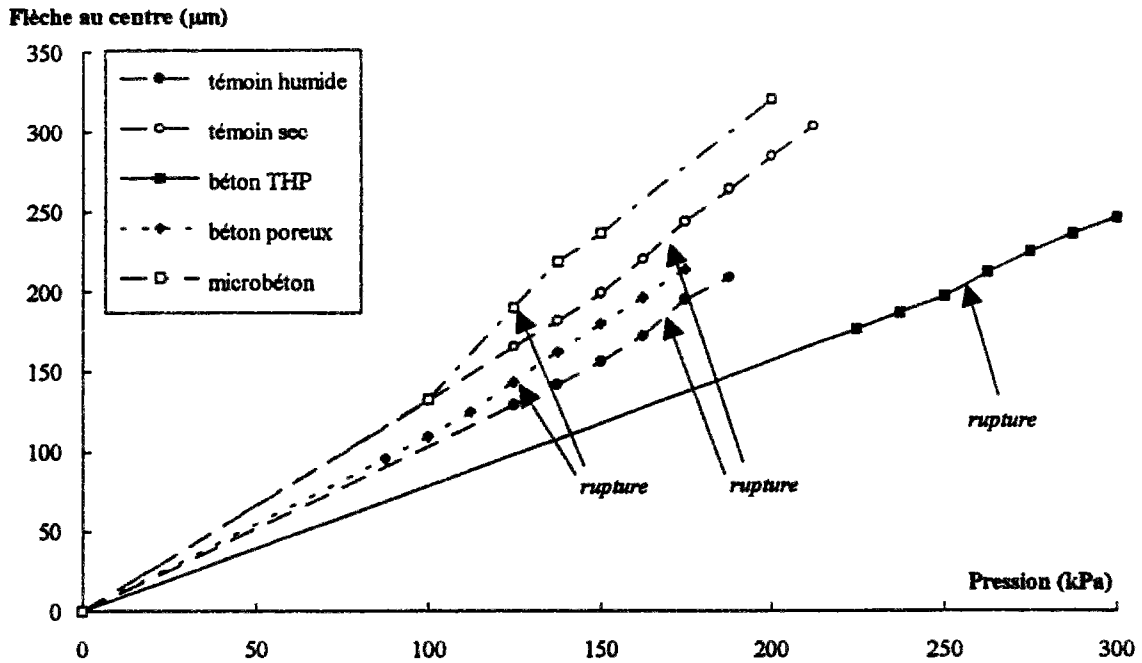


Figure 2.4-19 : Simulations à l'aide du modèle probabiliste. Courbes pression-flèche.

Tableau 2.4-XX : Simulation modèle probabiliste. Valeurs de ruine

béton	<i>pu simulation</i> (kPa)	<i>wu simulation</i> (µm)	<i>pu expérience</i> (kPa)	<i>wu expérience</i> (µm)
témoin humide	175	195	148 / 172	217 / 879
témoin sec	175	244	200 / 210	277 / 964
BTHP	260	211	214	232
béton poreux	125	140	75 / 131	198 / 1140
microbéton	125	190	149 / 150	355 / 393

Si l'on considère en effet les schémas de fissuration qu'on peut obtenir, et dont on donne un exemple figure 2.4-20, on s'aperçoit que les fissures modélisées correspondent à des créations de surface sur toute une circonférence, ce qui est manifestement peu réaliste et beaucoup trop consommateur d'énergie par rapport à ce qui se produit en réalité. On peut cependant qualitativement noter la distance à laquelle apparaît, pour les différents calculs, la fissure "critique" qui correspond au moment pris comme celui de la ruine. On a fait la moyenne de cette distance à l'axe pour les différents types de béton, et reporté ces valeurs dans le tableau 2.4-XXI.

Tableau 2.4-XXI : Simulations modèle probabiliste. Fissuration critique

béton	<i>position fissure critique</i> (cm)	<i>ouverture fissure critique</i> (µm)
témoin humide	18,3	12,3
témoin sec	11,8	13,6
BTHP	8,4	9,2
béton poreux	15,4	7,8
microbéton	17,5	21,5

```

L.C.P.C. Paris
Module      :      PROB
Etude      :      dalma
Calcul     :      call
            INCREMENT NO : 7
            beton temoin humide 175 kPa

```

```

maillage initial  ---  maillage deforme  ———
echelle          _____
                    .0005
Point            U            V
1 0.            -.000204891

```

```

CESAR-LCPC : PEG2D Version 3.2.x

```

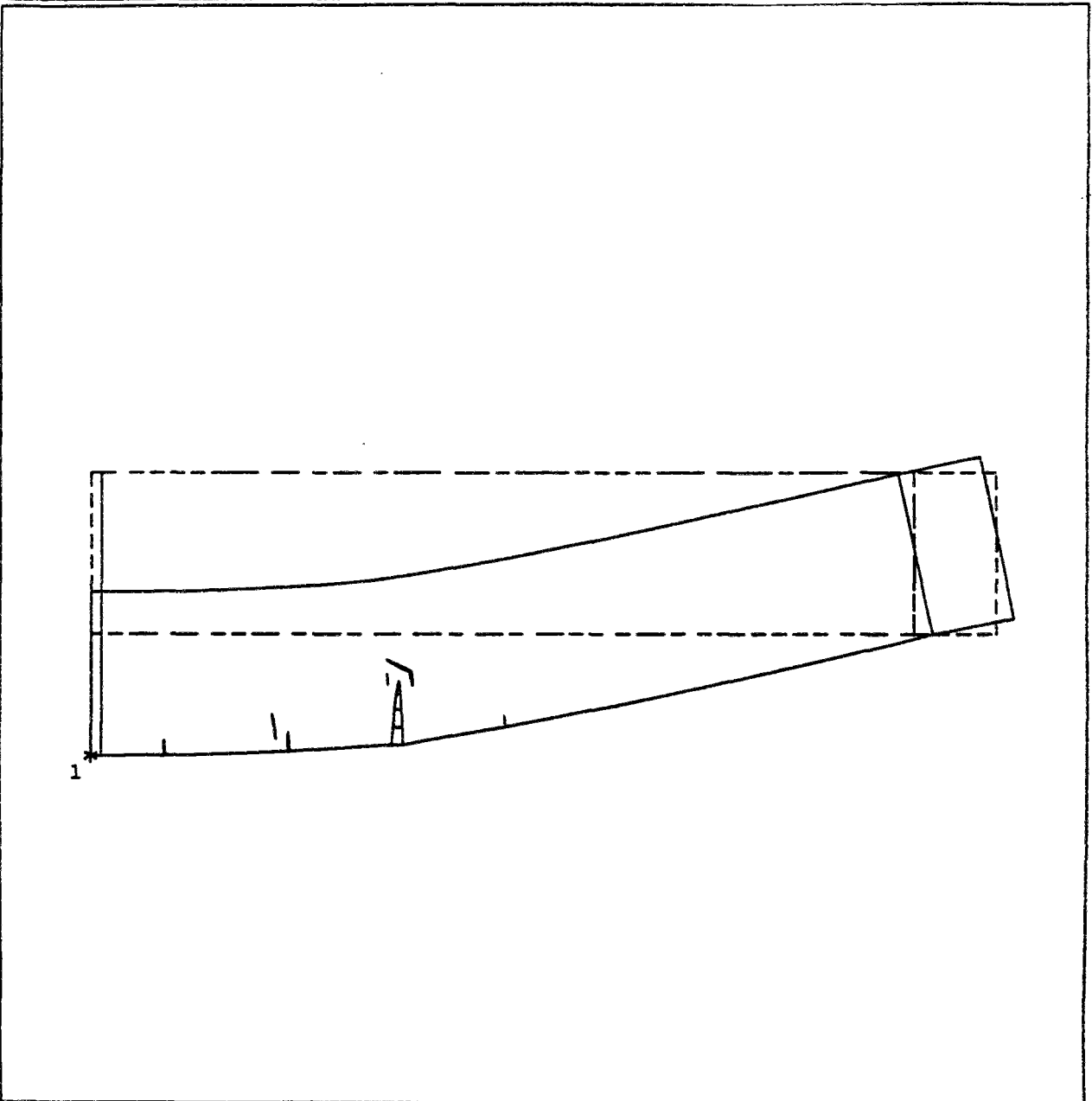
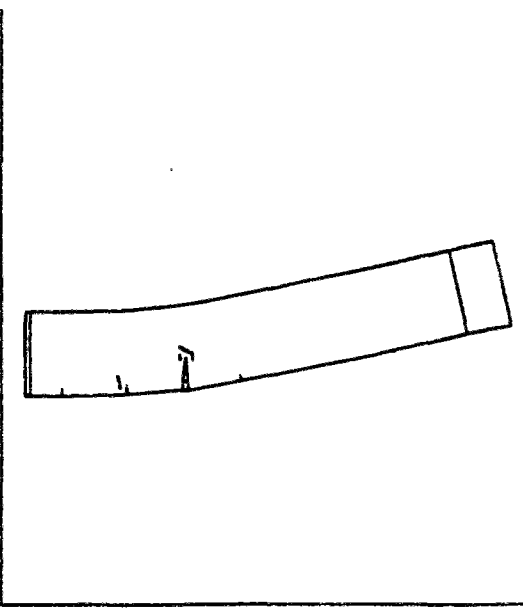


Figure 2.4-20 : exemple de simulation à l'aide du modèle probabiliste 2 D

La position relativement proche du centre pour les simulations du BTHP et du béton sec semblent indiquer que le mécanisme de ruine est assez proche de la flexion, ce qui est cohérent avec l'expérience et une assez bonne approximation de la flèche au moment du début de la non linéarité. Au contraire, l'ouverture importante de la fissure dans le cas du microbéton paraît cohérente avec une ouverture brutale et fragile, cohérente avec l'expérience, où on observe également des ruptures d'effort tranchant (distance par rapport au centre assez élevée). Il est plus difficile d'interpréter les résultats concernant les dalles en béton témoin humide, et celles en béton poreux. On n'a en effet pas observé de corrélation claire, par exemple, entre les résultats de ce tableau et la longueur totale des fissures, par exemple, ou toute autre caractéristique chiffrée du processus de fissuration tel qu'observé expérimentalement.

Ainsi, on perçoit l'intérêt que pourrait avoir un tel modèle pour décrire l'initiation de la rupture et la cinématique de fissuration, mais il est nécessaire pour notre problème de passer à une modélisation tridimensionnelle pour être réaliste vis-à-vis de ce développement des fissures. Etant donné le temps nécessaire à de tels calculs, la mise au point indispensable pour traiter proprement le cas des dalles armées, avec plastification possible des aciers, et la transposition du modèle en dynamique qui reste à faire, il nous apparaît qu'un des prolongements à donner à ce travail est de susciter les améliorations ci-dessus afin de tester l'apport d'un modèle probabiliste décrivant explicitement la fissuration, pour modéliser ces essais de dalles, et au-delà, mieux décrire l'évolution des structures en béton lorsqu'elles se fissurent, particulièrement en cas de chargement rapide.

Conclusions sur l'analyse des essais de dalles

On a passé en revue, afin de comprendre et d'interpréter les résultats issus des essais de dalles au tube à choc, nombre de modèles plus ou moins sophistiqués, et qu'il convient de replacer dans la perspective du calcul des ouvrages en statique et au choc, qu'il s'agisse de calcul prédictif (dimensionnement notamment) ou de compréhension des résultats expérimentaux obtenus, qui s'inscriraient plutôt dans une démarche "d'expertise" d'une structure fissurée.

Il convient en outre de distinguer le cas des dalles non armées, pour lesquelles les valeurs obtenues sont crucialement dépendantes du comportement dynamique fragile du matériau, difficile à prendre en compte comme on l'a vu en première partie, du cas des dalles armées, où l'adhérence acier-béton et la plastification des armatures sont principalement en cause, et où la compétition des modes de ruine (flexion / effort tranchant) est à étudier particulièrement.

Dans l'optique de rechercher une estimation fiable de la capacité portante de la structure, on a utilisé diverses méthodes. D'abord, un calcul élastique statique des efforts et des contraintes a permis de déterminer des charges de ruine pour les dalles en béton seul, supposées élastiques fragiles (tableau 2.4-VII). Puis, pour les dalles armées, on a utilisé le même calcul des efforts pour le comparer au moment résistant ultime issu d'un diagramme simplifié réglementaire représentant l'état ultime de déformation (équation 14). La prévision de la charge de ruine, dans l'un ou l'autre cas, est du côté de la sécurité, mais assez mauvaise. Elle n'intègre en effet aucune possibilité de redistribution des efforts (fonctionnement "par blocs" de la dalle).

On a utilisé la modélisation par un oscillateur équivalent qui est classique pour le dimensionnement de structures dans les règlements inspirés de ceux de l'Armée américaine ([TM5-1300], etc.). Pour les dalles en béton seul, on a alors déterminé l'état ultime comme un état de déformation maximale, correspondant à une flèche égale au $1/2000^{\circ}$ de la portée (tableau 2.4-XVI). La charge qui s'en déduit est trop élevée d'environ 20 %, mais respecte l'ordre des résultats expérimentaux, sauf pour les bétons humide et sec. Pour les dalles en béton armé, l'état ultime de déformation correspond à la plastification des aciers, d'où un moment ultime qui détermine un effort maximal supportable (formules issues de l'équivalence énergétique entre la structure et l'oscillateur). La prévision de la charge maximale est particulièrement conservatrice dans ce dernier cas, et conduirait à une charge ultime inférieure à celle déterminée en statique par un calcul de type réglementaire, ce qui est exclu.

On a alors mis en oeuvre la méthode des lignes de rupture, en postulant a priori un schéma de ruine probable, issu de l'expérience (figure 2.4-18). On a évalué l'énergie nécessaire au développement des différents mécanismes possibles, la rupture pouvant se produire par flexion ou par cisaillement et le béton pouvant être armé ou non. On a égalisé cette énergie avec l'énergie élastique de déformation correspondant à l'état de la dalle (sain pour les dalles non armées, pré-fissuré en flexion pour les dalles armées). L'estimation des charges de ruine qu'on en tire (tableaux 2.4-XVIII, 2.4-XIX, équations 45 et 46), associées au mécanisme mis en jeu, est particulièrement bonne (écarts de l'ordre de 20 % pour les dalles armées) par rapport aux autres techniques utilisées. On notera que la mise en oeuvre de ce calcul à la rupture conduit à plusieurs choix arbitraires (ouverture critique de fissures, notamment). La validité d'une telle technique est donc à vérifier sur d'autres structures et dans d'autres conditions. En revanche, il est remarquable que ce procédé soit le seul à prendre en considération un fonctionnement asymétrique, par blocs, de la dalle, proche de la réalité, avec notamment la propagation radiale des fissures jusque dans des zones peu sollicitées si on en reste au calcul élastique. De plus, une approche simplifiée permet d'étendre le calcul statique au calcul de la résistance au choc de la structure, avec une précision qui reste acceptable (environ 20 %), et une détermination correcte du mode de ruine.

Les calculs non linéaires entrepris à la fin de ce chapitre ont jusqu'ici conduit à des résultats assez décevants, à cause de leur limitation bidimensionnelle. Ils n'ont pas permis une estimation plus fine des charges de ruine. Cependant ils donnent a priori la possibilité d'étudier toute l'évolution du comportement des dalles, c'est pourquoi un important travail reste à faire pour que leur utilisation en dynamique et en calcul tridimensionnel fournisse une estimation fiable (confirmant la première évaluation effectuée grâce à l'analyse limite) de la capacité portante des structures, en statique et vis-à-vis de chocs.

Dans l'intention de modéliser l'ensemble du comportement des dalles, on a également développé plusieurs types de modélisations dans le cours de ce chapitre. Ces diverses approches ont ainsi eu pour conséquence de permettre une analyse certes limitée, mais simplifiée et synthétique des résultats d'essais, permettant de les transposer à d'autres structures.

Dans un premier temps, on a modélisé le comportement élastique tangent de la structure, qu'il s'agisse des dalles armées ou non armées. L'endommagement de la structure par fissuration, tant qu'il reste suffisamment homogène et conserve un fonctionnement symétrique d'ensemble de la dalle, peut en effet être décrit par une chute de la rigidité globale. Cette rigidité réduite est identique pour une structure, qu'elle soit soumise à un choc ou à un chargement statique, ou qu'on considère sa fréquence propre. La description du

fonctionnement de la dalle comme une plaque élastique dont la rigidité évolue avec le temps est donc utile, car elle permet d'estimer les contraintes et déformations de la dalle en tous ses points, même si elle a certaines limitations.

Tout d'abord (et on a pu intégrer cet aspect dans la suite des calculs effectués plus haut), il est nécessaire d'introduire un amortissement des vibrations, même pour une dalle non fissurée, cet amortissement évoluant ensuite avec le développement des fissures. Si on connaît la rigidité et l'amortissement de la dalle pour son état de dégradation initial, on a vu qu'on pouvait évaluer son état de déformation extrême lors d'un choc à mieux que 30 % près, et donner aussi des ordres de grandeur des vitesses atteintes au moment du choc. Ainsi, une description "élastique tangente amortie" peut fournir des ordres de grandeur très corrects, le problème étant de déterminer a priori amortissement et rigidité réduite en fonction de l'histoire de chargement déjà subie par la structure.

Ensuite, on a vu qu'une description plus précise de la réponse de la dalle devait rendre compte des déformations permanentes, que l'on a pu estimer comme l'écart entre les valeurs mesurées et les déformations recouvrées par décharge élastique en fin de tir. On a pu relier qualitativement cet écart sur les déflexions aux ouvertures de fissures observées expérimentalement. Ainsi, il paraîtrait nécessaire qu'un modèle prédictif puisse rendre compte du développement de déformations permanentes au cours de tirs successifs, comme au cours d'un chargement statique.

Enfin, une des limitations de l'approche d'ensemble consiste en l'impossibilité de traduire l'apparition de fissures radiales brisant la symétrie du comportement, et conduisant à un fonctionnement par blocs qui ne peut plus se traduire par des variables indépendantes de l'azimuth.

Une des approches utilisées en dimensionnement, celle de l'oscillateur élastoplastique équivalent, répond directement à la question des déformations irréversibles, sans pour autant permettre de connaître la réponse de la dalle plus en détails que par sa courbe "charge-flèche". On a pu voir que pour les dalles armées, tant que les déformations des aciers restent inférieures au seuil de plasticité, l'estimation de cette courbe est très bonne. Le problème de cette modélisation équivalente est son manque de prédictivité quant à sa limite d'emploi (dégradation de la précision en-deçà de la "limite de ruine" théorique) et son caractère limité à la prévision de la flèche au centre. On s'est donc orienté vers des modèles adaptés à une insertion dans un code aux éléments finis, de façon à pouvoir considérer la réponse de la dalle en tout point.

C'est à cause de la première limitation de l'approche "élastique amortie tangente", à savoir son caractère non prédictif quant à l'évolution des caractéristiques de la structure, qu'on a voulu tester des modèles non linéaires. Les calculs effectués avec le modèle d'endommagement avec gradient ont montré l'insuffisance de ce modèle utilisé tel quel sur plusieurs points : calage difficile des paramètres sur les essais de traction, impossibilité de rendre compte de déformations permanentes, absence d'amortissement des vibrations. Il s'en suit que le "modèle minimum" en dynamique doit comprendre un terme d'amortissement, un terme de déformations permanentes (plastiques), d'où l'on puisse déduire une rigidité d'ensemble réduite (endommagement structurel).

C'est pour cette raison qu'on tend à préconiser, notamment pour une approche "fine" du comportement de structures soumises à des chocs restant dans le cadre classique de la mécanique des milieux continus sans prise en compte explicite de fissures localisées, les modèles de type viscoplastique [Sercombe, 1994], avec si possible évolution de la rigidité locale en fonction de la déformation irréversible [Ulm, 1994].

Pour traiter le problème de la localisation et de la brisure de symétrie qui constitue la troisième limitation présentée ci-dessus, on a essayé d'utiliser le modèle probabiliste du LCPC. Cependant, tant qu'on reste dans une approche bidimensionnelle, même un calcul de dégrossissage comme ceux qu'on a effectués a peu de chances d'être réaliste. C'est pourquoi on se propose, à l'avenir, de développer l'utilisation tridimensionnelle de ce modèle, qui par sa prise en compte explicite des fissures permet de traiter à la fois le problème de perte de rigidité d'ensemble et de déformations irréversibles. Des améliorations seront à apporter pour simuler l'amortissement des vibrations, et l'évolution de la résistance locale du matériau selon la vitesse de sollicitation, afin de rendre les calculs réalistes en dynamique. On espère alors, par ce type de modèle, confirmer de façon prédictive (au sens de la statistique sur les simulations) le fonctionnement de la structure jusqu'au stade ultime qu'on a pu prévoir par une méthode simplifiée de type analyse limite.

Au total, cette phase de simulation des réponses des dalles nous a permis de mieux voir comment ces essais de structures, tout en confirmant qualitativement les résultats obtenus dans l'analyse du comportement du matériau en traction, avaient également leur valeur propre pour orienter la modélisation numérique du béton en dynamique, et le calcul au choc des ouvrages. Sur une série variée de matériaux, représentative de la gamme offerte à l'ingénieur, et pour une structure simple, on a vu en effet les limites et les avantages respectifs de différentes méthodes, qui peuvent tout à fait se transposer au calcul d'éléments de géométrie différente. On a également mis en évidence les "ingrédients" requis pour une simulation réaliste, et pour une évaluation pertinente de la capacité portante et du mécanisme de ruine d'une structure. Il reste, en particulier pour une modélisation complète par éléments finis, à mettre en oeuvre les suggestions faites, ce qui représente un important et nécessaire travail à la suite de cette thèse...

Conclusion

Acquis sur les phénomènes physiques

Au terme de quatre ans de ce travail, et à la fin de ce mémoire qui tente de présenter de façon assez complète les résultats obtenus, expérimentaux et théoriques, afin de permettre au spécialiste toute vérification ou réutilisation des résultats, il paraît nécessaire de faire le point sur les principaux acquis, en sorte que l'ingénieur plus généraliste puisse aussi bénéficier d'une façon "digeste" de ce qui a pu être établi grâce à cette thèse.

Il s'agit dans un premier temps de revenir sur les propriétés du matériau béton mises en évidence en dynamique. Grâce aux essais de traction directe effectués à des vitesses échelonnées, des vitesses quasi-statiques (environ 10^{-6} s^{-1}) jusqu'à environ 1 s^{-1} (vitesse typique d'un choc dur), on a pu tout d'abord établir le fait que dans cette gamme, l'augmentation de résistance est due à la présence d'eau libre au sein des pores du béton. Ce résultat a également été confirmé en compression, tant qu'on n'atteint pas des vitesses trop élevées (au-delà de 10 s^{-1}) où l'effet de l'inertie devient prépondérant.

On a ensuite mis en évidence le fait que, pour une gamme très étendue de bétons, conservés humides, et en prenant les précautions qui s'imposent pour éviter les gradients d'humidité qui perturbent la détermination des résistances, l'augmentation de contrainte à rupture peut s'exprimer de façon unique si on considère le gain absolu de résistance en traction par rapport à la résistance en statique :

$$\sigma_u = \sigma_{u0} + 0,7 \cdot \log_{10} \left(\frac{\dot{\sigma}}{\dot{\sigma}_0} \right) \quad (\text{en MPa}) \quad (1)$$

Cette formule a son analogue si on raisonne en déformation ultime. Il peut s'en déduire une augmentation de résistance dans un essai de compression, qu'on peut quantifier uniquement par les extensions dues à l'effet Poisson. L'originalité de ces formules est de raisonner en augmentation absolue, et non relative, de résistance. On a noté la réduction de dispersion qu'on obtenait de cette façon.

La gamme assez large de bétons testés a permis de mettre en évidence deux paramètres principaux pouvant légèrement influencer sur le coefficient moyen de 0,7 MPa/unité log. donné ci-dessus. Ces deux paramètres sont la teneur en cristaux de silicates de calcium hydratés (CSH), et le rapport de la teneur en granulats à la compacité maximale du squelette granulaire (g/g^*). Un modèle, qui n'a pas de prétention quantitative, a permis cependant de comprendre pourquoi et comment ces deux grandeurs pouvaient intervenir dans l'augmentation de résistance. On a pu par ailleurs effectuer une estimation de leur influence par régression bilinéaire. On obtient alors une formule légèrement plus précise que (1) :

$$\sigma_u = \sigma_{u0} + \left[6,6 \cdot 10^{-4} V_{\text{CSH}} + 3,6 \cdot \frac{g}{g^*} - 2,8 \right] \cdot \log_{10} \left(\frac{\dot{\sigma}}{\dot{\sigma}_0} \right) \quad (2)$$

les résistances étant exprimées en MPa et la teneur en CSH en kg/m^3 .

On a noté, lors de ces essais, que le comportement du matériau en traction pouvait continuer à être décrit comme élastique-fragile, d'où l'équivalence de caractérisation par déformation ou par contrainte ultime. On a donc également caractérisé l'évolution du module d'Young en fonction de la vitesse, ce qui n'a à notre connaissance pratiquement pas été effectué auparavant. Cette évolution peut être approchée par la formule (3) :

$$E = E_0 + 0,9 \cdot \log_{10} \left(\frac{\dot{\sigma}}{\dot{\sigma}_0} \right) \quad (\text{en GPa}) \quad (3)$$

Cette équation conduit à des variations relatives de E assez faibles, qui peuvent le plus souvent être négligées en première approximation pour le calcul d'une structure.

Pour établir de telles formules, on retiendra qu'une très bonne maîtrise des essais de traction sur béton à haute vitesse s'impose, de même qu'un contrôle correct de l'hygrométrie interne du matériau. Les acquis expérimentaux décrits dans ce mémoire paraissent donc devoir être pris en considération dans la suite des travaux qui seront faits sur le comportement dynamique des bétons, notamment en ce qui concerne l'humidité, l'homogénéité de la sollicitation exercée, et la métrologie.

Dans la suite à donner à ces travaux, il semble en effet important de confirmer et de préciser les relations (1), (2) et (3) par le test de bétons plus nombreux et variés que ceux qu'on a pu utiliser dans notre étude. Le cas des bétons comportant un fort (ou un très faible) volume de pâte, l'extension à des bétons de plus gros granulats, seraient en particulier à envisager pour couvrir, avec les matériaux déjà testés, les cas les plus utilisés industriellement.

Par ailleurs, il est clair que l'influence des paramètres de la formulation sur le gain de résistance serait mieux comprise et établie si un véritable "passage micro-macro" pouvait être effectué, entre les mécanismes physiques suggérés pour expliquer les effets de l'eau libre, et les formules qu'on devrait pouvoir en déduire à l'échelle d'une éprouvette. On a montré les difficultés qu'on avait rencontrées pour effectuer un tel passage, et un véritable travail de physique et de mécanique reste donc à faire.

Enfin, et ce serait une conséquence logique d'une meilleure modélisation des phénomènes microscopiques qui entraînent l'augmentation de résistance du béton humide, il serait important de relier la résistance dynamique d'une structure "en partie sèche" aux résistances statiques et dynamiques du matériau sec et humide qui la constitue. Sans même parler de fissuration possible liée au séchage, il est clair que le gradient d'humidité et les différences de résistance locale rendent le calcul "d'homogénéisation" difficile à l'échelle de la structure, ne serait-ce qu'en statique. En dynamique, même si le séchage est limité pour une pièce réelle aux quelques centimètres périphériques, il est certain que ce phénomène ne peut que conduire à une diminution apparente des gains de résistance qu'on attendrait si tout le matériau était uniformément humide. Cette diminution semble d'autant plus difficile à quantifier que peu de données expérimentales bien contrôlées existent, à notre connaissance, sur ce sujet. Dans le même ordre d'idées, une identification expérimentale de la fonction ϕ pondérant l'augmentation de résistance en fonction de la vitesse selon la teneur en eau libre du matériau (mesurée sur une éprouvette exempte de gradients d'hygrométrie) serait nécessaire, et permettrait de confirmer les mécanismes physiques proposés.

Choix du matériau pour les problèmes dynamiques

Bien que la maîtrise théorique totale des phénomènes qui se produisent au sein du béton testé à haute vitesse ne soit pas acquise, les éléments apportés par cette étude permettent d'ores et déjà de faire quelques propositions quant au choix du matériau destiné à constituer une structure devant résister à un chargement dynamique.

Ces remarques s'appuient essentiellement sur le comportement en traction du matériau, qui constitue généralement l'origine de la fissuration, y compris dans des situations de sollicitations complexes, où une direction d'extension possible est le plus souvent présente [Toutlemonde, 1994 - d]. Il est certain cependant qu'une meilleure connaissance du comportement dynamique du matériau dans ces cas de chargements multiaxiaux, ainsi que dans le domaine de l'adhérence acier-béton, est requise, et reste à établir. Elle permettrait de préciser ce qui va suivre.

Si l'on revient aux formules (1) ou (2), on s'aperçoit que la résistance du matériau sollicité à haute vitesse est d'abord liée à sa résistance "conventionnelle" quasi-statique. Si donc l'on cherche une bonne résistance, ou une forte déformation à rupture, il est souhaitable d'avoir un béton qui possède déjà ces bonnes caractéristiques en statique. On perçoit ainsi notamment l'intérêt des bétons à hautes performances, qui avait pu être masqué par les formules en rapport de résistances couramment énoncées dans la littérature.

On voit aussi que pour accroître le gain de résistance dû à la haute vitesse de sollicitation, deux "leviers" peuvent être actionnés au niveau du choix du matériau : d'une part, la compacité du squelette granulaire, d'autre part, la quantité d'hydrates formés. On devra notamment tenir compte de l'action combinée de ces deux paramètres. Ainsi, même si cela peut paraître paradoxal, il n'est pas forcément bon d'augmenter le volume de pâte d'un béton pour augmenter la teneur en hydrates, sous prétexte que c'est la pâte qui est le siège des effets de vitesse, dans la mesure où la compacité de l'empilement granulaire s'en trouve fortement diminuée, et que l'effet "de type Stefan" qui peut être activé risque de voir son effet réduit par la probabilité accrue de défauts.

De façon en fait assez rassurante, on s'aperçoit qu'un béton optimisé du point de vue de son comportement dynamique est d'abord un béton bien formulé pour son comportement statique. Ainsi, la recherche d'une forte valeur du rapport g/g^* est directement ce à quoi conduit la recherche d'un optimum de résistance mécanique, de maniabilité et d'économie (la pâte de ciment étant a priori le constituant le plus cher du béton), comme le montre la pratique constante dans la formulation des bétons en France depuis une vingtaine d'années [Baron, 1976], [Baron, 1982], [de Larrard, 1988], [de Larrard, 1989], [Sedran, 1994]. Par ailleurs, la recherche d'une quantité importante d'hydrates, à volume de pâte donné, est cohérente avec le souci d'une bonne durabilité et de fortes résistances mécaniques.

Au total, l'optimisation tenant compte de fortes résistances à atteindre en dynamique ne devrait que peu déplacer l'optimum obtenu "en statique" pour obtenir un béton durable et de qualité. Il faut néanmoins vérifier que, compte-tenu des propriétés améliorées du matériau en dynamique, le fonctionnement de la structure (compte-tenu du renforcement) restera en cas de choc celui qu'on souhaite, sachant qu'il sera peut-être différent de celui qui serait activé en chargement statique ultime, et risque d'être fragile.

On notera que ce point est fortement lié à l'évolution de l'adhérence acier-béton, qu'on n'a pas abordé isolément dans nos essais, et qu'il conviendrait probablement de réenvisager à la lumière de la compréhension physique des mécanismes qu'on a pu acquérir depuis les travaux les plus importants sur le sujet [Vos, 1982 - a]. En effet, il ressortait de ces travaux un lien évident entre augmentation d'adhérence apparente en dynamique, et activation de la résistance accrue du béton en compression et en traction au moment du blocage des verrous des aciers crénelés sur les "cônes de Caquot" formés dans le béton. Une quantification de cet effet explicitement en rapport avec l'augmentation de résistance en traction (2) paraîtrait logique ; il reste à la justifier par rapport à des valeurs expérimentales.

Dans le même ordre d'idées, on aura remarqué que le travail ici présenté n'a pas envisagé le cas des bétons de fibres, complexe notamment à cause de la participation des fibres, par leur comportement de "micro-armatures" avec adhérence et ancrage, à la répartition de la fissuration. Pourtant, il est souvent admis par expérience que le domaine des chargements dynamiques, notamment celui des chocs, est un des domaines de valorisation potentielle de ces matériaux. Comme tout reste à faire cependant pour passer d'une caractérisation et de méthodes de calcul encore au stade du développement même en statique [Schneider, 1994] [Casanova, 1994], à une compréhension du fonctionnement de ces matériaux en dynamique, assortie d'une caractérisation de leurs propriétés et d'une méthode de calcul, il paraissait prématuré d'envisager de traiter ce problème, même de façon empirique par des essais de structures "types", dans la mesure où on n'aurait pas su en transposer les résultats...

Phénomènes majeurs du comportement au choc des structures

Les essais entrepris sur les dalles à l'aide du tube à choc avaient en effet d'une part pour objectif de fournir des données expérimentales fiables concernant le comportement au choc de structures en béton, ces structures étant suffisamment simples pour pouvoir être bien contrôlées et correctement modélisées, et les données ainsi acquises permettant de justifier telle ou telle méthode de calcul. Ces tests devaient d'autre part permettre de vérifier, par comparaison des différents types de béton étudiés en statique et en dynamique, les résultats obtenus à l'échelle du matériau.

En dehors de ces objectifs, les essais réalisés ont eu plusieurs retombées dont il convient de ne pas négliger l'importance. Ils ont permis de mettre au point une procédure d'essais de structure originale, représentative des sollicitations dynamiques sur les constructions, et compatible avec une instrumentation fournie du corps d'épreuve et une bonne maîtrise du chargement. La résolution de quelques problèmes pratiques de métrologie (capteurs de déplacement ad hoc, réalisation d'un appui simple en dynamique) et d'analyse du signal (filtrages divers) est tout à fait transposable à d'autres essais, en particulier en dynamique.

Il est clairement ressorti de ces essais une augmentation de la résistance en dynamique des éléments de structure dont le matériau avait été conservé humide, par rapport à la résistance statique. Au contraire, aucune évolution n'a pu être notée pour les dalles en béton privé de son eau libre. Ce résultat confirme donc sur structure ce qui a été mis en évidence au niveau du matériau (contrainte homogène) en traction (et en compression). Néanmoins, même pour une rupture en flexion sur béton humide non armé, on ne retrouve pas un rapport des charges de ruine identique au rapport des résistances en traction directe dynamique / statique.

L'étude de dalles constituées de différents bétons a confirmé les résultats de traction directe, à savoir l'intérêt du béton à hautes performances pour sa résistance en traction élevée, y compris en dynamique (qui conduit à une charge de ruine supérieure à celle des autres bétons, même en cas de choc, pour une dalle non armée). Cependant, la compétition possible entre mode de ruine en flexion et en cisaillement rend difficile la comparaison brutale des charges ultimes, notamment pour les dalles armées où intervient de façon primordiale l'adhérence acier-béton. Un des intérêts de ces essais a donc été de mettre en évidence l'influence cruciale de la vitesse de chargement et de la nature du matériau pour conduire à un mécanisme de ruine ou à un autre [Toutlemonde, 1993 - d]. Il est donc indispensable de prévoir correctement le mécanisme probable, pour assurer un mode de rupture ductile de la structure, et prédire de façon fiable même la seule charge ultime - ce que risque de ne pas faire, par exemple, un calcul statique équivalent.

L'allure des signaux obtenus, puis leur dépouillement, même - et forcément - simplificateur, ont fourni un certain nombre d'orientations claires quant aux phénomènes importants survenant lors de la réponse dynamique d'une structure. On citera notamment : les vibrations propres de la structure, systématiquement excitées lors d'un choc, et dont la fréquence diminue de façon cohérente avec la rigidité (statique ou dynamique) du système ; l'amortissement des vibrations, présent même en l'absence de fissures significatives mécaniquement, et qui augmente nettement avec le développement des fissures (frottements entre les blocs) ; enfin, les déformations permanentes, qui traduisent l'ouverture de fissures et les irréversibilités du mécanisme de blocs qui prend naissance à partir du fonctionnement au départ cohérent et symétrique de la structure.

Si ces phénomènes sont individuellement relativement connus, il est apparu clairement grâce à ces essais qu'il était indispensable d'en rendre compte simultanément. La partie spécifiquement dynamique réside dans l'importance des vibrations et de leur amortissement, qui occasionnent des "sur-déformations" momentanées de la structure, d'où des fissures éventuellement plus précoces, mais qui contribuent aussi, lorsque la structure est fissurée, à dissiper l'énergie du choc, avec par exemple des problèmes spécifiques de dégradation en fatigue (oligocyclique) de l'interface acier-béton.

Perspectives concernant la modélisation et le calcul des ouvrages

Les phénomènes mis en évidence au cours de ces essais sont donc riches d'enseignements pour le développement d'une modélisation. Plusieurs degrés de raffinement ont été envisagés pour décrire les comportements observés, en fonction de l'information recherchée, et du pouvoir prédictif des différentes méthodes. De façon générale, il convient non d'envisager des procédés de calcul différents de ceux utilisés en statique, mais de les utiliser avec probablement plus d'attention.

Dans une optique de dimensionnement par prévision de la capacité portante de la structure, on a mis en évidence, parmi les méthodes courantes de l'ingénieur, la supériorité de l'analyse limite, à condition d'envisager des modes de ruine n'apparaissant pas forcément en statique, et sous la réserve du choix actuellement relativement arbitraire de certains paramètres (ouverture critique de fissure, rigidité réduite ultime, notamment). L'avantage certain de cette méthode est son réalisme potentiel par rapport au mode de rupture effectivement

tridimensionnel et non symétrique d'un élément au départ chargé de façon homogène dans toutes les directions.

Cette conclusion paraît tout à fait transposable à nombre de cas "réels", où des méthodes même sophistiquées, si elles restent dans une hypothèse de non-localisation, risquent d'être assez éloignées d'une prévision correcte de la rupture. Même si elles placent en sécurité par la charge limite qu'elles prédisent, il paraît plus intéressant d'avoir une prévision juste du mécanisme réel et de la charge ultime, afin de maîtriser le coefficient de sécurité qu'on veut donner à la structure.

Pour ce qui est d'une description plus fine de la réponse réelle d'une structure, on a mis en évidence l'intérêt et la relative précision d'une description élastique amortie "incrémentale", et ses limites : pas de prise en compte des déformations irréversibles, pas de prévision de l'évolution de la rigidité et de l'amortissement globaux. On a également vu les limites de l'approche dite de l'oscillateur élastoplastique à un degré de liberté équivalent, qui donne de bons résultats pour évaluer la flèche de la dalle tant qu'on reste à un faible niveau de pression, mais dont la fiabilité cesse lorsque les aciers plastifient (ouverture trop importante des fissures, d'où le début d'un fonctionnement par blocs), à un niveau mal prévu par la théorie.

Les tentatives de modélisation non linéaire aux éléments finis présentées à la fin de ce mémoire ne font qu'illustrer la conclusion citée ci-dessus, selon laquelle il est indispensable - sous peine de ne reproduire que très approximativement les observations - de rendre compte simultanément de tous les phénomènes principaux observés, conséquences du développement des fissures, parce qu'ils sont du même ordre d'importance pour la structure : déformations irréversibles, dégradation de la rigidité, amortissement croissant des vibrations, passage à un mécanisme de blocs ne conservant plus la symétrie initiale du problème.

Dans le cadre classique de la mécanique des milieux continus, il s'agit donc de développer "au minimum" une approche de type viscoplastique avec endommagement, celle-ci permettant de décrire correctement le comportement de l'élément tant qu'il garde un fonctionnement d'ensemble. Pour rendre compte de la "localisation ultime" du problème, qui apparaît de façon a priori aléatoire à l'échelle de la structure, il devient indispensable de s'orienter vers une approche de type probabiliste. Dans le cas du modèle probabiliste du LCPC, qu'il serait intéressant de développer, la représentation des fissures comme des discontinuités cinématiques conduit a priori naturellement à une diminution de la rigidité et à des déformations irréversibles. Il reste alors à introduire les spécificités du comportement à haute vitesse : amortissement, dépendance de la résistance avec la vitesse de sollicitation... et à faire tourner efficacement le calcul en trois dimensions et en dynamique !

Pour mettre au point de telles méthodes "fines" de calcul, nombre d'éléments ont été réunis dans cette thèse : ceux nécessaires à l'introduction des lois de comportement du matériau, ceux permettant de tester le modèle sur un élément simple de structure, avec différents bétons. Il reste - et c'est un autre travail de thèse [Sercombe, 1994] - à développer et tester ces méthodes, pour répondre aux besoins des ingénieurs confrontés au calcul d'ouvrages en dynamique, en l'occurrence le dimensionnement des conteneurs d'entreposage de déchets radioactifs.

On notera d'ailleurs qu'un des points cruciaux dans le développement des modèles de calcul, pour le béton armé en particulier, consiste en la représentation de l'adhérence acier-

béton, notamment en dynamique. Comme on l'a vu, l'amplitude de ce terme peut conduire à un changement complet du mode de ruine de la structure. Les problèmes de représentation numérique de l'interface sont nombreux, les données expérimentales représentent, au mieux, des problèmes inverses. Il paraîtrait donc prioritaire qu'un travail de fond soit effectué sur le sujet.

Il paraît bien léger, après quatre ans de travail, de constituer ainsi une liste fournie de ce qui reste à faire...

Il est pourtant clair que la présente thèse n'est qu'une étape vers une meilleure sécurité et une plus grande économie des ouvrages vis-à-vis des chargements dynamiques accidentels, et qu'un aboutissement satisfaisant de la démarche passe par la mise au point d'outils de calcul sûrs pour l'ingénieur. Si cette mise au point est engagée, que ce soit par le test de procédés de dimensionnement simplifiés, ou de méthodes de calcul plus sophistiquées, elle requiert encore beaucoup d'énergies convergentes, et du temps.

La suite de ces travaux consistera alors à étendre les méthodes numériques développées, ainsi que les méthodes simplifiées, aux ouvrages sujets (ou susceptibles d'être soumis) à des chocs, et qu'on a pu (de façon non exhaustive) répertorier : enceintes de centrales nucléaires, piles de pont, éléments de plates-formes pétrolières, abris, soutes à munitions, galeries anti-chute de blocs, silos... Disposant d'outils de calcul fiables, il sera alors possible de déterminer (par exemple sous forme réglementaire) les lois et coefficients à appliquer dans le calcul au choc des ouvrages, en fonction des probabilités des actions accidentelles et de la marge de sécurité qu'il est raisonnable et envisageable de se donner, compte-tenu du coût de la conception "anti-choc" et des conséquences économiques d'un chargement dynamique accidentel.

Peut-être ne serait-il pas inutile aussi de travailler à réduire la probabilité d'occurrence de tels accidents...

Références Bibliographiques

[Acker, 1988]

ACKER P., *Comportement mécanique du béton : apports de l'approche physico-chimique*, rapport de recherche des Laboratoires des Ponts et Chaussées n° 152, Paris, juillet 1988.

[Acker, 1992 - a]

ACKER P., *Retraits et fissurations du béton*, cahier scientifique et technique n°1 de l'AFPC, septembre 1992.

[Acker, 1992 - b]

ACKER P., *Modéliser le comportement mécanique du béton : pourquoi et comment ?*, *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 182, nov.-déc. 1992, pp.97-104.

[AFNOR, 1981]

AFNOR, (Association Française de Normalisation), Norme d'essai mécanique sur les bétons NF P 18 408 Essai de fendage, décembre 1981.

[Amman, 1982]

AMMAN W., *Stahlbeton und Spannbeton tragwerke unter stossartiger Belastung*, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, 1982. cité par [Heinsbroek, 1989].

[Angot, 1965]

ANGOT A., *Compléments de mathématiques à l'usage des ingénieurs de l'électrotechnique et des télécommunications*, 5° éd., Editions de la Revue d'Optique, Collection technique et scientifique du CNET, Paris, XV°, 1965.

[Attolou, 1989]

ATTOLOU A., BELLOC A., TORRENTI J.-M., *Méthodologie pour une nouvelle protection du béton vis-à-vis de la dessiccation*, *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 164, novembre-décembre 1989, pp.85-86.

[AWFL 74]

AWFL TR 74 102 , Manuel de l'U.S. Air Force pour la conception et l'analyse des structures de protection des populations civiles en cas de guerre nucléaire, Crawford R.E., Higgins C.J., Bultmann E.H. (Traduction française).

[BAEL 91]

BAEL 91, Marchés Publics de travaux - Fascicule 62 Titre 1er section I du CCTG - Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. *Journal officiel de la République Française*, 92-03.

[Bailly, 1987]

BAILLY P., BROSSARD J., DESROSIER C., RENARD J., *Approche expérimentale du comportement et des caractéristiques dynamiques des mortiers armés de fibres*, 5° journées universitaires de Génie Civil, Bordeaux, 1987.

[Bailly, 1988]

BAILLY P., *Effets des explosions sur les constructions. Chargement et réponse de la structure*, Thèse de Troisième Cycle, Université d'Orléans, juin 1988.

[Bailly, 1990]

BAILLY P., *Essai de flexion sur mortier, sollicitation dynamique par onde de souffle*, GRECO Géomatériaux, Rapport Scientifique 1990, groupe 1 projet 1.3 "dynamique des bétons et des roches" pp. 95-99.

[Bailly, 1991]

BAILLY P., KHODRI M., *Comportement macroscopique d'un élément de poutre mince en mortier armé de fibres. Expérimentation en flexion statique et dynamique*, GRECO Géomatériaux, Rapport Scientifique 1991, groupe 3 "Géocomposites" projet 3.2 "composites ciment-fibres" pp. 407-412.

[Bailly, 1992]

BAILLY P., *Modélisation des essais de compression dynamiques*, GRECO Géomatériaux, Rapport Scientifique 1992, groupe 1 projet 1.3 "dynamique des bétons et des roches" pp. 97-101.

[Bailly, 1994]

BAILLY P., Une modélisation d'un matériau fragile avec prise en compte d'effets dynamiques, *C. R. Acad. Sci. Paris*, t. 318, série II, pp. 1-6, 1994.

[Bairrao, 1983]

BAIRRAO R., MILLARD A., JAMET P., *Contribution à l'étude des critères de plasticité à utiliser pour les calculs à la ruine des plaques et voiles minces en béton armé*, rapport DMT/SMTS/LAMS/ 83-37, Commissariat à l'Energie Atomique, août 1983.

[Bard, 1991]

BARD P.-Y. et al., (mission AFPS, Association Française du Génie Parasismique), Séisme de Loma Prieta (Californie) 17 octobre 1989. Observations et Enseignements, *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, 494, juin 1991, pp. 1-88, et 495, juillet-août 1991, pp. 1-34.

[Baroghel-Bouny, 1993]

BAROGHEL-BOUNY V., CHAUSSADENT T., Caractérisation de la texture d'un béton durci à partir des isothermes de sorption de vapeur d'eau, *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 187, septembre-octobre 1993, pp. 69-75.

[Baroghel-Bouny, 1994]

BAROGHEL-BOUNY V., *Caractérisation microstructurale et hydrique des pâtes de ciment et des bétons ordinaires et à très hautes performances*, Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, juin 1994.

[Baron, 1976]

BARON J., LESAGE R., *La composition du béton hydraulique du laboratoire au chantier*, Rapport de recherche des L.P.C. n° 64, LCPC, Paris, décembre 1976.

[Baron, 1982]

BARON J., Les principes de composition du béton de propreté minimale, in *Le Béton Hydraulique*, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris 1982, pp. 143-160.

[Benaija, 1992]

BENAIJA El H., *Application de la stéréophotogrammétrie au béton : cas de la compression simple*, thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, mars 1992.

[Betbeder-Matibet, 1994]

BETBEDER-MATIBET J. et al., *Le séisme de Northridge (Los Angeles, Californie) du 17 janvier 1994*, Rapport de la mission AFPS, Association Française du Génie Parasismique, St-Rémy-lès-Chevreuse, mai 1994.

[Birkimer, 1971]

BIRKIMER D. L., LINDEMANN R., Dynamic tensile strength of concrete materials, *ACI Journal*, vol. 68, n° 1, title n° 68-8, jan. 1971.

[Bischhoff, 1991]

BISCHHOFF P. H., PERRY S. H., Compressive behaviour of concrete at high strain rates, *Materials and Structures*, 1991, 24, pp. 425-450.

[Boulahdour, 1985]

BOULAHDOUR T., *Dalles en béton armé sous charge d'impact*, Thèse n° 584 de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1985.

[Boulay, 1981]

BOULAY C., COLSON A., Un extensomètre à béton éliminant l'influence des déformations transversales sur la mesure des déformations longitudinales, *Materials and Structures*, 14, pp. 35-38, 1981.

[Boulay, 1988]

BOULAY C., *Conception et préparation d'un essai sur l'étude du couplage entre ténacité et teneur en eau du béton*, Mémoire d'ingénieur D.P.E., 1988.

[Boulay, 1991]

BOULAY C., TORRENTI J.-M., SEMBLAT J.-F., *Processus d'essai. Détermination du module de déformation longitudinale sur le béton*, projet de mode opératoire des Laboratoires des Ponts et Chaussées, octobre 1991.

[Boulay, 1994]

BOULAY C., TOUTLEMONDE F., LE MAOU F., RENWEZ S., *Etude du comportement dynamique du béton. Effet de la taille du plus gros granulat sur le comportement en traction directe*, Compte-rendu de synthèse, LCPC, Paris, mars 1994.

[Brandt, 1982]

BRANDT K., KRUTZIK N. J., SCHAD O., KAISER A., *Dynamic response of plastified structures due to missile impact*, RILEM CEB IABSE IASS Interassociation Symposium on Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading, BAM, Berlin, 2-4 juin 1982, pp. 588-605.

[Casanova, 1994]

CASANOVA P., ROSSI P., *Bétons de fibres métalliques : du matériau aux structures*, Communication aux Journées des Sciences de l'Ingénieur du réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Presqu'île de Giens, 4-7 octobre 1994.

[CEB, 1988]

CEB Comité Euro-international du Béton, *Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading*, Synthesis Report, Bulletin d'information n° 187, CEB, Lausanne, août 1988.

[Chiem, 1990]

CHIEM C. Y., SIEFFERT J. G., HWAJIA B. J., Etude expérimentale sur le comportement statique et dynamique à grande vitesse de déformation des microbétons, *Matériaux et Constructions*, 1990, vol. 23, pp. 426-435.

[Civ. Def. Sci., 1988]

International Meeting on Civil Defence Science, York, U.K., 17-18 novembre 1988

[Cordon, 1963]

CORDON W. A., GILLEPSIE H. A., Variables in concrete aggregates and Portland cement paste which influence the strength of concrete, *Journal of the American Concrete Institute*, 1029-1052, titre n° 60-51, proceedings vol. 60, n° 8, août 1963.

[Costes, 1992]

COSTES D., JALIL W., SOULOUMIAC R., Le séisme de Spitak (RSS d'Arménie) du 7 décembre 1988, Rapport de la mission AFPS, *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, 502, mars-avril 1992, partie 5 "Comportement des bâtiments", pp. 34-43.

[Cowell, 1966]

COWELL W. L., *Dynamic Properties of plain Portland cement concrete*, technical report n° R447, DASA 130181, US Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, California, USA, 1966.

[Crutzen, 1982]

CRUTZEN Y., REYNEN J., VILLAFANE E., Concrete Structure Strength against soft-missile impact, RILEM CEB IABSE IASS Interassociation Symposium on Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading, BAM, Berlin, 2-4 juin 1982, pp. 411-425.

[Desbordes, 1993]

DESBORDES A., *Génie Civil des abris N.B.C.*, Mémoire pour l'obtention du diplôme d'ingénieur du CNAM, (Conservatoire National des Arts et Métiers), Centre de Paris, Chaire de Constructions Civiles, mars 1993.

[Direction des Routes, 1994]

Direction des Routes - SETRA - LCPC - DDE du Cher, Règlement du Concours "Ouvrage courant en BHP", juillet 1994.

[EDF-SEPTEN, 1988]

EDF-SEPTEN, *Comportement au choc de structures en béton de fibres. Essais de percement de voile B.A.*, Projet d'EDF/SEPTEN en coopération avec le projet national Voies Nouvelles du Matériau Béton : 2 rapports de l'INSA de Lyon - Laboratoire Bétons et Structures par M. Razani et P. Hamelin (février 1988, septembre 1988), un rapport EDF/CEMETERE réf. TEGG CE 87282A par P. Juglair et J.-P. Porte (décembre 1987).

[Elouard, 1994]

ELOUARD A., *Module probabiliste. Notice d'utilisation*, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Division BCOA, section CMM, rapport interne, mars 1994.

[Fau, 1987 - a]

FAU D., *Rapport de mission effectuée en Allemagne Fédérale*, LEA n° 87-02, mars 1987.

[Fau, 1987 - b]

FAU D., *Rapport de mission effectuée en Suède*, LEA n° 87-04, juin 1987.

[Fau, 1988]

FAU D., *Le logiciel MYRIAM. Simulation de la marche des ondes dans un tube à choc isodiamètre* Rapport DGA/DRET/ETCA/Centre d'études de Gramat note technique T 88-47, novembre 1988.

[Fau, 1989 - a]

FAU D., *A new French Laboratory for shelters*, MABS 11, eleventh International Symposium on Military Applications of Blast Simulation, Albuquerque, New Mexico, U.S.A., 10-15 septembre 1989, pp. 97-116.

[Fau, 1989 - b]

FAU D., LAHOZ P., GOURRAUD C., *Plan qualité pour les essais de clapets*, rapport LEA n° 89-10, 1989.

[Fau, 1989 - c]

FAU D., LAHOZ P., *Procédure d'essai de qualification de clapets antisouffles - Tome I : justification des choix retenus - Tome II : profils de pression types*, rapport LEA n° 89-11, 1989.

[Folliot, 1982]

FOLLIOT A., BUIL M., *La structuration progressive de la pierre de ciment*, in *Le Béton Hydraulique*, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris 1982, pp. 223-236

[Frémond, 1993]

FREMOND M., NEDJAR B., *Endommagement et Principe des puissances virtuelles*, *C. R. Acad. Sci. Paris*, t. 317, série II, pp. 857-864, 1993.

[Gary, 1990]

GARY G., *Utilisation de la barre d'Hopkinson pour l'étude du comportement dynamique du béton en compression*, GRECO Géomatériaux, Rapport Scientifique 1990, pp. 105-114.

[Gary, 1991]

GARY G., KLEPACZKO J. R., HAMELIN P. ROSSI P., *Résultats concernant le comportement dynamique en compression du microbéton*, GRECO Géomatériaux, Rapport Scientifique 1991, groupe 1, projet 1.3, "dynamique des bétons et des roches", pp. 134-138.

[Gary, 1992]

GARY G., KLEPACZKO J. R., *Résumé des résultats expérimentaux sur mini-béton 1992, essais de compression*, GRECO Géomatériaux, Rapport Scientifique 1992, groupe 1, projet 1.3, "dynamique des bétons et des roches" pp. 105-118.

[Gong, 1990]

GONG J. C., MALVERN L. E., Passively confined tests of axial dynamic compressive strength of concrete, *Experimental Mechanics*, march 1990, pp. 55-59

[Gopalaratnam, 1984]

GOPALARATNAM V. S., SHAH S. P., JOHN R., A modified instrumented Charpy test for cement-based composites, *Experimental Mechanics*, 1984, vol. 24, n° 2, pp. 102-111.

[Gorisse, 1982]

GORISSE F., Les essais mécaniques, in *Le Béton Hydraulique*, Paris, presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1982, pp. 379-388.

[Gran, 1989]

GRAN J. K., FLORENCE A. L., COLTON J. D., Dynamic triaxial tests of high strength concrete, *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 115, n° 5, may 1989.

[Gros, 1990]

GROS J.-F., *Etude du comportement dynamique de dalles de béton sollicitées par des charges explosives*, projet de fin d'études de l'ENPC, Paris, juin 1990.

[Hachi, 1994]

HACHI F., *Modélisation numérique basée sur une approche probabiliste du béton en compression simple*, Mémoire de D.E.A., Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, juin 1994.

[Hamelin, 1990]

HAMELIN P., *Utilisation d'une presse hydraulique rapide pour étudier le comportement en compression du béton soumis à de grandes vitesses de déformation*, GRECO Géomatériaux, Rapport Scientifique 1990, pp. 101-104.

[Harmanny, 1985]

HARMANNY A., Reinforced concrete plates under static and dynamic loading, MABS 9, Oxford, U.K., septembre 1985, paper VI.4.

[Heinsbroek, 1989]

HEINSBROEK A. G. T. J., BLAAUWENDRAAD J., Reinforced concrete beams under shock loading, linear and nonlinear response, *Heron*, vol. 34, n° 3, Delft (NL) 1989.

[Henry, 1989]

HENRY H., FAU D., *Formules ondes de choc*, rapport interne LEA n° 89-25, 1989.

[Henry, 1991]

HENRY H., *Le logiciel BOUM*, rapport interne LEA n° 91-05, 1991.

[Hoffmann, 1985]

HOFFMANN A., JAMET P. et al. Ultimate flexural behaviour of reinforced concrete shells under static and dynamic loading, Rapport CEA/DEMT n°86/030, Communication présentée au SMIRT 8 - Bruxelles 1985

[Høiseth, 1991]

HØISETH K., Minutes from the project presentation meeting "Ductility of High Strength Concrete under special loading conditions", held in Stavanger (Norway), october 9th 1991, SINTEF FCB project memo n°29, 1991-10-12, KH/ij/651921

[Hordijk, 1987]

HORDIJK D. A., REINHARDT H. W., CORNELISSEN H. A. W., *Fracture mechanics parameters of concrete from uniaxial tensile tests as influenced by specimen length*, Proceedings of international conference on the fracture of concrete and rocks, Houston, Texas, 1987, Shah & Swartz eds., pp. 138-149.

[Hua, 1992]

HUA C., *Analyses et Modélisations du retrait d'autodessiccation de la pâte de ciment durcissante*, Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, décembre 1992.

[Hughes, 1972]

HUGHES B. P., GREGORY R., Concrete subjected to high rates of loading in compression, *Magazine of Concrete Research*, march 1972, vol. 24, n° 78, pp. 25-36.

[Int. Konv. Mun., 1991]

Interaktion Konventioneller Munition mit Schutzbauten, 5. Internationales Symposium, Mannheim, Allemagne, 22-26 avril 1991.

[Isenberg, 1992]

ISENBERG J., BAZANT Z. P., MINDESS S., SUARIS W., REINHARDT H. W., *Dynamic Fracture*, Fracture Mechanics of Concrete Structures, Bazant ed., Proceedings of the FraMCoS 1 Conference, Breckenridge, Colorado, USA, 1-5 june 1992, pp. 601-609.

[ITAS 1982]

ITAS 1982, Instructions Techniques pour abris spéciaux, Département fédéral de justice et police, office fédéral de la protection civile, Confédération Helvétique, 1982.

[Jawed, 1987]

JAWED I., CHILDS G., RITTER A., WINZER S., JOHNSON T., BARKER D., High strain rate behavior of hydrated cement pastes, *Cement and Concrete Research*, vol. 17, pp. 433-440, 1987.

[Jensen, 1991]

JENSEN J. J., *Ductility of high strength concrete under special loading conditions*, Research proposal n° 659106, SINTEF FCB, Trondheim (Norway), june 1991.

[Jensen, 1993]

JENSEN J. J., HØISETH K. V., HANSEN E. A., *Ductility of high strength concrete at high rate loading*, Proceedings of the workshop on Structural concrete slabs under impulsive loads, Krauthammer ed., Trondheim, Norway, 14-16 june 1993, Fortofikatorisk Notat nr 211/93, pp. 171-180.

[John, 1987]

JOHN R., SHAH S. P., *Effect of high strength and rate of loading on fracture parameters of concrete*, Proceedings of the RILEM SEM International Conference on Fracture of Concrete and Rock, june 17-19 1987, Houston, Texas, Shah & Swartz eds.

[Jouhari, 1992]

JOUHARI M., *Fissuration des milieux poreux saturés*, Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, septembre 1992.

[Kaplan, 1980]

KAPLAN S. A., Factors affecting the relationship between rate of loading and measured compressive strength of concrete, *Magazine of Concrete Research*, vol. 32, n° 111, june 1980, pp. 79-88.

[Kavyrchine, 1977]

KAVYRCHINE M., Effets de choc sur le béton armé, *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, n° 356, décembre 1977, pp. 133-180.

[Keijer, 1977]

KEIJER U., *Simulated blast tests on concrete barriers*, proceedings of the fifth international Symposium on Military Applications of Blast Simulation, MABS 5, Stockholm, 23-26 mai 1977, pp. 4.6.1-4.6.13.

[Kipp, 1980]

KIPP, GRADY, CHEN, Strain rate dependent fracture initiation, *International Journal of Fracture*, vol. 16, n° 6, pp. 471-478, 1980.

[Klepaczko, 1990]

KLEPACZKO J. R., Behavior of rock-like materials at high strain rates in compression, *Int. J. Plast.*, 6, 1990, 415.

[Körmeling, 1988]

KÖRMELING, *Experimental results of plain and steel fibre reinforced concrete under uniaxial impact tensile loading*, Delft University of Technology Report 5-84-8, jul. 1988.

[Kraus, 1994]

KRAUS D., ROETZER J. F., THOMA K., *The interaction of high explosive detonations with concrete structures*, Computer modelling of concrete structures, Euro-C '94 International Conference, Innsbruck, 22-25 mars 1994, pp. 649-657.

[Krauthammer, 1989]

KRAUTHAMMER T., FLATHAU W. J., SMITH J. L., BETZ J. F., Lessons from explosive tests on RC buried arches, *Journal of Structural Engineering*, vol. 115, n° 4, avril 1989, pp.809-825.

[Krauthammer, 1994]

KRAUTHAMMER T., CHANDRA D., *Strain rate effects in concrete*, 3rd international conference SUSI 94, Structures under Shock and Impact, 1-3 june 1994, Madrid, Spain.

[Kruszka, 1994]

KRUSZKA L., NOWACKI W. K., *Dynamic Spalling of mortars*, Séminaire des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris, 14 juin 1994.

[Kumaat, 1992]

KUMAAT E., LORRAIN M., Sur la résistance à la fissuration en flexion de dalles en béton de hautes performances non armées, *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, n° 509, décembre 1992, pp. 33-46.

[Lahoz, 1988]

LAHOZ P., LE MEUR D., *Rapport de mission effectuée en RFA et en Suisse*, LEA n° 88-08, août 1988.

[Laplante, 1993]

LAPLANTE P., *Propriétés mécaniques des bétons durcissants : analyse comparée des bétons classiques et à très hautes performances*, coll. Etudes et recherches des LPC, série Ouvrages d'Art, OA13, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, décembre 1993.

[de Larrard, 1988]

DE LARRARD F., *Formulation et propriétés des bétons à très hautes performances*, Rapport de recherche des L.P.C. n° 149, LCPC, Paris, mars 1988.

[de Larrard, 1989]

DE LARRARD F., PUCH C., Formulation des bétons à hautes performances. La méthode des coulis, *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 161, mai-juin 1989, pp. 75-83.

[de Larrard, 1993]

DE LARRARD F., TONDAT P., Sur la contribution de la topologie du squelette granulaire à la résistance en compression du béton, *Materials and Structures*, 26, pp. 505-516, 1993.

[Le Maou, 1994]

LE MAOU F., *Essai de traction sur éprouvette entaillée*, projet de mode opératoire, note interne LCPC - groupe AFREM "Bétons de fibres métalliques", 1994.

[Levesque, 1988]

LEVESQUE J. R., Méthodologie de validation des progiciels d'analyse modale et de réponse vibratoire, *Revue Française de Mécanique*, n° 1988-3, 4^e trimestre 1988.

[Li, 1993]

LI Z., KULKARNI S. M., SHAH S. P., New test method for obtaining softening response of unnotched concrete specimen under uniaxial tension, *Experimental Mechanics*, sept. 1993, pp. 181-188.

[MABS 10]

MABS 10, Tenth International Symposium on Military Applications of Blast Simulation, Bad Reichenhall, Allemagne, 21-25 septembre 1987

[MABS 11]

MABS 11, eleventh International Symposium on Military Applications of Blast Simulation, Albuquerque, New Mexico, U.S.A., 10-15 septembre 1989

[MABS 12]

MABS 12, Twelfth International Symposium on Military Applications of Blast Simulation, Perpignan, France, 22-27 septembre 1991

[Malvern, 1986]

MALVERN L. E., TANG T., JENKINS D. A., GONG J. C., *Dynamic compressive strength of cementitious materials*, Materials Research Society Symposia Proceedings vol. 64, Cement-based composites : strain rate effects on fracture, Mindess & Shah eds., Pittsburgh, 1986, pp. 119-138.

[Maugis, 1988]

MAUGIS D., *Cinétique de la fracture et adhérence*, in "Journées Surfaces, Matériau, Technologie", 4^e journées d'études sur l'adhérence, Lyon, octobre 1988, volume I "Adhérence", pp.1-51, Société Française du Vide, Paris 1988.

[Mayrhofer, 1982]

MAYRHOFFER C., THOR H. J., *Dynamic response of fibre and steel reinforced concrete plates under simulated blast load*, RILEM CEB IABSE IASS Interassociation Symposium on Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading, BAM, Berlin, 2-4 juin 1982, pp. 279-287.

[Mazars, 1984]

MAZARS J., *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non-linéaire et à la rupture du béton de structure*, Thèse, Université de Paris VI, 1984.

[Mihashi, 1977]

MIHASHI H., IZUMI M., A stochastic theory for concrete fracture, *Cement and Concrete Research*, vol. 7, pp. 411-422, 1977.

[Mihashi, 1980]

MIHASHI H., WITTMANN F. H., Stochastic approach to study the influence of rate of loading on strength of concrete, *Heron*, vol. 25, n° 3, 1980.

[Mindess, 1986]

MINDESS S., BANTHIA N., BENTUR A., The impact behaviour of concrete in bending, *Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete*, Wittmann F. H. ed., Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam (NL) 1986, pp. 443-452.

[Mindess, 1987]

MINDESS S., BANTHIA N. P., YAN C., The fracture toughness of concrete under impact loading, *Cement and Concrete Research*, 17, pp. 231-241, 1987.

[Mindess, 1992]

MINDESS S., YAN C., *Bond of reinforcing bars in FRC under impact loading*, High Performance Fiber Reinforced Cement Composites, Reinhardt & Naaman eds., 1992, pp. 479-491.

[Miyamoto, 1989]

MIYAMOTO A., KING M. W., *Non-linear dynamic analysis and evaluation of impact resistance for reinforced concrete beams and slabs under impulsive load*, Memoirs of the faculty of engineering, Kobe University, n° 36, novembre 1989.

[Miyamoto, 1991 - a]

MIYAMOTO A., KING M. W., FUJII M., Nonlinear dynamic analysis of reinforced concrete slabs under impulsive loads, *ACI Structural Journal*, vol. 88, n° 4, juillet-août 1991, pp. 411-419.

[Miyamoto, 1991 - b]

MIYAMOTO A., KING M. W., FUJII M., Analysis of failure modes for reinforced concrete slabs under impulsive loads, *ACI Structural Journal*, vol. 88, n° 5, septembre-octobre 1991, pp. 538-545.

[Monzac, 1986]

MONZAC JBG., PUECH R., *Simulation des effets de souffle. Définition d'un laboratoire et étude d'un tube à choc pour tester les clapets d'abris anti-atomiques*, DGA/DRET/ETCA/Centre d'Etudes de Gramat, note technique T 86-11, avril 1986.

[Muria-Vila, 1986]

MURIA-VILA D., *Contribution à l'étude du comportement au choc des bétons*, Thèse de doctorat de l'INSA de Lyon, février 1986.

[Mutsuyoshi, 1985]

MUTSUYOSHI H., MACHIDA A., Behavior of reinforced concrete members subjected to dynamic loading, *Concrete Library of JSCE*, n° 6, décembre 1985, pp. 51-68.

[Naeyaert, 1993]

NAEYAERT G., *A combination of steel fibers and conventional reinforcement in protective concrete structures subjected to near miss explosions, contact explosions, direct hits, and explosions after penetration*, Proceedings of the workshop on Structural concrete slabs under impulsive loads, Krauthammer ed., Trondheim, Norway, 14-16 June 1993, Fortofikatorisk Notat nr 211/93, pp. 159-170.

[Nahas, 1982]

NAHAS G., MILLARD A., *Calcul à la ruine des structures en béton armé. Essai et calcul numérique d'une dalle carrée en béton armé uniformément chargée et simplement appuyée sur son contour*, rapport DEMA/SMTS/LAMS 82-32, Commissariat à l'Energie Atomique, mars 1982.

[Neville, 1981]

NEVILLE A. M., *Properties of Concrete*, Pitman, 3^e édition, 1981.

[Nourrisson, 1993]

NOURRISSON J., TROUILLET P., QUINCY R., MILLAN A.-L., LE KHAC V., FRAGNET M., A propos de chocs... 2 - sur appuis des ouvrages courants, *Ouvrages d'Art*, Bulletin de liaison diffusé par le centre des techniques d'ouvrages d'art du SETRA, n°16 - novembre 1993.

[Piau, 1991]

PIAU J.-M., *CESAR-LCPC. Manuel théorique. Les modèles de diffusion non-linéaire*, rapport interne LCPC, juin 1991.

[Piermattei, 1994]

PIERMATTEI E., *Utilisation en dynamique d'un modèle d'endommagement avec gradient pour le calcul des structures en béton*, Mémoire de Travail de Fin d'Etudes, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées - Université de Rome II, juillet 1994.

[Regourd, 1982]

REGOURD M., L'hydratation du ciment Portland, in *Le béton hydraulique*, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris 1982, pp. 193-221.

[Reinhardt, 1982]

REINHARDT H. W., Concrete under impact loading. Tensile strength and bond, *Heron*, vol. 27, n° 3, Delft 1982.

[Reinhardt, 1986 - a]

REINHARDT H. W., *Strain rate effects on the tensile strength of concrete as predicted by thermodynamic and fracture mechanics models*, Materials Research Society Symposia Proceedings vol. 64, Cement-based composites : strain rate effects on fracture, Mindess & Shah eds., Pittsburgh, 1986, pp. 1-13.

[Reinhardt, 1986 - b]

REINHARDT H. W., KÖRMELING H. A., ZIELINSKI A. J., The Split Hopkinson Bar, a versatile tool for impact testing of concrete, *Materials and Structures*, 1986, vol. 19, pp. 55-63.

[Reinhardt, 1990]

REINHARDT H. W., ROSSI P., VAN MIER J. G. M., Joint investigation of concrete at high rates of loading, *Materials and Structures*, 1990, vol. 23, pp. 213-216.

[Ross, 1991]

ROSS C. A., *Fracture of concrete at high strain rate*, "Toughening Mechanisms in Quasi-Brittle Materials", Shah (ed.), © 1991 Kluwer Academic Publishers, NL, pp. 577-596.

[Rossi, 1988]

ROSSI P., *Fissuration du béton : du matériau à la structure. Application de la mécanique linéaire de la rupture*, thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1986. Rapport de recherche des Laboratoires des Ponts et Chaussées n° 150, juin 1988.

[Rossi, 1990 - a]

ROSSI P., BOULAY C., Influence de la présence d'eau libre au sein du béton sur son processus de fissuration, *Compte-rendu à l'Académie des Sciences de Paris*, tome 310, série II, pp. 1155-1161, 1990.

[Rossi, 1990 - b]

ROSSI P., BOULAY C., Influence of free water in concrete on the cracking process, *Magazine of Concrete Research*, 1990, 42, n°152, sept. pp. 143-146

[Rossi, 1991 - a]

ROSSI P., Influence of cracking in the presence of free water on the mechanical behaviour of concrete, *Magazine of Concrete Research*, vol. 43, 154, pp. 53-57, 1991.

[Rossi, 1991 - b]

ROSSI P., A physical phenomenon which can explain the mechanical behaviour of concrete under high strain rates, *Materials and Structures*, 1991, 24, pp. 422-424.

[Rossi, 1992 - a]

ROSSI P., VAN MIER J. G. M., BOULAY C., LE MAOU F., The dynamic behaviour of concrete : influence of free water, *Materials and Structures*, 1992, vol. 25, pp. 509-514.

[Rossi, 1992 - b]

ROSSI P., WU X., LE MAOU F., BELLOC A., Effet d'échelle sur le comportement du béton en traction, *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 182, novembre-décembre 1992, pp. 11-20.

[Rossi, 1993]

ROSSI P., TOUTLEMONDE F., LE MAOU F., BOULAY C., VAN MIER J. G. M., Effet de vitesse dans le comportement mécanique du béton. Cas de la traction directe, *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 184, mars-avril 1993, pp. 71-76.

[Rossi, 1994 - a]

ROSSI P., WU X., Comportement en compression du béton. Mécanismes physiques et modélisation, *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 189, janvier-février 1994, pp. 89-94.

[Rossi, 1994 - b]

ROSSI P., CASANOVA P., GUERRIER F., ELOUARD A., *Un modèle probabiliste de fissuration des structures en béton*, Actes des Journées Nationales "Applications des Statistiques et Probabilités en Analyse des Matériaux et des Ouvrages", Cachan, 30-31 mars 1994.

[Rossi, 1994 - c]

ROSSI P., Dynamic behaviour of concretes : from the material to the structure, *Materials and Structures*, 1994, vol. 27, pp. 319-323.

[RT 84]

Recommandations techniques pour la construction d'abris civils contre les risques de guerre, Ministère de l'Intérieur et Ministère de l'Urbanisme et du Logement, Hauts fonctionnaires de Défense, 1984

[Salençon, 1983]

SALENÇON J., *Calcul à la rupture et analyse limite*, Cours de calcul des structures anélastiques, 366 p., Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1983.

[Schaffar, 1970]

SCHAFFAR M., *Calcul de la déformation dynamique de plaques circulaires encastrées ou appuyées, uniformément chargées par un échelon de pression*, Institut Franco-Allemand de Recherches de Saint-Louis, rapport 25/70, 1970.

[Schaffar, 1971]

SCHAFFAR M., THERY C., *Temue au souffle de dalles en béton classique et en béton de résine : Vue d'ensemble des travaux de l'ISL*, Institut Franco-Allemand de Recherches de Saint-Louis, notice bibliographique 5/71, 1971.

[Schneider, 1994]

SCHNEIDER D., CASANOVA P., ROSSI P., Application du calcul à la rupture à une dalle carrée en béton de fibres métalliques sollicitée en flexion, à paraître aux *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, n° 528, octobre 1994.

[Sedran, 1994]

SEDRAN T., DE LARRARD F., *René-LCPC : un logiciel pour optimiser la granularité des matériaux de génie civil*, Communication aux Journées des Sciences de l'Ingénieur du réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Presqu'île de Giens, 4-7 octobre 1994.

[Semblat, 1994]

SEMBLAT J.-F., *Sols sous sollicitations dynamiques et transitoires : réponse dynamique aux barres d'Hopkinson, propagation d'ondes en milieu centrifugé*, Thèse de doctorat de l'Ecole Polytechnique, 6 juillet 1994.

[Sercombe, 1994]

SERCOMBE J., TOUTLEMONDE F., TORRENTI J.-M., *Modélisation numérique du comportement au choc du béton. Application au calcul des conteneurs à haute intégrité*, Projet de recherche en vue de la préparation du doctorat de l'ENPC, juin 1994.

[Shah, 1986]

SHAH S. P., JOHN R., Strain effects on mode I crack propagation in concrete, *Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete*, Wittmann ed., Elsevier, Amsterdam 1986.

[Sierakowski, 1984]

SIERAKOWSKI R. L., *Dynamic effects in concrete materials*, Application of fracture mechanics to cementitious composites, NATO-ARW, sept. 4-7, 1984, Northwestern University, USA, Shah ed., pp. 391-411.

[Takeda, 1961]

TAKEDA J., TACHIKAWA H., *Deformation and fracture of concrete subjected to dynamic load*, Mechanical Behaviour of Materials, Proceedings of the International Conference of Kyoto, vol. IV, 1961, pp. 267-277.

[Takeda, 1982]

TAKEDA J., TACHIKAWA H., FUJIMOTO, *Basic concept on the responses of structural members and structures under impact and impulsive loadings*, RILEM CEB IABSE IASS Interassociation Symposium on Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading, BAM, Berlin, 2-4 juin 1982

[TB 78E]

TB 78 E, Technical regulations for shelters, Code of statutes of the Swedish Civil Defence Administration, CFS 6.06.2-57 FK, 1978.

[Tedesco, 1993]

TEDESCO J. W., ROSS C. A., KUENNEN S. T., Experimental and numerical analysis of high strain rate splitting tensile tests, *ACI Material Journal*, vol. 90, n° 2, march-april 1993, pp. 162-169.

[Tedesco, 1994]

TEDESCO J. W., ROSS C. A., HUGHES M. L., *Load rate effects on concrete compressive strength*, ASCE Structures Congress XII, Baker & Goodno (eds), Atlanta, Georgia, 24-28 april 1994, pp. 245-251.

[Théry, 1966]

THERY C., GERSPACHER G., JOHE C., MOSSER G., *Compte-rendu d'essais de tenue au souffle de deux dalles en béton armé*, Institut franco-allemand de recherches de Saint-Louis, note technique T 42/66, 1966.

[Timoshenko, 1940]

TIMOSHENKO S., *Théorie des plaques et des coques*, Paris et Liège, Librairie Polytechnique Ch. Béranger, 1951 (1° édition anglaise en 1940).

[TM5-855]

TM5-855-1, Fundamentals of protective design for conventional weapons, Headquarters, Department of the Army, Technical Manual, november 1986.

[TM5-1300]

TM5-1300, Structures to resist the effects of accidental explosions, Department of the Army, the Navy and the Air Force, Technical Manual n° 5-1300, Navy publication NAVFAC P-397, Air Force manual AFM 88-22.

[Torrenti, 1987]

TORRENTI J.-M., *Comportement multiaxial du béton : aspects expérimentaux et modélisation*, thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, juin 1987.

[Torrenti, 1989]

TORRENTI J.-M., FAU D., *Comportement d'un béton soumis à des ondes de souffle*, Projet de recherche LCPC-LEA, rapport de présentation, Réf. LEA 89-04, avril 1989.

[Torrenti, 1993]

TORRENTI J.-M., BOULAY C., Résultats récents concernant l'essai de compression du béton, *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, n° 513, mai 1993, série Essais et Mesures 244, pp. 18-31.

[Tournemine, 1987]

TOURNEMINE D., *Simulation de choc et de souffle. Tube à choc de Laboratoire, étude d'avant-projet*, DGA/DRET/ETCA/Centre d'Etudes de Gramat, note technique T 87-35, juillet 1987.

[Toutlemonde, 1990 - a]

TOUTLEMONDE F., *Utilisation d'un tube à choc pour l'étude du comportement dynamique du béton*, mémoire de DEA, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, juin 1990.

[Toutlemonde, 1990 - b]

TOUTLEMONDE F., PASUTTO S., *Essais de dalles de béton au tube à choc*, GRECO Géomatériaux, Rapport Scientifique 1990, pp. 115-119.

[Toutlemonde, 1991 - a]

TOUTLEMONDE F., RINGOT J.-F., *Dalles soufflées à la Quercynoise*, film vidéo réalisé en coproduction LCPC-LEA. Copyright LCPC 1991 (1992 pour la version anglaise *Slab soufflee, Quercy style*)

[Toutlemonde, 1991 - b]

TOUTLEMONDE F., BOULAY C., PASUTTO S., GOURRAUD C., *Projet 1.3 - Dynamique des bétons - Bilan 91 et perspectives 92*, GRECO Géomatériaux, Rapport Scientifique 1991, pp. 139-149.

[Toutlemonde, 1993 - a]

TOUTLEMONDE F., BOULAY C., GOURRAUD C., Shock-tube tests of concrete slabs, *Materials and Structures*, 26, pp. 38-42, janvier 1993.

[Toutlemonde, 1993 - b]

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, mars-avril 1993, pp. 78-85.

[Toutlemonde, 1993 - c]

TOUTLEMONDE F., ROSSI P., *Material considerations for concrete design in dynamics*, Proceedings of the workshop on Structural concrete slabs under impulsive loads, Krauthammer ed., Trondheim, Norway, 14-16 june 1993, Fortofikatorisk Notat nr 211/93, pp. 181-185.

[Toutlemonde, 1993 - d]

TOUTLEMONDE F., *Dynamic failure modes of concrete slabs : experimental evidence and questions*, Proceedings of the workshop on Structural concrete slabs under impulsive loads, Krauthammer ed., Trondheim, Norway, 14-16 june 1993, Fortofikatorisk Notat nr 211/93, pp. 69-76.

[Toutlemonde, 1993 - e]

TOUTLEMONDE F., Comportement dynamique des bétons à hautes performances. Etat des connaissances et suggestions de recherches, *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 187, sept.-oct. 1993, pp. 51-60.

[Toutlemonde, 1993 - f]

TOUTLEMONDE F., *Essais de dalles de béton au tube à choc. Rapport d'essais - Données - Mode d'emploi*, rapport de synthèse interne, LCPC, Paris, décembre 1993.

[Toutlemonde, 1994 -a]

TOUTLEMONDE F., ROSSI P., *Shock-tested R. C. Slabs : Significant Parameters*, ASCE Structures Congress XII, Baker N. C. & Goodno B. J. eds, Atlanta, Georgia, 24-28 avril 1994, vol. 1, pp. 227-232.

[Toutlemonde, 1994 - b]

TOUTLEMONDE F., LE MAOU F., BELLOC A., *Test de moyens de protection d'éprouvettes en béton vis-à-vis de la dessiccation*, compte-rendu de synthèse à l'attention des cellules "Béton" du Réseau des LPC, avril 1994.

[Toutlemonde, 1994 - c]

TOUTLEMONDE F., ROSSI P., *Major Parameters governing concrete dynamic behaviour and dynamic failure of concrete structures*, Euro-DYMAT '94, Oxford, G.-B., 26-30 septembre 1994.

[Toutlemonde, 1994 - d]

TOUTLEMONDE F., GRANGER L., *Maîtriser la rupture du béton : améliorations du matériau, progrès de la modélisation, exemples industriels*, à paraître dans le *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 194, novembre-décembre 1994.

[TR 20]

TR 20 (vol.4), *Protective Construction. Nuclear blast resistant design*. Federal Emergency Management Agency, USA, march 1985.

[Ulm, 1993 - a]

ULM F.-J., CLEMENT J.-L., AFRA H., ARGOU L. P., *Frequenzverlust und kritische Dämpfung im Bruchzustand: Stahlbetonkonstruktionen unter dynamischen Lasten*, *Bauingenieur*, 68, 1993, pp. 183-190.

[Ulm, 1993 - b]

ULM F.-J., CLEMENT J.-L., ARGOU L. P., *Coefficient de comportement : approche chute de fréquence*, Génie Parasismique et aspects vibratoires dans le Génie civil, 3^e colloque national AFPS, Saint-Rémy-lès Chevreuse (France), 24-26 mars 1993, MC pp. 49-56.

[Ulm, 1994]

ULM F.-J., *Modélisation élastoplastique avec endommagement du béton de structures. Application aux calculs statiques et dynamiques de structures en béton armé et béton précontraint*, Thèse de doctorat de l'ENPC, Paris, janvier 1994.

[Valotaire, 1993]

VALOTAIRE F., *Conception d'outils numériques destinés à dimensionner des structures soumises à une onde de choc*, thèse de doctorat de l'INSA de Lyon, 29 juin 1993.

[van Doormaal, 1994]

VAN DOORMAAL J C. A. M., WEERHEIJM J., SLUYS L. J., *Experimental and numerical determination of the dynamic fracture energy of concrete*, Eurodymat, Oxford, U.K., 26-30 septembre 1994.

[Vos, 1982 - a]

VOS E., REINHARDT H. W., *Influence of loading rate on bond behaviour of reinforcing steel and prestressing strands*, *Materials and Structures*, vol. 15, n° 85, pp. 3-10, jan.-feb. 1982.

[Vos, 1982 - b]

VOS E., REINHARDT H. W., *Influence of loading rate on bond in reinforced concrete*, RILEM CEB IABSE IASS Interassociation Symposium on Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading, BAM, Berlin, 2-4 juin 1982, pp. 170-181.

[Waller, 1993]

WALLER V., *Modélisation de l'élévation de température d'un béton au cours de sa prise en conditions adiabatiques*, Mémoire de DEA Matériaux Avancés - Ingénierie des Structures et des Enveloppes, ENS Cachan, ENPC, Université Pierre et Marie Curie, Paris, juin 1993.

[Watstein, 1953]

WATSTEIN D., Effect of straining rate on the compression strength and elastic properties of concrete, *ACI Journal*, 1953, vol. 8, n° 49, pp. 729-744.

[Weerheijm, 1985]

WEERHEIJM J., KARTHAUS W., *The tensile strength of concrete under dynamic loading*, Proceedings of the second Symposium on the interaction of non-nuclear munitions with structures, Panama City Beach, Florida, april 15-18, 1985, pp. 211-216.

[Weerheijm, 1989 - a]

WEERHEIJM J., REINHARDT H. W., *Structural response in impact tests on concrete*, 4th International Symposium on the interaction of non-nuclear munitions with structures, Panama City Beach, Florida, 17-21 april 1989.

[Weerheijm, 1989 - b]

WEERHEIJM J., REINHARDT H. W., *Modelling of concrete fracture under dynamic tensile loading*, Fracture of concrete and rock : recent developments, Shah, Swartz & Barr eds., Proc. int. conf. on recent developments in the fracture of concrete and rocks, Cardiff, U.K., 20-22 sept. 1989, Elsevier pp. 721-728.

[Weerheijm, 1992]

WEERHEIJM J., *Concrete under impact tensile loading and lateral compression*, Ph. D. Thesis, Delft University of Technology, november 1992.

[Weerheijm, 1993]

WEERHEIJM J., VAN DOORMAAL J. C. A. M., SLUYS L. J., *Fracture energy of concrete under dynamic tensile loading*, Proceedings of the Sixth International Symposium on Interaction of Non-nuclear Munitions with Structures, Panama City Beach, Florida, 3-7 may 1993, pp. 200-204.

[Woodson, 1993]

WOODSON S. C., *Response of slabs. In-plane forces and shear effects*, Proceedings of the workshop on Structural concrete slabs under impulsive loads, Krauthammer ed., Trondheim, Norway, 14-16 june 1993, Fortofikatorisk Notat nr 211/93, pp. 51-68.

[Wu, 1991]

WU X., *Modélisation numérique de la fissuration du béton à partir d'une approche probabiliste*, Thèse de doctorat de l'ENPC, Paris, décembre 1991.

[Zanni, 1994]

ZANNI H., *La Résonance Magnétique Nucléaire (R.M.N.) : un outil pour étudier les ciments et les bétons*, Séminaire des L.P.C., 7 juin 1994.

[Zech, 1979]

ZECH B., WITTMANN F. H., Dynamisches Verhalten einer Platte unter stossartiger Belastung, *Cement and Concrete Research*, vol. 9, 1979, pp. 115-126.

[Zhao, 1992]

ZHAO H., *Analyse de l'essai aux barres d'Hopkinson. Application à la mesure du comportement dynamique des matériaux*, Thèse de doctorat de l'ENPC, Paris, décembre 1992.

[Zielinski, 1982 - a]

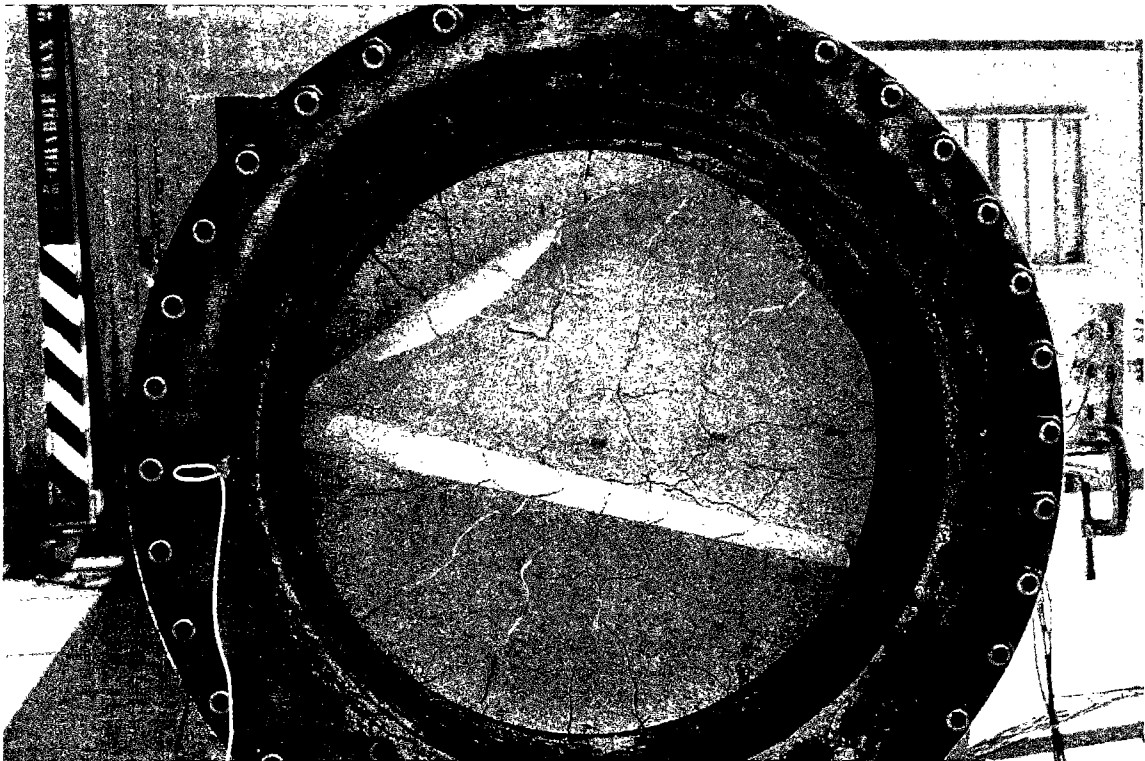
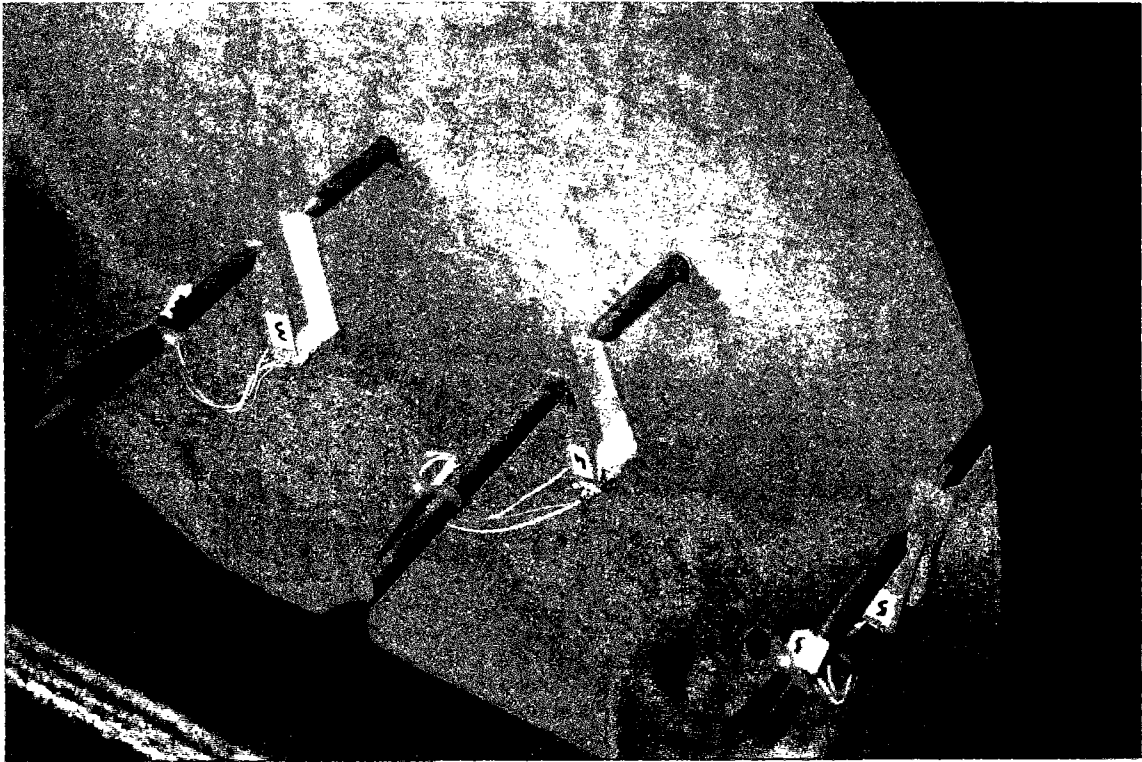
ZIELINSKI A. J., REINHARDT H. W., Stress-strain behaviour of concrete and mortar at high rates of tensile loading, *Cement and Concrete Research*, vol. 12, pp. 309-319, 1982.

[Zielinski, 1982 - b]

ZIELINSKI A. J., REINHARDT H. W., *Impact stress-strain behaviour of concrete in tension*, RILEM CEB IABSE IASS Interassociation Symposium on Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading, BAM, Berlin, 2-4 juin 1982, pp. 112-124.

Annexes

- 1. Données complètes - essais de traction**
- 2. Essais de dalles. Traitement des données**
- 3. Essais de dalles. Données chiffrées complètes**
- 4. Essais de dalles. Relevés de fissures**



Annexe 1 : Données complètes - essais de traction

Effet de l'humidité interne

Tableau A1-I: Composition du béton témoin

Nature des matériaux	provenance	dosage
microgranite 6 -10 mm	Pont de Colonne	1162 kg/m ³
sable silico-calcaire 0 - 4 mm	Bernières (sable de Seine)	681 kg/m ³
ciment CPA HP	Corneilles	365 kg/m ³
eau		185 l/m ³

Tableau A1-II: Caractéristiques du béton témoin

Caractéristique	unité	Béton humide	Béton sec
masse volumique	kg/m ³	2377	2264
Vitesse du son	m/s	4700	3865
Module (son)	GPa	47,3	30,4
Rés. compression	MPa	44,1	
Module d'Young	GPa	39,4	

Tableau A1-III : Résultats des essais de traction à basse vitesse. Béton sec / humide

Vitesse $d\sigma/dt$	Béton sec			Béton humide		
	σ max	E	ϵ max	σ max	E	ϵ max
	MPa/s	MPa	GPa	10^{-6}	MPa	GPa
0,05	3,38	31,9	153	3,47	46,8	
0,05	3,94	33,4	174	2,87	42,6	74
0,05	3,52	32,0	199	4,18	44,3	100
0,05	3,00	27,3	201	3,33	43,0	85
0,05	2,74	28,4	165	3,53	45,0	89
0,05	2,55	29,7	126	3,64	48,5	98
0,05	3,02	29,6	148	3,39	43,6	72
0,05	2,74	30,0	141	3,56	42,0	92
0,05	3,56	30,3	160	3,74	42,1	99
0,05	3,54	31,6	180	3,41	40,4	100
0,05	2,69	27,7	159	3,91	47,9	102
moyenne	3,15	30,2	164	3,55	44,2	91
éc. type	0,46	1,9	23	0,34	2,6	11
éc. type (%)	14,6	6,3	14,0	9,6	5,9	12,1
5	3,35			5,30	47,3	133
5	3,48	29,3	168	4,38	43,9	137
5	3,40	29,1	166	5,29	47,8	142
5	3,13	29,6	130	3,95	44,0	104
5	3,30	29,9	134	5,97	44,8	148
5	3,52	29,3	156	5,18	46,1	114
5	3,91	30,2	180	4,26	49,5	107
5	3,63	30,3	156	4,76	45,1	103
5	3,18	28,1	127	4,52	46,0	117
5	3,06	26,5	150	4,29	45,8	122
5				3,69	39,4	94
moyenne	3,40	29,1	152	4,69	45,4	120
éc. type	0,25	1,2	18	0,68	2,6	18
éc. type (%)	7,4	4,1	12,1	14,5	5,7	14,8

Tableau A1-IV : Résultats des essais de traction à haute vitesse. Béton sec / humide

Nb amortisseurs	Béton sec		Béton humide		
	dσ/dt (GPa/s)	σ (MPa)	dσ/dt (GPa/s)	σ (MPa)	
12	1,3	4,07	2,1	5,63	
12	1,5	4,09	2,1	6,07	
12	2,8	3,59	2,2	6,06	
12	1,8	4,83	1,9	5,62	
12	2,6	3,51	2,1	5,64	
12	2,0	4,33	2,2	5,93	
12	1,5	4,00	1,9	5,41	
12	2,5	3,64	1,6	5,53	
12	1,7	3,80	1,6	5,57	
12	1,7	4,30	2,2	5,78	
12			1,6	5,00	
moyenne	1,9	4,02	2,0	5,66	
écart-type	0,5	0,41	0,2	0,31	
écart-type (%)		27	10,2	12,3	5,4
5	2,6	4,58	6,8	7,01	
5	5,4	4,00	6,1	6,59	
5	5,3	3,86	4,6	6,10	
5	4,0	3,80	5,9	7,15	
5	5,5	3,82	4,9	7,06	
5	6,6	3,87	6,1	7,28	
5	5,9	3,90	6,3	6,51	
5	7,2	4,37	4,3	4,91	
5	7,9	4,37	6,3	5,99	
5	6,2	4,52	6,4	6,42	
5	4,8	4,54			
moyenne	5,6	4,15	5,8	6,50	
écart-type	1,5	0,32	0,9	0,71	
écart-type (%)		26,7	7,8	14,8	11,0
1	45,7	4,46	79,5	7,84	
1	48,1	4,53	86,9	7,42	
1	43,1	4,35	78,5	7,23	
1	33,7	4,73	78,9	7,31	
1	42,5	4,56	82,3	8,86	
1	39,5	4,17	54,0	6,51	
1	54,4	4,75	83,2	6,44	
1	50,0	3,29	84,9	7,28	
1	71,2	4,18	79,1	7,91	
1	50,2	4,75	64,5	7,87	
moyenne	47,8	4,38	77,2	7,47	
écart-type	10,1	0,44	10,2	0,71	
écart-type (%)		21,2	10,0	13,2	9,5

Tableau A1-V : Résultats des essais de traction à basse vitesse. Béton "mi-sec"

Béton "mi-sec"		
Vitesse $d\sigma/dt$ (MPa/s)	Contrainte maximale (MPa)	Module d'Young (GPa)
0,05	3,05	31,3
0,05	3,65	30,5
0,05	3,44	27,6
moyenne	3,38	29,8
écart-type	0,3	1,9
écart-type relatif (%)		9,0
5	4,48	30,2
5	4,16	30,4
5	3,88	29,0
moyenne	4,17	29,9
écart-type	0,3	0,8
écart-type relatif (%)		7,2

contrainte de rupture en MPa

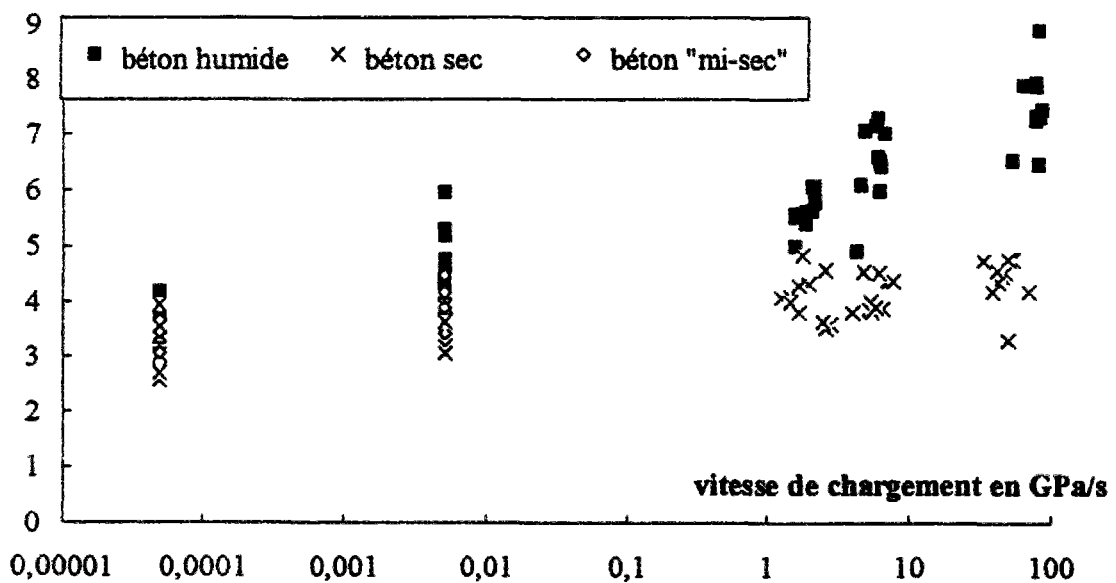


Figure A1-1 : Récapitulatif de l'influence de l'eau libre. Comportement dynamique en traction

Effet de la nature de la pâte de ciment

Tableau A1-VI: Composition des bétons THP et poreux

Nature des matériaux	provenance	dosage e/c 0,3	dosage e/c 0,7
microgranite 6 -10 mm	Pont de Colonne	1162 kg/m ³	1162 kg/m ³
sable silico-calcaire 0 - 4 mm	Bernières (sable de Seine)	681 kg/m ³	681 kg/m ³
filler calcaire	Seine et Marne		86 kg/m ³
fumée de silice	Laudun	45 kg/m ³	
ciment CPA HP	Cormeilles	450 kg/m ³	265 kg/m ³
eau		137 l/m ³	185 l/m ³
Superplastifiant (extrait sec)	® Lomar D (naphtalène)	6,9 kg/m ³	

Tableau A1-VII: Caractéristiques mécaniques . BTHP et béton poreux

Caractéristique	unité	Béton e/c 0,3	Béton e/c 0,7
masse volumique	kg/m ³	2446	2363
Vitesse du son	m/s	4968	4530
Module (son)	GPa	54,3	43,6
Rés. compression	MPa	122,4	35,3
Rés. traction fend.	MPa	6,08	3,36
Module d'Young	GPa	53,1	37,2

Tableau A1-VIII : Résultats des essais de traction à basse vitesse. Béton THP / poreux

	Béton e/c 0,7			Béton e/c 0,3		
Vitesse dσ/dt	σ max	E	ε max	σ max	E	ε max
MPa/s	MPa	GPa	10 ⁻⁶	MPa	GPa	10 ⁻⁶
0,05	2,61	35,2	122	6,68	48,0	157
0,05	2,64	39,2	136	6,16	48,9	119
0,05	2,84	37,6	107	6,81	49,4	150
0,05	2,30	38,7	70	6,24	49,4	121
0,05	2,13	34,8	116	6,09	48,0	106
0,05	2,67	35,7	110	6,24	50,3	124
0,05				6,35	49,1	134
0,05				6,69	50,8	134
moyenne	2,53	36,9	110	6,41	49,2	131
éc. type	0,29	1,7	22	0,28	1,0	16
éc. type (%)	11,6	4,7	20,2	4,3	2,0	12,5
5	3,10	41,4	71	8,28	51,9	166
5	3,71	36,9	113	8,98	51,7	189
5	3,39	41,6	78	8,04	51,6	166
5	3,72	39,1	122	8,18	51,9	181
5	2,88	37,6	139	7,32	51,6	154
5	3,32	38,0	119	7,83	51,9	159
5	3,91	38,9	168			
moyenne	3,43	39,1	116	8,11	51,8	169
éc. type	0,37	1,8	34	0,55	0,2	13
éc. type (%)	10,8	4,7	28,9	6,7	0,3	7,9

Tableau A1-JX : Résultats des essais de traction à haute vitesse. Béton THP / poreux

Béton e/c = 0,7			Béton e/c = 0,3		
Nb amortisseurs	dσ/dt (GPa/s)	σ (MPa)	Nb amortisseurs	dσ/dt (GPa/s)	σ (MPa)
12	2,28	5,89	5	4,66	9,91
12	2,25	5,27	5	4,17	10,24
12	2,37	5,84	5	4,13	8,76
12	2,03	5,61	5	5,45	8,76
12	2,27	5,26	5	4,99	8,66
12	3,34	5,74	5	4,27	9,49
12	2,21	5,64	5	4,88	9,54
12	2,28	5,89	5	3,62	11,48
moyenne	2,38	5,64	moyenne	4,65	9,61
écart-type	0,37	0,26	écart-type	0,45	0,95
écart-type (%)	15,7	4,5	écart-type (%)	9,8	9,9
5	4,51	6,17	3	15,4	9,12
5	5,48	5,81	3	13,7	10,50
5	4,34	5,18	3	12,7	9,05
5	4,86	5,69	3	17,0	11,85
5	5,21	5,97	3	15,0	11,07
5	5,36	5,97	3	14,3	12,12
5	4,54	5,08			
moyenne	4,90	5,70	moyenne	14,7	10,62
écart-type	0,42	0,42	écart-type	1,4	1,34
écart-type (%)	8,6	7,3	écart-type (%)	9,3	12,7
1	45,7	6,64	1	71,9	11,56
1	72,9	6,20	1	79,8	10,77
1	58,1	6,65	1	66,3	11,42
1	68,2	6,81	1	96,3	10,98
1	68,4	6,81	1	75,6	10,82
			1	67,9	11,93
			1	84,4	11,79
			1	56,4	11,84
moyenne	62,7	6,62	moyenne	74,8	11,39
écart-type	10,9	0,25	écart-type	11,5	0,47
écart-type (%)	17,4	3,8	écart-type (%)	15,3	4,1

contrainte de rupture en MPa

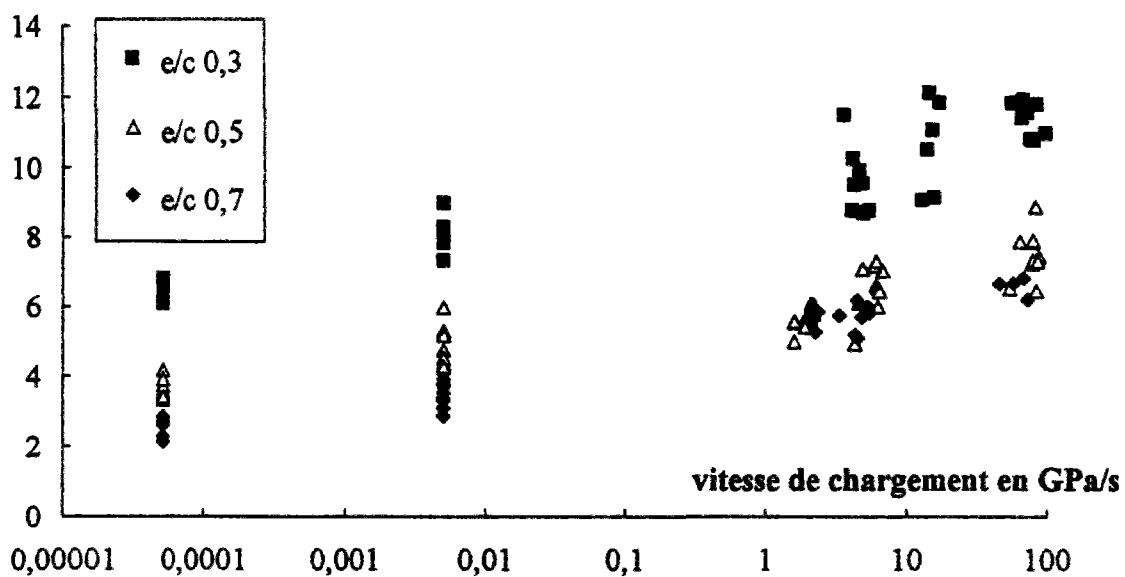


Figure A1-2 : Evolution de la résistance en traction avec la vitesse - influence du rapport e/c

Effet de la granulométrie du squelette

Tableau A1-X : composition du microbéton D2

BETON D2	Provenance		Dosage en kg/m³
Sable	0/2 Leucate		1783
Ciment	CPA HP Corneilles		400
Eau			200
Adjuvant	Melment		12
Nombre éprouvettes	21	Cône	0,7 cm
Nombre prismes	3	Petit mania.	14 s
Nombre 16x32	6	Volume	78,4 l
e/c	0,5	Volume pâte	327 l/m ³
Densité	2,336		

Tableau A1-XI : composition du béton D10

BETON D10	Provenance		Dosage en kg/m³
Gravillon	Microgranite 6/10 Pont de Colonne		1162
Sable	0/4 Seine Bernières		681
Ciment	CPA HP Corneilles		365
Eau			185
Nombre éprouvettes	21	Cône	9,5 cm
Nombre prismes	3	Petit mania.	5 s
Nombre 16x32	6	Volume	78,4 l
e/c	0,51	Volume pâte	301 l/m ³
Densité	2,412		

Tableau A1-XII : composition du mini-béton D6

BETON D6	Provenance		Dosage en kg/m³
Gravillon	4/6 Microgranite Pont de Colonne		1143
Sable	0/2 Seine Bernières		686
Ciment	CPA HP Corneilles		380
Eau			190
Nombre éprouvettes	42	Cône	4,3 cm
Nombre prismes	6	Petit mania.	13 s
Nombre 16x32	6	Volume	111,4 l
e/c	0,5	Volume pâte	311 l/m ³
Densité	2,387		

Tableau A1-XIII : Caractéristiques mécaniques des bétons D2, D6 et D10

Béton	Rés. compression	Rés. traction fend.	Module d'Young	Coeff. Poisson
	MPa	MPa	GPa	
D2	51,5	4,0	37,3	0,19
D10	53,6	4,1	42,5	0,21
D6	52,4	4,0	40,2	0,2

Tableau A1-XIV : Résultats des essais de traction à basse vitesse. Bétons D2, D6, D10

dσ/dt	Béton D2			Béton D10			Béton D6		
	σ max	E	ε _r	σ max	E	ε _r	σ max	E	ε _r
MPa/s	MPa	GPa	μdéf	MPa	GPa	μdéf	MPa	GPa	μdéf
0,05	3,73	38,0	116	4,22	43,4	108	3,97	42,8	105
0,05	3,57	37,4	104	3,76	42,8	104	4,78	41,2	135
0,05	3,92	38,7	114	3,94	42,4	105	5,02	41,6	138
0,05	3,68	40,1	100	4,48	40,6		4,49	39,4	145
0,05	4,86	38,8	140				4,11	42,8	127
0,05	4,30	37,1	135				4,25	40,0	120
0,05	3,34	37,8	130				4,92	44,1	123
0,05	4,47	37,6					4,44	40,1	
0,05							4,88	39,8	
0,05							4,76	39,5	
moyenne	3,98	38,2	120	4,10	42,3	106	4,56	41,1	128
écart-type	0,51	1,0	13	0,32	1,2	2	0,36	1,7	13
éc-type (%)	12,8	2,5	10,9	7,8	2,9	2,0	7,9	4,0	10,4
5	4,41	36,8	117	5,29	42,0	129	5,51	39,2	152
5	5,59	38,7	148	5,26	44,1	123	5,37	40,1	136
5	4,88	36,1	127	5,81	41,1	141	5,50	39,0	176
5	4,12	37,7	110	6,08	44,9	139	5,82	38,9	169
5				5,34	43,8	135	5,88	40,8	149
5							5,62	40,5	143
5							6,01	41,7	146
5							6,26	41,7	
5							4,96	40,4	134
5							6,04	40,6	
5							6,05	40,2	
5							6,14	40,0	
5							5,80	40,1	
moyenne	4,75	37,3	126	5,56	43,2	133	5,77	40,3	151
écart-type	0,64	1,1	17	0,37	1,6	7	0,36	0,9	15
éc-type (%)	13,5	3,0	13,4	6,7	3,6	5,6	6,2	2,2	9,9

Tableau A1-XV : Résultats des essais de traction à haute vitesse. Bétons D2, D6, D10

nb amor	béton D2				béton D10				béton D6			
	dσ/dt	σ _r	E	ε _r	dσ/dt	σ _r	E	ε _r	dσ/dt	σ _r	E	ε _r
	GPa/s	MPa	GPa	μdéf	GPa/s	MPa	GPa	μdéf	GPa/s	MPa	GPa	μdéf
8	3,03	6,81	43,3	153	3,03	6,89	42,4	170	2,98	6,64	45,1	160
8	2,96	6,31	42,3	153	3,03	6,86	46,8	137	2,88	6,78	45,4	172
8	3,00	6,86	42,0	174	2,94	6,56	46,3	128	2,86	6,78	45,6	156
8									2,75	6,64	43,7	160
8									2,86	6,83	47,0	156
8									2,92	6,75	45,2	160
moy.	3,00	6,66	42,5	160	3,00	6,77	45,2	145	2,88	6,74	45,3	161
éctyp	0,04	0,30	0,7	12	0,05	0,18	2,4	22	0,08	0,08	1,1	6
éc(%)	1,2	4,5	1,6	7,6	1,7	2,7	5,3	15,3	2,8	1,2	2,4	3,7
4	8,5	8,12	42,5	193	9,7	7,44	45,4	158	10,2	8,34	44,6	189
4	10,2	8,48	42,3	199	10,1	7,52	45,8	167	8,7	8,40	45,5	177
4	9,7	8,34	43,4	184	9,9	7,57	46,1	141	10,4	8,48	44,3	188
4									8,8	8,78	45,2	180
4									10,7	8,92	47,9	178
4									13,7	7,68	45,8	163
moy.	9,45	8,32	42,7	192	9,88	7,51	45,8	155	10,4	8,43	45,5	179
éctyp	0,90	0,18	0,6	8	0,16	0,07	0,3	13	1,8	0,43	1,3	9
éc(%)	9,5	2,2	1,4	3,9	1,6	0,9	0,7	8,5	17,3	5,1	2,9	5,3
1	49,9	9,60	41,2	250	53,8	7,27	45,1	156	56,0	9,06	45,4	208
1	55,0	8,78	41,3	222	74,8	7,99	44,9	169	71,7	8,92	43,5	207
1	35,6	8,75	40,1	211	42,8	8,59	44,6	206	70,5	9,30	43,1	217
1									50,5	9,30	43,5	210
1									63,1	8,67	43,0	210
1									60,2	8,26	44,3	188
moy.	46,8	9,05	40,9	228	57,1	7,95	44,9	177	62,0	8,92	43,8	207
éctyp	10,1	0,48	0,6	20	16,2	0,66	0,3	26	8,2	0,40	0,9	10
éc(%)	21,6	5,3	1,5	8,8	28,4	8,3	0,7	14,7	13,2	4,5	2,1	4,7

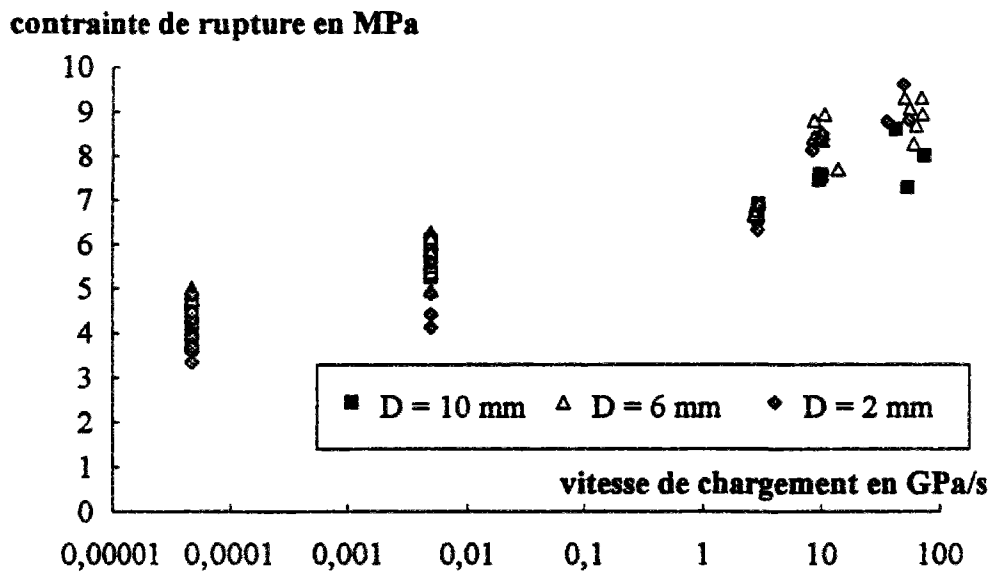


Figure A1-3 : Evolution de la résistance en traction avec la vitesse de chargement

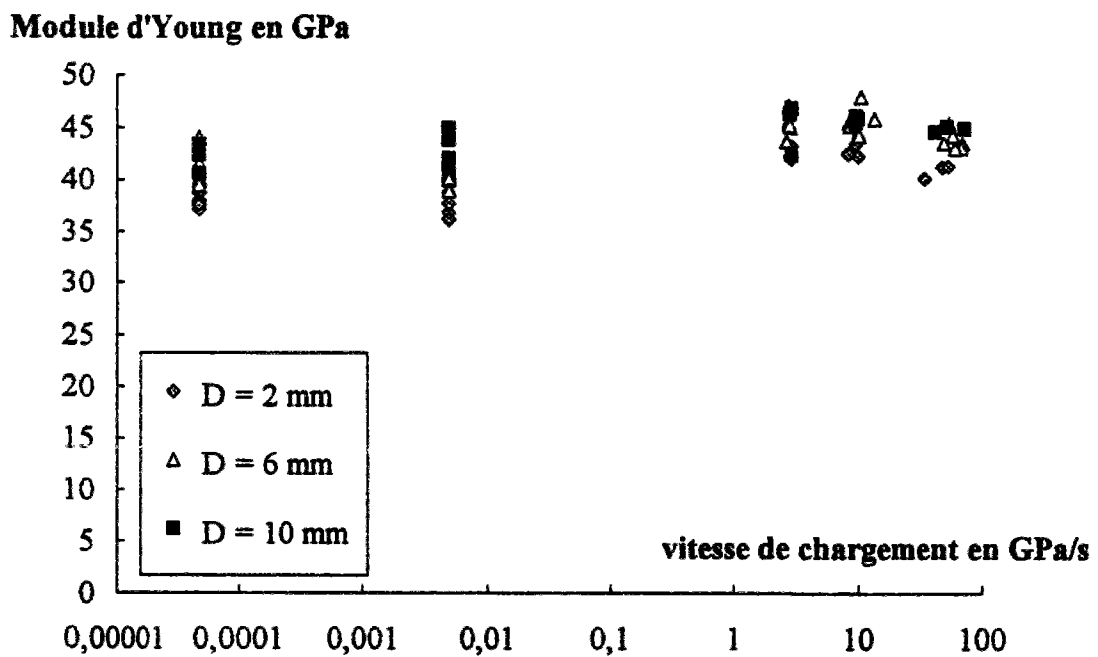


Figure A1-4 : Evolution du module d'Young avec la vitesse de chargement

déformation ultime en $\mu\text{déf}$

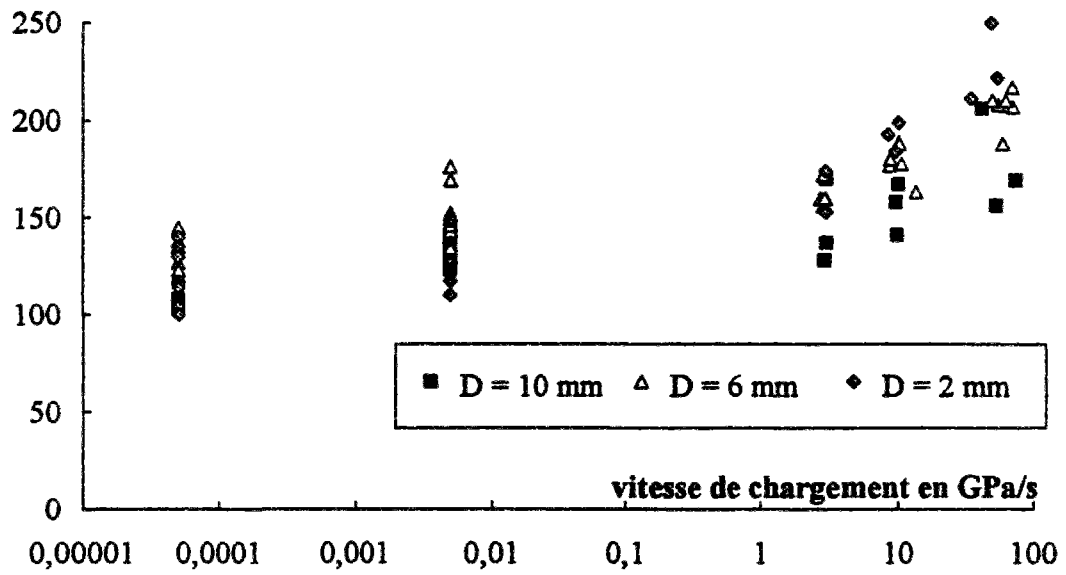


Figure A1-5 : Evolution de la déformation lors de la rupture avec la vitesse de chargement

Effet du volume de pâte de ciment

Tableau A1-XVI : Composition du béton à fort volume de pâte

Nature des matériaux	provenance	dosage
microgranite 6 - 10 mm	Pont de Colonne	1041 kg/m ³
sable silico-calcaire 0 - 4 mm	Bernières (sable de Seine)	609 kg/m ³
ciment CPA HP	Cormeilles	459 kg/m ³
eau		232 l/m ³

Tableau A1-XVII : Caractéristiques du béton à fort volume de pâte

Caractéristique	unité	Béton vol. pâte 0,38
masse volumique	kg/m ³	2319
affaissement cône	cm	14
temps mania. LCL	s	5
Rés. compression	MPa	42,0
Rés. traction fend.	MPa	3,39
Coeff. de Poisson		0,19
Module d'Young	GPa	35,4

Tableau A1-XVIII : Béton à fort volume de pâte. Résultats LCPC - basse vitesse

dσ/dt	σ max	E	εr
MPa/s	MPa	GPa	μéf
0,05	3,46	34,5	104
0,05	3,56	34,0	112
0,05	3,21	33,7	96
0,05	4,03	34,7	142
0,05	3,88	34,2	122
moyenne	3,63	34,2	115
écart-type	0,33	0,4	18
écart-type (%)	9,1	1,2	15,5
5	4,29	34,8	113
5	4,85	35,8	146
5	3,90	35,1	136
5	4,41	33,0	119
5	3,84	32,8	119
5	4,05	35,5	141
5	3,75	34,4	112
moyenne	4,26	34,3	127
écart-type	0,41	1,3	14
écart-type (%)	9,6	3,8	11,1

Tableau A1-XIX: Béton à fort volume de pâte. Résultats bruts LPMM - haute vitesse

	$d\sigma/dt$	σ_{max}	E	ϵ_r
	MPa/s	MPa	GPa	$\mu\text{d}\epsilon_f$
	0,94	2,65	36,2	77
moyenne	0,94	2,65	36,2	77
	10,5	3,11	35,1	96
	13,2	3,15	30,5	132
	15,9	2,95	41,3	89
moyenne	13,2	3,07	35,6	106
écart-type	2,7	0,11	5,4	23
écart-type (%)	20,5	3,4	15,2	21,8
	425	4,16	35,1	127
	447	3,71	35,7	111
	405	3,60	34,0	126
moyenne	426	3,82	34,9	121
écart-type	21	0,30	0,9	9
écart-type (%)	4,9	7,8	2,5	7,4

contrainte de rupture en MPa

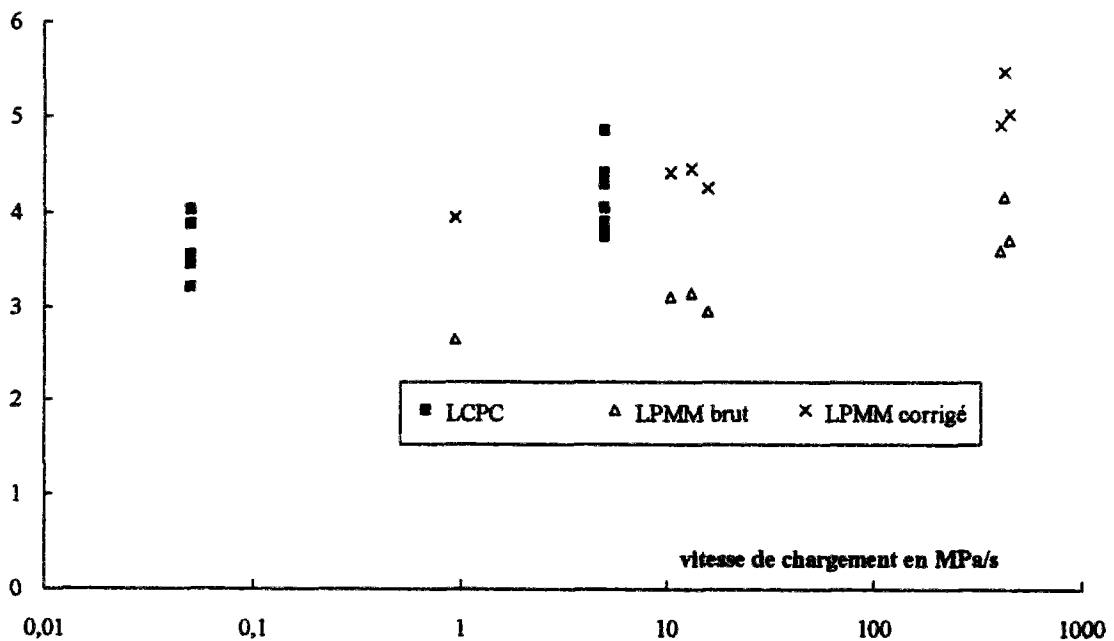


Figure A1-6 : Evolution de la contrainte de rupture. Béton à fort volume de pâte

déformation ultime en $\mu\text{d}\acute{\text{e}}\text{f}$

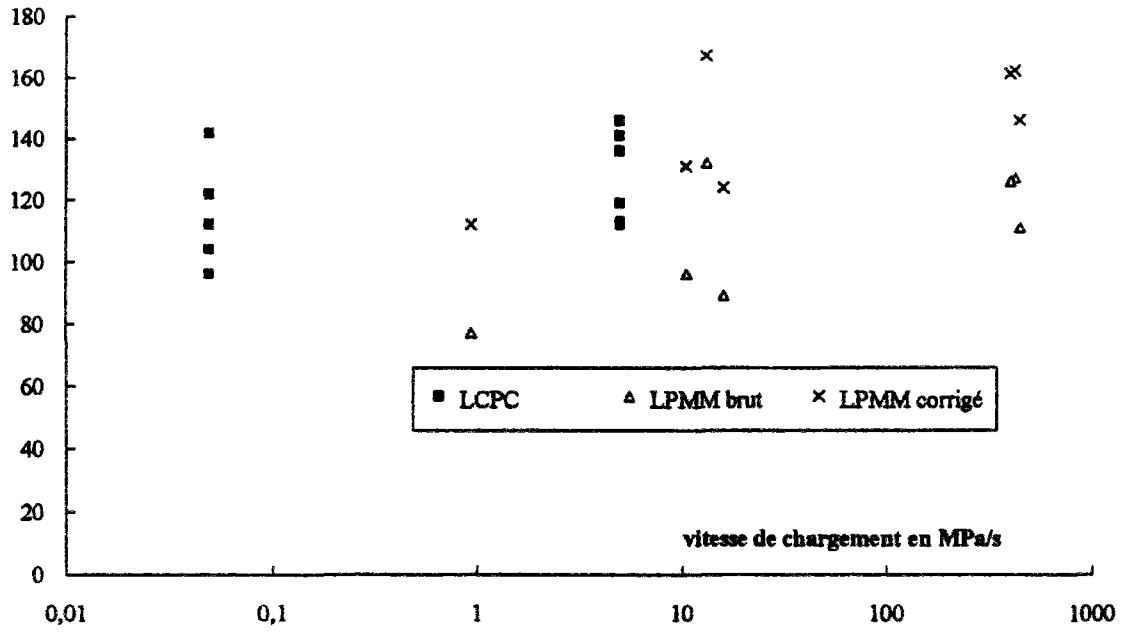


Figure A1-7 : Evolution de la déformation ultime. Béton à fort volume de pâte

Module d'Young en GPa

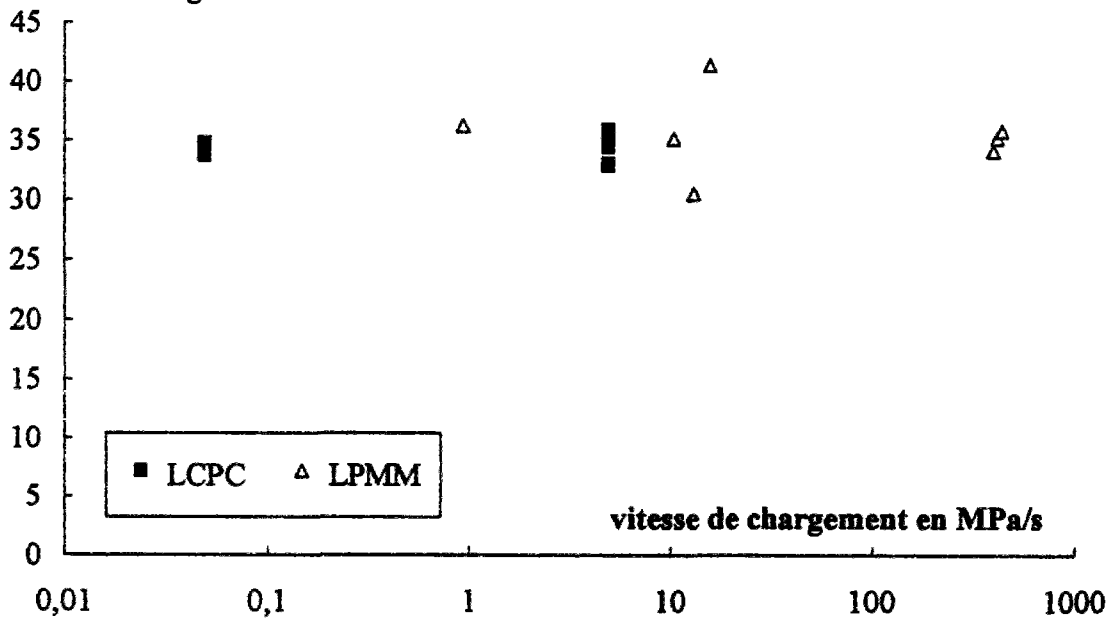


Figure A1-8 : Evolution du module d'Young. Béton à fort volume de pâte

Annexe 2 : Essais de dalles. Traitement des données

Organigrammes du traitement des données et des programmes de filtrage et d'exploitation

Tableau A2-I: Organigramme de traitement des données

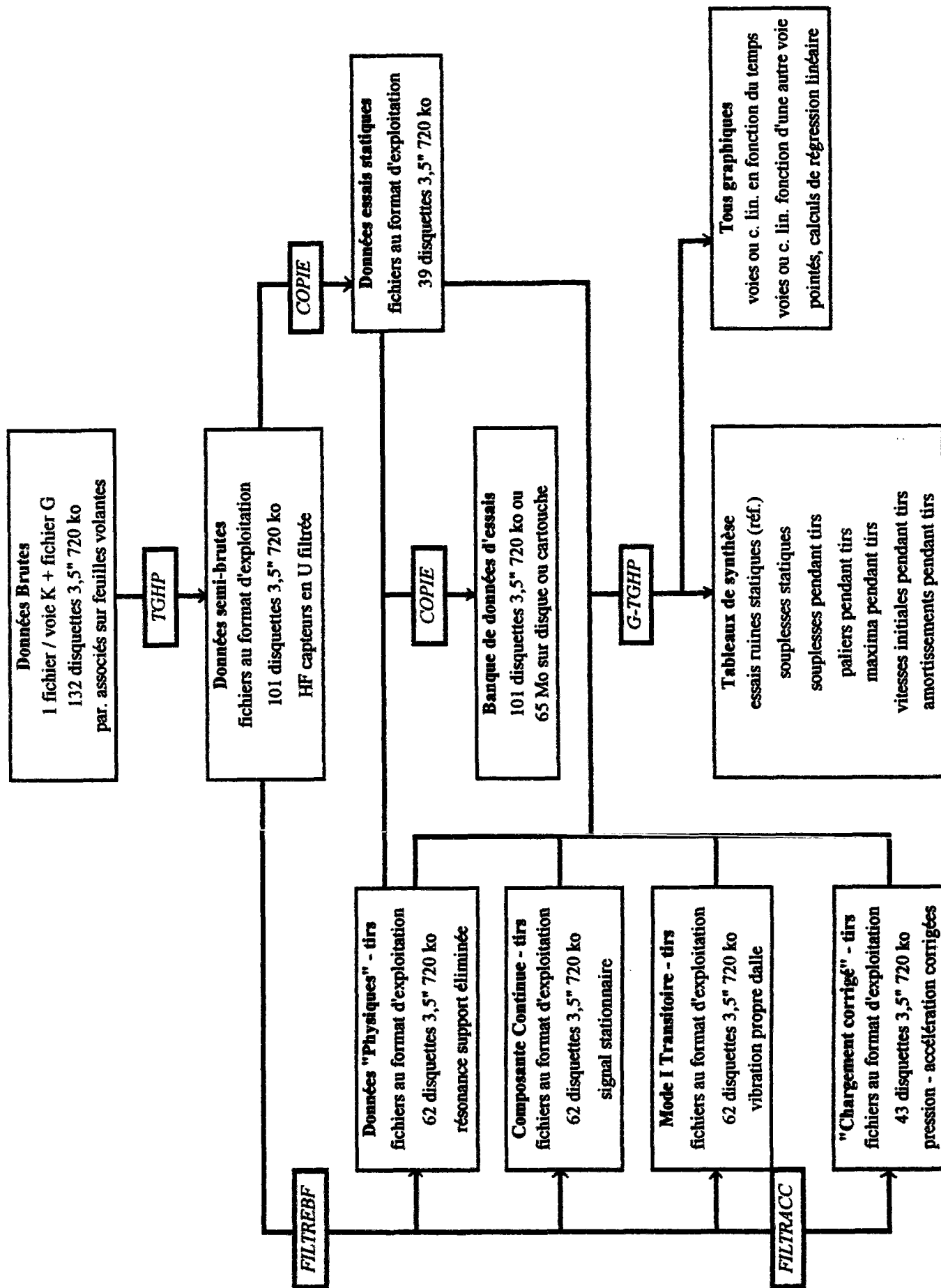


Tableau A2-II : Organigramme du programme TGHP

TGHP

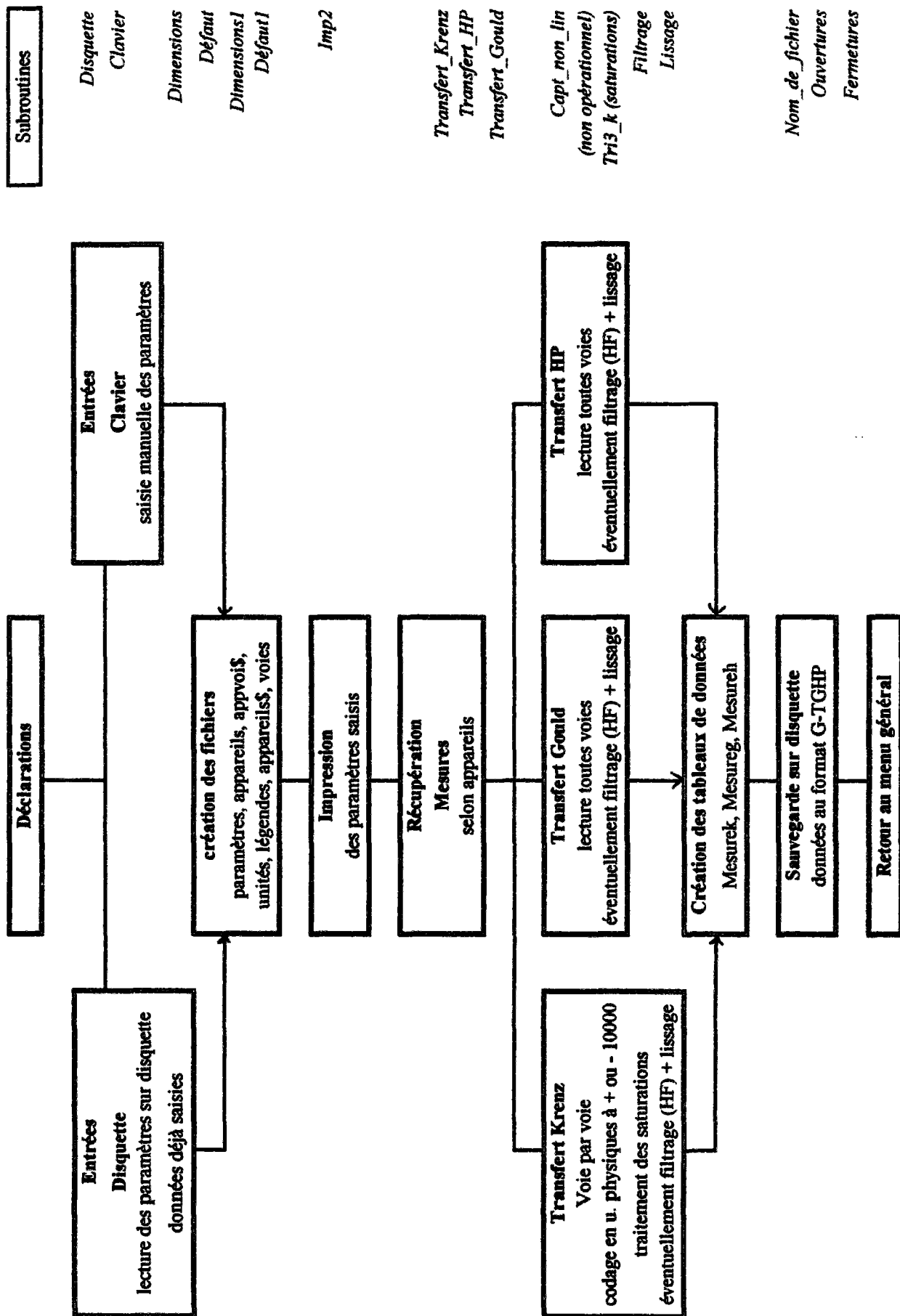
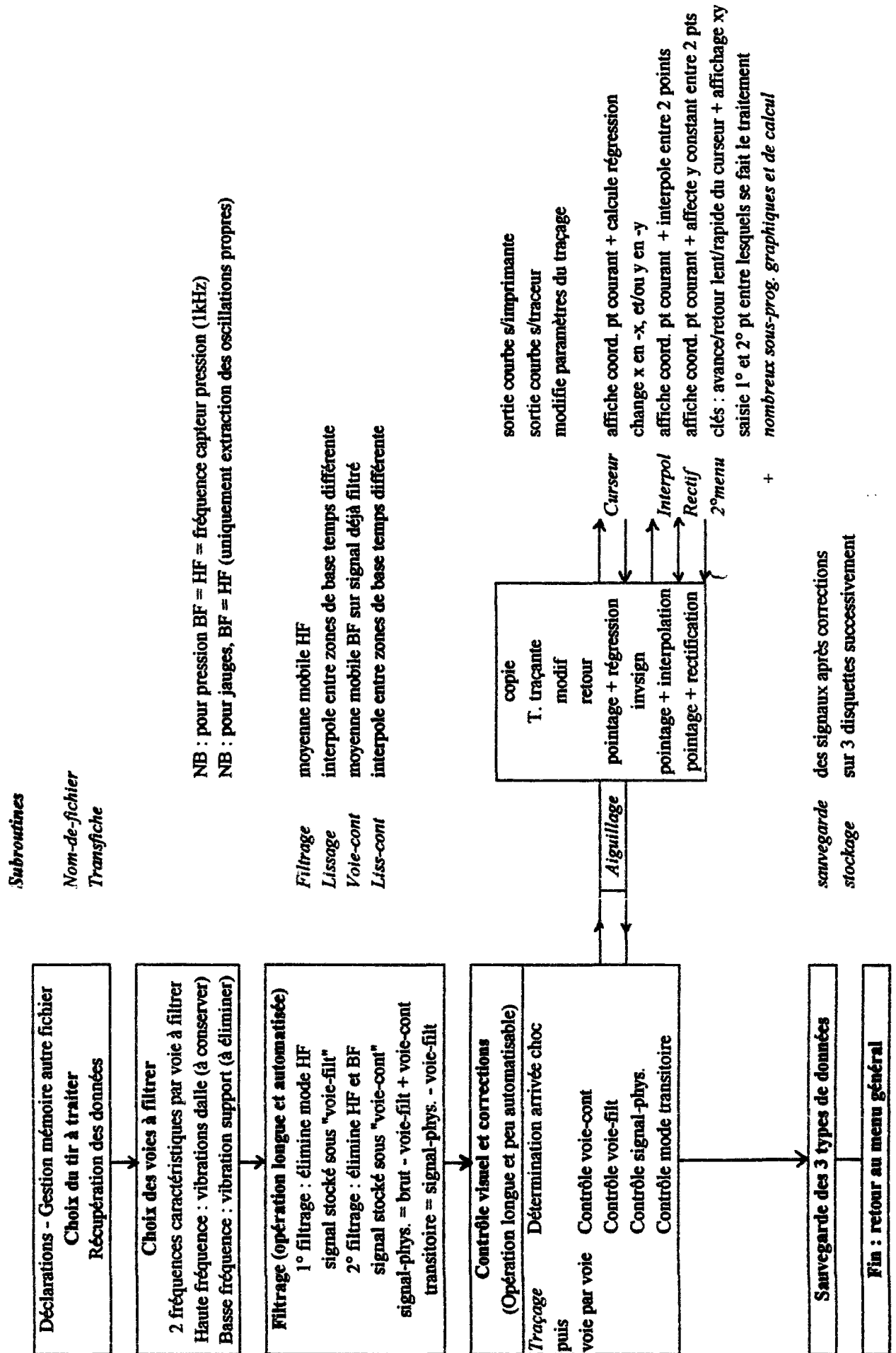


Tableau A2-III: Organigramme du programme FILTREBF

FILTREBF



Subroutines

*Nom-de-fichier
Transfiche*

NB : pour pression BF = HF = fréquence capteur pression (1kHz)
NB : pour jauges, BF = HF (uniquement extraction des oscillations propres)

Filtrage : moyenne mobile HF
Lissage : interpole entre zones de base temps différente
Voie-cont : moyenne mobile BF sur signal déjà filtré
Liss-cont : interpole entre zones de base temps différente

sauvegarde : des signaux après corrections
stockage : sur 3 disquettes successivement

Tableau A2-IV. Organigramme du programme FILTRACC

FILTRACC

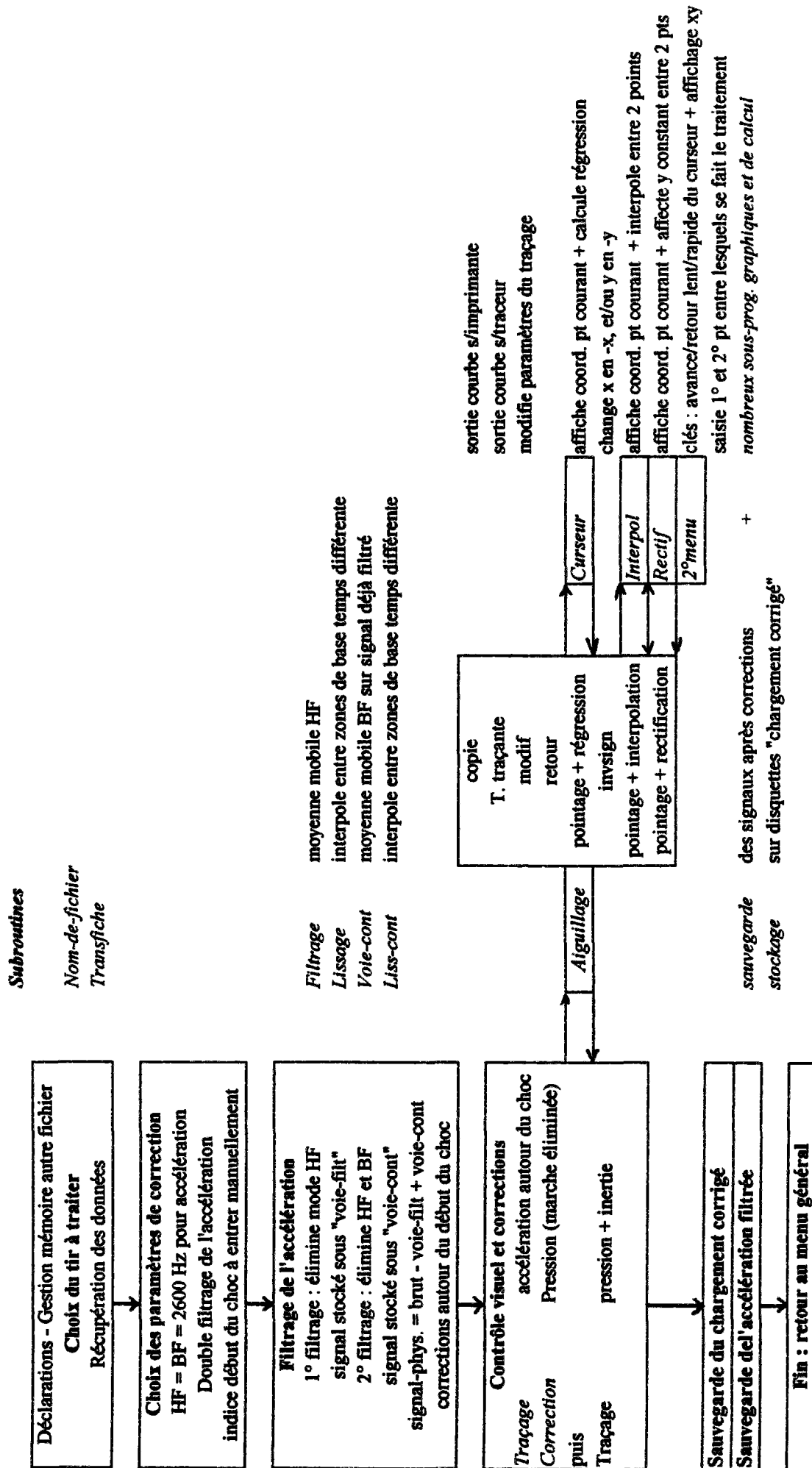
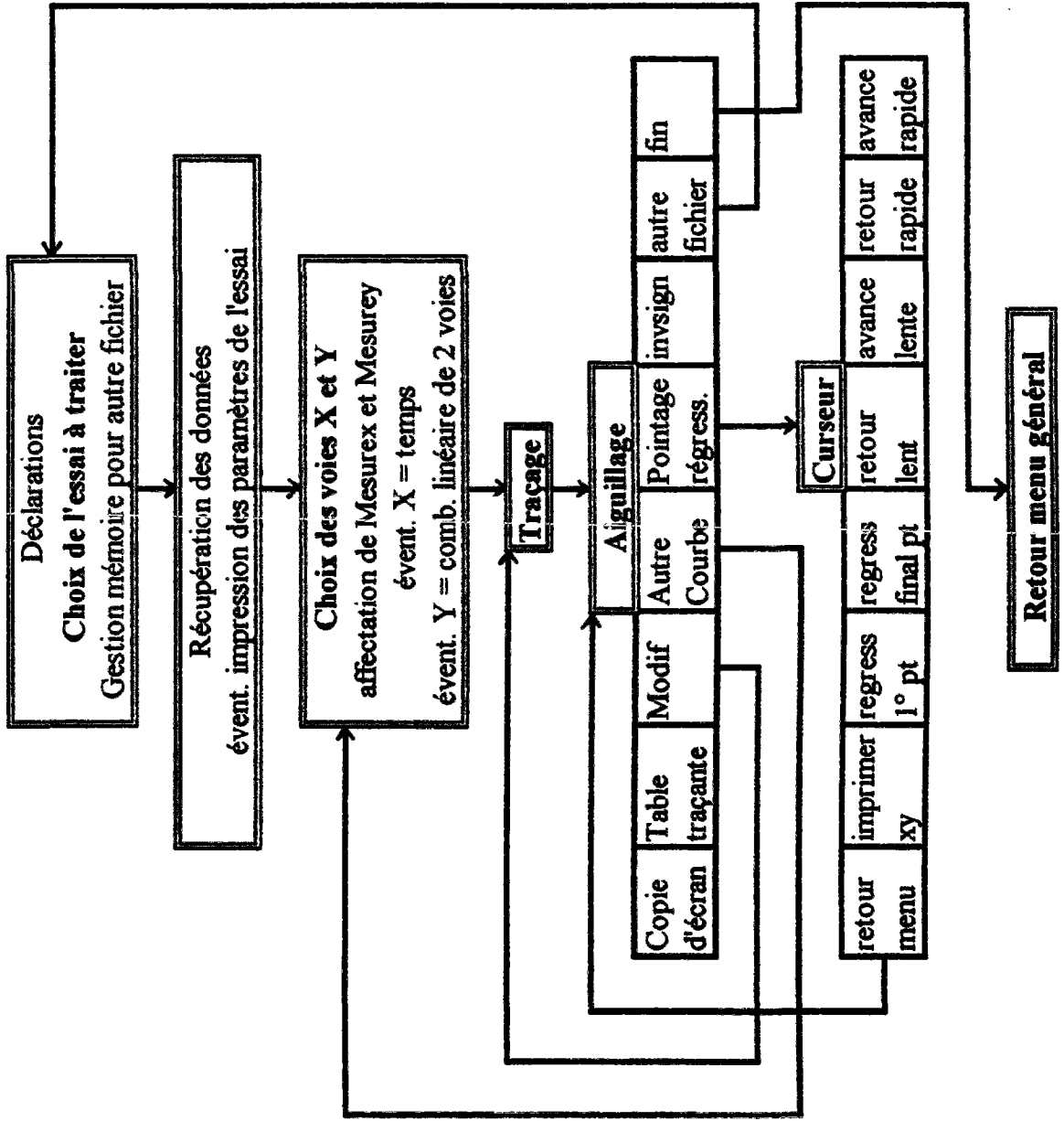


Tableau A2-V. Organigramme du programme G_TGHP

G_TGHP

Subroutines	Sorties
<i>Nom-de-fichier</i> <i>Transfiche</i> <i>Impression</i>	paramètres sur papier
<i>Dec-temps</i>	
<i>Copie</i> <i>Invsign</i> <i>(Tt)</i>	Courbe (traceur) sur papier ou transparent Courbe (imprimante) sur papier
<i>(Courseur)</i> <i>Dec-temps2</i> <i>régression</i> <i>valaf</i>	Coordonnées xy sur papier Paramètres régression sur papier



Annexe 3 : Essais de dalles. Données chiffrées complètes

Rappel de l'instrumentation

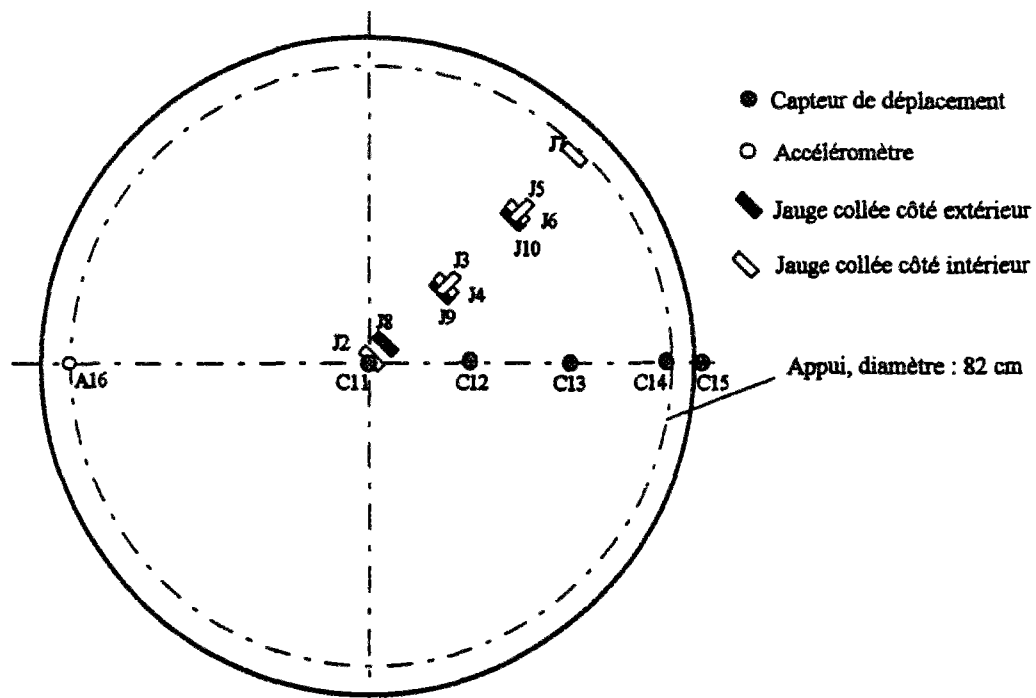


Figure A2-1 : Instrumentation des dalles en béton non armé testées par chocs successifs (dalle vue de l'extérieur)

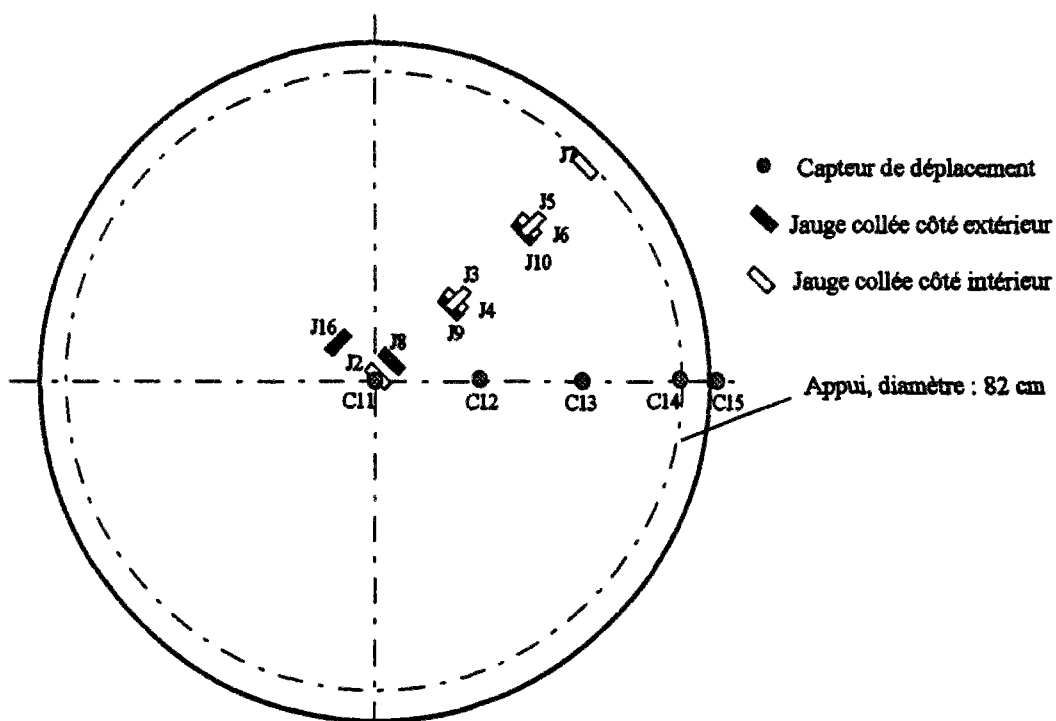


Figure A2-2 : Instrumentation des dalles en béton non armé testées en statique (dalle vue de l'extérieur)

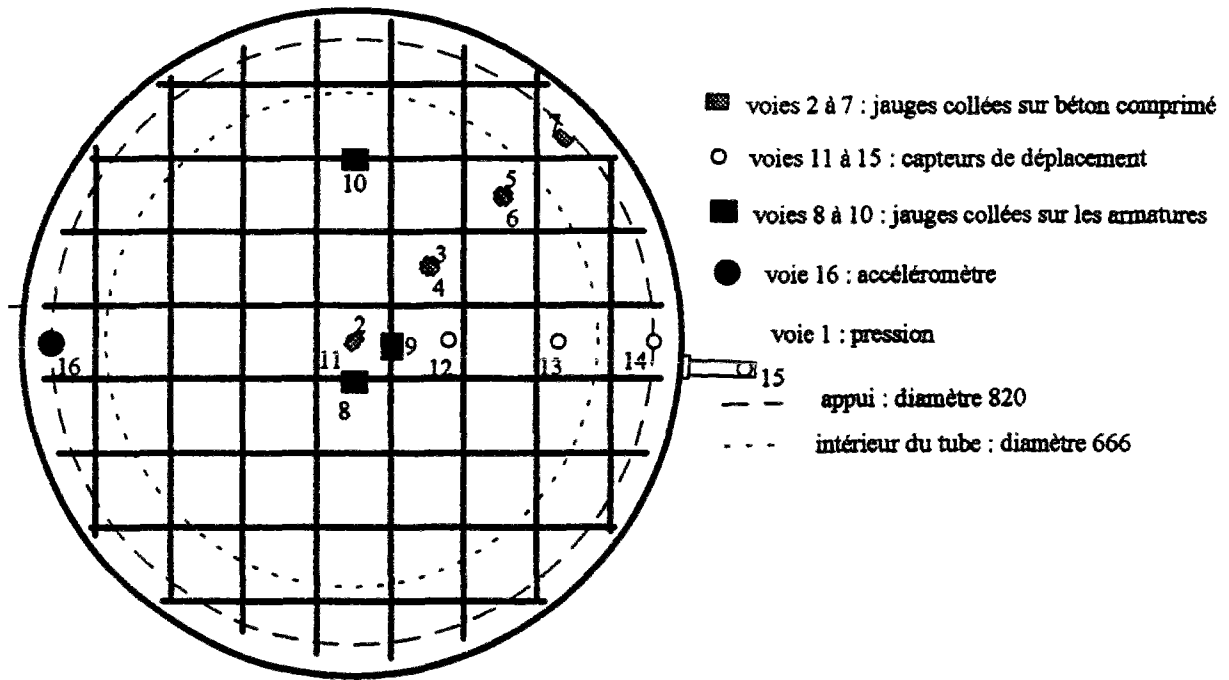


Figure A2-3 : Instrumentation des dalles en béton armé testées par chocs successifs (dalle vue de l'extérieur)

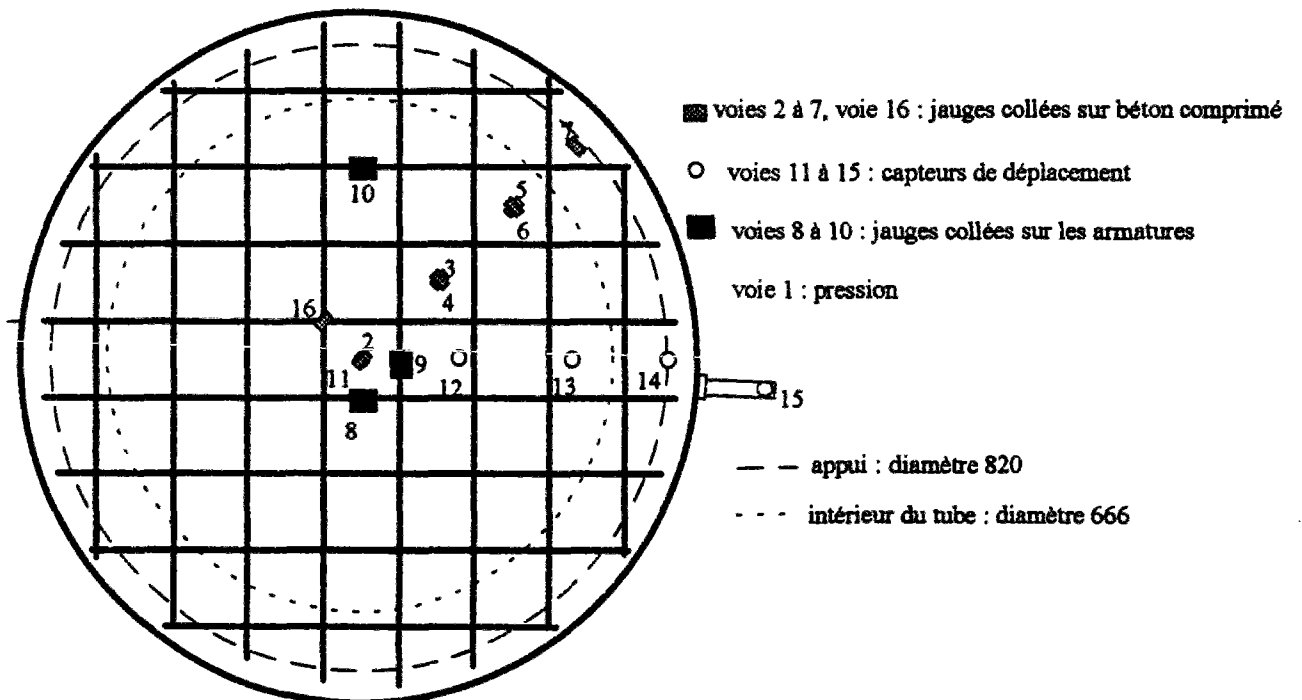
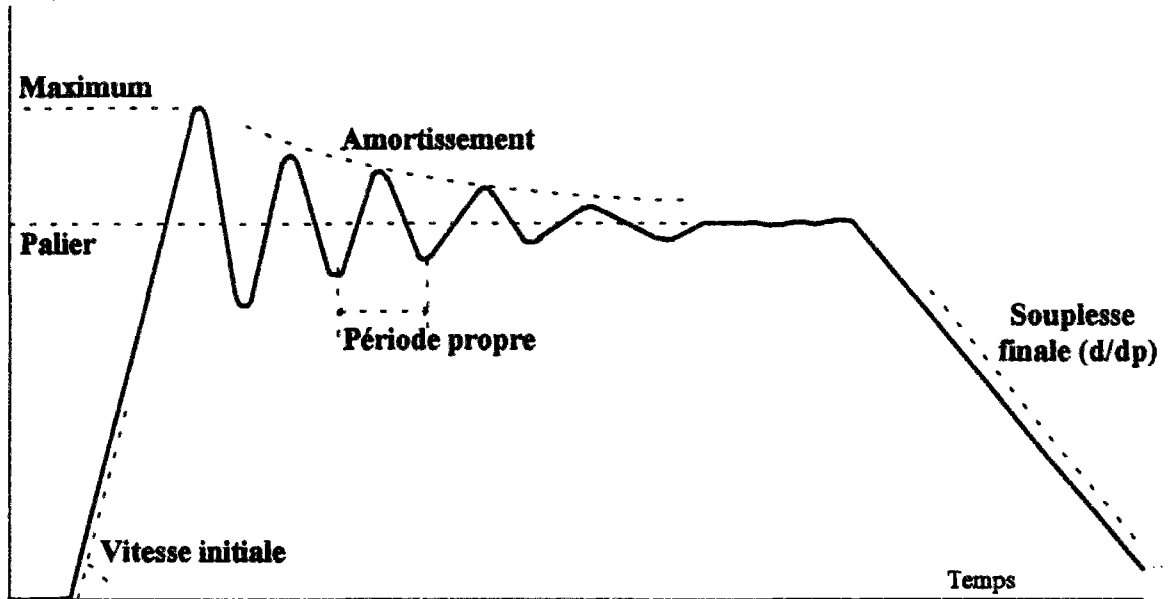


Figure A2-4 : Instrumentation des dalles en béton armé testées en statique (dalle vue de l'extérieur)

Grandeurs caractéristiques d'un signal de réponse lors d'un tir

Signal de déplacement ou de déformation



Rappel de la nomenclature des fichiers

On donne ci-après in extenso les tableaux de synthèse (format : feuilles de calcul EXCEL). Ils résument l'ensemble des données chiffrées "utilisables" issues de ces essais, dans la mesure où ils fournissent une description approchée des enregistrements "complets", selon le schéma ci-dessus. Les enregistrements complets sont par ailleurs disponibles sous forme de fichiers de données HP, avec le logiciel d'exploitation (graphique notamment) G_TGHP adapté.

Sont présentés successivement :

- les essais de référence : dalles testées en statique ; fichiers STATREF*.xls
- pour les dalles testées par chocs successifs : souplesse lors des chargements quasi-statiques ; fichiers SOUPSTA*.xls
- dalles testées par chocs successifs : souplesse lors des tirs (décharge relativement lente) ; fichiers SOUPTIR*.xls
- dalles testées par chocs successifs : vitesses initiales lors des tirs ; fichiers VINITIR*.xls
- dalles testées par chocs successifs : valeurs maximales lors des tirs (1^o oscillation) ; fichiers MAXTIR*.xls
- dalles testées par chocs successifs : valeurs stationnaires "paliers" atteintes lors des tirs ; fichiers PALTIR*.xls
- dalles testées par chocs successifs : amortissement mesuré pendant les tirs ; fichiers AMOTIR*.xls.

(Le symbole * représente l'initiale caractéristique de chaque dalle.)

On donne en outre un tableau de synthèse des accélérations sur appui et chargements corrigés résultants, issus du traitement par FILTRACC.

Accélérations et chargement effectif

Dalle	Tir	P nominale kPa	Pmaxi (brut) kPa	P paller kPa	P+inertie maxi kPa	accél. min ms-2	accél. max ms-2	
GR I	92035063	75	63	57	67	-32	31	
	92036065	100	97	87	108	-40	66	
	92038065	125	122	110	135	-58	82	
	92040066	150	150	150	168	-73	101	
GR II	92023058	50	41	31	54	-51	64	
	92024058	75	64	56	74	-53	61	
	92025058	100	96	84	116	-88	116	
	92027058	125	120	110	145	-121	140	
	92029062	150	148	135	181	-185	183	
	H	91072161	100	107	94	114	-42	44
		91075162	150	145	132	153	-66	52
I	91149312	50	38	26	45	-23	18	
	91151312	100	92	80	98	-43	32	
	91152312	150	148	133	152	-70	30	
	91154316	175	174	174	179	-70	32	
	91156316	200	205	205	212	-58	51	
	91158316	225	228	228	231	-80	28	
J	91163318	50	42	26	51	-31	28	
	91164318	100	94	82	99	-43	37	
	91165319	150	149	134	158	-77	58	
	91167319	175	174	174	190	-70	88	
L	91134309	50	36	27	42	-20	17	
	91135309	100	92	78	99	-36	36	
	91136309	150	148	132	160	-58	69	
	91138309	175	172	172	180	-49	45	
	91140309	200	203	203	211	-48	53	
	91142310	225	227	227	234	-59	50	
	M	91120302	50	39	26	46	-15	18
91122302		100	92	80	97	-22	33	
91123302		150	145	131	151	-52	41	
91125303		175	175	175	185	-61	62	
91127303		200	199	199	202	-69	27	
91129304		225	228	228	221	-41	19	
U	92072118	100	91	80	99	-55	47	
	92073118	150	145	132	159	-67	86	
	92075119	175	170	155	185	-83	88	
O	91172323	50	32	31	35	-11	15	
	91173323	100	92	80	96	-40	29	
	91174324	150	146	132	150	-58	32	
	91175324	175	170	170	176	-71	40	
	91177324	200	201	201	209	-77	60	
	91179324	225	225	225	243	-80	104	
P	91184337	50	37	33	37	-25	13	
	91185337	100	92	82	102	-55	59	
	91186337	150	149	135	173	-93	138	
	91188338	175	175	175	200	-128	120	
	91190338	200	206	206	222	-110	92	
	91192338	225	228	228	260	-114	180	

Dalle	Tir	P nominale kPa	Pmaxi (brut) kPa	P palier kPa	P+inertie maxi kPa	accél. min ms-2	accél. max ms-2
R	91197339	50	43	35	41	-24	23
	91198340	75	65	55	61	-43	15
	91199340	100	92	81	98	-47	39
	91201340	125	123	111	132	-72	58
	91203340	150	150	137	157	-91	47
	91205344	175	175	175	195	-104	115
S	91208344	50	40	34	36	-11	10
	91209345	75	65	55	60	-24	11
	91210345	100	96	82	102	-34	30
	91212345	125	126	113	128	-52	30
	91214345	150	150	136	152	-59	19
	91216345	175	172	172	177	-60	28
E	91030141	300	269	269	274	-74	45
	91032141	400	360	360	275	-141	56
	91034142	500	465	466	463	-117	58
	91036142	600	550	550	568	-145	173
	91038142	700	639	639	710	-210	347
	91040147	900	863	863	951	-465	449
F	91053154	100	89	77	90	-19	26
	91054154	150	145	129	150	-51	36
	91055155	200	195	176	200	-59	42
	91056155	250	246	246	252	-86	57
	91058155	350	323	323	340	-99	55
	91060155	380	363	363	374	-91	57
G	91064156	600	550	550	530	-279	
	91066156	700	690	690	758	-194	320
	91043149	50	46	46	48	-22	8
	91044149	700	684	684	726	-139	175
	91046150	200	198	198	205	-51	16
	91048151	300	252	252	268	-41	57
W	92080120	50	37	34	37	-19	18
	92081120	100	104	92	110	-47	39
	92082120	150	142	128	150	-81	59

Fichiers "STATREF" - Dalles testées en statique

Dalle GR III	rayon mm	souplesse initiale	Unité "souplesse"	Fissuration début non linéarité	Rupture	Unité	Vitesse initiale	Unité
p				149	150	kPa	200	Pa/s
J2	0	-31	microdéf/bar	-44	-59	microdéf	-48	nanodéf/s
J3	140	-17	microdéf/bar	-20	-24	microdéf	-9	nanodéf/s
J4	140	-99	microdéf/bar	-169	-185	microdéf	-214	nanodéf/s
J5	280	-7	microdéf/bar	-3	0	microdéf	5	nanodéf/s
J6	280	-98	microdéf/bar	-149	-176	microdéf	-188	nanodéf/s
J7	400	-82	microdéf/bar	-132	-142	microdéf	-152	nanodéf/s
J8	30	103	microdéf/bar	225	354	microdéf	243	nanodéf/s
J9	140	103	microdéf/bar	153	100	microdéf	218	nanodéf/s
J10	280	89	microdéf/bar	148	259	microdéf	208	nanodéf/s
J16	50	39	microdéf/bar	66	78	microdéf	98	nanodéf/s
C11-C14	0	-229	micron/bar	-355	-393	micron	-505	nanom/s
C12-C14	137	-228	micron/bar	-368	-390	micron	-517	nanom/s
C13-C14	277	-126	micron/bar	-217	-228	micron	-327	nanom/s
C15-C14/136	450	809	millirad/bar	1301	1338	microrad	1680	nanorad/s
Fréquence initiale			300 Hz					
Observations			très peu de non linéarité					

Dalle K	rayon mm	souplesse initiale 1° (& 2°) tir	souplesse après fissu.	Unité "souplesse"	Fissuration début non linéarité	Rupture	Unité	Vitesse initiale (2° tir)	Unité
p					200	210	kPa	184	Pa/s
J2	0	-103	-1421	microdéf/bar	-237	-440	microdéf	-198	nanodéf/s
J3	140	-73	-2172	microdéf/bar	-137	-320	microdéf	-124	nanodéf/s
J4	140	-84	-1488	microdéf/bar	-203	-246	microdéf	-169	nanodéf/s
J5	280	-33	101	microdéf/bar	-59	-49	microdéf	-52	nanodéf/s
J6	280	-67	-797	microdéf/bar	-156	-191	microdéf	-130	nanodéf/s
J7	400	-44		microdéf/bar	-105	-98	microdéf	-96	nanodéf/s
J8	30	87		microdéf/bar	215	79	microdéf	221	nanodéf/s
J9	140	82	24490	microdéf/bar	274		microdéf	166	nanodéf/s
J10	280	64	765	microdéf/bar	146	237	microdéf	122	nanodéf/s
J16	50	89	1053	microdéf/bar	234	278	microdéf	222	nanodéf/s
C11-C14	0	-119	-2927	micron/bar	-277	-964	micron	-204	nanom/s
C12-C14	137	-104	-2857	micron/bar	-243	-825	micron	-172	nanom/s
C13-C14	277	-61	-1301	micron/bar	-124	-389	micron	-86	nanom/s
C15-C14/136	450	632	13316	millirad/bar	1603	5397	microrad	1532	nanorad/s
Fréquence initiale				410 Hz					
Observations			non linéarité très réduite						

Dalle N	rayon mm	souplesse initiale	écrouissage après fissu.	Unité "souplesse"	Fissuration début non linéarité	Rupture	Unité	Vitesse avant 1° fissu.	Vitesse après 1° fissu.	Unité
p					148	172	kPa	172	172	Pa/s
J2	0	-66	-211	microdéf/bar	-149	-406	microdéf	-160	-341	nanodéf/s
J3	140	-61	-71	microdéf/bar	-88	-105	microdéf	-103	-113	nanodéf/s
J4	140	-59	0	microdéf/bar	-79	-86	microdéf	-112	-17	nanodéf/s
J5	280	-30	-33	microdéf/bar	-42	-54	microdéf	-58	-41	nanodéf/s
J6	280	-48	-26	microdéf/bar	-64	-68	microdéf	-84	-45	nanodéf/s
J7	400	-27	-14	microdéf/bar	-32	-40	microdéf	-51	-35	nanodéf/s
J8	30	61	256	microdéf/bar	183	103	microdéf	303	411	nanodéf/s
J9	140	62	8	microdéf/bar	76	76	microdéf	125	13	nanodéf/s
J10	280	53	40	microdéf/bar	66	71	microdéf	107	69	nanodéf/s
J16	50	111		microdéf/bar	134		microdéf	153		nanodéf/s
C11-C14	0	-129	-827	micron/bar	-217	-879	micron	-287	-1354	nanom/s
C12-C14	137	-107	-566	micron/bar	-177	-589	micron	-232	-913	nanom/s
C13-C14	277	-97	-326	micron/bar	-150	-376	micron	-190	-498	nanom/s
C15-C14/136	450	537	2654	millirad/bar	689	2441	microrad	1087	4084	nanorad/s
Fréquence initiale					455 Hz					
Observations	régime fissuré important									

Dalle T	rayon mm	souplesse initiale	écrouissage après fissu.	Unité "souplesse"	Fissuration début non linéarité	Rupture	Unité	Vitesse avant 1° fissu.	Vitesse après 1° fissu.	Unité
p					75	131	kPa	1624	150	Pa/s
J2	0	-64	-105	microdéf/bar	-59	-164	microdéf	-534	-145	nanodéf/s
J3	140	-66	-83	microdéf/bar	-56	-127	microdéf	-485	-115	nanodéf/s
J4	140	-82	-17	microdéf/bar	-62	-30	microdéf	-511	-28	nanodéf/s
J5	280	-38	-32	microdéf/bar	-30	-59	microdéf	-278	-45	nanodéf/s
J6	280	-76	-72	microdéf/bar	-57	-84	microdéf	-517	-105	nanodéf/s
J7	400	-55	-114	microdéf/bar	-59	-166	microdéf	-475	-155	nanodéf/s
J8	30	96	-2	microdéf/bar	180	342	microdéf	775	22	nanodéf/s
J9	140	75	37	microdéf/bar	61	47	microdéf	504	50	nanodéf/s
J10	280	51	79	microdéf/bar	27	61	microdéf	268	113	nanodéf/s
J16	50	63	37	microdéf/bar	239	356	microdéf	511	51	nanodéf/s
C11-C14	0	-134	-1035	micron/bar	-198	-1140	micron	-1059	-1438	nanom/s
C12-C14	137	-123	-706	micron/bar	-143	-786	micron	-955	-993	nanom/s
C13-C14	277	-75	-340	micron/bar	-78	-393	micron	-602	-480	nanom/s
C15-C14/136	450	581	2632	millirad/bar	728	2956	microrad	3499	3685	nanorad/s
Fréquence initiale					430 Hz					
Observations	régime fissuré à durée importante									

Dalle V	rayon souplesse		écrouiss.		souplesse		écrouiss Unité		Fissuration		Plastif.		déb. stade		Rupture		Vitesse		V. écouiss.		Unité		
	mm	initiale	après fissu.	ap. fissu.	ap. plast.	acier plast.	ultime	"souplesse"	1° nonlin.	1° nonlin.	aciers	ultime	ultime	ultime	ultime	ultime	ultime	ap. 1° fissu.	ap. plastif.	stade ultime	stade ultime	Pa/s	Pa/s
P																							
J2	0	-47	-182	-76	-148	-587	microdéf/bar	102	211	475	641	kPa	5345	5345	5991	4876	5345	5991	5345	5991	4876	4876	Pa/s
J3	140	-42	-117	-130	-74	1555	microdéf/bar	-56	-318	-694	-938	microdéf	-3085	-3085	-8279	-26650	-3085	-8279	-3085	-8279	-26650	-26650	nanodéf/s
J4	140	-74	-146	-75	-109	-541	microdéf/bar	-64	-140	-342	-200	microdéf	-4572	-4572	-4109	7583	-4572	-4109	-4572	-4109	7583	7583	nanodéf/s
J5	280	-16	-48	-29	-48	705	microdéf/bar	-34	-127	-225	-1190	microdéf	-3876	-3876	-6502	-22620	-3876	-6502	-3876	-6502	-22620	-22620	nanodéf/s
J6	280	-62	-430	-75	-259	-1005	microdéf/bar	-62	-486	-1150	-2320	microdéf	-3391	-3391	-20650	-38060	-3391	-20650	-3391	-20650	-38060	-38060	nanodéf/s
J7	400	-52	-75	-69	-69	-384	microdéf/bar	-52	-178	-244	-644	microdéf	-4105	-4105	-2011	-16710	-4105	-2011	-4105	-2011	-16710	-16710	nanodéf/s
J8	30	34	2824	716	716	8873	microdéf/bar	136	683	3280	4300	microdéf	5676	5676	40170	435500	5676	40170	5676	40170	435500	435500	nanodéf/s
J9	140	28	1058	564	564	1640	microdéf/bar	25	157	2400	4300	microdéf	2353	2353	31250	69850	2353	31250	2353	31250	69850	69850	nanodéf/s
J10	280	50	808	509	509	8513	microdéf/bar	288	942	2170	66176	microrad	6047	6047	28060	430800	6047	28060	6047	28060	430800	430800	nanodéf/s
J16	71	-84	-407	-262	-262	1322	microdéf/bar	-166	-464	-1210	-920	microdéf	-5434	-5434	-14420	44830	-5434	-14420	-5434	-14420	44830	44830	nanodéf/s
C11-C14	0	-166	-2396	-1277	-1277	-9946	micron/bar	-265	-1030	-5690	-18600	micron	-11980	-11980	-72150	-466700	-11980	-72150	-11980	-72150	-466700	-466700	nanom/s
C12-C14	137	-160	-2027	-1101	-1101	-6691	micron/bar	-208	-827	-4830	-12500	micron	-10700	-10700	-95790	-291700	-10700	-95790	-10700	-95790	-291700	-291700	nanom/s
C13-C14	277	-136	-1176	-649	-649	-3174	micron/bar	-108	-404	-2810	-6390	micron	-4346	-4346	-37000	-153700	-4346	-37000	-4346	-37000	-153700	-153700	nanom/s
C15-C14/136	450	801	6853	2507	2507	62572	millirad/bar	934	3551	11397	85294	µrad	545300	545300	147940	2922800	545300	147940	545300	147940	2922800	2922800	nanorad/s

Fréquence initiale (7) 350 Hz

attention souplesse <> écouissage en phase "plastique"

Dalle Y	rayon souplesse		écrouiss.		écrouiss.		Unité		Fissu.		Plastif.		déb. stade		décoch.		Rupture		Vitesse		Unité		
	mm	initiale	ap. fissu.	plast.	aciers	ultime	"souplesse"	1° nonlin.	1° nonlin.	aciers	ultime	ultime	ultime	ultime	ultime	ultime	ultime	ultime	ultime	ap. 1° fissu.	ap. plastif.	stade ultime	stade ultime
P																							
J2	0	-55	-88	-76	-76	µdéf/bar	147	289	490	558	608	kPa	6440	6440	5749	1942	6440	5749	6440	5749	1942	1942	Pa/s
J3	140	-37	-88	-130	-130	µdéf/bar	-103	-279	-638	-836	-361	µdéf	-3814	-3814	-5339	-3527	-3814	-5339	-3814	-5339	-3527	-3527	nanodéf/s
J4	140	-65	-17	-75	-75	µdéf/bar	-57	-178	-394	-364	-125	µdéf	-2380	-2380	-5150	-5837	-2380	-5150	-2380	-5150	-5837	-5837	nanodéf/s
J5	280	-25	-50	-29	-29	µdéf/bar	-132	-215	-443	-696	-599	µdéf	-4363	-4363	-1408	-3532	-4363	-1408	-4363	-1408	-3532	-3532	nanodéf/s
J6	280	-53	-77	-364	-364	µdéf/bar	-59	-151	-240	-252	-303	µdéf	-1757	-1757	-3032	-1135	-1757	-3032	-1757	-3032	-1135	-1135	nanodéf/s
J7	400	-46	-55	-366	-366	µdéf/bar	-169	-361	-1050	-1200	-2020	µdéf	-4941	-4941	-4900	-15440	-4941	-4900	-4941	-4900	-15440	-15440	nanodéf/s
J8	30	20	598	1580	1580	9953	µdéf/bar	-198	-4630	-1080	-1520	µdéf	-4606	-4606	-2918	-16880	-4606	-2918	-4606	-2918	-16880	-16880	nanodéf/s
J9	140	16	456	1223	1223	20950	µdéf/bar	181	1060	8560	9020	µdéf	2557	2557	38020	534800	2557	38020	2557	38020	534800	534800	nanodéf/s
J10	280	12	55	739	739	10780	µdéf/bar	73	893	5930	9020	µdéf	1315	1315	28560	750000	1315	28560	1315	28560	750000	750000	nanodéf/s
J16	71	-47	-19	-259	-259	µdéf/bar	-64	-88	-858	-100	278	µdéf	-3041	-3041	-389	-12990	-3041	-389	-3041	-389	-12990	-12990	nanodéf/s
C11-C14	0	-93	-407	-3602	-3602	-10840	micron/bar	-166	-909	-7270	-12400	micron	-7105	-7105	-21690	-246400	-7105	-21690	-7105	-21690	-246400	-246400	nanom/s
C12-C14	137	-85	-359	-2945	-2945	-7234	micron/bar	-163	-811	-6040	-9630	micron	-6135	-6135	-19230	-148100	-6135	-19230	-6135	-19230	-148100	-148100	nanom/s
C13-C14	277	-57	-197	-1464	-1464	-3300	micron/bar	-93	-438	-3630	-5640	micron	-3414	-3414	-10400	-71100	-3414	-10400	-3414	-10400	-71100	-71100	nanom/s
C15-C14/136	450	669	1428	6949	6949	75294	millirad/bar	978	3434	19412	85294	µrad	26100	26100	75590	1443400	26100	75590	26100	75590	1443400	1443400	nanorad/s

4.5 Hz

attention stade "ultime" très inhomogène - petites mal définies (fissurations successives)

Dalle Q	rayon mm	souplesse initiale	Unité "souplesse"	Rupture	Unité	Vitesse initiale	Unité
p				214	kPa	97	Pa/s
J2	0	-52	microdéf/bar	-112	microdéf	-52	nanodéf/s
J3	140	-44	microdéf/bar	-103	microdéf	-53	nanodéf/s
J4	140	-48	microdéf/bar	-109	microdéf	-52	nanodéf/s
J5	280	-21	microdéf/bar	-43	microdéf	-21	nanodéf/s
J6	280	-43	microdéf/bar	-90	microdéf	-43	nanodéf/s
J7	400	-27	microdéf/bar	-50	microdéf	-25	nanodéf/s
J8	30	79	microdéf/bar	278	microdéf	154	nanodéf/s
J9	140	49	microdéf/bar	146	microdéf	79	nanodéf/s
J10	280	40	microdéf/bar	120	microdéf	67	nanodéf/s
J16	50	48	microdéf/bar	115	microdéf	61	nanodéf/s
C11-C14	0	-104	micron/bar	-232	micron	-121	nanom/s
C12-C14	137	-97	micron/bar	-210	micron	-111	nanom/s
C13-C14	277	-67	micron/bar	-160	micron	-90	nanom/s
C15-C14/136	450	331	millirad/bar	707	microrad	334	nanorad/s
Fréquence initiale		490 Hz					
Observations		pratiquement pas de non linéarité (sauf J8)					

Fichiers "SOUPSTAT"- Soupleesses lors des essais statiques de contrôle

dalle U		92070118	92074118	92076119	rayon mm
fréquence	Hz	420		280	
p max	kPa	0	145	170	
J2	microdéf/bar	-60	-110	-115	0
J3	microdéf/bar	-56	-79	-80	140
J4	microdéf/bar	-69	-52	-40	140
J5	microdéf/bar	-40	-44	-43	280
J6	microdéf/bar	-67	-53	-49	280
J7	microdéf/bar	-70	-61	-49	400
J8	microdéf/bar	59			30
J9	microdéf/bar	56	22	17	140
J10	microdéf/bar	45	37	34	280
C11-C14	micron/bar	-95	-184	-225	0
C12-C14	micron/bar	-81	-129	148	137
C13-C14	micron/bar	-40	-60	-64	277
C15-C14/136	millirad/bar	346	463	596	450

dalle L		91133308	91137309	91139309	91141310	91143310	rayon mm
fréquence	Hz	380	370	320			
p max	kPa	0	148	172	203	227	
J2	microdéf/bar	-112	-140	-249	376	479	0
J3	microdéf/bar	-35	-31	-25	1	4	140
J4	microdéf/bar	-76	-81	-80	-23	-31	140
J5	microdéf/bar	-15	-16	-23	9	9	280
J6	microdéf/bar	-68	-74	-58	-35	-25	280
J7	microdéf/bar	-48	-56	-41	-37	-28	400
J8	microdéf/bar	113					30
J9	microdéf/bar	73	67	53			140
J10	microdéf/bar	60	62	40			280
C11-C14	micron/bar	-120	-147	-280	-8037	-2450	0
C12-C14	micron/bar	-103	-130	-215	-5180	-3062	137
C13-C14	micron/bar	-50	-66	-97	-2409	-1325	277
C15-C14/136	millirad/bar	596	625	993	39816	15331	450

dalle M		91119301	91124303	91126303	91128303	91130304	rayon mm
fréquence	Hz	360	300	280			
p max	kPa	0	145	175	199	228	
J2	microdéf/bar	-3	-1	-19			0
J3	microdéf/bar	-31	-26	-30	-14	-9	140
J4	microdéf/bar	-73	-78	-71	-25	-20	140
J5	microdéf/bar	-16	-12	-15	30	21	280
J6	microdéf/bar	-68	-75	-76	-98	-87	280
J7	microdéf/bar	-47	-53	-56	-106	-98	400
J8	microdéf/bar	83	185				30
J9	microdéf/bar	68	76	52			140
J10	microdéf/bar	53	67	78	73	61	280
C11-C14	micron/bar	-157	-182	-302	-4840	-6090	0
C12-C14	micron/bar	-124	-142	-213	-3659	-4060	137
C13-C14	micron/bar	-60	-74	-95	-1625	-1663	277
C15-C14/136	millirad/bar	647	691	971	14419	25331	450

dalle I		91150312	91153312	91155316	91157316	91159316	rayon mm
fréquence	Hz	400	380	330			
p max	kPa	38	148	174	205	228	
J2	microdéf/bar	-77	-84	-95	-146	-274	0
J3	microdéf/bar	-70	-72	-68	-81	-4	140
J4	microdéf/bar	-81	-83	-91	-123	-191	140
J5	microdéf/bar	-41	-41	-37	-37	-5	280
J6	microdéf/bar	-76	-75	-79	-76	-681	280
J7	microdéf/bar	-43	-48	-49	-34	-596	400
J8	microdéf/bar	79	109				30
J9	microdéf/bar	67	74	96	57	8	140
J10	microdéf/bar	58	63	71	62	18	280
C11-C14	micron/bar	-115	-136	-153	-379	-9226	0
C12-C14	micron/bar	-96	-109	-119	-264	-6802	137
C13-C14	micron/bar	-44	-55	-57	-123	-2728	277
C15-C14/136	millirad/bar	515	537	625	1169	20301	450

dalle J		91162318	91166319	91168319	rayon mm
fréquence	Hz	410	410	310	
p max	kPa	0	149	174	
J2	microdéf/bar	-87	-97	-153	0
J3	microdéf/bar	-69	-68	-82	140
J4	microdéf/bar	-87	-92	-75	140
J5	microdéf/bar	-43	-41	-38	280
J6	microdéf/bar	-77	-82	-78	280
J7	microdéf/bar	-54	-55	-57	400
J8	microdéf/bar	82	123	696	30
J9	microdéf/bar	79	88	57	140
J10	microdéf/bar	71	70	66	280
C11-C14	micron/bar	-97	-141	-255	0
C12-C14	micron/bar	-85	-118	-178	137
C13-C14	micron/bar	-45	-67	-96	277
C15-C14/136	millirad/bar	382	522	750	450

dalle H		91070161	rayon mm
fréquence	Hz	420	
p max	kPa	0	
J2	microdéf/bar	-63	0
J3	microdéf/bar	-59	140
J4	microdéf/bar	-63	140
J5	microdéf/bar	-34	280
J6	microdéf/bar	-59	280
J7	microdéf/bar		400
J8	microdéf/bar	68	30
J9	microdéf/bar	54	140
J10	microdéf/bar	43	280
C11-C14	micron/bar	-111	0
C12-C14	micron/bar	-89	137
C13-C14	micron/bar	-63	277
C15-C14/136	millirad/bar	324	450

dalle R		91196339	91200340	91202340	91204340	rayon mm
fréquence	Hz	410	420	415	300	
p max	kPa	0	92	123	150	
J2	microdéf/bar	-72	-66	-101	-133	0
J3	microdéf/bar	-64	-60	-68	-87	140
J4	microdéf/bar	-64	-67	-79	-56	140
J5	microdéf/bar	-37	-35	-48	-63	280
J6	microdéf/bar	-61	-59	-55	-21	280
J7	microdéf/bar	-42	-49	-49	-8	400
J8	microdéf/bar	95	153			30
J9	microdéf/bar	73	62	72	33	140
J10	microdéf/bar	47	49	48	16	280
C11-C14	micron/bar	-91	-117	-168	-276	0
C12-C14	micron/bar	-82	-98	-130	-193	137
C13-C14	micron/bar	-48	-62	-86	-112	277
C15-C14/136	millirad/bar	375	346	537	632	450

dalle S		91207344	91211345	91213345	91215345	91217345	rayon mm
fréquence	Hz	430	450	450	440	360	
p max	kPa	0	96	126	150	172	
J2	microdéf/bar	-71	-76	-80	-87	-134	0
J3	microdéf/bar	-58	-60	-60	-64	-56	140
J4	microdéf/bar	-70	-67	-68	-77	-76	140
J5	microdéf/bar	-31	-33	-32	-33	-30	280
J6	microdéf/bar	-61	-59	-61	-65	-64	280
J7	microdéf/bar	-78	-74	-75	-71	-75	400
J8	microdéf/bar	66	63	77	91	60	30
J9	microdéf/bar	65	62	62	68	72	140
J10	microdéf/bar	53	51	51	54	58	280
C11-C14	micron/bar	-117	-113	-104	-111	-164	0
C12-C14	micron/bar	-93	-87	-87	-116	-124	137
C13-C14	micron/bar	-47	-45	-47	-49	-61	277
C15-C14/136	millirad/bar	346	338	301	419	566	450
av. resserrage							

dalle O		91171323	91176324	91178324	91180324	rayon mm
fréquence	Hz	480	480	480	450	
p max	kPa	0	170	201	225	
J2	microdéf/bar	-47	-49	-49	-112	0
J3	microdéf/bar	-42	-42	-42	-54	140
J4	microdéf/bar	-50	-49	-52	-39	140
J5	microdéf/bar	-29	-27	-27	-30	280
J6	microdéf/bar	-42	-44	-46	-39	280
J7	microdéf/bar	-41	-42	-43	-36	400
J8	microdéf/bar	46	48	50		30
J9	microdéf/bar	41	41	42	34	140
J10	microdéf/bar	33	34	35	30	280
C11-C14	micron/bar	-76	-75	-80	-193	0
C12-C14	micron/bar	-60	-61	-63	-115	137
C13-C14	micron/bar	-31	-34	-40	-48	277
C15-C14/136	millirad/bar	294	353	353	654	450

dalle P		91183337	91187337	91189338	91191338	rayon mm
fréquence	Hz	425	400	450	375	
p max	kPa	0	149	175	206	
J2	microdéf/bar	-36	-44	-43	-95	0
J3	microdéf/bar	-29	-35	-36	-67	140
J4	microdéf/bar	-63	-57	-57	-41	140
J5	microdéf/bar	-19	-19	-19	-39	280
J6	microdéf/bar	-60	-54	-57	-21	280
J7	microdéf/bar	-69	-62	-58	-46	400
J8	microdéf/bar	57	56	63		30
J9	microdéf/bar	59	52	50	9	140
J10	microdéf/bar	51	53	48	18	280
C11-C14	micron/bar	-76	-77	-77	-199	0
C12-C14	micron/bar	-74	-67	-62	-143	137
C13-C14	micron/bar	-51	-38	-30	-77	277
C15-C14/136	millirad/bar	375	397	456	581	450

dalle GR I		92033063	92037065	92039065	92041066	rayon mm
fréquence	Hz	390	360	360	360	
p max	kPa	0	97	122	150	
J2	microdés/bar	-61	-49	-49	-48	0
J3	microdés/bar	-52	-122	-123	-120	140
J4	microdés/bar	-89	-141	-143	-145	140
J5	microdés/bar	-21	-21	-20	-19	280
J6	microdés/bar	-71	-86	-86	-88	280
J7	microdés/bar	-75	-72	-75	-75	400
J8	microdés/bar	68	82	80	83	30
J9	microdés/bar	46	86	85	88	140
J10	microdés/bar	84	76	75	78	280
C11-C14	micron/bar	-125	-147	-144	-152	0
C12-C14	micron/bar	-106	-127	-125	-131	137
C13-C14	micron/bar	-55	-71	-75	-80	277
C15-C14/136	millirad/bar	478	603	610	640	450

dalle GR II		92022058	92026058	92028059	92030062	rayon mm
fréquence	Hz	390	350	330	300	
p max	kPa	0	96	120	148	
J2	microdés/bar	-39	-44	-43	-45	0
J3	microdés/bar	-36	-43	-40	-41	140
J4	microdés/bar	-88	-94	-94	-96	140
J5	microdés/bar	-16	-27	-25	-24	280
J6	microdés/bar	-72	-84	-82	-83	280
J7	microdés/bar	-88	-98	-90	-93	400
J8	microdés/bar	76	79	79	76	30
J9	microdés/bar	80	79	78	77	140
J10	microdés/bar	73	71	66	68	280
C11-C14	micron/bar	-147	-190	-214	-241	0
C12-C14	micron/bar	-129	-183	-170	-211	137
C13-C14	micron/bar	-41	-94	-96	-133	277
C15-C14/136	millirad/bar	743	647	831	581	450

dalle G		91042149	91045150	rayon
		mm		
fréquence	Hz	450	125	
p max	kPa	0	684	
J2	microdéf/bar	-77	-968	0
J3	microdéf/bar	-70	-40	140
J4	microdéf/bar	-85	-435	140
J5	microdéf/bar	-61	-13	280
J6	microdéf/bar	-79	-156	280
J7	microdéf/bar	-60	-71	400
J8	microdéf/bar	35	-8	50
J9	microdéf/bar	27	267	50
J10	microdéf/bar	25	122	250
C11-C14	micron/bar	-77	-941	0
C12-C14	micron/bar	-73	-766	137
C13-C14	micron/bar	-54	-383	277
C15-C14/136	millirad/bar	360	2221	450

dalle E		91022135	91031141	91033142	91035142	91037142	91039143	rayon
		mm						
fréquence	Hz	390	270	200	160	150		
p max	kPa	0	269	360	465	550	639	
J2	microdéf/bar	-42	-8	22	107			0
J3	microdéf/bar	-61	-73	-68	-74	-44	-20	140
J4	microdéf/bar	-57	-84	-75	-86	-120	-133	140
J5	microdéf/bar	-37	-28	-31	-28	-14	-5	280
J6	microdéf/bar	-61	-65	-65	-71	-105	-129	280
J7	microdéf/bar	-33	-45	-44	-45	-77	-44	400
J8	microdéf/bar	22	123	92	13	71	23	50
J9	microdéf/bar	9	116	91	194	771	-338	50
J10	microdéf/bar	15	108	89	178	248	2	250
C11-C14	micron/bar	-299	-227	-245	-360	-913	-855	0
C12-C14	micron/bar	-180	-166	-206	-280	-668	-495	137
C13-C14	micron/bar	-156	-87	-100	-130	-366	-122	277
C15-C14/136	millirad/bar	397	824	1103	1529	2846	5184	450

dalle F		91051154	91059155	91061155	91063156	91065156	91067158	rayon	
									mm
fréquence	Hz	390	220	190	175	155			
p max	kPa	0	323	363	495	550	690		
J2	microdét/bar	-41	-77	-80	-179	-1474	-977	0	
J3	microdét/bar	-49	-45	-47	-39	-40	-48	140	
J4	microdét/bar	-73	-87	-94	-113	-178	-181	140	
J5	microdét/bar	-26	-26	-27	-25	-30	-33	280	
J6	microdét/bar	-40	-77	-73	-46	-120	-125	280	
J7	microdét/bar	-40	-52	-57	-58	-48	-12	400	
J8	microdét/bar	34	211	233	406	32		50	
J9	microdét/bar	-56	-91	-86	95	-12	-20	50	
J10	microdét/bar	23	59	60	154	128	59	250	
C11-C14	micron/bar	-115	-305	-374	-433	-1162	-1335	0	
C12-C14	micron/bar	-98	-252	-289	-345	-860	-715	137	
C13-C14	micron/bar	-55	-123	-162	-185	-459	-319	277	
C15-C14/136	millirad/bar	493	1066	1154	1294	2287	4934	450	

dalle W		92079120	92084120	92086121	92088121	92090125	92092125	92094125	rayon
									mm
fréquence	Hz	470	450	400	380	280	200		
p max	kPa	0	202	257	288	386	486	603	
J2	microdét/bar	-51	-60	-65	-78	-78	-82	-239	0
J3	microdét/bar	-46	-46	-47	-51	-56	-62	-127	140
J4	microdét/bar	-54	-59	-59	-64	-90	-101	-157	140
J5	microdét/bar	-37	-34	-33	-37	-38	-38	-24	280
J6	microdét/bar	-57	-54	-54	-58	-66	-67	-91	280
J7	microdét/bar	-38	-36	-32	-35	-49	-59	-123	400
J8	microdét/bar	23	56	103	138	131	156	7	50
J9	microdét/bar	13	18	20	21	37	69	522	50
J10	microdét/bar	20	23	28	24	30	62	241	250
C11-C14	micron/bar	-75	-87	-99	-142	-171	-188	-592	0
C12-C14	micron/bar	-64	-70	-75	-80	-138	-145	-417	137
C13-C14	micron/bar	-32	-35	-32	-56	-71	-83	-183	277
C15-C14/136	millirad/bar	243	324	309	390	316	375	2184	450

dalle X		92099126	92104127	92106127	92108127	92110128	92112128	92114128	rayon
		mm							
fréquence	Hz	470	440	420	350	220	170	160	
p max	kPa	0	203	239	281	389	481	582	
J2	microdéf/bar	-53	-74	-83	-90	-94	-93	0	0
J3	microdéf/bar	-50	-61	-63	-65	-73	-72	-60	140
J4	microdéf/bar	-54	-82	-97	-107	-107	-106	-138	140
J5	microdéf/bar	-33	-41	-41	-42	-41	-39	-9	280
J6	microdéf/bar	-47	-68	-83	-91	-92	-92	-171	280
J7	microdéf/bar	-42	-58	-77	-81	-56	-58	-168	400
J8	microdéf/bar	23	23	32	46	76	235		50
J9	microdéf/bar	18	16	17	20	52	101		50
J10	microdéf/bar	20	22	26	26	33	54	71	250
C11-C14	micron/bar	-67	-89	-116	-124	-193	-239	-935	0
C12-C14	micron/bar	-63	-75	-98	-98	-166	-193	-630	137
C13-C14	micron/bar	-38	-39	-43	-53	-85	-104	-322	277
C15-C14/136	millirad/bar	125	235	390	316	415	500	2338	450

Fichiers "SOUPTIR" - Souplesses durant la phase redescendante des tirs

dalle U		92071118	92072118	92073118	92075119	rayon
		mm				
fréquence	Hz	420	420		280	
p max	kPa	27	91	145	170	
J2	microdéf/bar	-54	-56	-108	-113	0
J3	microdéf/bar	-49	-50	-77	-80	140
J4	microdéf/bar	-58	-60	-41	-31	140
J5	microdéf/bar	-24	-23	-31	-33	280
J6	microdéf/bar	-51	-52	-42	-37	280
J7	microdéf/bar	-38	-37	-28	-25	400
J8	microdéf/bar	57	65			30
J9	microdéf/bar	56	59	22	20	140
J10	microdéf/bar	47	50	39	36	280
C11-C14	micron/bar	-87	-100	-204	-250	0
C12-C14	micron/bar	-79	-87	-141	-165	137
C13-C14	micron/bar	-36	-46	-63	-76	277
C15-C14/136	millirad/bar	311	372	613	680	450

dalle L		91134309	91135309	91136309	91138309	rayon mm
fréquence	Hz	380	370	370	320	
p max	kPa	36	92	148	172	
J2	microdéf/bar	-111	-127	-176	-271	0
J3	microdéf/bar	-29	-26	-17	-23	140
J4	microdéf/bar	-71	-74	-83	-77	140
J5	microdéf/bar	-12	-10	-7	-23	280
J6	microdéf/bar	-62	-65	-75	-50	280
J7	microdéf/bar	-46	-50	-63	-37	400
J8	microdéf/bar	110	121			30
J9	microdéf/bar	68	74	77	48	140
J10	microdéf/bar	56	59	76	35	280
C11-C14	micron/bar	-130	-142	-190	-336	0
C12-C14	micron/bar	-114	-126	-160	-251	137
C13-C14	micron/bar	-61	-67	-83	-123	277
C15-C14/136	millirad/bar	629	696	823	1403	450

dalle M		91120302	91121302	91122302	91123302	91125303	rayon mm
fréquence	Hz	360	330	330	300	280	
p max	kPa	39	94	92	145	175	
J2	microdéf/bar	-6		-6	-7	-29	0
J3	microdéf/bar	-23		-21	-21	-21	140
J4	microdéf/bar	-69		-74	-82	-69	140
J5	microdéf/bar	-8		-7	-7	-9	280
J6	microdéf/bar	-60		-67	-76	-71	280
J7	microdéf/bar	-47		-53	-58	-65	400
J8	microdéf/bar	85		103	252		30
J9	microdéf/bar	68		76	84	60	140
J10	microdéf/bar	52		59	80	104	280
C11-C14	micron/bar	-162	-150	-164	-185	-370	0
C12-C14	micron/bar	-127		-128	-146	-257	137
C13-C14	micron/bar	-62		-53	-59	-123	277
C15-C14/136	millirad/bar	620	704	745	838	1563	450

dalle I		91149312	91151312	91152316	91154316	91156316	rayon mm
fréquence	Hz	400	400	380	330		
p max	kPa	38	92	148	174	205	
J2	microdéf/bar	-72	-75	-84	-104		0
J3	microdéf/bar	-65	-66	-66	-67		140
J4	microdéf/bar	-77	-76	-81	-98		140
J5	microdéf/bar	-34	-33	-33	-32		280
J6	microdéf/bar	-67	-67	-70	-80		280
J7	microdéf/bar	-46	-48	-50	-57		400
J8	microdéf/bar	81	87	129			30
J9	microdéf/bar	70	72	81	120		140
J10	microdéf/bar	62	63	68	84		280
C11-C14	micron/bar	-116	-137	-152	-185	-512	0
C12-C14	micron/bar	-98	-110	-120	-142	-392	137
C13-C14	micron/bar	-44	-57	-61	-69	-218	277
C15-C14/136	millirad/bar	531	579	624	692	774	450

dalle J		91163318	91164318	91165319	91167319	rayon mm
fréquence	Hz	410	410	410	310	
p max	kPa	42	94	149	174	
J2	microdés/bar	-80	-82	-102	-162	0
J3	microdés/bar	-63	-63	-67	-85	140
J4	microdés/bar	-80	-81	-91	-76	140
J5	microdés/bar	-34	-34	-33	-33	280
J6	microdés/bar	-69	-69	-75	-72	280
J7	microdés/bar	-49	-50	-57	-55	400
J8	microdés/bar	83	87	151		30
J9	microdés/bar	73	76	102	71	140
J10	microdés/bar	65	66	78	76	280
C11-C14	micron/bar	-121	-123	-151	-297	0
C12-C14	micron/bar	-103	-111	-127	-220	137
C13-C14	micron/bar	-56	-58	-65	-113	277
C15-C14/136	millirad/bar	490	557	599	927	450

dalle H		91071161	91072161	91073161	91074162	91075162	91076162	rayon mm
fréquence	Hz	420	430	430	430	430	360	
p max	kPa	48	107	150	150	145	198	
J2	microdés/bar	-55	-55			-67		0
J3	microdés/bar	-50	-51			-52		140
J4	microdés/bar	-52	-53			-53		140
J5	microdés/bar	-25	-25			-26		280
J6	microdés/bar	-49	-46			-47		280
J7	microdés/bar							400
J8	microdés/bar	56	57			48		30
J9	microdés/bar	52	53			53		140
J10	microdés/bar	43	44			46		280
C11-C14	micron/bar	-173	-54	-65	-60	-45	-119	0
C12-C14	micron/bar	-158	-47			-31		137
C13-C14	micron/bar	-109	-21			-3		277
C15-C14/136	millirad/bar	563	517	701	735	749	846	450

dalle R		91197339	91198340	91199340	91201340	91203340	rayon mm
fréquence	Hz	410	420	420	415	300	
p max	kPa	43	65	92	123	150	
J2	microdés/bar	-68	-67	-69	-95	-138	0
J3	microdés/bar	-62	-59	-59	-63	-99	140
J4	microdés/bar	-59	-60	-63	-75	-42	140
J5	microdés/bar	-34	-33	-32	-35	-64	280
J6	microdés/bar	-54	-53	-56	-61	-14	280
J7	microdés/bar	-32	-32	-35	-38	-1	400
J8	microdés/bar	122	133	178			30
J9	microdés/bar	63	63	69	70	23	140
J10	microdés/bar	50	51	55	63	13	280
C11-C14	micron/bar	-161	-124	-129	-189	-322	0
C12-C14	micron/bar	-104	-104	-101	-148	-230	137
C13-C14	micron/bar	-53	-63	-60	-106	-166	277
C15-C14/136	millirad/bar	471	434	624	672	660	450

dalle S		91208344	91209345	91210345	91212345	91214345	91216345	rayon mm
fréquence	Hz	450	450	450	450	440	380	
p max	kPa	40	65	96	126	150	172	
J2	microdéf/bar	-66	-66	-69	-73	-86	-140	0
J3	microdéf/bar	-55	-54	-55	-56	-57	-54	140
J4	microdéf/bar	-64	-64	-65	-67	-72	-79	140
J5	microdéf/bar	-26	-26	-26	-26	-26	-23	280
J6	microdéf/bar	-54	-54	-55	-56	-59	-63	280
J7	microdéf/bar	-46	-46	-47	-48	-51	-54	400
J8	microdéf/bar	63	64	68	87	122	89	30
J9	microdéf/bar	62	63	65	70	82	85	140
J10	microdéf/bar	52	51	52	54	59	67	280
C11-C14	micron/bar	-108	-108	-104	-106	-119	-203	0
C12-C14	micron/bar	-89	-88	-86	-89	-98	-158	137
C13-C14	micron/bar	-50	-49	-54	-69	-72	-112	277
C15-C14/136	millirad/bar	382	381	360	322	462	682	450

dalle O		91172323	91173323	91174324	91175324	91177324	91179324	rayon mm
fréquence	Hz	480	500	490	480	480	450	
p max	kPa	32	92	146	170	201	225	
J2	microdéf/bar	-44	-45	-45	-46	-48	-111	0
J3	microdéf/bar	-39	-39	-38	-38	-39	-56	140
J4	microdéf/bar	-46	-46	-46	-47	-48	-31	140
J5	microdéf/bar	-22	-21	-20	-19	-19	-23	280
J6	microdéf/bar	-36	-37	-38	-39	-42	-33	280
J7	microdéf/bar	-22	-26	-27	-28	-30	-23	400
J8	microdéf/bar	47	48	49	52	60		30
J9	microdéf/bar	42	42	43	43	44	37	140
J10	microdéf/bar	32	33	35	37	40	32	280
C11-C14	micron/bar	-80	-79	-80	-84	-84	-217	0
C12-C14	micron/bar	-62	-62	-64	-67	-67	-132	137
C13-C14	micron/bar	-41	-32	-34	-29	-48	-50	277
C15-C14/136	millirad/bar	407	420	368	401	402	831	450

dalle P		91184337	91185337	91186337	91188338	91190338	rayon mm
fréquence	Hz	425	400	400	450	375	
p max	kPa	37	92	149	175	206	
J2	microdéf/bar	-41	-41	-41	-47	-91	0
J3	microdéf/bar	-33	-34	-31	-33	-67	140
J4	microdéf/bar	-53	-55	-58	-58	-31	140
J5	microdéf/bar	-17	-15	-12	-13	-38	280
J6	microdéf/bar	-47	-50	-56	-54	-15	280
J7	microdéf/bar	-38	-42	-49	-47	-13	400
J8	microdéf/bar	52	55	65	81		30
J9	microdéf/bar	50	53	58	56	9	140
J10	microdéf/bar	49	53	58	58	17	280
C11-C14	micron/bar	-77	-88	-95	-96	-228	0
C12-C14	micron/bar	-75	-79	-85	-84	-152	137
C13-C14	micron/bar	-66	-59	-58	-70	-112	277
C15-C14/136	millirad/bar	529	486	532	512	723	450

dalle GR I		92034063	92035063	92036065	92038065	92040066	rayon mm
fréquence	Hz	390	380	360	360	360	
p max	kPa	40	63	97	122	150	
J2	microdét/bar	-70	-48	-41	-41	-41	0
J3	microdét/bar	-138	-181	-125	-121	-119	140
J4	microdét/bar	-118	-166	-150	-154	-155	140
J5	microdét/bar	-24	-14	-6	-4	-3	280
J6	microdét/bar	-73	-86	-90	-95	-95	280
J7	microdét/bar	-56	-69	-74	-79	-78	400
J8	microdét/bar	77	87	88	91	92	30
J9	microdét/bar	79	91	96	100	101	140
J10	microdét/bar	75	85	89	94	95	280
C11-C14	micron/bar	-133	-163	-148	-144	-222	0
C12-C14	micron/bar	-114	-142	-133	-131	-168	137
C13-C14	micron/bar	-65	-78	-62	-65	-121	277
C15-C14/136	millirad/bar	575	683	741	883	997	450

dalle GR II		92023058	92024058	92025058	92027058	92029062	rayon mm
fréquence	Hz	330	340	350	330	300	
p max	kPa	41	64	96	120	148	
J2	microdét/bar	-38	-37	-38	-40	-33	0
J3	microdét/bar	-33	-33	-34	-35	-30	140
J4	microdét/bar	-82	-85	-91	-94	-94	140
J5	microdét/bar	-16	-16	-16	-16	-15	280
J6	microdét/bar	-71	-74	-79	-81	-78	280
J7	microdét/bar	-51	-53	-60	-60	-58	400
J8	microdét/bar	76	81	86	89	89	30
J9	microdét/bar	76	79	85	88	90	140
J10	microdét/bar	64	70	74	77	78	280
C11-C14	micron/bar	-218	-209	-234	-217	-238	0
C12-C14	micron/bar	-183	-180	-202	-193	-206	137
C13-C14	micron/bar	-95	-119	-147	-99	-119	277
C15-C14/136	millirad/bar	489	547	584	755	644	450

dalle G		91043149	91044149	91046150	91048151	rayon mm
fréquence	Hz	450		125	130	
p max	kPa	46	684	198	252	
J2	microdét/bar	-76	-835	-1169	-716	0
J3	microdét/bar	-61	-60	-50	-55	140
J4	microdét/bar	-66	-306	-525	-287	140
J5	microdét/bar	-31	-18	-12	-9	280
J6	microdét/bar	-51	-222	-236	-214	280
J7	microdét/bar	-35	-130	-107	-113	400
J8	microdét/bar	31	185	205		50
J9	microdét/bar	19	-44	14	-71	50
J10	microdét/bar	24	482	337	438	250
C11-C14	micron/bar	-117		-1608	-1647	0
C12-C14	micron/bar	-101		-1244	-1321	137
C13-C14	micron/bar	-62		-629	-732	277
C15-C14/136	millirad/bar	308		6026	5693	450

		91024136	91025136	91026137	91027141	91028141	91030141	91032141	91034142	91036142	91038142	rayon mm
dalles E	fréquence	390	430	430	420	380	330	270	200	160	150	
	p max	39	81	143	161	198	235	269	360	465	550	639
J2	microdef/bar	-27	-28	-37	-36	-45	-15	-15	39	59	24	62
J3	microdef/bar	-54	-56	-57	-58	-62	-80	-80	-85	-78	-73	-37
J4	microdef/bar	-53	-52	-53	-54	-62	-96	-96	-110	-108	-141	-159
J5	microdef/bar	-26	-27	-27	-27	-27	-25	-28	-28	-23	-19	-10
J6	microdef/bar	-46	-47	-47	-47	-51	-72	-78	-78	-81	-106	-151
J7	microdef/bar	-35	-35	-36	-36	-39	-53	-56	-56	-59	-82	-17
J8	microdef/bar	25	27	36	51	77	306	475	475	65	26	11
J9	microdef/bar	13	13	17	29	53	378	513	513	621	554	50
J10	microdef/bar	22	24	30	39	65	219	359	359	434	554	250
C11-C14	micron/bar	-109	-126	-118	-107	-151	-243	-482	-794	-871	-1479	-518
C12-C14	micron/bar	-93	-107	-98	-89	-134	-401	-631	-631	-703	-1173	-264
C13-C14	micron/bar	-53	-62	-52	-70	-71	-218	-299	-299	-246	-605	-32
C15-C14/136	millirad/bar	331	379	421	511	572	879	1499	3482	5037	-13	450

		91052154	91053154	91054154	91055155	91056155	91058155	91060155	91062156	91064156	rayon mm	
dalles F	fréquence	390	365	350	340	330	300	220	190	175	155	
	p max	39	89	145	195	246	291	323	363	495	550	550
J2	microdef/bar	-33	-33	-46	-54	-81	-248	-248	-255	-255	-570	0
J3	microdef/bar	-33	-31	-26	-24	-28	-70	-70	-77	-77	-42	140
J4	microdef/bar	-60	-63	-72	-71	-77	-91	-91	-95	-95	-127	140
J5	microdef/bar	-14	-13	-9	-9	-15	-33	-33	-31	-31	-17	280
J6	microdef/bar	-55	-58	-65	-66	-73	-85	-85	-87	-87	-115	280
J7	microdef/bar	-43	-45	-53	-57	-50	-43	-43	-44	-44	-68	400
J8	microdef/bar	35	42	121	190	238	424	424	498	498	50	50
J9	microdef/bar	-63	-88	-131	-147	-113	462	462	507	507	462	50
J10	microdef/bar	22	24	34	40	72	269	269	317	317	250	250
C11-C14	micron/bar	-106	-146	-188	-216	-296	-623	-623	-778	-778	-1036	0
C12-C14	micron/bar	-102	-122	-148	-170	-236	-505	-505	-634	-634	137	137
C13-C14	micron/bar	-65	-70	-82	-92	-124	-261	-261	-336	-336	277	277
C15-C14/136	millirad/bar	482	539	651	735	971	1526	2120	2857	1513	450	450

dalle W	92080120	92081120	92082120	92083120	92085121	92087121	92089121	92091125	92093125	rayon mm
fréquence	470	470	470	450	400	380	280	200		
p max	37	104	142	202	257	288	386	486	603	
J2	-45	-46	-46	-39	-69	-94	-104	-103	-133	0
J3	-38	-39	-39	-53	-48	-73	-64	-103	-144	140
J4	-52	-52	-53	-21	-73	-73	-144	-153	-171	140
J5	-21	-21	-21	-44	-25	-25	-25	-23	-19	280
J6	-43	-44	-44	-31	-55	-55	-72	-82	-96	280
J7	-29	-31	-32	-24	-45	-45	-73	-104	-148	400
J8	21	22	24	240	336	336	502	502	-22	50
J9	14	14	15	37	238	238	512	512	732	50
J10	19	19	19	68	122	122	420	420	440	250
C11-C14	-99	-97	-91	-91	-166	-177	-434	-726		0
C12-C14	-89	-88	-81	-134	-34	-34	-594	-903		137
C13-C14	-60	-62	-54	-67	-171	-171	-312	-481		277
C15-C14/136	149	253	325	235	215	342	1121	2729		450

dalle X	92100126	92101127	92102107	92103127	92105127	92107127	92109128	92111128	92113128	rayon mm
fréquence	470	470	460	440	420	350	220	170	160	
p max	45	91	145	203	239	281	389	481	582	
J2	-48	-48	-50	-72	-89	-101	-111	-120	-568	0
J3	-47	-47	-47	-55	-63	-68	-88	-83	-44	140
J4	-51	-50	-55	-87	-106	-131	-149	-156	-196	140
J5	-28	-29	-28	-32	-38	-37	-27	-34	-9	280
J6	-44	-44	-47	-68	-87	-107	-150	-158	-198	280
J7	-31	-30	-33	-51	-67	-78	-125	-137	-187	400
J8	22	22	19	30	52	154	516	716		50
J9	15	14	13	16	23	55	409	609		50
J10	21	20	20	23	26	32	261	411	451	250
C11-C14	-83	-90	-82	-121	-165	-220	-597	-1002	-699	0
C12-C14	-72	-78	-88	-98	-128	-171	-479	-812	-706	137
C13-C14	-41	-32	-88	-48	-53	-102	-270	-469	-295	277
C15-C14/136	319	327	404	371	690	744	1915	3033		450

Fichiers "VINITIR" - Vitesses initiales à l'arrivée du choc

dalle U		92071118	92072118	92073118	92075119	92077119	rayon
							mm
fréquence	Hz	420	420		280		
p max	kPa	27	91	145	170	198	
J2	°/oo par s	-42	-99	-189	-301	-345	0
J3	°/oo par s	-36	-92	-158	-201	-232	140
J4	°/oo par s	-46	-109	-197	-89	-91	140
J5	°/oo par s	-17	-36	-59	-61	-69	280
J6	°/oo par s	-38	-93	-164	-58	-74	280
J7	°/oo par s	-25	-57	-102	-48	-52	400
J8	°/oo par s	46	119	249			30
J9	°/oo par s	45	112	209	20	60	140
J10	°/oo par s	39	91	157	53	88	280
C11-C14	mm/s	-109	-234	-547	-853	-816	0
C12-C14	mm/s	-85	-196	-439	-460	-535	137
C13-C14	mm/s	-48	-113	-186	-203	-198	277
C15-C14/136	millirad/s	176	939	1424	1553	1985	450

dalle L		91134309	91135309	91136309	91138309	91140309	91142310	91144310	rayon
									mm
fréquence	Hz	380	370	370	320	0	0		
p max	kPa	36	92	148	172	203	227	240	
J2	°/oo par s	-104	-209	-359	-508	-637			0
J3	°/oo par s	-26	-44	-75	-71	-185			140
J4	°/oo par s	-69	-126	-198	-228	-164			140
J5	°/oo par s	-4	-8	-8	-52	-99			280
J6	°/oo par s	-60	-110	-176	-225	-97			280
J7	°/oo par s	-42	-82	-134	-185	-77	-54		400
J8	°/oo par s	111	216	329					30
J9	°/oo par s	68	125	239	214	108			140
J10	°/oo par s	52	95	162	203	71			280
C11-C14	mm/s	-163	-369	-589	-635	-979	-3567	-1785	0
C12-C14	mm/s	-141	-334	-530	-588	-677	-2486	-2750	137
C13-C14	mm/s	-75	-174	233	-296	-295	-1169	-1128	277
C15-C14/136	millirad/s	725	1521	2493	2887	1810	11404	13985	450

dalle M		91120302	91121302	91122302	91123302	91125303	91127303	91129304	91131304	rayon
										mm
fréquence	Hz	360	330	330	300	280	0	0		
p max	kPa	39	94	92	145	175	199	228	249	
J2	°/oo par s	-7		-17	-40	-62	-166		-118	0
J3	°/oo par s	-17		-20	-37	-41	-42			140
J4	°/oo par s	-62		-107	-180	-203	-139	-21	-13	140
J5	°/oo par s	0		0	0	0	-45	24	30	280
J6	°/oo par s	-55		-94	-156	-201	-140	-44	-55	280
J7	°/oo par s	-42		-74	-124	-150	-133	-53	-63	400
J8	°/oo par s	79		149	491	924				30
J9	°/oo par s	61		109	191	210	117			140
J10	°/oo par s	47		78	136	254	254	46	51	280
C11-C14	mm/s	-181	-331	-387	-574	-644	-917	-2603	-3135	0
C12-C14	mm/s	-145		-273	-448	-543	-662	-1916	-1934	137
C13-C14	mm/s	-87		-136	-193	-288	-336	-1018	-838	277
C15-C14/136	millirad/s	536	949	951	1697	2081	1343	3985	9801	450

dalle I		91149312	91151312	91152316	91154316	91156316	91158316	91160317	rayon mm
fréquence	Hz	400	400	380	330				
p max	kPa	38	92	148	174	205	228	250	
J2	‰ par s	-85	-149	-247	-309	-394	-359	-137	0
J3	‰ par s	-71	-122	-210	-232	-252	-162	20	140
J4	‰ par s	-86	-151	-238	-293	-362	-284	-74	140
J5	‰ par s	-24	-43	-67	-81	-72	-19	23	280
J6	‰ par s	-73	-126	-203	-241	-273	-147	-312	280
J7	‰ par s	-54	-84	-132	-157	-185	-65	-276	400
J8	‰ par s	97	176	400	553				30
J9	‰ par s	81	141	239	301	535	125		140
J10	‰ par s	70	116	192	208	316	158		280
C11-C14	mm/s	-203	-351	-564	-588	-659	-2313	-3780	0
C12-C14	mm/s	-124	-265	-459	-506	-469	-1793	-2649	137
C13-C14	mm/s	-84	-137	-203	-218	-178	-1209	-945	277
C15-C14/136	millirad/s	621	1019	1648	2357	2319	7750	17507	450

dalle J		91163318	91164318	91165319	91167319	91169319	rayon mm
fréquence	Hz	410	410	410	310		
p max	kPa	42	94	149	174	204	
J2	‰ par s	-108	-159	-285	-411	-467	0
J3	‰ par s	-85	-137	-223	-265	-269	140
J4	‰ par s	-102	-155	-234	-306	-200	140
J5	‰ par s	-32	-48	-96	-142	-63	280
J6	‰ par s	-80	-125	-204	-242	-170	280
J7	‰ par s	-57	-86	-112	-177	-117	400
J8	‰ par s	107	175	390	581		30
J9	‰ par s	92	148	260	368	189	140
J10	‰ par s	78	120	207	269	189	280
C11-C14	mm/s	-218	-326	-544	-486	-954	0
C12-C14	mm/s	-154	-274	-441	-359	-685	137
C13-C14	mm/s	-122	-202	-253	-143	-366	277
C15-C14/136	millirad/s	629	1041	1864	3332	1768	450

dalle H		91071161	91072161	91073161	91074162	91075162	91076162	91077162	rayon mm
fréquence	Hz	420	430	430	430	430	360		
p max	kPa	48	107	150	150	145	198	222	
J2	‰ par s	-52	-137			-205			0
J3	‰ par s	-46	-124			-163			140
J4	‰ par s	-48	-131			-165			140
J5	‰ par s	-20	-46			-56			280
J6	‰ par s	-41	-114			-149			280
J7	‰ par s								400
J8	‰ par s	55	145			151			30
J9	‰ par s	47	134			182			140
J10	‰ par s	36	108			140			280
C11-C14	mm/s	-85	-264	-350	-330	-457	-423	-727	0
C12-C14	mm/s	-89	-250			-387			137
C13-C14	mm/s	-41	-133			-186			277
C15-C14/136	millirad/s	590	1008	1290	1450	1416	2515	1324	450

dalle R		91197339	91198340	91199340	91201340	91203340	91205344	rayon mm
fréquence	Hz	410	420	420	415	300		
p max	kPa	43	65	92	123	150	175	
J2	‰ par s	-59	-70	-110	-182	-308	-367	0
J3	‰ par s	-52	-67	-100	-147	-140	-160	140
J4	‰ par s	-50	-66	-107	-166	-129	-89	140
J5	‰ par s	-26	-31	-51	-63	-102	-120	280
J6	‰ par s	-44	-56	-91	-146	-64		280
J7	‰ par s	-24	-31	-53	-80	-25	-11	400
J8	‰ par s	111	149	333	913			30
J9	‰ par s	54	68	131	197	88		140
J10	‰ par s	39	54	88	128	48	31	280
C11-C14	mm/s	-113	-100	-224	-418	-455	-691	0
C12-C14	mm/s	-81	-99	-186	-357	-329	-473	137
C13-C14	mm/s	-39	-33	-115	-228	-79	-199	277
C15-C14/136	millirad/s	431	793	985	1268	2599	1490	450

dalle S		91208344	91209345	91210345	91212345	91214345	91216345	91218346	rayon mm
fréquence	Hz	450	450	450	450	440	380		
p max	kPa	40	65	96	126	150	172	203	
J2	‰ par s	-61	-76	-144	-211	-263	-337	-551	0
J3	‰ par s	-52	-65	-122	-161	-212	-203	-157	140
J4	‰ par s	-57	-75	-134	-196	-237	-261	-260	140
J5	‰ par s	-21	-27	-42	-73	-74	-73	-59	280
J6	‰ par s	-49	-62	-106	-149	-197	-200	-200	280
J7	‰ par s	-35	-49	-81	-118	-153	-150	-150	400
J8	‰ par s	62	73	141	225	363	553	155	30
J9	‰ par s	58	71	135	204	272	317	253	140
J10	‰ par s	46	58	99	149	190	223	207	280
C11-C14	mm/s	-105	-179	-330	-353	-436	-584	-732	0
C12-C14	mm/s	-86	-146	-199	-344	-363	-539	-579	137
C13-C14	mm/s	-52	-61	-102	-167	-177	-199	-237	277
C15-C14/136	millirad/s	558	761	1451	1545	1785	2359	1871	450

dalle O		91172323	91173323	91174324	91175324	91177324	91179324	91181325	rayon mm
fréquence	Hz	480	500	490	480	480	450		
p max	kPa	32	92	146	170	201	225	255	
J2	‰ par s	-43	-89	-148	-183	-213	-263		0
J3	‰ par s	-41	-85	-140	-159	-188	-227		140
J4	‰ par s	-47	-95	-151	-187	-225	-259		140
J5	‰ par s	-19	-43	-65	-77	-87	-103		280
J6	‰ par s	-34	-74	-123	-153	-187	-224		280
J7	‰ par s	-20	-43	-83	-111	-133	-153		400
J8	‰ par s	43	102	164	205	255	345		30
J9	‰ par s	40	91	147	181	207	232		140
J10	‰ par s	30	67	120	145	177	212		280
C11-C14	mm/s	-79	-198	-364	-398	-409	-546	-799	0
C12-C14	mm/s	-71	-160	-290	-358	-382	-479		137
C13-C14	mm/s	-48	-103	-171	-200	-244	-307		277
C15-C14/136	millirad/s	477	966	1549	1754	2319	1907	1979	450

dalle P		91184337	91185337	91186337	91188338	91190338	91192338	91193338	91194339	rayon mm
fréquence	Hz	425	400	400	450	375	0			
p max	kPa	37	92	149	175	206	228	149	247	
J2	°/oo par s	-35	-79	-128	-154	-208	-319			0
J3	°/oo par s	-32	-67	-108	-126	-167	-330			140
J4	°/oo par s	-46	-108	-184	-223	-251	-60			140
J5	°/oo par s	-13	-23	-38	-49	-73	-153	22		280
J6	°/oo par s	-43	-93	-171	-193	-217	-60	-24		280
J7	°/oo par s	-34	-79	-147	-166	-186	-60	-58	-111	400
J8	°/oo par s	47	108	209	264	663				30
J9	°/oo par s	47	101	177	203	230				140
J10	°/oo par s	45	94	182	191	242	39			280
C11-C14	mm/s	-89	-156	-262	-413	-445	-864			0
C12-C14	mm/s	-83	-145	-221	-327	-400	-533			137
C13-C14	mm/s	-40	-64	-111	-208	-259	-278			277
C15-C14/136	millirad/s	452	874	1326	1689	2139	2221			450

dalle GR I		92034063	92035063	92036065	92038065	92040066	92042066	rayon mm
fréquence	Hz	390	380	360	360	360		
p max	kPa	40	63	97	122	150	170	
J2	°/oo par s	-47	-43	-51	-72	-82	-110	0
J3	°/oo par s	-91	-154	-166	-245	-299	-328	140
J4	°/oo par s	-83	-159	-226	-326	-403	-490	140
J5	°/oo par s	-11	-12	-20	-8	0	10	280
J6	°/oo par s	-60	-92	-171	-219	-287	-339	280
J7	°/oo par s	-47	-79	-149	-204	-264	-300	400
J8	°/oo par s	59	88	162	184	263	269	30
J9	°/oo par s	61	93	162	204	299	348	140
J10	°/oo par s	58	88	166	196	283	325	280
C11-C14	mm/s	-98	-192	-292	-430	-558	-477	0
C12-C14	mm/s	-115	-181	-275	-391	-461	-422	137
C13-C14	mm/s	-52	-114	-178	-200	-361	-289	277
C15-C14/136	millirad/s	438	717	1027	1584	2082	2379	450

dalle GR II		92023058	92024058	92025058	92027058	92029062	92031062	rayon mm
fréquence	Hz	330	340	350	330	300		
p max	kPa	41	64	96	120	148	171	
J2	°/oo par s	-30	-32	-73	-88	-105	-122	0
J3	°/oo par s	-21	-22	-43	-50	-62	-59	140
J4	°/oo par s	-66	-67	-116	-165	-190	-210	140
J5	°/oo par s	-14	-17	-30	-38	-52	-56	280
J6	°/oo par s	-56	-59	-105	-144	-174	-175	280
J7	°/oo par s	-43	-49	-91	-124	-157	-135	400
J8	°/oo par s	60	68	123	145	192	234	30
J9	°/oo par s	59	66	121	135	183	216	140
J10	°/oo par s	50	55	104	134	168	213	280
C11-C14	mm/s	-197	-260	-403	-620	-639	-636	0
C12-C14	mm/s	-181	-264	-375	-464	-567	-540	137
C13-C14	mm/s	-96	-95	-236	-216	-254	-308	277
C15-C14/136	millirad/s	691	576	935	1675	2432	2325	450

dalle W	92080120	92081120	92082120	92083120	92085121	92087121	92089121	92091125	92093125	92095125	rayon mm
fréquence	470	470	470	450	400	380	280	200			
p max	37	104	142	202	257	288	386	486	603	727	
J2	-42	-104	-152			-357	-480	-426	-449	-577	0
J3	-34	-89	-121			-184	-334	-201	-495	-585	140
J4	-45	-127	-174			-268	-515	-629	-682	-697	140
J5	-11	-30	-41			-71	-123	-63	-53	-67	280
J6	-39	-102	-141			-201	-362	-279	-341	-317	280
J7	-26	-76	-101			-146	-283	-256	-410	-437	400
J8	20	54	71			1309	1819	2077	2684	4028	50
J9	13	34	45			141	459	1362	2493	4028	50
J10	16	43	60			536	544	1237	1967	2252	250
C11-C14	-97	-245	-330	-433	-703	-721	-807	-1809	-3688	-5853	0
C12-C14	-84	-175	-312			-521	-582	-1429	-2923	-3459	137
C13-C14	-52	-88	-92			-191	-338	-814	-1277	-1898	277
C15-C14/136	309	973	949	1518	2257	2704	2727	8066	13971	19346	450

dalle X	92100126	92101127	92102107	92103127	92105127	92107127	92109128	92111128	92113128	92115128	rayon mm
fréquence	470	470	460	440	420	350	220	170	160		
p max	45	91	145	203	239	281	389	481	582	697	
J2	-62	-90	-164	-309	-401	-465	-587	-383	-494	-15200	0
J3	-59	-86	-161	-247	-287	-315	-397	-306	-345	-124	140
J4	-64	-94	-176	-367	-450	-566	-753	-527	-604	-778	140
J5	-30	-40	-73	-107	-154	-160	-168	-71	-95	-19	280
J6	-53	-79	-154	-283	-360	-428	-585	-508	-573	-727	280
J7	-41	-56	-105	-210	-271	-320	-391	-428	-489	-548	400
J8	29	42	76	177	480	701	1460	2415	2467		50
J9	16	26	49	65	174	358	1167	1696	2380		50
J10	23	35	63	128	103	130	241	1095	1650	1644	250
C11-C14	-127	-170	-343	-395	-604	-781	-1145	-2589	-4058	-6408	0
C12-C14	-133	-173	-335	-360	-453	-598	-932	-2337	-3548		137
C13-C14	-83	-66	-141	-141	-210	-238	-542	-1320	-1918		277
C15-C14/136	391	616	671	1069	1679	1949	4667	9713	12500		450

dalle E		91024136	91025136	91026137	91027141	91028141	91029141	91030141	91032141	91034142	91036142	91038142	91040147	rayon mm
fréquence	Hz	390	430	430	420	380	330	270	200	160	150			
p max	kPa	39	81	143	161	198	235	269	360	465	550	639	863	
J2	%/oo par s	-498	-680	-169	-185	-235		-347	-377	-343	-376	-1142	-9325	0
J3	%/oo par s	-65	-98	-169	-193	-224		-238	-206	-199	-225	-218	-362	140
J4	%/oo par s	-58	-87	-164	-176	-214		-303	-237	-315	-416	-3962	-613	140
J5	%/oo par s	-23	-33	-61	-67	-75		-54	-32	-39	-34	-2819	-343	280
J6	%/oo par s	-51	-75	-138	-149	-176		-214	-192	-203	-316	-2819	-745	280
J7	%/oo par s	-37	-55	-104	-107	-133		-166	-136	-159	-224	-2660	-400	400
J8	%/oo par s	28	40	95	161	290		660	1113	1790	334	183	50	50
J9	%/oo par s	14	18	36	115	206		840	1282	2677	1996	2314	50	50
J10	%/oo par s	24	38	80	120	267		415	838	1433	3313	4199	4831	250
C11-C14	mm/s	-138	-297	-457	-515	-677	-731	-935	-1525	-2506	-3334	-5419	0	0
C12-C14	mm/s	-124	-233	-411	-407	-569		-701	-1263	-2088	-2946	-3349	137	137
C13-C14	mm/s	-54	-91	-185	-171	-171		-388	-643	-1076	-1351	-1938	277	277
C15-C14/136	millirad/s	678	680	1649	1756	2393	2307	2731	6918	10243	14184	19838	450	450

dalle F		91052154	91053154	91054154	91055155	91056155	91057155	91058155	91060155	91062156	91064156	91066156	91068158	rayon mm
fréquence	Hz	390	365	350	340	330	300	220	190	175	155			
p max	kPa	39	89	145	195	246	291	323	363	495	550	690	798	
J2	%/oo par s	-27	-54	-149	-304	-400		-553	-656	-857	-857	-3942	-3817	0
J3	%/oo par s	-23	-42	-67	-82	-163		-143	-195	-222	-222	-152	-168	140
J4	%/oo par s	-47	-86	-170	-222	-264		-257	-265	-414	-414	-539	-714	140
J5	%/oo par s	-4	-6	-12	-14	-42		-57	-71	-59	-4	-4	-28	280
J6	%/oo par s	-41	-78	-133	-181	-228		-220	-228	-229	-229	-443	-958	280
J7	%/oo par s	-32	-62	-121	-138	-202		-67	-96	-141	-141	-257	-18	400
J8	%/oo par s	26	57	333	597	795		945	1341	2380	2380	-18	50	50
J9	%/oo par s	-50	-122	-253	-463	-575		1636	1710	1307	1307	2076	2104	250
J10	%/oo par s	14	32	68	116	314		566	731	1470	1470	2076	2104	250
C11-C14	mm/s	-111	-258	-514	-609	-949		-1406	-1889	-2047	-4065	-7883	0	0
C12-C14	mm/s	-106	-217	-389	-466	-692		-1118	-1417	-3072	-6099	-3474	137	137
C13-C14	mm/s	-77	-112	-201	-178	-295		-509	-732	-1748	-1748	-3474	277	277
C15-C14/136	millirad/s	428	1098	1566	2715	2976	3376	5967	8007	9691	13831	15772	450	450

dalle G		91043149	91044149	91046150	91047151	91048151	91049151	rayon mm
fréquence	Hz	450		125	125	130		
p max	kPa	46	684	198	246	252	942	
J2	°/oo par s	-66	-896	-158		-1559	-6371	0
J3	°/oo par s	-46	-288	-46		-61	-389	140
J4	°/oo par s	-55	-479	-659		-677	-1506	140
J5	°/oo par s	-18	-70	12		17	-326	280
J6	°/oo par s	-42	-253	-299		-421	-1350	280
J7	°/oo par s	-31	-176	-148		-214	-642	400
J8	°/oo par s	25	2507	711				50
J9	°/oo par s	15	2516	4		-275		50
J10	°/oo par s	19	1619	619		882	2643	250
C11-C14	mm/s	-117	-4304	-1911	-3468	-3335		0
C12-C14	mm/s	-119	-3251	-1418	-3118	-3145		137
C13-C14	mm/s	-62	-1609	-608		-1736		277
C15-C14/136	millirad/s	456	13618	7043		6807		450

Fichiers "MAXTIR" - Extrêma des signaux lors de la 1^o oscillation

dalle U		92071118	92072118	92073118	92075119	rayon mm
fréquence	Hz	420	420		280	
p max	kPa	27	91	145	170	
J2	microdéf	-39	-89	-169	-298	0
J3	microdéf	-32	-75	-121	-213	140
J4	microdéf	-37	-94	-148	-77	140
J5	microdéf	-14	-33	-49	-87	280
J6	microdéf	-31	-76	-119	-94	280
J7	microdéf	-22	-50	-83	-62	400
J8	microdéf	38	106	169	0	30
J9	microdéf	37	91	149	45	140
J10	microdéf	32	74	124	93	280
C11-C14	micron	-82	-206	-474	-901	0
C12-C14	micron	-75	-179	-390	-570	137
C13-C14	micron	-41	-110	-238	-300	277
C15-C14/136	microrad	410	704	971	2257	450

dalle L		91134309	91135309	91136309	91138309	91140309	91142310	rayon
		mm						
fréquence	Hz	380	370	370	320	0	0	
p max	kPa	36	92	148	172	203	227	
J2	microdéf	-95	-201	-374	-532	-684	0	0
J3	microdéf	-26	-41	-67	-70	-154	0	140
J4	microdéf	-58	-117	-182	-187	-164	0	140
J5	microdéf	-7	-13	-17	-66	-90	0	280
J6	microdéf	-52	-102	-170	-163	-81	0	280
J7	microdéf	-39	-80	-133	-162	-64	-220	400
J8	microdéf	96	200	440	0	0	0	30
J9	microdéf	58	119	198	160	93	0	140
J10	microdéf	45	92	171	164	64	0	280
C11-C14	micron	-115	-308	-570	-790	-15400	-15200	0
C12-C14	micron	-105	-278	-499	-607	-12100	-10700	137
C13-C14	micron	-58	-167	-280	-375	-6830	-5750	277
C15-C14/136	microrad	551	949	1890	1926	74265	42500	450

dalle M		91120302	91121302	91122302	91123302	91125303	91127303	91129304	rayon
		mm							
fréquence	Hz	360	330	330	300	280	0	0	
p max	kPa	39	94	92	145	175	199	228	
J2	microdéf	-10		-23	-36	-82	-164	0	0
J3	microdéf	-18		-30	-51	-53	-93	0	140
J4	microdéf	-60		-110	-188	-220	-162	-81	140
J5	microdéf	0		0	0	0	-76	83	280
J6	microdéf	-51		-99	-170	-208	-164	-210	280
J7	microdéf	-39		-78	-133	-161	-149	-242	400
J8	microdéf	78		155	608	841	0	0	30
J9	microdéf	58		114	194	221	169	0	140
J10	microdéf	44		86	175	293	247	200	280
C11-C14	micron	-164	-334	-315	-584	-864	-9890	-9010	0
C12-C14	micron	-131		-260	-475	-649	-7750	-6700	137
C13-C14	micron	-76		-146	-234	-375	-4780	-3330	277
C15-C14/136	microrad	465	1228	1419	2397	2140	28676	7500	450

dalle I		91149312	91151312	91152316	91154316	91156316	91158316	rayon
		mm						
fréquence	Hz	400	400	380	330			
p max	kPa	38	92	148	174	205	228	
J2	microdéf	-69	-130	-232	-304	-367	-361	0
J3	microdéf	-59	-109	-171	-175	-191	-181	140
J4	microdéf	-68	-128	-207	-266	-332	-259	140
J5	microdéf	-27	-50	-79	-80	-74	-59	280
J6	microdéf	-61	-110	-177	-208	-235	-162	280
J7	microdéf	-42	-79	-127	-150	-162	-88	400
J8	microdéf	80	158	395	430	0	0	30
J9	microdéf	65	124	219	372	439	103	140
J10	microdéf	56	104	178	235	263	141	280
C11-C14	micron	-142	-294	-554	-643	-976	-18800	0
C12-C14	micron	-119	-248	-464	-514	-781	-14400	137
C13-C14	micron	-74	-145	-262	-279	-377	-9270	277
C15-C14/136	microrad	438	772	1301	2132	2199	45735	450

dalle J		91163318	91164318	91165319	91167319	rayon
		mm				
fréquence	Hz	410	410	410	310	
p max	kPa	42	94	149	174	
J2	microdéf	-81	-138	-267	-375	0
J3	microdéf	-64	-102	-166	-224	140
J4	microdéf	-78	-130	-231	-116	140
J5	microdéf	-31	-50	-75	-93	280
J6	microdéf	-65	-108	-178	-132	280
J7	microdéf	-49	-79	-135	-99	400
J8	microdéf	84	152	490	-279	30
J9	microdéf	73	126	301	79	140
J10	microdéf	62	105	197	137	280
C11-C14	micron	-144	-285	-545	-839	0
C12-C14	micron	-120	-257	-468	-570	137
C13-C14	micron	-86	-174	-281	-303	277
C15-C14/136	microrad	265	716	1360	2574	450

dalle H		91071161	91072161	91073161	91074162	91075162	91076162	rayon
		mm						
fréquence	Hz	420	430	430	430	430	360	
p max	kPa	48	107	150	150	145	198	
J2	microdéf	-40	-109			-177		0
J3	microdéf	-35	-94			-126		140
J4	microdéf	-35	-100			-130		140
J5	microdéf	-16	-45			-56		280
J6	microdéf	-31	-86			-116		280
J7	microdéf							400
J8	microdéf	39	109			117		30
J9	microdéf	38	99			129		140
J10	microdéf	30	79			115		280
C11-C14	micron	-82	-218	-349	-296	-361	-565	0
C12-C14	micron	-81	-200			-319		137
C13-C14	micron	-37	-118			-179		277
C15-C14/136	microrad	456	643	919	1184	1294	1971	450

dalle R		91197339	91198340	91199340	91201340	91203340	rayon
		mm					
fréquence	Hz	410	420	420	415	300	
p max	kPa	43	65	92	123	150	
J2	microdéf	-53	-66	-110	-161	-336	0
J3	microdéf	-43	-53	-86	-117	-217	140
J4	microdéf	-45	-57	-94	-143	-93	140
J5	microdéf	-22	-28	-45	-58	-139	280
J6	microdéf	-39	-50	-82	-120	-44	280
J7	microdéf	-24	-31	-53	-74	-23	400
J8	microdéf	95	131	290 saturé		0	30
J9	microdéf	45	59	102	170	68	140
J10	microdéf	35	46	80	128	33	280
C11-C14	micron	-101	-80	-206	-391	-839	0
C12-C14	micron	-66	-74	-164	-341	-594	137
C13-C14	micron	-36	-26	-93	-217	-338	277
C15-C14/136	microrad	304	565	949	1132	2250	450

dalle S		91208344	91209345	91210345	91212345	91214345	91216345	rayon mm
fréquence	Hz	450	450	450	450	440	380	
p max	kPa	40	65	96	126	150	172	
J2	microdéf	-49	-64	-118	-168	-222	-314	0
J3	microdéf	-39	-51	-92	-124	-146	-160	140
J4	microdéf	-45	-59	-109	-149	-183	-211	140
J5	microdéf	-16	-21	-40	-52	-60	-64	280
J6	microdéf	-36	-49	-88	-118	-144	-164	280
J7	microdéf	-29	-39	-73	-97	-119	-134	400
J8	microdéf	46	60	116	201	319	512	30
J9	microdéf	45	56	109	158	210	234	140
J10	microdéf	35	45	85	116	145	176	280
C11-C14	micron	-90	-128	-194	-286	-406	-514	0
C12-C14	micron	-76	-111	-165	-232	-350	-422	137
C13-C14	micron	-38	-49	-89	-119	-168	-200	277
C15-C14/136	microrad	432	535	941	1309	1265	1743	450

dalle O		91172323	91173323	91174324	91175324	91177324	91179324	rayon mm
fréquence	Hz	480	500	490	480	480	450	
p max	kPa	32	92	146	170	201	225	
J2	microdéf	-32	-76	-116	-141	-171	-421	0
J3	microdéf	-29	-67	-101	-117	-141	-200	140
J4	microdéf	-34	-76	-122	-141	-169	-44	140
J5	microdéf	-15	-34	-48	-57	-66	-71	280
J6	microdéf	-26	-60	-95	-115	-138	-75	280
J7	microdéf	-18	-37	-63	-79	-97	-65	400
J8	microdéf	30	83	128	160	210	276	30
J9	microdéf	31	70	112	132	150	77	140
J10	microdéf	23	53	88	107	132	79	280
C11-C14	micron	-61	-165	-307	-332	-365	-947	0
C12-C14	micron	-52	-135	-256	-281	-303	-562	137
C13-C14	micron	-24	-84	-153	-155	-200	-263	277
C15-C14/136	microrad	426	714	1066	1176	1669	1412	450

dalle P		91184337	91185337	91186337	91188338	91190338	91192338	rayon mm
fréquence	Hz	425	400	400	450	375	0	
p max	kPa	37	92	149	175	206	228	
J2	microdéf	-27	-61	-103	-131	-305	-289	0
J3	microdéf	-22	-49	-80	-95	-228	-259	140
J4	microdéf	-36	-84	-136	-155	-485	-59	140
J5	microdéf	-9	-21	-33	-45	-135	-103	280
J6	microdéf	-32	-77	-122	-134	17	-98	280
J7	microdéf	-29	-64	-102	-114	34	-83	400
J8	microdéf	36	89	155	240	441	0	30
J9	microdéf	36	82	134	151	-58	0	140
J10	microdéf	33	79	127	143	-23	68	280
C11-C14	micron	-84	-160	-265	-405	-890	-989	0
C12-C14	micron	-73	-145	-234	-360	-567	-634	137
C13-C14	micron	-38	-76	-100	-227	-401	-337	277
C15-C14/136	microrad	321	757	1096	1132	1272	1904	450

dalle GR I		92034063	92035063	92036065	92038065	92040066	rayon mm
fréquence	Hz	390	380	360	360	360	
p max	kPa	40	63	97	122	150	
J2	microdéf	-42	-49	-61	-86	-110	0
J3	microdéf	-77	-163	-179	-240	-291	140
J4	microdéf	-69	-154	-228	-297	-370	140
J5	microdéf	-12	-124	-14	-18	-12	280
J6	microdéf	-49	-81	-134	-169	-217	280
J7	microdéf	-42	-62	-113	-141	-181	400
J8	microdéf	51	86	135	174	223	30
J9	microdéf	51	85	143	181	231	140
J10	microdéf	50	80	131	166	215	280
C11-C14	micron	-92	-208	-316	-440	-564	0
C12-C14	micron	-101	-185	-303	-395	-482	137
C13-C14	micron	-54	-107	-198	-207	-360	277
C15-C14/136	microrad	321	671	1257	1478	1919	450

dalle GR II		92023058	92024058	92025058	92027058	92029062	rayon mm
fréquence	Hz	330	340	350	330	300	
p max	kPa	41	64	96	120	148	
J2	microdéf	-29	-36	-63	-90	-95	0
J3	microdéf	-26	-33	-56	-79	-81	140
J4	microdéf	-65	-83	-143	-188	-222	140
J5	microdéf	-12	-15	-23	-35	-36	280
J6	microdéf	-57	-72	-124	-163	-191	280
J7	microdéf	-43	-52	-95	-124	-147	400
J8	microdéf	61	77	138	182	218	30
J9	microdéf	60	77	136	181	221	140
J10	microdéf	51	66	116	156	185	280
C11-C14	micron	-196	-274	-437	-598	-725	0
C12-C14	micron	-168	-255	-409	-513	-614	137
C13-C14	micron	-103	-149	-282	-283	-381	277
C15-C14/136	microrad	540	676	757	1669	1978	450

dalle G		91043149	91044149	91046150	91047151	91048151	rayon mm
fréquence	Hz	450		125	125	130	
p max	kPa	46	684	198	246	252	
J2	microdéf	-51	-2480	-3730		-3880	0
J3	microdéf	-40	-734	-166		-249	140
J4	microdéf	-45	-2250	-1730		-1910	140
J5	microdéf	-20	-256				280
J6	microdéf	-35	-1770	-889		-1140	280
J7	microdéf	-25	-1230	-445		-557	400
J8	microdéf	21	10000	1310		0	50
J9	microdéf	13				-293	50
J10	microdéf	19	5480	1680		2210	250
C11-C14	micron	-94	-14300	-10900	-12200	-9780	0
C12-C14	micron	-92	-10800	-9480	-10900	-8460	137
C13-C14	micron	-50	-5730	-7300		-5200	277
C15-C14/136	microrad	161	36618	-18088		3000	450

dalle E		91024136	91025136	91026137	91027141	91028141	91029141	91030141	91032141	91034142	91036142	91038142	rayon mm
fréquence	Hz	390	430	430	420	380	330	270	200	160	150		
p max	kPa	39	81	143	161	198	235	269	360	465	550	639	
J2	microdéf	-116	-156	-290	-360	-463		-777	-1300	-1110	-1510	-1290	0
J3	microdéf	-52	-75	-137	-156	-187		-259	-348	-442	-480	-458	140
J4	microdéf	-53	-76	-135	-156	-199		-317	-548	-802	-1090	-1680	140
J5	microdéf	-23	-34	-61	-67	-78		-78	-106	-107	-119		280
J6	microdéf	-44	-66	-117	-128	-157		-233	-353	-519	-749	-1420	280
J7	microdéf	-33	-47	-85	-94	-109		-157	-217	-334	-509	-816	400
J8	microdéf	27	39	105	176	293		999	2440	4590	693	605	50
J9	microdéf	13	18	50	109	202		1000	2830	7650	4400	4810	50
J10	microdéf	23	34	80	134	279		684	1900	4210	9390	10000	250
C11-C14	mieron	-120	-203	-422	-425	-622	-946	-1520	-4430	-7780	-10800	-21600	0
C12-C14	mieron	-92	-169	-359	-341	-533		-1270	-3640	-6500	-8370	-15500	137
C13-C14	mieron	-49	-86	-177	-150	-176		-627	-1960	-3590	-3610	-9530	277
C15-C14/136	microrad	360	504	1066	1625	2382	3147	5419	18529	27647	50809	63235	450

dalle F		91052154	91053154	91054154	91055155	91056155	91057155	91058155	91060155	91062156	91064156	91066156	rayon mm
fréquence	Hz	390	365	350	340	330	300	220	190	175	155		
p max	kPa	39	89	145	195	246	291	323	363	495	550	690	
J2	microdéf	-23	-49	-151	-274	-419		-922	-1210		-2660	-3910	0
J3	microdéf	-19	-36	-65	-109	-159		-289	-354		-418	-342	140
J4	microdéf	-39	-81	-161	-213	-248		-379	-501		-1000	-1430	140
J5	microdéf	-6	-14	-22	-41	-88		-140	-144		-171	-107	280
J6	microdéf	-34	-72	-142	-184	-224		-348	-451		-840	-1750	280
J7	microdéf	-26	-56	-116	-164	-192		-176	-247		-469	-738	400
J8	microdéf	24	56	336	625	791		1740	2970		10000	0	50
J9	microdéf	-40	-111	-242	-278	-235		1980	2720		2010	0	50
J10	microdéf	18	31	86	142	367		972	1470		2820	3100	250
C11-C14	mieron	-108	-251	-549	-698	-1080		-2720	-4010	-6560	-18100	-20100	0
C12-C14	mieron	-104	-210	-434	-542	-892		-2220	-3150		-12900	-15200	137
C13-C14	mieron	-78	-113	-244	-263	-465		-1140	-1650		-9320	-9200	277
C15-C14/136	microrad	187	620	1191	2162	3007	5191	8529	15809	20147	37059	25735	450

dalle W	92080120	92081120	92082120	92083120	92085121	92087121	92089121	92091125	92093125	rayon mm
fréquence	470	470	470	450	400	380	280	200		
p max	37	104	142	202	257	288	386	486	603	
J2	-34	-86	-123		-298	-352	-687	-889	0	
J3	-28	-70	-96		-226	-253	-673	-803	140	
J4	-37	-97	-133		-334	-611	-925	-1320	140	
J5	-13	-35	-48		-114	-128	-155	-135	280	
J6	-30	-79	-107		-243	-306	-472	-862	280	
J7	-21	-57	-78		-194	-3007	-612	-1030	400	
J8	17	44	62		1240	1610	6280	5920	50	
J9	11	27	40		180	1030	3450	4370	50	
J10	13	36	47		462	554	3210	4930	250	
C11-C14	-83	-192	-292	-429	-704	-842	-2040	-5410	-9470	0
C12-C14	-73	-159	-257		-670	-1500	-4520	-7380	137	
C13-C14	-47	-77	-79		-264	-768	-2570	-2620	277	
C15-C14/136	140	432	726	890	1029	1390	5978	19338	33456	450

dalle X	92100126	92101127	92102107	92103127	92105127	92107127	92109128	92111128	92113128	rayon mm
fréquence	470	470	460	440	420	350	220	170	160	
p max	45	91	145	203	239	281	389	481	582	
J2	-52	-72	-134	-283	-341	-413	-493	-816	-957	0
J3	-49	-66	-122	-207	-239	-275	-447	-552	-523	140
J4	-52	-74	-144	-329	-393	-538	-697	-960	-1550	140
J5	-27	-37	-67	-127	-154	-159	-127	-210	-225	280
J6	-46	-64	-125	-263	-308	-420	-760	-875	-1370	280
J7	-29	-44	-83	-196	-181	-268	-696	-786	-1310	400
J8	23	33	74	160	433	740	2780	7100	5710	50
J9	14	20	40	64	164	345	2130	5160	7350	50
J10	15	23	48	67	81	130	1610	3040	2990	250
C11-C14	-92	-139	-281	-463	-618	-947	-3240	-7530	-15300	0
C12-C14	-85	-138	-290	-399	-476	-687	-2680	-6140	-11400	137
C13-C14	-54	-68	-135	-164	-255	-386	-1450	-3420	-5730	277
C15-C14/136	246	454	436	801	1787	2529	10956	28971	79412	450

Fichiers "PALTIR" - Valeurs stationnaires atteintes lors du palier

dalle U		92071118	92072118	92073118	92075119	rayon mm
fréquence	Hz	420	420		280	
p max	kPa	27	91	145	170	
p palier	kPa	17	80	132	155	
J2	microdéf	-9	-42	-121	-180	0
J3	microdéf	-8	-38	-77	-135	140
J4	microdéf	-10	-52	-104	-33	140
J5	microdéf	-4	-18	-29	-61	280
J6	microdéf	-7	-42	-84	-44	280
J7	microdéf	-6	-28	-61	-27	400
J8	microdéf	10	68	779		30
J9	microdéf	11	52	82	22	140
J10	microdéf	10	43	90	44	280
C11-C14	micron	-17	-80	-242	-473	0
C12-C14	micron	-15	-63	-191	-311	137
C13-C14	micron	-5	-42	-108	-139	277
C15-C14/136	microrad	197	310	779	1272	450

dalle L		91134309	91135309	91136309	91138309	rayon mm
fréquence	Hz	380	370	370	320	
p max	kPa	36	92	148	172	
p palier	kPa	27	78	132	172	
J2	microdéf	-31	-100	-274	-474	0
J3	microdéf	-9	-20	-19	-42	140
J4	microdéf	-18	-59	-109	-119	140
J5	microdéf	-3	-9	-11	-54	280
J6	microdéf	-17	-52	-108	-68	280
J7	microdéf	-13	-40	-95	-59	400
J8	microdéf	29	95			30
J9	microdéf	19	61	105	66	140
J10	microdéf	16	49	122	30	280
C11-C14	micron	-30	-111	-299	-611	0
C12-C14	micron	-28	-97	-233	-438	137
C13-C14	micron	-16	-53	-123	-231	277
C15-C14/136	microrad	207	516	1357	2296	450

dalle M		91120302	91121302	91122302	91123302	91125303	rayon mm
fréquence	Hz	360	330	330	300	280	
p max	kPa	39	94	92	145	175	
p palier	kPa	26	81	80	131	175	
J2	microdéf	-2		-6	-10	-63	0
J3	microdéf	-6		-17	-32	-46	140
J4	microdéf	-18		-58	-117	-119	140
J5	microdéf	-2		-7	-13	-26	280
J6	microdéf	-15		-53	-113	-119	280
J7	microdéf	-11		-41	-84	-112	400
J8	microdéf	24		96	466		30
J9	microdéf	17		62	125	90	140
J10	microdéf	14		48	134	205	280
C11-C14	micron	-42	-139	-126	-274	-628	0
C12-C14	micron	-38		-100	-215	-441	137
C13-C14	micron	-24		-39	-93	-208	277
C15-C14/136	microrad	53	512	651	1137	3156	450

dalle I		91149312	91151312	91152316	91154316	rayon mm
fréquence	Hz	400	400	380	330	
p max	kPa	38	92	148	174	
p palier	kPa	26	80	133	174	
J2	microdéf	-19	-61	-136	-215	0
J3	microdéf	-17	-54	-94	-111	140
J4	microdéf	-19	-61	-121	-194	140
J5	microdéf	-8	-26	-47	-51	280
J6	microdéf	-18	-55	-103	-151	280
J7	microdéf	-11	-40	-76	-111	400
J8	microdéf	24	78	272		30
J9	microdéf	18	60	134	288	140
J10	microdéf	16	52	109	173	280
C11-C14	micron	-34	-108	-247	-403	0
C12-C14	micron	-41	-91	-195	-297	137
C13-C14	micron	-21	-43	-99	-147	277
C15-C14/136	microrad	70	465	947	1342	450

dalle J		91163318	91164318	91165319	91167319	rayon mm
fréquence	Hz	410	410	410	310	
p max	kPa	42	94	149	174	
p palier	kPa	26	82	134	174	
J2	microdéf	-21	-71	-196	-328	0
J3	microdéf	-17	-54	-98	-180	140
J4	microdéf	-20	-70	-157	-78	140
J5	microdéf	-10	-29	-47	-74	280
J6	microdéf	-17	-59	-119	-96	280
J7	microdéf	-13	-43	-92	-66	400
J8	microdéf	21	81	415		30
J9	microdéf	19	68	225	46	140
J10	microdéf	17	57	138	101	280
C11-C14	micron	-23	-107	-290	-696	0
C12-C14	micron	-19	-92	-241	-480	137
C13-C14	micron	-9	-42	-118	-242	277
C15-C14/136	microrad	159	469	958	2326	450

dalle H		91071161	91072161	91073161	91074162	91075162	91076162	rayon mm
fréquence	Hz	420	430	430	430	430	360	
p max	kPa	48	107	150	150	145	198	
p palier	kPa	41	94	135	133	132	179	
J2	microdéf	-22	-53			-98		0
J3	microdéf	-21	-48			-69		140
J4	microdéf	-19	-50			-65		140
J5	microdéf	-11	-25			-27		280
J6	microdéf	-18	-44			-62		280
J7	microdéf							400
J8	microdéf	22	53			53		30
J9	microdéf	22	46			63		140
J10	microdéf	17	39			62		280
C11-C14	micron	-31	-57	-146	pb	pb	-347	0
C12-C14	micron	-28	-38			pb		137
C13-C14	micron	-17	-13			pb		277
C15-C14/136	microrad	191	669	619	1373	pb	1844	450

dalle R		91197339	91198340	91199340	91201340	91203340	rayon mm
fréquence	Hz	410	420	420	415	300	
p max	kPa	43	65	92	123	150	
p palier	kPa	35	55	81	111	137	
J2	microdéf	-26	-39	-59	-124	-242	0
J3	microdéf	-22	-33	-47	-69	-170	140
J4	microdéf	-23	-35	-55	-112	1	140
J5	microdéf	-13	-18	-26	-34	-102	280
J6	microdéf	-20	-32	-49	-91	25	280
J7	microdéf	-11	-18	-33	-64	18	400
J8	microdéf	57	93	217 saturé > 683			30
J9	microdéf	23	38	64	111	-15	140
J10	microdéf	18	30	50	107	-17	280
C11-C14	micron	-57	-58	-88	-269	-670	0
C12-C14	micron	-37	-48	-75	-194	-459	137
C13-C14	micron	-16	-20	-35	-92	-208	277
C15-C14/136	microrad	164	383	536	1001	1384	450

dalle S		91208344	91209345	91210345	91212345	91214345	91216345	rayon mm
fréquence	Hz	450	450	450	450	440	380	
p max	kPa	40	65	96	126	150	172	
p palier	kPa	34	55	82	113	136	172	
J2	microdéf	-24	-38	-58	-90	-135	-237	0
J3	microdéf	-20	-31	-45	-64	-79	-97	140
J4	microdéf	-23	-37	-54	-78	-103	-146	140
J5	microdéf	-9	-14	-22	-29	-34	-37	280
J6	microdéf	-18	-31	-45	-63	-83	-115	280
J7	microdéf	-16	-25	-38	-53	-70	-97	400
J8	microdéf	23	37	62	126	216	412	30
J9	microdéf	23	35	56	85	128	163	140
J10	microdéf	18	29	45	64	86	120	280
C11-C14	micron	-34	-66	-86	-133	-181	-339	0
C12-C14	micron	-29	-56	-70	-113	-146	-277	137
C13-C14	micron	-11	-37	-47			-112	277
C15-C14/136	microrad	162	153	305	310	710	1175	450

dalle O		91172323	91173323	91174324	91175324	91177324	91179324	rayon mm
fréquence	Hz	480	500	490	480	480	450	
p max	kPa	32	92	146	170	201	225	
p palier	kPa	31	80	132	170	201	225	
J2	microdéf	-15	-36	-59	-79	-98	-363	0
J3	microdéf	-13	-34	-52	-67	-81	-170	140
J4	microdéf	-15	-39	-64	-80	-98	-19	140
J5	microdéf	-7	-18	-27	-35	-39	-67	280
J6	microdéf	-12	-31	-51	-67	-84	-51	280
J7	microdéf	-8	-20	-33	-46	-60	-43	400
J8	microdéf	13	42	73	96	140		30
J9	microdéf	14	36	60	75	89	55	140
J10	microdéf	11	28	47	63	83	48	280
C11-C14	micron	-27	-67	-113	-152	-189	-829	0
C12-C14	micron	-22	-53	-90	-129	-145	-471	137
C13-C14	micron	8	-3	-50	-85	-84	-181	277
C15-C14/136	microrad	128	337	544	566	780	2797	450

dalle P		91184337	91185337	91186337	91188338	91190338	rayon mm
fréquence	Hz	425	400	400	450	375	
p max	kPa	37	92	149	175	206	
p palier	kPa	33	82	135	175	206	
J2	microdéf	-12	-26	-52	-83	-276	0
J3	microdéf	-8	-21	-39	-54	-212	140
J4	microdéf	-20	-53	-84	-108	-20	140
J5	microdéf	-3	-9	-16	-23	-129	280
J6	microdéf	-18	-49	-77	-98	44	280
J7	microdéf	-17	-41	-62	-86	41	400
J8	microdéf	19	58	121	197 saturé > 840		30
J9	microdéf	20	52	86	104	-67	140
J10	microdéf	19	52	83	107	-42	280
C11-C14	micron	-29	-85	-143	-188	-850	0
C12-C14	micron	-20	-69	-123	-166	-530	137
C13-C14	micron	10	-41	-67	-116	-360	277
C15-C14/136	microrad	344	730	1425	1015	2293	450

dalle G		91043149	91048151	rayon mm	
fréquence	Hz		450	130	
p max	kPa		46	252	
p palier	kPa		46	252	
J2	microdéf		-42	-2440	0
J3	microdéf		-33	-143	140
J4	microdéf		-35	-1170	140
J5	microdéf		-17	-33	280
J6	microdéf		-28	-590	280
J7	microdéf		-20	-273	400
J8	microdéf		17		50
J9	microdéf		10	-78	50
J10	microdéf		15	1020	250
C11-C14	micron		-70	-4728	0
C12-C14	micron		-65	-3808	137
C13-C14	micron		-35	-2147	277
C15-C14/136	microrad		148	13676	450

dalle E	91024136	91025136	91026137	91027141	91028141	91029141	91030141	91032141	91034142	91036142	rayon mm
fréquence	390	430	430	420	380	330	270	200	160	150	
p max	39	81	143	161	198	235	269	360	465	550	
p palier	30	70	126	143	177	235	269	360	466	550	
J2	-9	-18	-65	-66	-98					-166	0
J3	-17	-40	-79	-89	-118		-220	-281	-345	-335	140
J4	-17	-38	-71	-83	-118		-265	-428	-615	-885	140
J5	-8	-19	-35	-38	-48		-70	-93	-93	-52	280
J6	-14	-34	-62	-68	-93		-194	-272	-395	-600	280
J7	-11	-24	-44	-48	-67		-114	-161	-244	-400	400
J8	8	19	73	115	197		909	1945		417	50
J9	4	9	36	78	143		1002	2267	6876	10022	50
J10	8	18	54	89	212		637	1549	3678	8850	250
C11-C14	-38	-88	-167	-197	-316	-634	-1325	-3362	-5782	-9808	0
C12-C14	-34	-74	-135	-154	-264		-1128	-2812	-4842	-7491	137
C13-C14	-20	-41	-70	-106	-126		-609	-1462	-2442	-3350	277
C15-C14/136	96	199	595	529	1098	2525	4272	13219	19158	35191	450

dalle F	91052154	91053154	91054154	91055155	91056155	91057155	91058155	91060155	91062156	91064156	rayon mm
fréquence	390	365	350	340	330	300	220	190	175	155	
p max	39	89	145	195	246	291	323	363	495	550	
p palier	34	77	129	176	246	291	323	363	495	550	
J2	-10	-25	-85	-142	-300		-738	-902		-2150	0
J3	-10	-22	-31	-48	-103		-233	-264		-251	140
J4	-21	-49	-99	-133	-180		-294	-364		-800	140
J5	-4	-10	-9	-18	-58		-115	-106		-69	280
J6	-18	-45	-92	-118	-167		-274	-333		-668	280
J7	-15	-35	-76	-113	-80		-139	-175		-357	400
J8	13	35	273	452	567		1455	2361		50	50
J9	-20	-71	-189	-276	-63		1542	1916		2404	250
J10	11	18	59	102	326		865	1240			
C11-C14	-20	-111	-281	-441	-710		-2102	-3050	-5240	-16800	0
C12-C14	-38	-92	-215	-338	-587		-1732	-2480		-12500	137
C13-C14	-22	-51	-116	-183	-311		-883	-1260		-9200	277
C15-C14/136	145	445	1004	1434	2388	4419	7502	13456	15816	50735	450

dalle W	92080120	92081120	92082120	92083120	92085121	92087121	92089121	92091125	rayon mm
fréquence	470	470	470	450	400	380	280	200	
p max	37	104	142	202	257	288	386	486	
p palier	34	92	128	183	253	285	383	484	
J2	-15	-41	-59	-202	-202	-380	-571	0	
J3	-13	-34	-47	-160	-160	-281	-570	140	
J4	-19	-51	-70	-252	-252	-605	-746	140	
J5	-7	-19	-26	-86	-86	-87	-135	280	
J6	-15	-43	-57	-176	-176	-276	-384	280	
J7	-11	-30	-41	-143	-143	-266	-522	400	
J8	8	22	40	845	845	1348	5781	50	
J9	4	13	22	143	143	1104	2971	50	
J10	5	19	27	368	368	565	2827	250	
C11-C14	-32	-78	-105	-232	-488	-538	-1896	-4485	0
C12-C14	-28	-65	-90	-412	-412	-1426	-3704	137	
C13-C14	-16	-32	-38	-196	-196	-736	-1944	277	
C15-C14/136	98	331	512	1051	942	1160	5280	17169	450

dalle X	92100126	92101127	92102107	92103127	92105127	92107127	92109128	92111128	92113128	rayon mm
fréquence	470	470	460	440	420	350	220	170	160	
p max	45	91	145	203	239	281	389	481	582	
p palier	39	78	130	184	235	281	387	481	582	
J2	-20	-39	-71	-209	-240	-298	-437	-692	0	
J3	-19	-38	-74	-147	-164	-205	-401	-416	-255	140
J4	-20	-43	-96	-251	-272	-404	-567	-772	-1350	140
J5	-12	-24	-41	-97	-110	-109	-119	-187	-65	280
J6	-19	-36	-76	-200	-212	-320	-602	-720	-1210	280
J7	-10	-24	-47	-150	-108	-198	-512	-565	-1130	400
J8	9	19	62	135	386	628	2555	6505	5710	50
J9	5	11	12	58	147	305	2016	4540	7350	50
J10	4	11	28	46	58	96	1553	2781	2778	250
C11-C14	-32	-69	-127	-299	-419	-687	-2874	-6199	-14638	0
C12-C14	-26	-62	-106	-239	-325	-496	-2343	-4930	-10621	137
C13-C14	-14	-40	-57	-141	-187	-294	-1299	-2686	-4909	277
C15-C14/136	147	250	403	849	1444	2115	9564	19459	sat. > 73000	450

dalle GR I		92034063	92035063	92036065	92038065	92040066	rayon mm
fréquence	Hz	390	380	360	360	360	
p max	kPa	40	63	97	122	150	
p palier	kPa	38	57	87	110	150	
J2	microdéf	-19	-25	-30	-43	-63	0
J3	microdéf	-37	-85	-102	-128	-177	140
J4	microdéf	-43	-88	-131	-168	-236	140
J5	microdéf	-5	-5	-3	-5	-3	280
J6	microdéf	-32	-54	-82	-103	-150	280
J7	microdéf	-29	-41	-69	-86	-127	400
J8	microdéf	32	53	78	99	142	30
J9	microdéf	34	55	86	108	151	140
J10	microdéf	33	53	80	102	148	280
C11-C14	micron	-63	-103	-126	-201	-281	0
C12-C14	micron	-51	-87	-110	-159	-238	137
C13-C14	micron	-30	-40	-50	-78	-126	277
C15-C14/136	microrad	218	452	717	789	1496	450

dalle GR II		92023058	92024058	92025058	92027058	92029062	rayon mm
fréquence	Hz	330	340	350	330	300	
p max	kPa	41	64	96	120	148	
p palier	kPa	31	56	84	110	135	
J2	microdéf	-12	-20	-30	-42	-44	0
J3	microdéf	-11	-18	-27	-37	-40	140
J4	microdéf	-26	-48	-78	-106	-128	140
J5	microdéf	-6	-8	-13	-17	-19	280
J6	microdéf	-23	-42	-69	-93	-107	280
J7	microdéf	-17	-31	-53	-72	-82	400
J8	microdéf	23	46	73	103	120	30
J9	microdéf	23	45	74	102	127	140
J10	microdéf	20	39	64	90	108	280
C11-C14	micron	-67	-116	-219	-248	-346	0
C12-C14	micron	-60	-109	-189	-213	-286	137
C13-C14	micron	-30	-52	-107	-91	-175	277
C15-C14/136	microrad	146	317	528	1089	630	450

Fichiers "AMOTIR" - Amortissement des vibrations

dalle U		92071118	92072118	92073118	92075119	rayon mm
fréquence	Hz	420	420		280	
p max	kPa	27	91	145	170	
J2	décrément	0,13	0,22	0,37	0,46	0
J4	décrément	0,09	0,22	0,38	0,49	140
J6	décrément	0,09	0,15	0,39	0,52	280
J7	décrément	0,01	0,15	0,41	0,49	400
J8	décrément	0,15	0,22	0,34		30
J9	décrément	0,11	0,19	0,65	0,38	140
J10	décrément	0,13	0,19	0,35	0,58	280
moyenne		0,1	0,19	0,42	0,49	
moyenne corrigée		0,1	0,19	0,38	0,49	

dalle L		91134309	91135309	91136309	91138309	rayon mm
fréquence	Hz	380	370	370	320	
p max	kPa	36	92	148	172	
J2	décrément	0,29	0,31	0,31	0,43	0
J4	décrément	0,29	0,29	0,46	0,5	140
J6	décrément	0,3	0,28	0,43	0,58	280
J7	décrément	0,31	0,28	0,36	0,69	400
J8	décrément	0,3	0,32			30
J9	décrément	0,27	0,3	0,63	0,5	140
J10	décrément	0,28	0,29	0,33	0,57	280
moyenne		0,29	0,3	0,42	0,54	
moyenne corrigée		0,29	0,29	0,44	0,57	

(après fissuration)

dalle M		91120302	91122302	91123302	91125303	rayon mm
fréquence	Hz	360	330	300	280	
p max	kPa	39	92	145	175	
J2	décrément					0
J4	décrément	0,25	0,15	0,21	0,44	140
J6	décrément	0,24	0,19	0,16	0,42	280
J7	décrément	0,21	0,19	0,2	0,59	400
J8	décrément	0,23	0,14	0,24		30
J9	décrément	0,25	0,16	0,19	0,56	140
J10	décrément	0,22	0,17	0,1	0,53	280
moyenne		0,23	0,17	0,18	0,51	
moyenne corrigée		0,23	0,17	0,18	0,51	

dalle I		91149312	91151312	91152316	91154316	rayon mm
fréquence	Hz	400	400	380	330	
p max	kPa	38	92	148	174	
J2	décrément	0,18	0,22	0,27	0,29	0
J4	décrément	0,16	0,21	0,25	0,25	140
J6	décrément	0,17	0,19	0,26	0,24	280
J7	décrément	0,15	0,18	0,24	0,22	400
J8	décrément	0,15	0,22	0,19		30
J9	décrément	0,19	0,21	0,25	0,25	140
J10	décrément	0,17	0,21	0,23	0,28	280
moyenne		0,17	0,21	0,24	0,25	
moyenne corrigée		0,16	0,2	0,24	0,25	

dalle J		91163318	91164318	91165319	91167319	rayon mm
fréquence	Hz	410	410	410	310	
p max	kPa	42	94	149	174	
J2	décrément	0,24	0,19	0,24	0,21	0
J4	décrément	0,19	0,15	0,33	0,16	140
J6	décrément	0,21	0,16	0,37	0,17	280
J7	décrément	0,18	0,16	0,34	0,19	400
J8	décrément	0,25	0,2	0,39	0,21	30
J9	décrément	0,26	0,18	0,37	0,25	140
J10	décrément	0,21	0,15	0,37	0,22	280
moyenne		0,22	0,17	0,34	0,2	
moyenne corrigée		0,22	0,17	0,36	0,2	

(après rupture)

dalle H		91071161	91072161	91075162	rayon mm
fréquence	Hz	420	430	430	
p max	kPa	48	107	145	
J2	décrément	0,21	0,21	0,21	0
J4	décrément	0,18	0,2	0,22	140
J6	décrément	0,15	0,19	0,22	280
J7	décrément				400
J8	décrément	0,21	0,21	0,25	30
J9	décrément	0,17	0,19	0,26	140
J10	décrément	0,13	0,21	0,21	280
moyenne		0,18	0,2	0,23	
moyenne corrigée		0,17	0,2	0,23	

dalle R		91197339	91198340	91199340	91201340	91203340	rayon mm
fréquence	Hz	410	420	420	415	300	
p max	kPa	43	65	92	123	150	
J2	décrément	0,26	0,36	0,56	0,58	0,35	0
J4	décrément	0,19	0,29	0,44	0,55	0,67	140
J6	décrément	0,24	0,23	0,41	0,52		280
J7	décrément	0,25	0,2	0,35	0,48		400
J8	décrément	0,25	0,33	0,31			30
J9	décrément	0,25	0,31	0,39	0,67	0,8	140
J10	décrément	0,19	0,23	0,43	0,49	0,73	280
moyenne		0,23	0,28	0,41	0,55	0,64	
moyenne corrigée		0,23	0,27	0,39	0,54	0,73	

dalle S		91208344	91209345	91210345	91212345	91214345	91216345	rayon mm
fréquence	Hz	450	450	450	450	440	380	
p max	kPa	40	65	96	126	150	172	
J2	décroissement	0,18	0,19	0,22	0,19	0,2	0,36	0
J4	décroissement	0,16	0,11	0,21	0,18	0,2	0,42	140
J6	décroissement	0,15	0,15	0,17	0,17	0,22	0,38	280
J7	décroissement	0,1	0,14	0,21	0,19	0,2	0,34	400
J8	décroissement	0,14	0,17	0,15	0,12	0,14	0,28	30
J9	décroissement	0,13	0,17	0,18	0,2	0,18	0,42	140
J10	décroissement	0,16	0,21	0,16	0,17	0,19	0,44	280
moyenne		0,15	0,16	0,19	0,17	0,19	0,38	
moyenne corrigée		0,14	0,16	0,18	0,18	0,2	0,4	

dalle O		91172323	91173323	91174324	91175324	91177324	91179324	rayon mm
fréquence	Hz	480	500	490	480	480	450	
p max	kPa	32	92	146	170	201	225	
J2	décroissement	0,1	0,24	0,22	0,28	0,27		0
J4	décroissement	0,21	0,23	0,25	0,26	0,27	0,83	140
J6	décroissement	0,22	0,2	0,2	0,22	0,23	0,69	280
J7	décroissement	0,19	0,12	0,6	0,16	0,18	0,89	400
J8	décroissement	0,11	0,19	0,19	0,21	0,18		30
J9	décroissement	0,12	0,19	0,23	0,28	0,26	0,78	140
J10	décroissement	0,13	0,17	0,23	0,23	0,23	0,61	280
moyenne		0,15	0,19	0,21	0,24	0,23	0,76	
moyenne corrigée		0,16	0,19	0,21	0,23	0,23	0,76	

dalle P		91184337	91185337	91186337	91188338	91190338	rayon mm
fréquence	Hz	425	400	400	450	375	
p max	kPa	37	92	149	175	206	
J2	décroissement		0,34	0,34	0,88		0
J4	décroissement	0,25	0,37	0,52	0,82	1,24	140
J6	décroissement	0,24	0,43	0,62	0,63		280
J7	décroissement	0,12	0,64	0,93	0,55		400
J8	décroissement	0,13	0,32	0,46	0,59		30
J9	décroissement	0,28	0,33	0,48	0,77		140
J10	décroissement	0,2	0,49	0,74	0,5		280
moyenne		0,2	0,42	0,58	0,68	1,24	
moyenne corrigée		0,2	0,39	0,56	0,64	pas calculable	

dalle GR I		92034063	92035063	92036065	92038065	92040066	rayon mm
fréquence	Hz	390	380	360	360	360	
p max	kPa	40	63	97	122	150	
J2	décroissement	0,66	0,71			1,07	0
J4	décroissement	0,49	0,57	0,91	0,85	1,11	140
J6	décroissement	0,4	0,43	0,76		0,95	280
J7	décroissement	0,55	0,39	0,83		0,88	400
J8	décroissement	0,42	0,47	0,96	0,87	1,02	30
J9	décroissement	0,39	0,39	0,88	0,83	0,99	140
J10	décroissement	0,43	0,4	0,8		0,94	280
moyenne		0,48	0,48	0,86	0,85	0,99	
moyenne corrigée		0,45	0,44	0,86	0,85	0,98	

dalle GR II		92023058	92024058	92025058	92027058	92029062	rayon mm
fréquence	Hz	330	340	350	330	300	
p max	kPa	41	64	96	120	148	
J2	décroissement	0,27	0,18	0,45	0,58	0,66	0
J4	décroissement	0,35	0,27	0,33	0,36	0,41	140
J6	décroissement	0,34	0,22	0,3	0,37	0,42	280
J7	décroissement	0,3	0,23	0,36	0,39	0,47	400
J8	décroissement	0,32	0,25	0,32	0,36	0,45	30
J9	décroissement	0,33	0,25	0,34	0,36	0,43	140
J10	décroissement	0,33	0,25	0,31	0,39	0,42	280
moyenne		0,32	0,24	0,34	0,4	0,47	
moyenne corrigée		0,33	0,25	0,33	0,37	0,44	

dalle G		91043149	91046150	91048151	rayon mm
fréquence	Hz	450	125	130	
p max	kPa	46	198	252	
J2	décroissement	0,2	0,26	0,23	0
J4	décroissement	0,23	0,29	0,32	140
J6	décroissement	0,2	0,36	0,37	280
J7	décroissement	0,17	0,42	0,37	400
J8	décroissement	0,2	0,39		50
J9	décroissement	0,13			50
J10	décroissement	0,11	0,41	0,4	250
moyenne		0,18	0,35	0,34	
moyenne corrigée		0,17	0,37	0,37	

dalle E		91024136	91025136	91026137	91027141	91028141	91030141	91032141	91034142	91036142	rayon mm
fréquence	Hz	390	430	430	420	380	270	200	160	150	
p max	kPa	39	81	143	161	198	269	360	465	550	
J2	décèlement		0,28	0,23	0,22	0,36	0,42			0	
J4	décèlement	0,2	0,12	0,23	0,21	0,25	0,31	0,32	0,33	0,31	140
J6	décèlement	0,21	0,13	0,21	0,23	0,25	0,31	0,33	0,29	0,29	280
J7	décèlement	0,16	0,17	0,21	0,25	0,23	0,47	0,32	0,31	0,27	400
J8	décèlement	0,29	0,17	0,2	0,19	0,31	0,27	0,34		0,34	50
J9	décèlement	0,2	0,12	0,22	0,19	0,28	0,32	0,38	0,31		50
J10	décèlement	0,1	0,15	0,2	0,33	0,25	0,32	0,34	0,3	0,33	250
moyenne		0,19	0,14	0,22	0,23	0,28	0,35	0,34	0,31	0,31	
moyenne corrigée		0,19	0,14	0,21	0,23	0,26	0,34	0,34	0,31	0,31	

dalle F		91052154	91053154	91054154	91055155	91056155	91058155	91060155	91064156	rayon mm
fréquence	Hz	390	365	350	340	330	220	190	155	
p max	kPa	39	89	145	195	246	323	363	550	
J2	décèlement	0,21	0,19	0,43	0,33	0,44	0,4	0,39	0,39	0
J4	décèlement	0,14	0,25	0,41	0,41	0,4	0,39	0,37	0,38	140
J6	décèlement	0,16	0,27	0,39	0,41	0,41	0,38	0,39	0,36	280
J7	décèlement	0,11	0,29	0,4	0,42	0,44	0,31	0,37	0,36	400
J8	décèlement	0,22	0,3	0,46	0,5	0,47	0,42	0,39		50
J9	décèlement	0,31	0,36	0,5		0,37	0,44	0,4		50
J10	décèlement	0,15	0,21	0,34	0,34	0,4	0,41	0,49	0,43	250
moyenne		0,19	0,27	0,42	0,4	0,42	0,39	0,4	0,38	
moyenne corrigée		0,18	0,28	0,42	0,42	0,41	0,39	0,4	0,38	

dalle W		92080120	92081120	92082120	92087121	92089121	92091125	rayon mm
fréquence	Hz	470	470	470	380	280	200	
p max	kPa	37	104	142	288	386	486	
J2	décroissement	0,16	0,22	0,26	0,38	0,49	0,36	0
J4	décroissement	0,14	0,16	0,2	0,28	0,6	0,42	140
J6	décroissement	0,14	0,15	0,19	0,36	0,64	0,46	280
J7	décroissement	0,09	0,14	0,19	0,33	0,69	0,43	400
J8	décroissement	0,25	0,25	0,13	0,46	0,56	0,47	50
J9	décroissement	0,1	0,15	0,23	0,28	0,59	0,37	50
J10	décroissement	0,1	0,18	0,17	0,53	0,47	0,4	250
moyenne		0,14	0,18	0,19	0,37	0,58	0,42	
moyenne corrigée		0,14	0,17	0,18	0,37	0,59	0,43	

dalle X		92100126	92101127	92102107	92103127	92105127	92107127	92109128	92111128	92113128	rayon mm
fréquence	Hz	470	470	460	440	420	350	220	170	160	
p max	kPa	45	91	145	203	239	281	389	481	582	
J2	décroissement	0,22	0,25	0,25	0,36	0,46	0,35	0,3	0,34	0,34	0
J4	décroissement	0,22	0,15	0,17	0,34	0,43	0,36	0,41	0,3	0,25	140
J6	décroissement	0,2	0,16	0,18	0,33	0,42	0,35	0,36	0,38	0,24	280
J7	décroissement	0,16	0,12	0,17	0,35	0,4	0,3	0,47	0,36	0,26	400
J8	décroissement	0,2	0,17	0,14	0,39	0,47	0,32	0,39	0,43		50
J9	décroissement	0,21	0,07	0,27	0,11	0,49	0,31	0,45	0,29		50
J10	décroissement	0,15	0,14	0,2	0,39	0,41	0,54	0,49	0,32	0,32	250
moyenne		0,19	0,15	0,2	0,32	0,44	0,36	0,41	0,34	0,27	
moyenne corrigée		0,19	0,14	0,19	0,32	0,43	0,36	0,43	0,34	0,27	

(après fissuration)

Annexe 4 : Essais de dalles. Relevés de fissures

Rappel du programme de chargement des dalles

Les figures sont présentées par dalle et classées par type de béton étudié. On rappelle pour chaque dalle le programme de chargement réalisé.

Dalle U (Béton témoin $e/c=0,5$ humide - chocs successifs)

Dalle L (Béton témoin $e/c=0,5$ humide - chocs successifs)

Dalle M (Béton témoin $e/c=0,5$ humide - chocs successifs)

Dalle N (Béton témoin $e/c=0,5$ humide - rupture statique)

Dalle I (Béton témoin $e/c=0,5$ sec - chocs successifs)

Dalle J (Béton témoin $e/c=0,5$ sec - chocs successifs)

Dalle H (Béton témoin $e/c=0,5$ sans protection - chocs successifs)

Dalle K (Béton témoin $e/c=0,5$ sec - rupture statique)

Dalle R (Béton poreux $e/c=0,7$ humide - chocs successifs)

Dalle S (Béton poreux $e/c=0,7$ humide - chocs successifs)

Dalle T (Béton poreux $e/c=0,7$ humide - rupture statique)

Dalle O (Béton THP $e/c=0,3$ humide - chocs successifs)

Dalle P (Béton THP $e/c=0,3$ humide - chocs successifs)

Dalle Q (Béton THP $e/c=0,3$ humide - rupture statique)

Dalle GR I (Microbéton $e/c=0,5$ humide - chocs successifs)

Dalle GR II (Microbéton $e/c=0,5$ humide - chocs successifs)

Dalle GR III (Microbéton $e/c=0,5$ humide - rupture statique)

Dalle F (Béton témoin armé - $e/c=0,5$ - humide - chocs successifs)

Dalle G (Béton témoin armé - $e/c=0,5$ - humide - chocs successifs)

Dalle E (Béton témoin armé - $e/c=0,5$ - sans protection - chocs successifs)

Dalle V (Béton témoin armé - $e/c=0,5$ - humide - rupture statique)

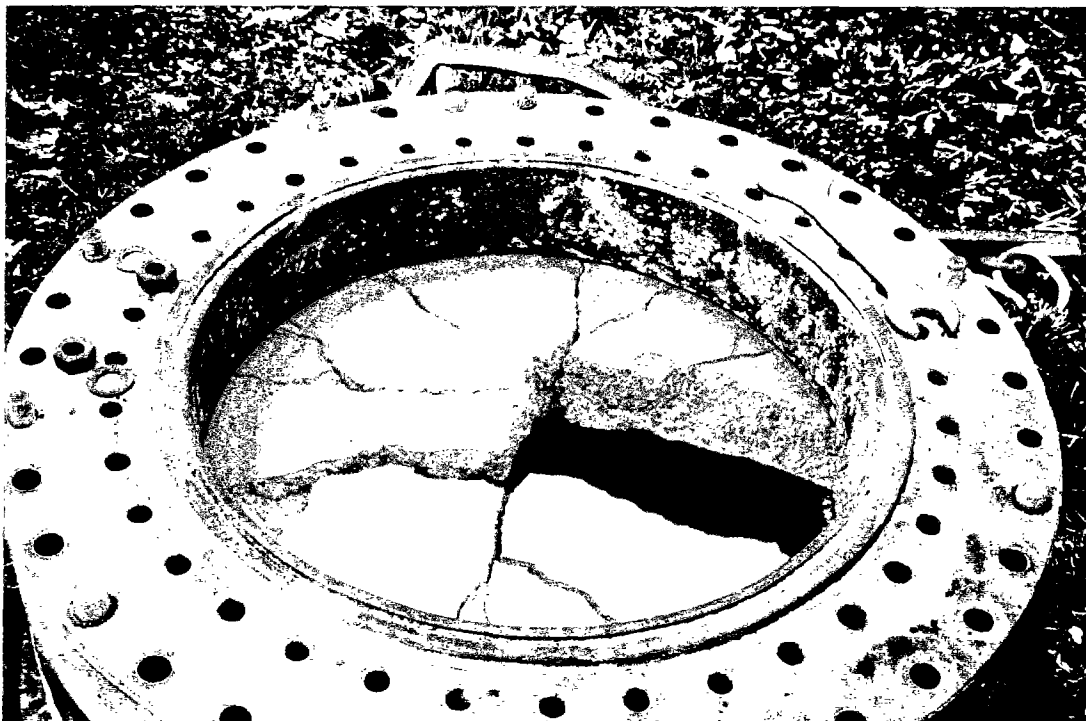
Dalle W (Béton THP armé - $e/c=0,3$ - humide - chocs successifs)

Dalle X (Béton THP armé - $e/c=0,3$ - humide - chocs successifs)

Dalle Y (Béton THP armé - $e/c=0,3$ - humide - rupture statique)

Visualisation de la ruine des dalles

Schémas et photos sont insérés ci-après.

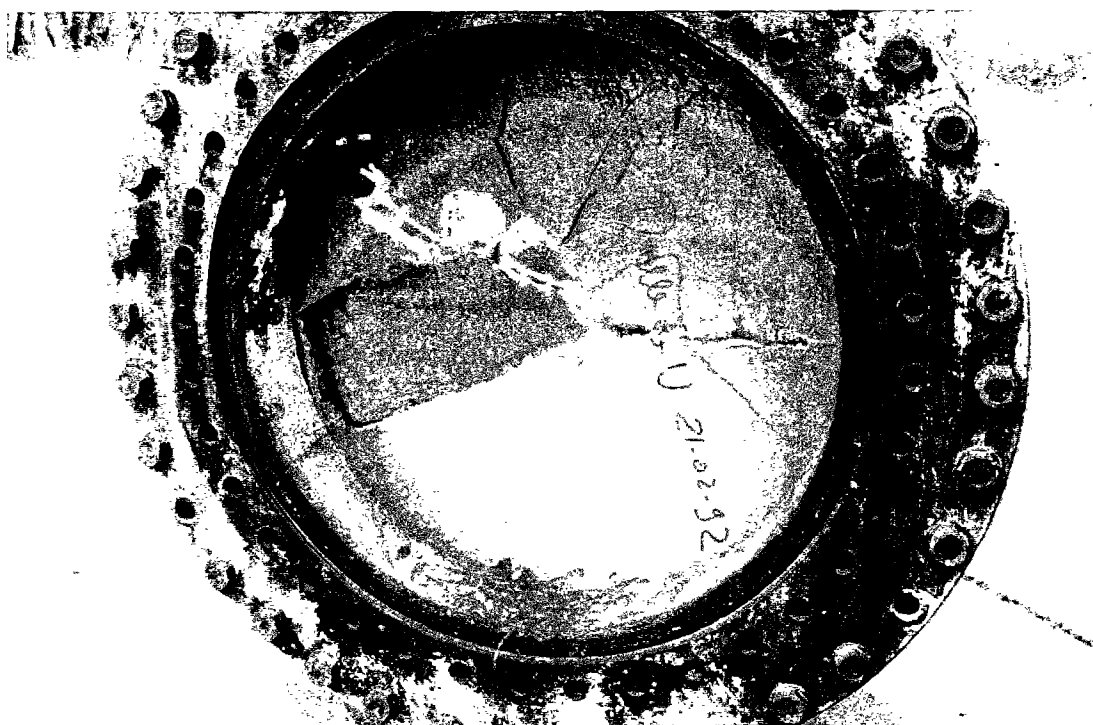


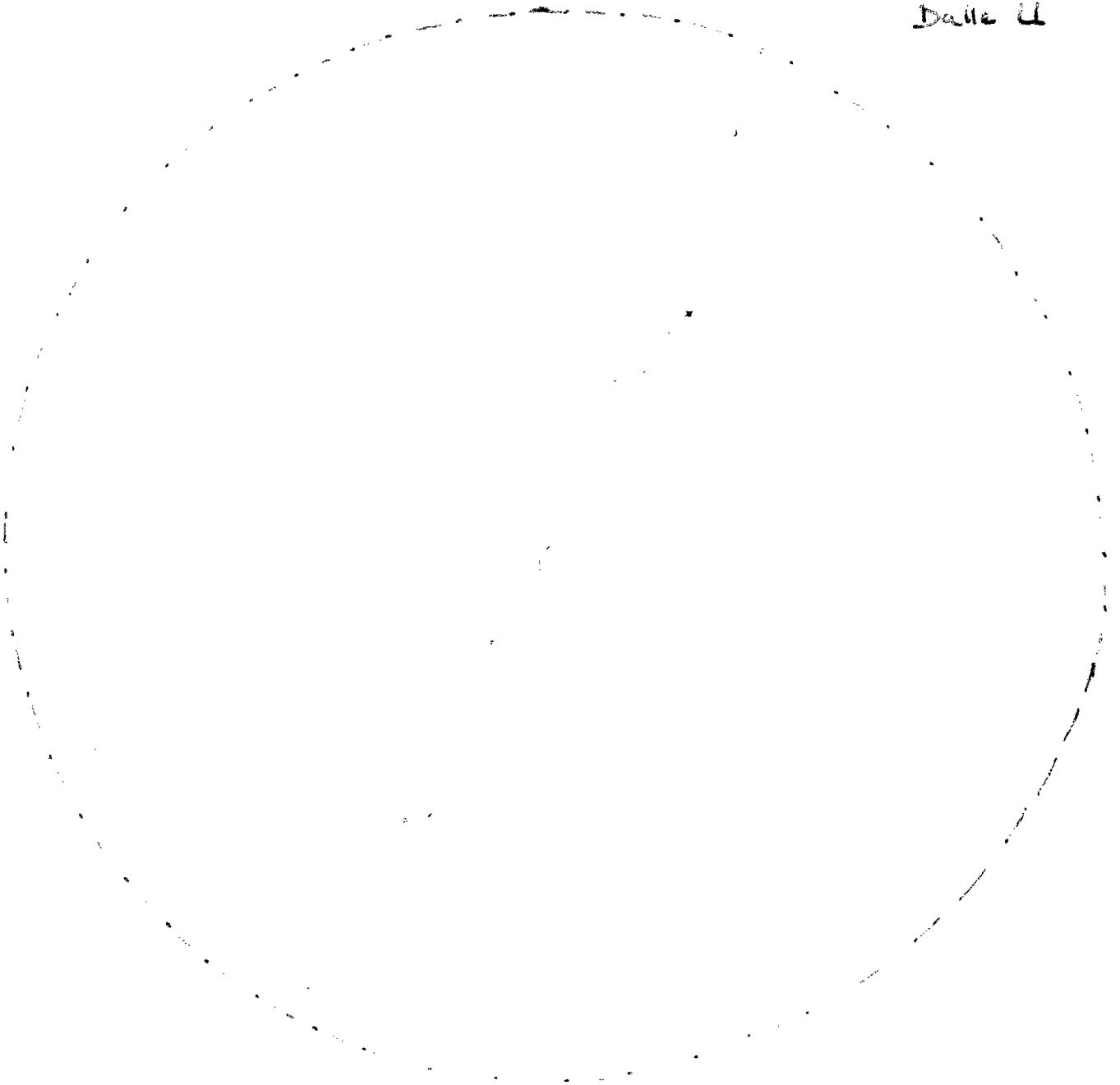
extérieur au démontage après 92077119

Dalle U

- 92069118 serrage
- 92070118 statique
- 92071118 tir 27 kPa
- 92072118 tir 91 kPa
- 92073118 tir 145 kPa
- 92074118 statique
- 92075119 tir 170 kPa
- 92076119 statique
- 92077119 tir 198 kPa

intérieur après 92077119





1^{re} fissure. Tir 32073118. Ouverture 150 à 200, cm

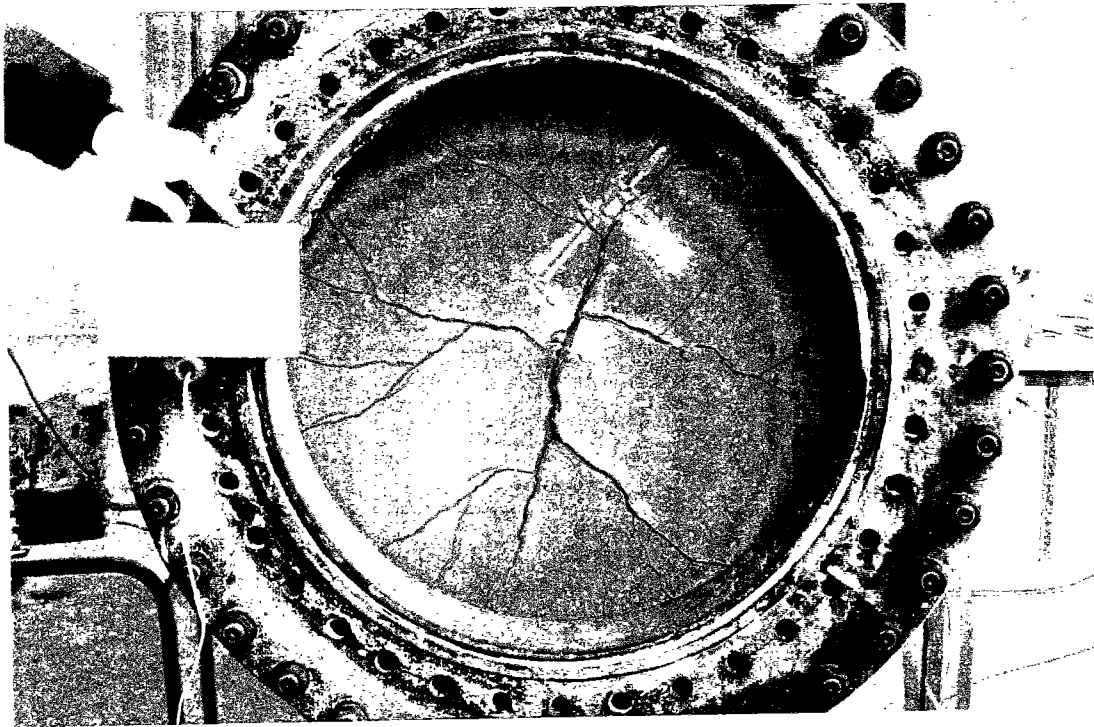
Tir 32075119. Ouverture 150 à 300, cm

Nouvelles lignes de Rupture. Tir 32077119

Éclats

Blocs quasi-découpés hors du plan de la dalle

(prêts à tomber en particulier Bloc ① : rotation sur appui $\sim 30^\circ$)

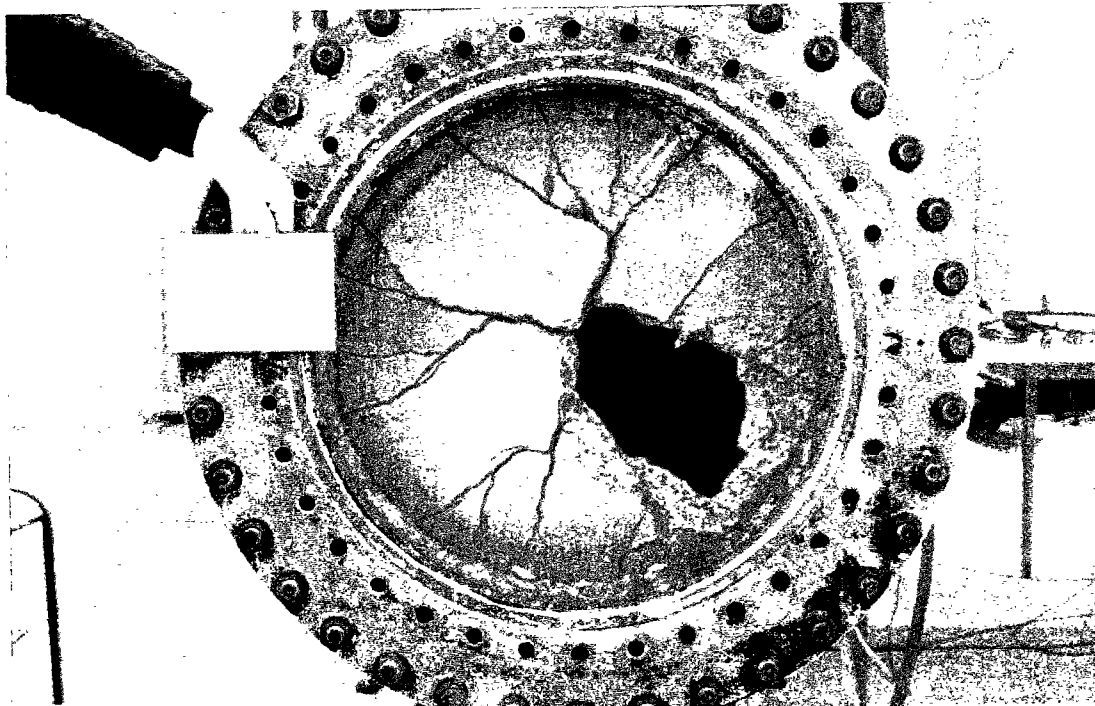
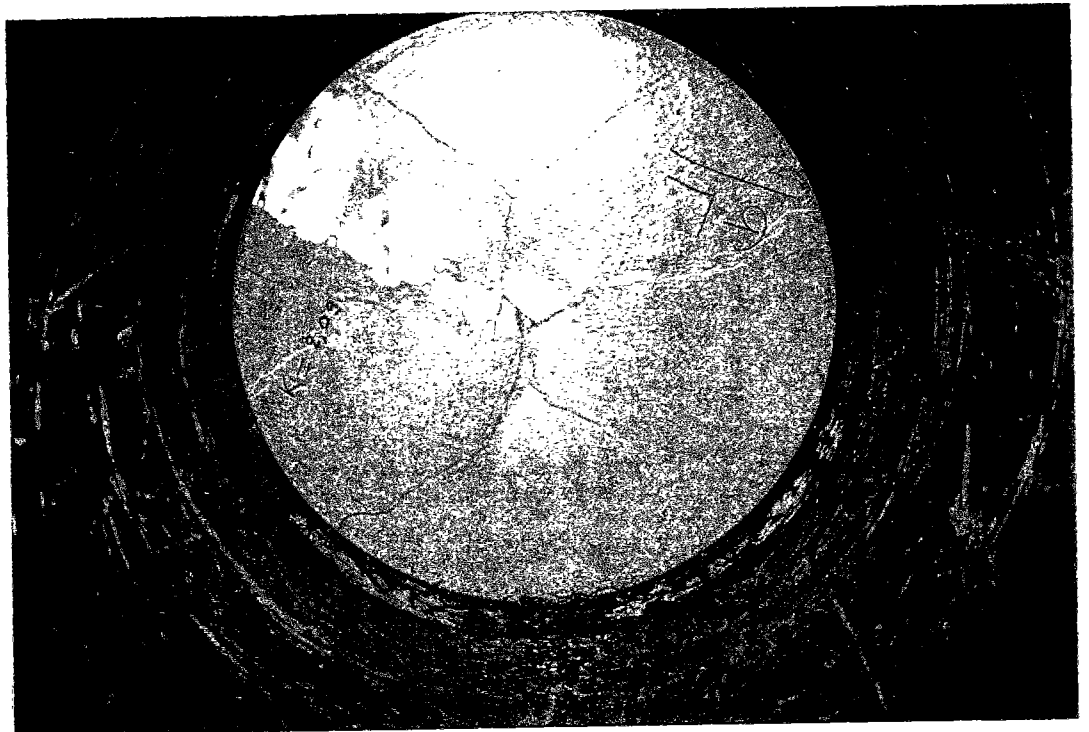


extérieur après 91142310

intérieur après 91142310

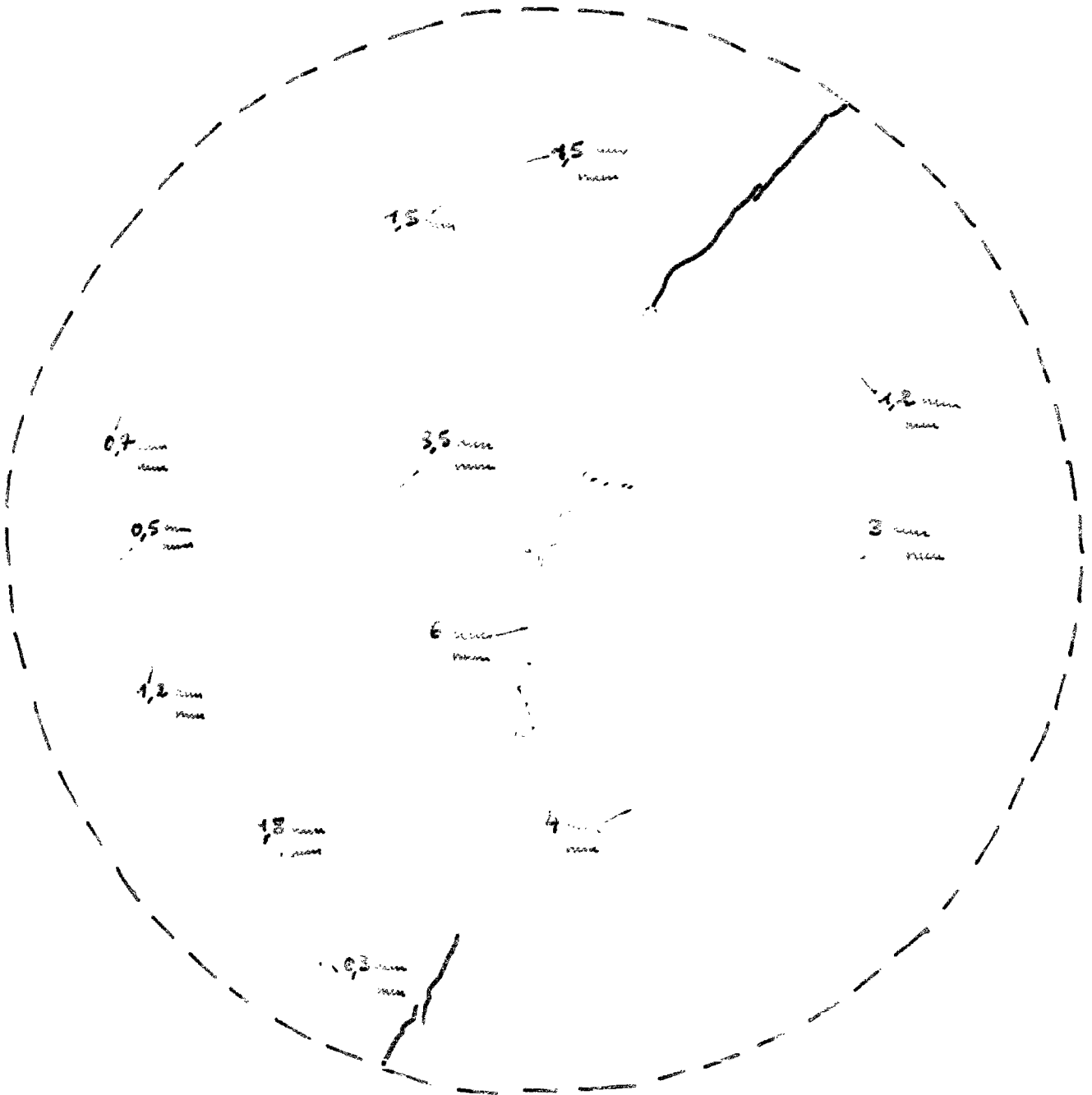
Dalle L

- 91132308 serrage
- 91133308 statique
- 91134309 tir 36 kPa
- 91135309 tir 92 kPa
- 91136309 tir 148 kPa
- 91137309 statique
- 91138309 tir 172 kPa
- 91139309 statique
- 91140309 tir 203 kPa
- 91141310 statique
- 91142310 tir 227 kPa
- 91143310 statique
- 91144310 tir 240 kPa



extérieur après 91144310

Date L



15 fibres TAr 31136303
Ouverture 50 µ

— Extension fibre TAr 31138303
Ouverture 100 µ

Nouvelles fibres TAr 31140303
Ouverture Nap: au centre: 6 mm
Fibres côté intérieur: 1 mm

— 6 mm, Ouvertures

Éclats TAr 31142310

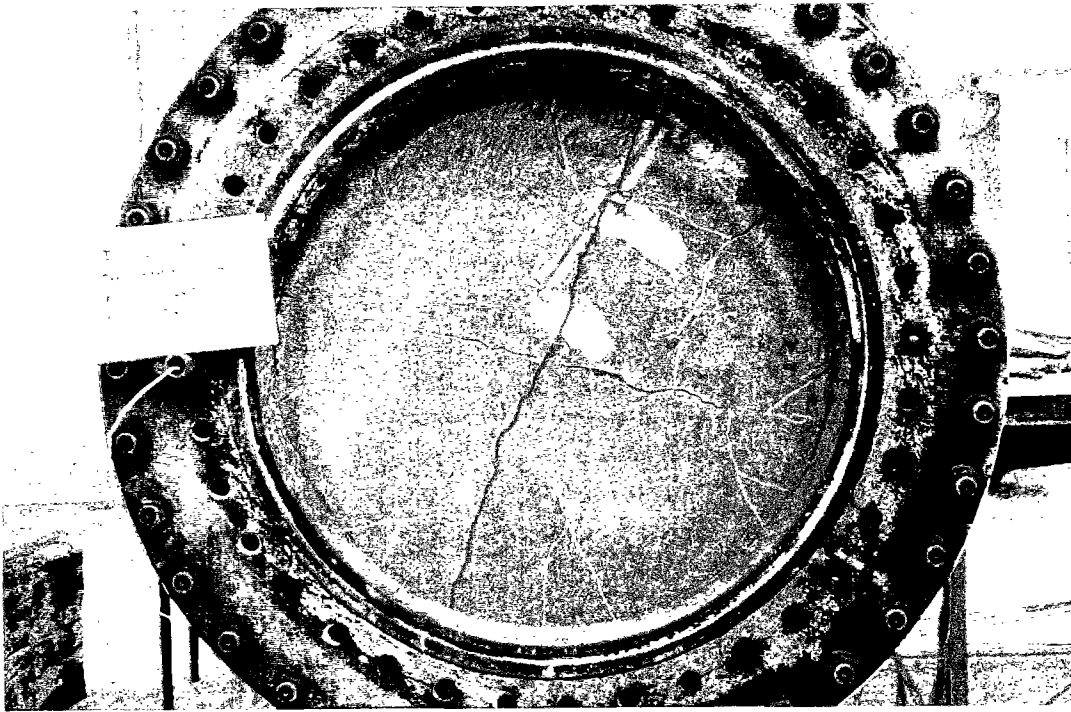
— mm: Ouverture des fibres

Blocs détachés TAr 31144310

projeté en dans l'axe
projeté à 13 mm.
d'axe de 20°

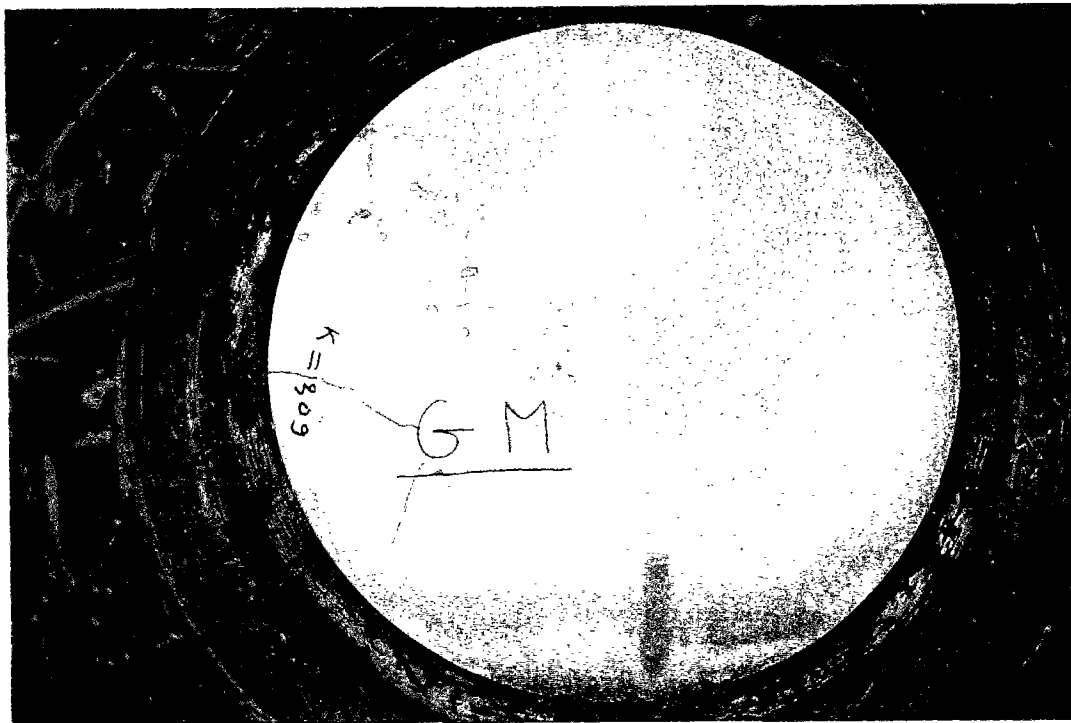
projeté à 5 mm
projeté à 5 mm. dans l'axe

extérieur après 91129304



Dalle M

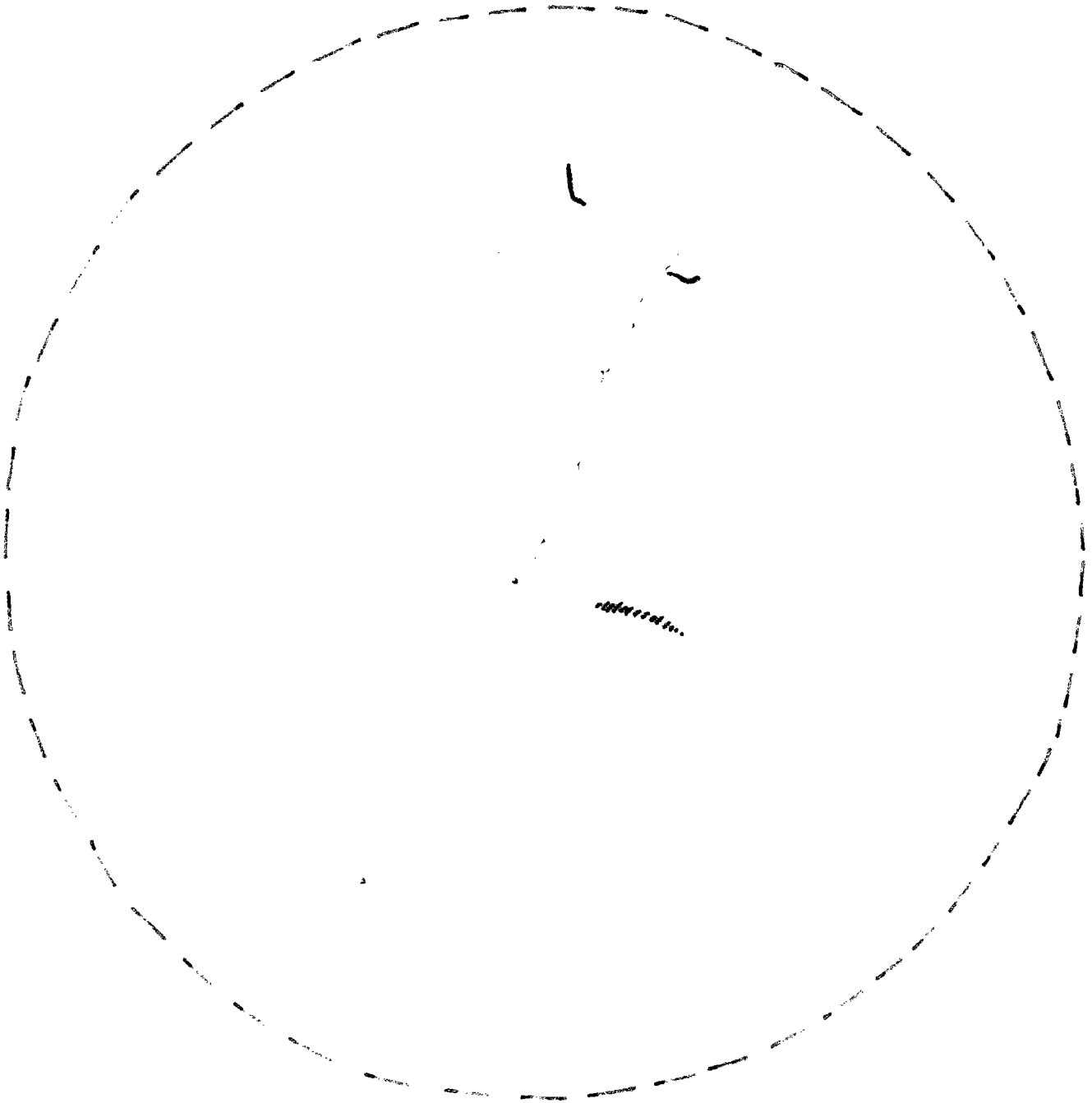
- 91118301 serrage
- 91119301 statique
- 91120302 tir 39 kPa
- 91121302 tir 94 kPa
- 91122302 tir 92 kPa
- 91123302 tir 145 kPa
- 91124303 statique
- 91125303 tir 175 kPa
- 91126303 statique
- 91127303 tir 199 kPa
- 91128303 statique
- 91129304 tir 228 kPa
- 91130304 statique
- 91131304 tir 249 kPa



intérieur après 91129304

extérieur après 91131304





15 fissure Tcr 91125303.

Ouverture 30 à 60 μ

Nouvelles fissures Tcr 91127303

Ouverture Rapi: 1 mm

— Ouverture fissures Tcr 91129304

Petit éclats. Fissure sub-horizontale
côté intérieure (\rightarrow Traversante)

Nouvelles fissures Tcr 91131304

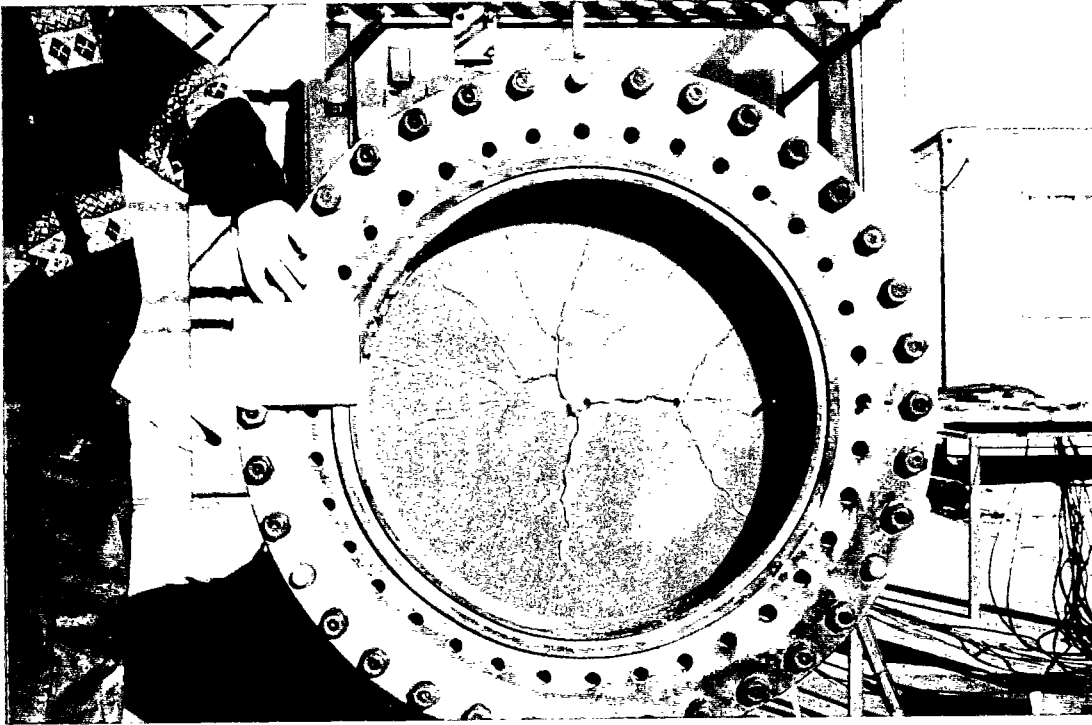
Blocs détachés Tcr 91131304

projeté dans l'axe - Rebond

projeté dans l'axe - Rebond

Projeté dans l'axe à 7,5 cm

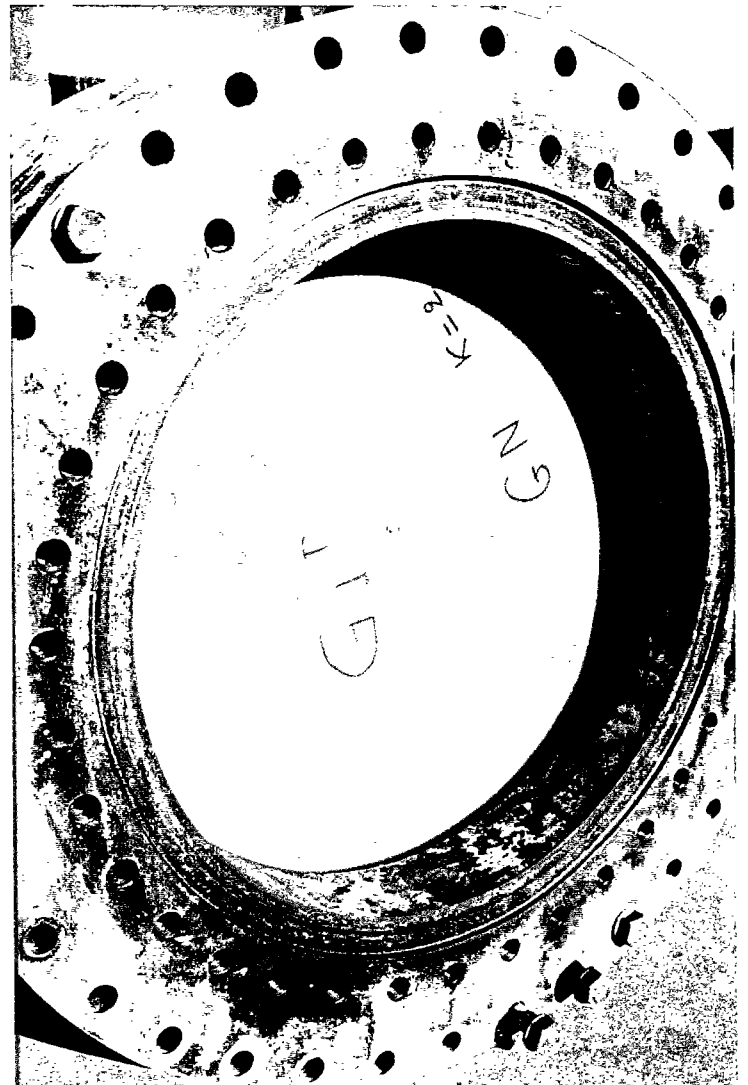
Projeté dans l'axe à 11,5 cm



extérieur après 91220347

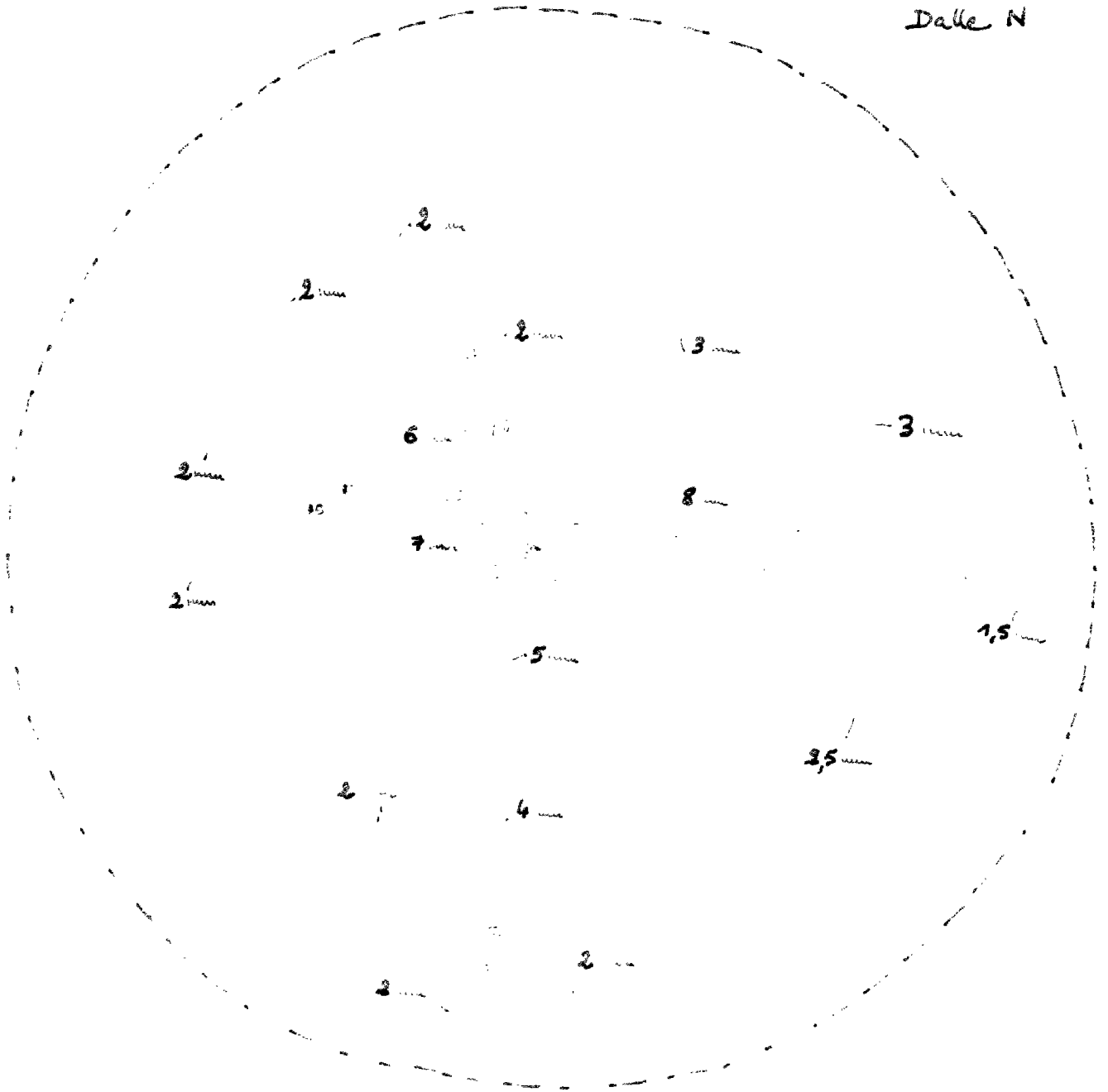
Dalle N

91219346 serrage
91220347 stat. 172 kPa



intérieur après 91220347

Dalle N



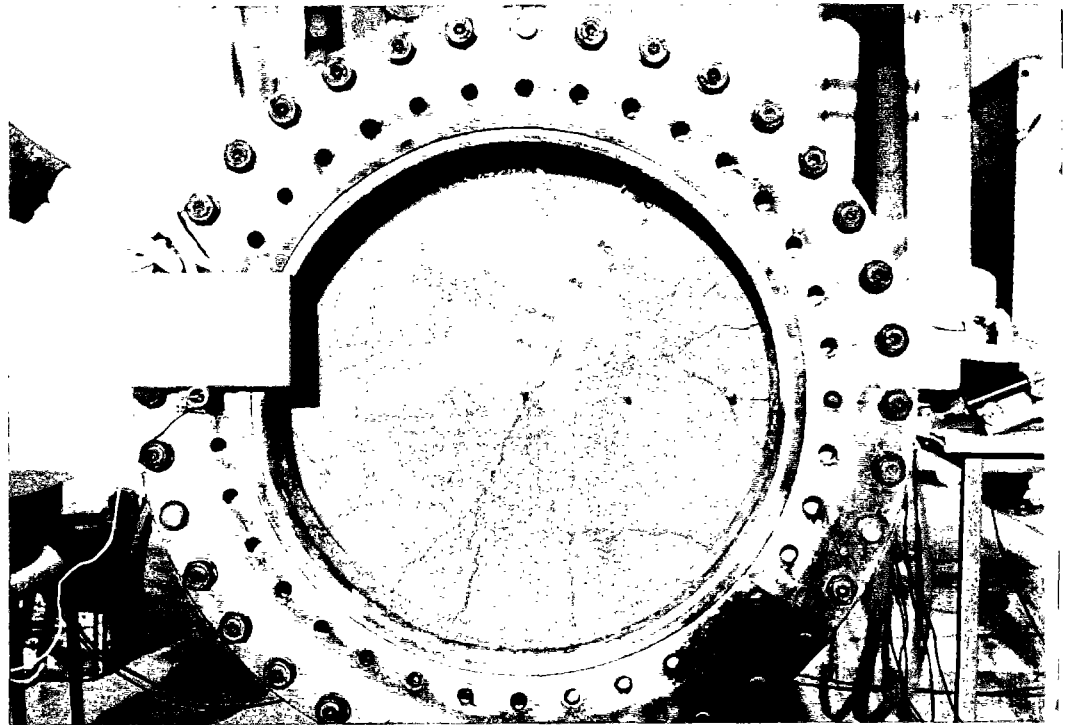
- 2 mm :
ouverture des fissures

2 mm :
ouverture des fissures

extérieur après 91158316

Dalle I

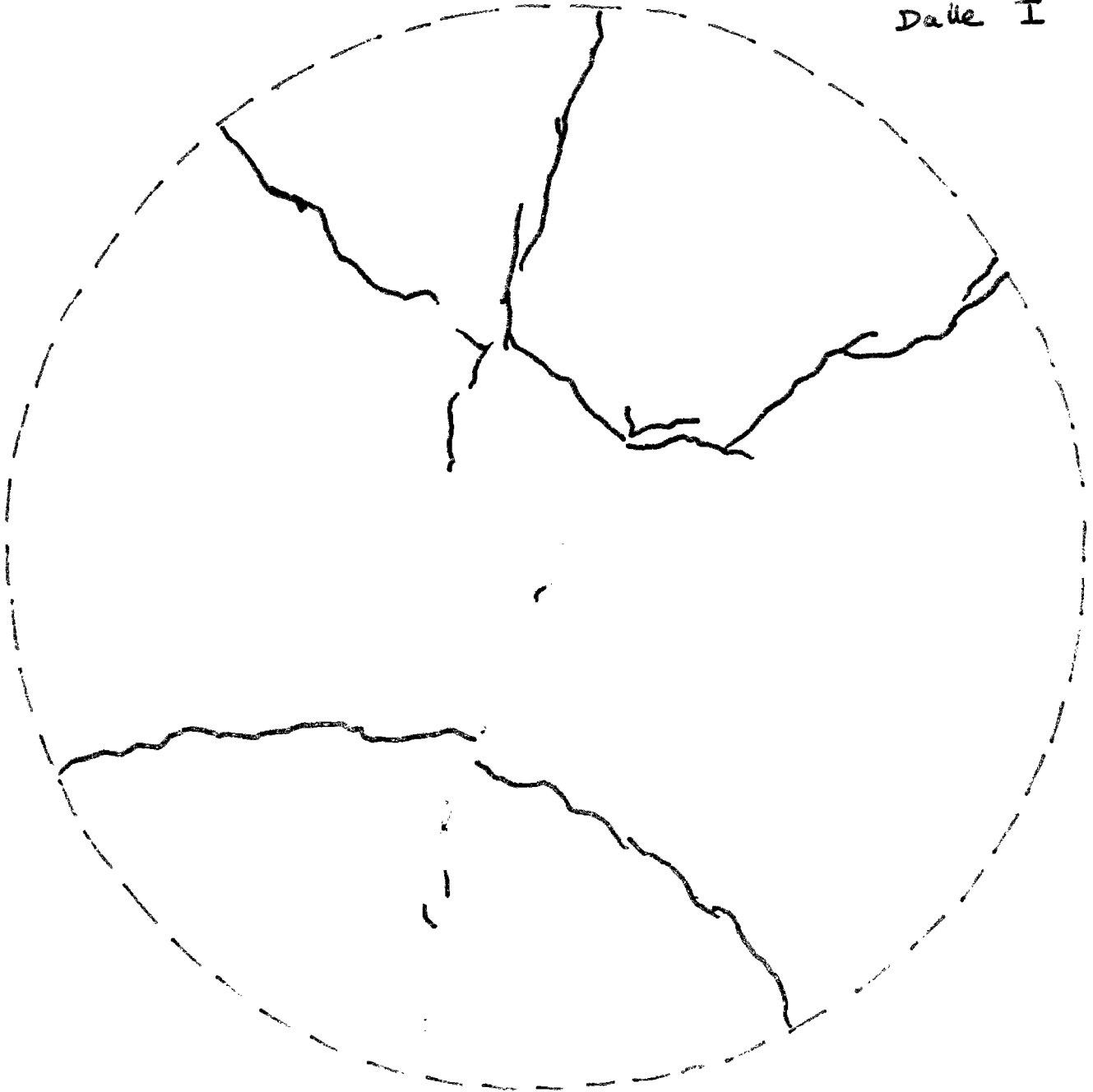
- 91145311 serrage
- 91146311 statique
- 91147312 démontage
- 91148312 reserrage
- 91149312 tir 38 kPa
- 91150312 statique
- 91151312 tir 92 kPa
- 91152312 tir 148 kPa
- 91153312 statique
- 91154316 tir 174 kPa
- 91155316 statique
- 91156316 tir 205 kPa
- 91157316 statique
- 91158316 tir 228 kPa
- 91159316 statique
- 91160317 tir 250 kPa



intérieur après 91158316



extérieur après 91160317



- 1^{re} fissure - Tir 91154316 - Ouverture 30 à 50 μ
- extension des fissures. Tir 91156316 - Ouverture Maxi 200 μ
- extension des fissures. Tir 91158316 - Ouverture maxi 4 mm

Blocs détachés. Tir 91160317

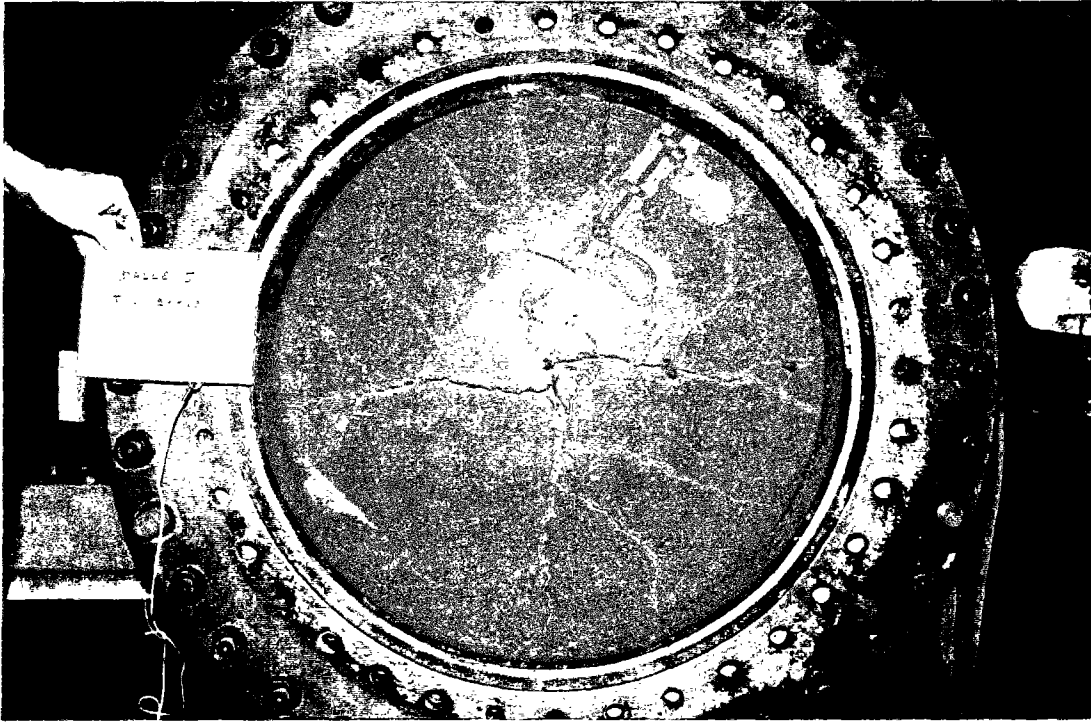
projeté sur porte. captures 0,5m dans l'axe

projeté à 13 m. dans l'axe

projeté à 1 m. dévié de 80° gauche

projeté à 15 m. dévié de 60° gauche

projeté à 8 m. dévié de 30° droite

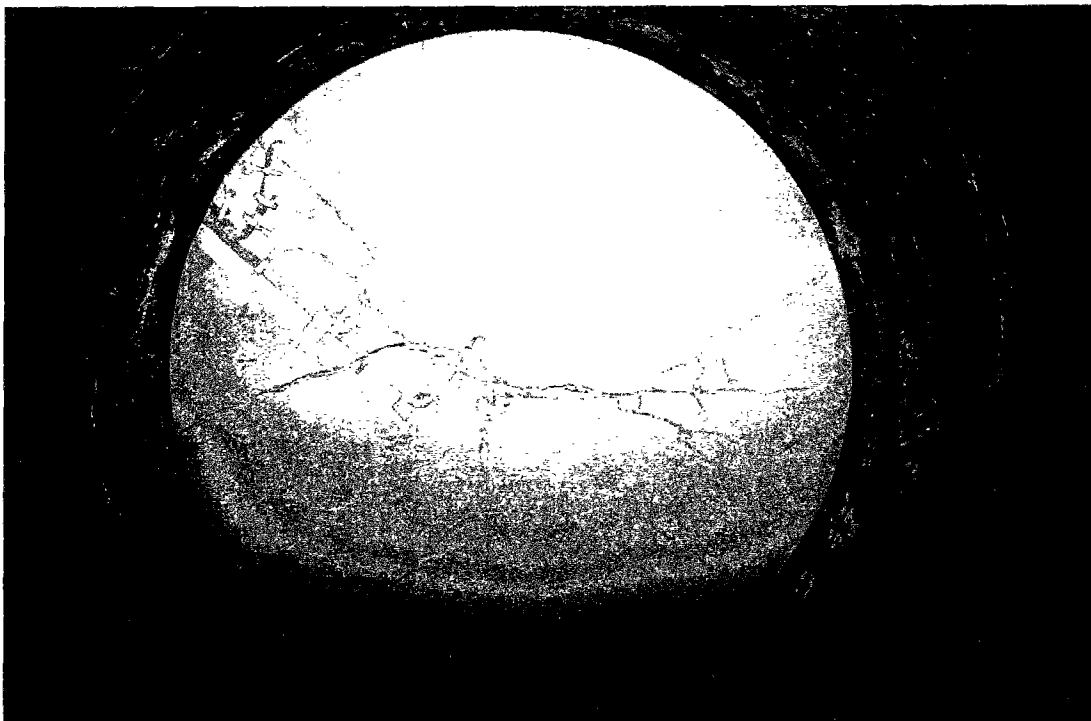


extérieur après 91169319

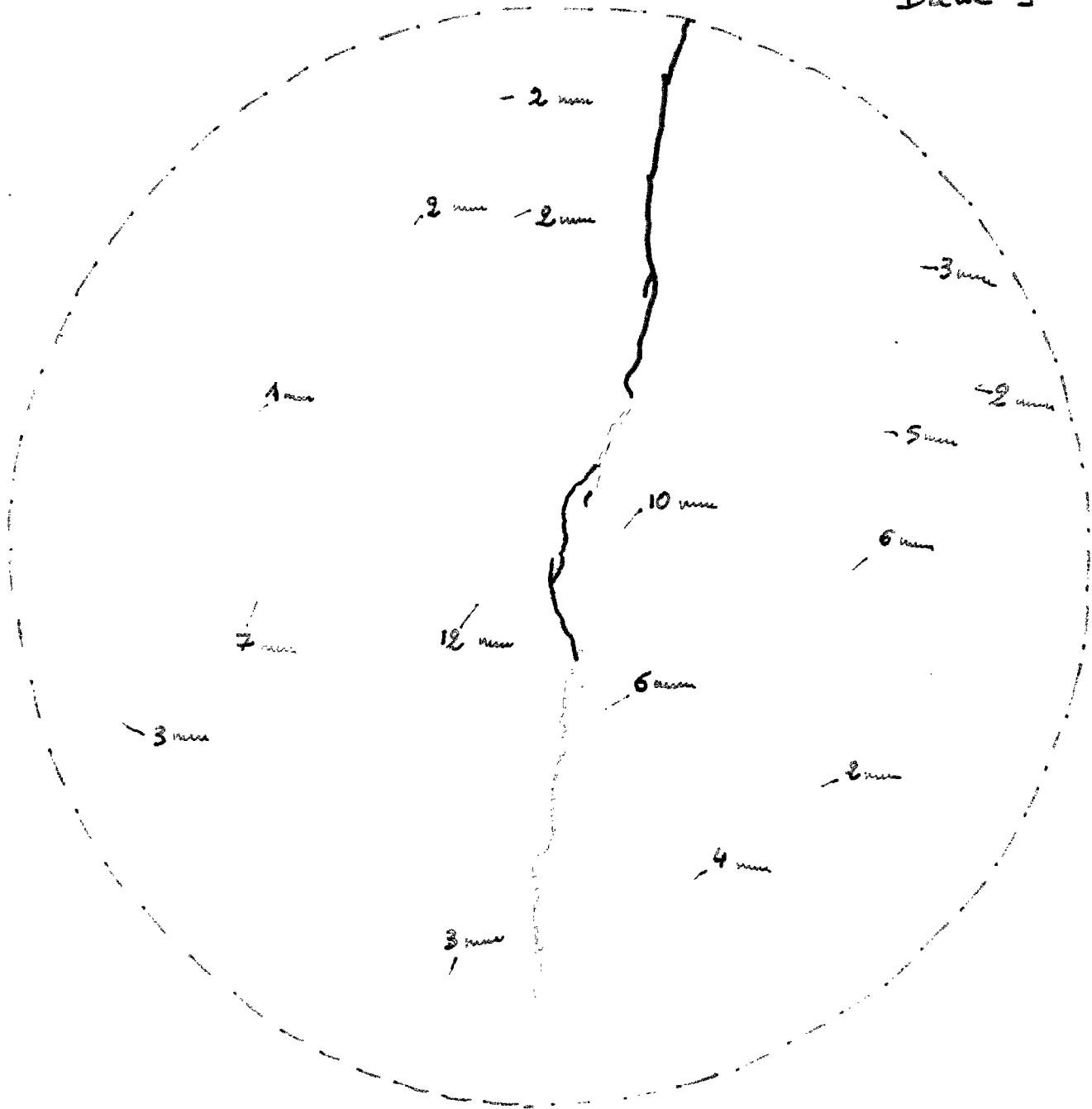
Dalle J

91161318 serrage
91162318 statique
91163318 tir 42 kPa
91164318 tir 94 kPa
91165319 tir 149 kPa
91166319 statique
91167319 tir 174 kPa
91168319 statique
91169319 tir 204 kPa

intérieur après 91169319



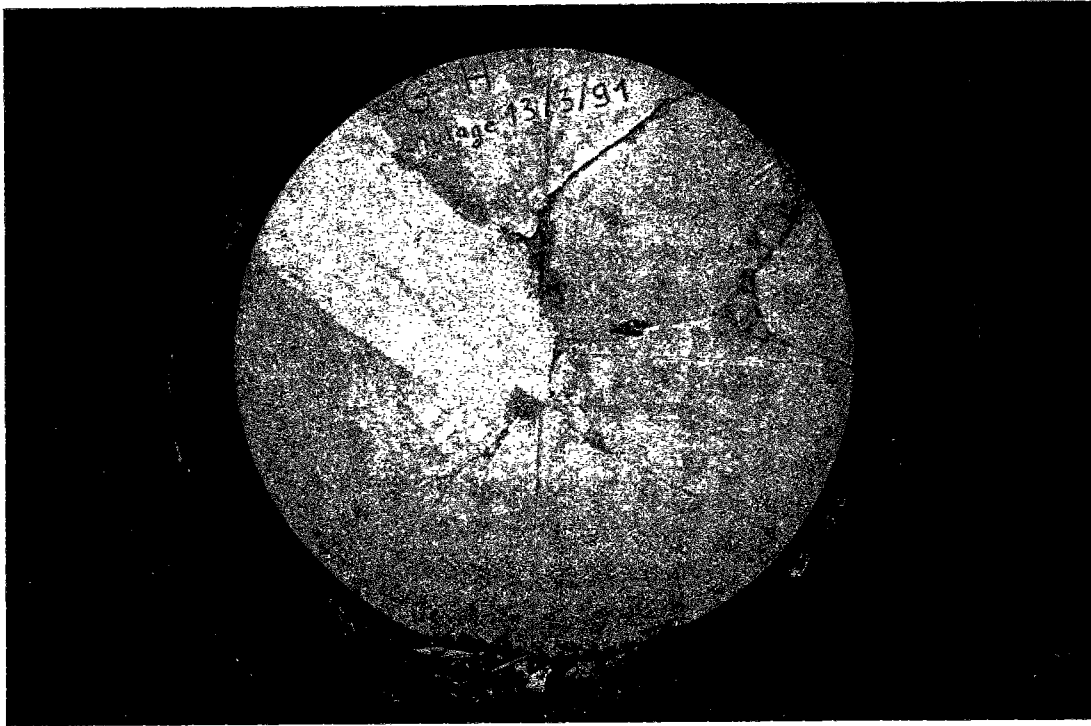
Dalle J



1^{re} fissure. T₀ 31165313
Ouverture 30 μ

— T₀ 31167313 Nouvelles Fissures
Ouverture 300 μ (centre)
150 μ (fissure nouvelle)

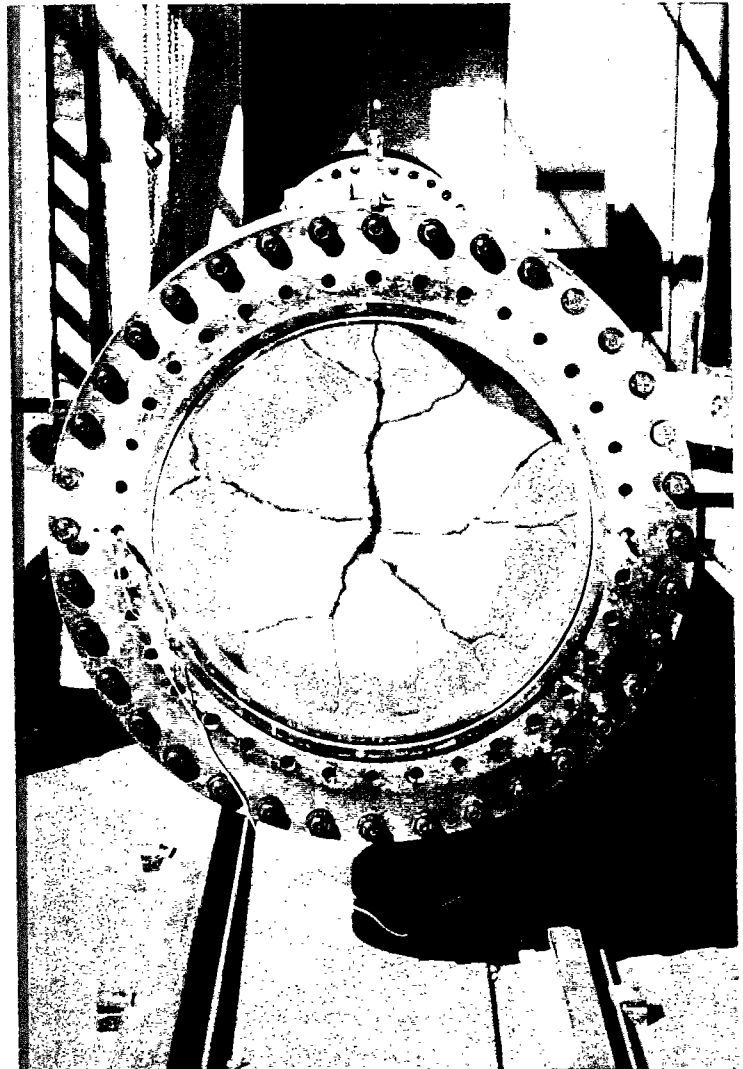
T₀ 31163313
— 10 Ouvertures finales



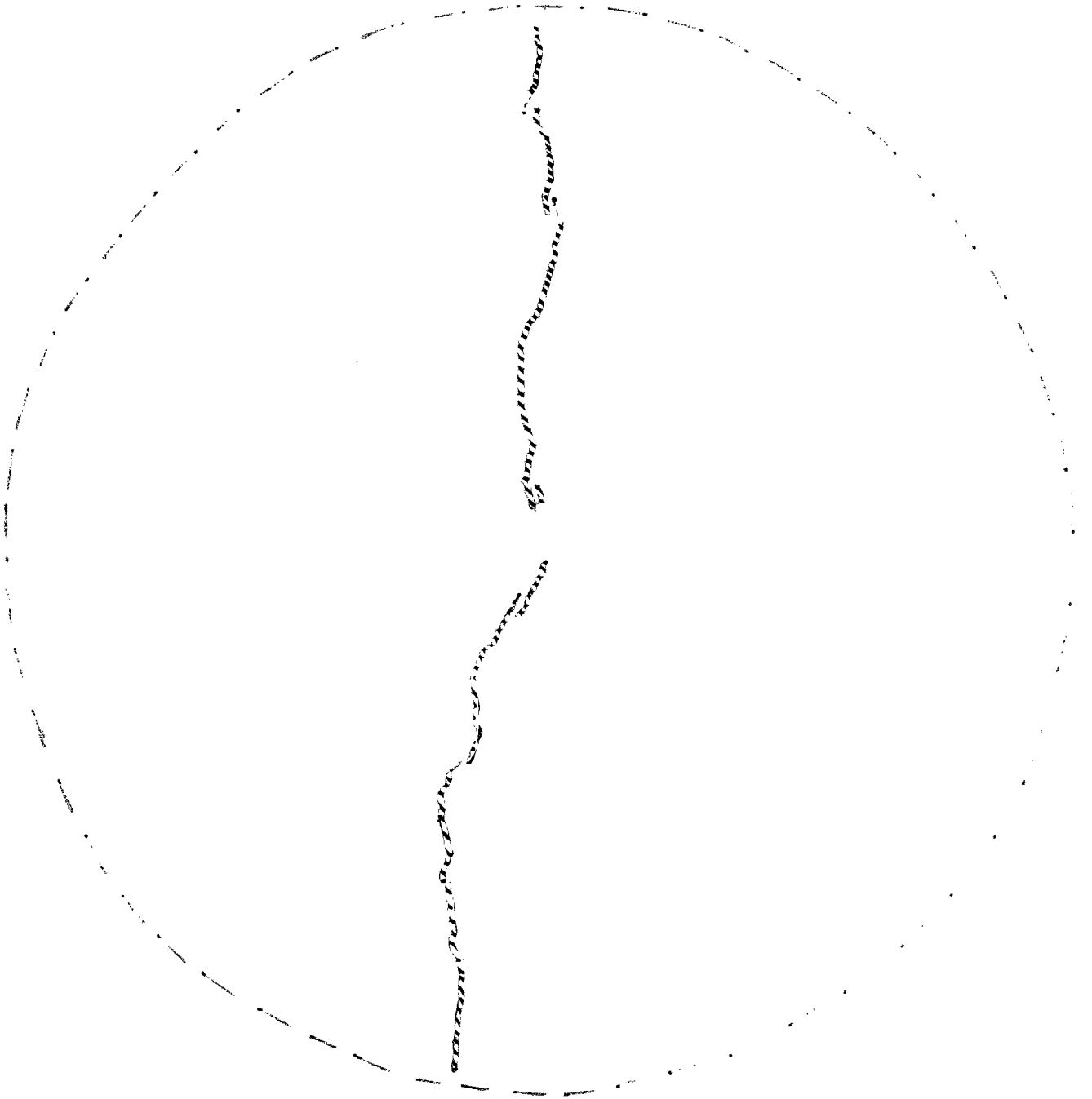
intérieur après 91077162

Dalle H

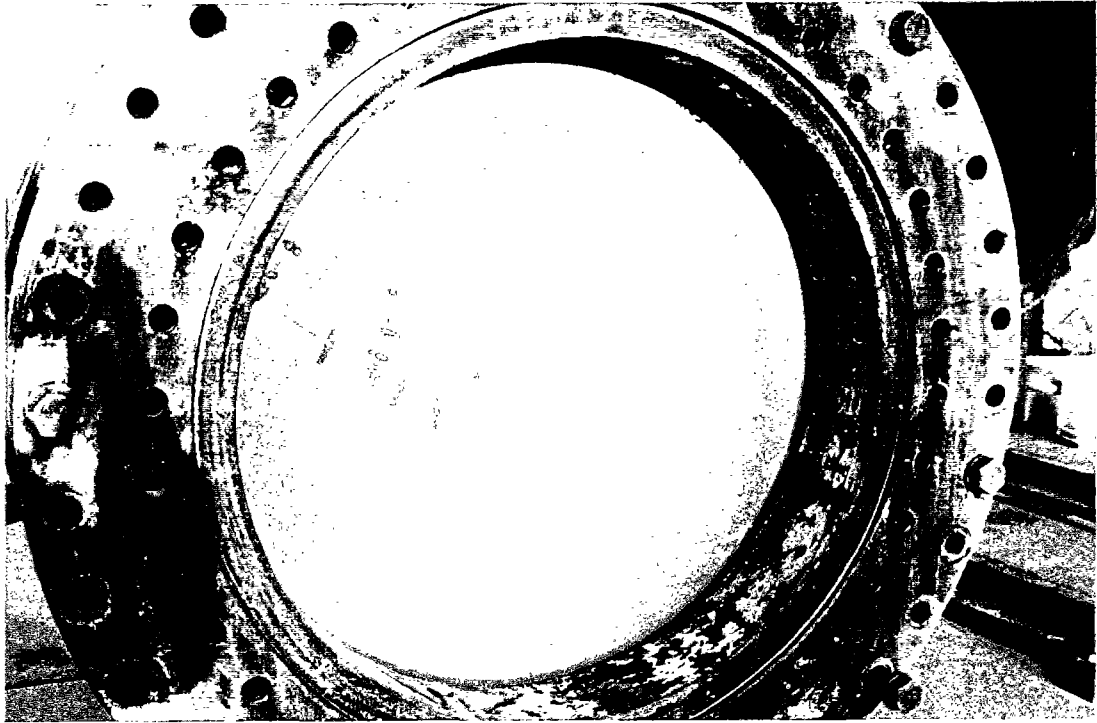
- 91069161 serrage
- 91070161 statique
- 91071161 tir 48 kPa
- 91072161 tir 107 kPa
- 91073161 tir 150 kPa
- 91074162 tir 150 kPa
- 91075162 tir 145 kPa
- 91076162 tir 198 kPa
- 91077162 tir 222 kPa



extérieur après 91077162



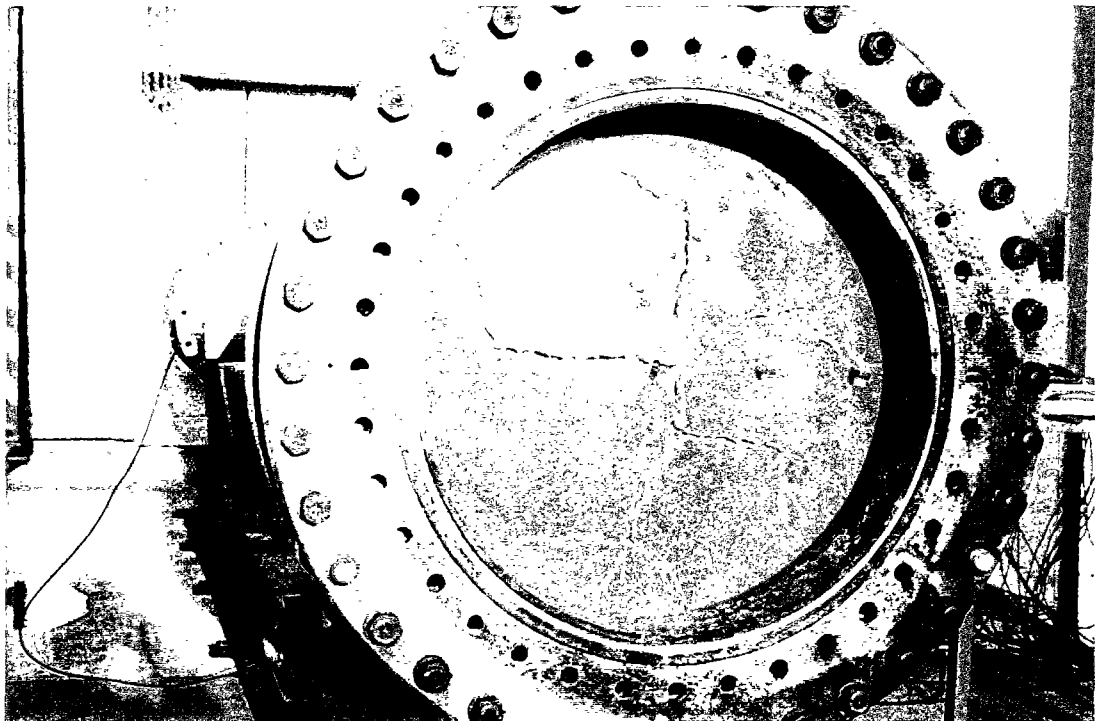
1° fissure sans indentation
lignes de formation - irrégulières
déflexion médiane facile à voir
lignes de formation à la base courbées;



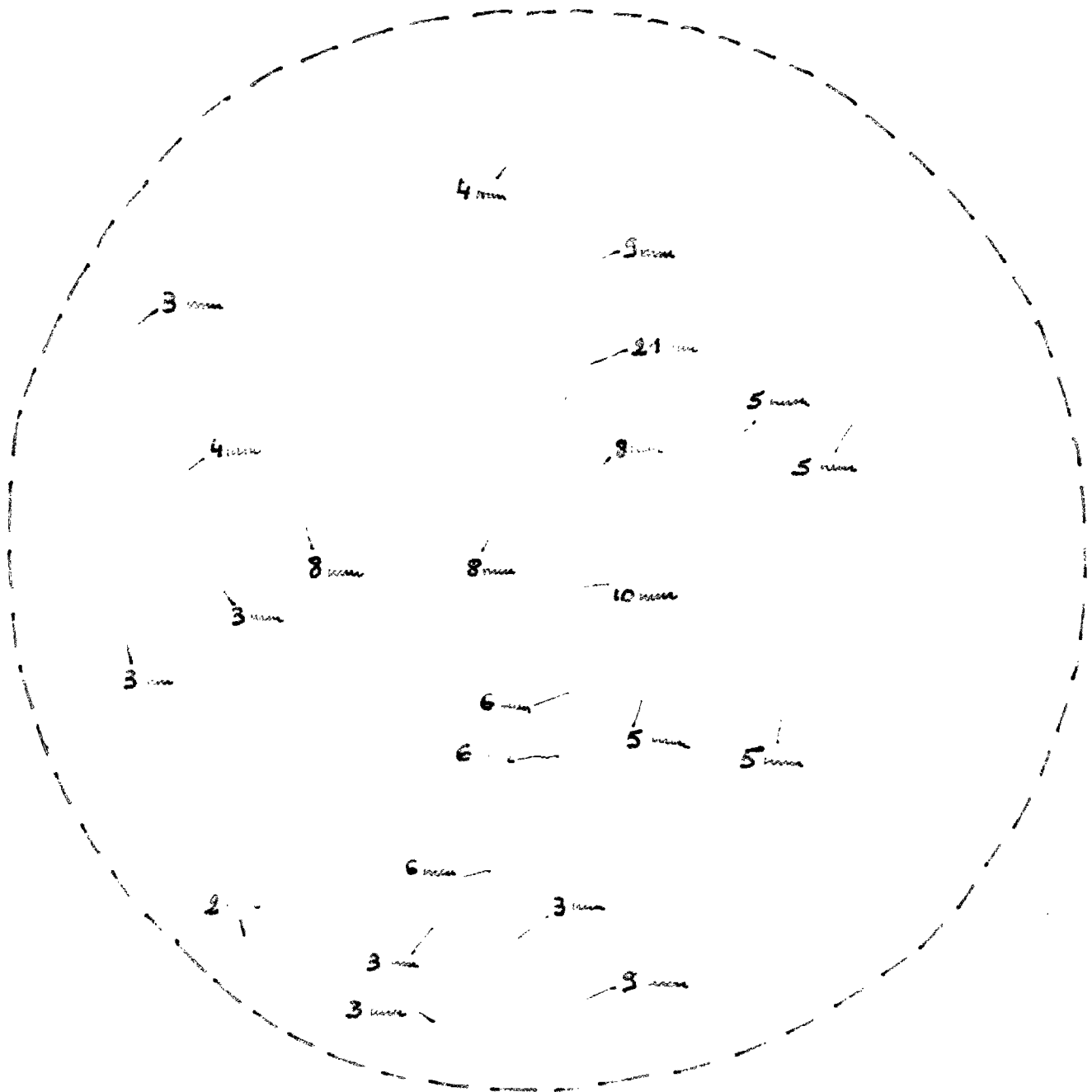
intérieur après 92003013

Dalle K

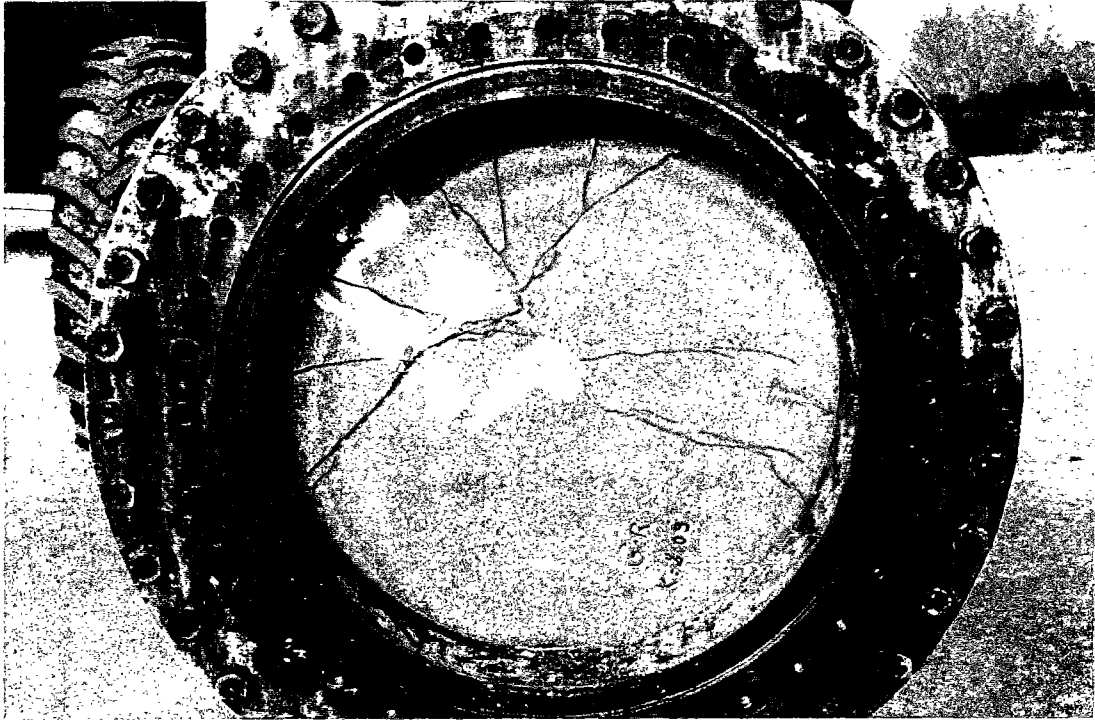
92001013 serrage
92002013 stat. 191 kPa
92003013 stat. 210 kPa



extérieur après 92003013



→ 10 mm Ouverture finale des fibres
 Déflexion résiduelle finale en mm
 (zéro sur bord intérieur de la couronne)

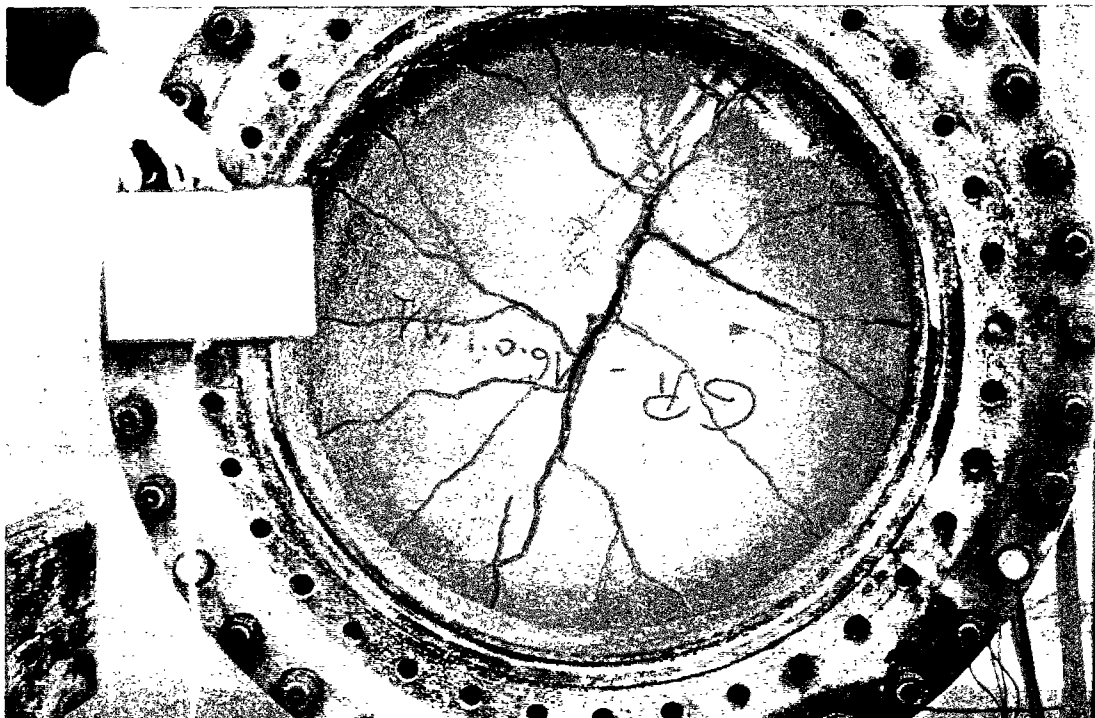


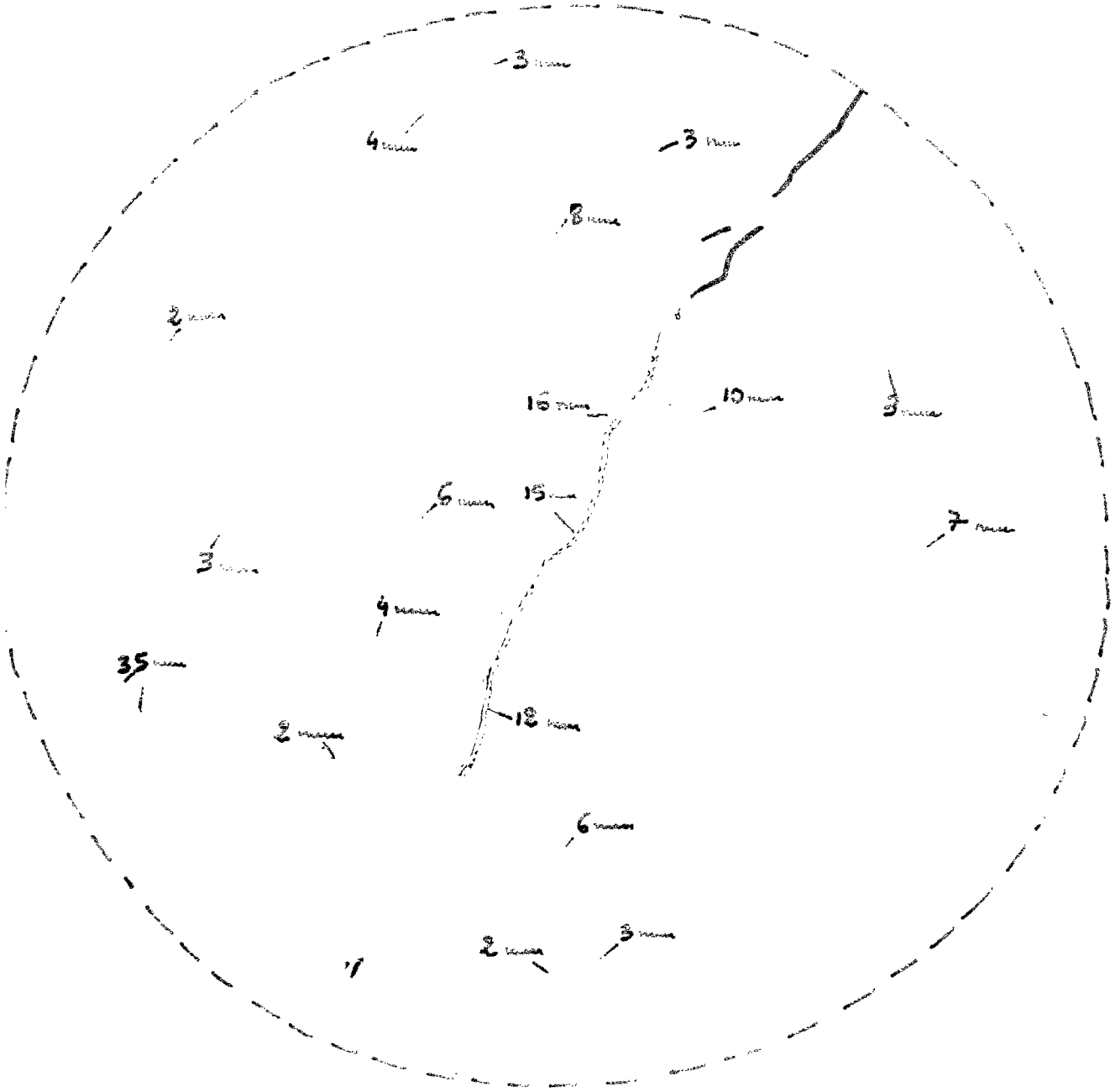
Dalle R

intérieur après 91205344

- 91195339 serrage
- 91196339 statique
- 91197339 tir 43 kPa
- 91198340 tir 65 kPa
- 91199340 tir 92 kPa
- 91200340 statique
- 91201340 tir 123 kPa
- 91202340 statique
- 91203340 tir 150 kPa
- 91204340 statique
- 91205344 tir 175 kPa

extérieur après 91205344





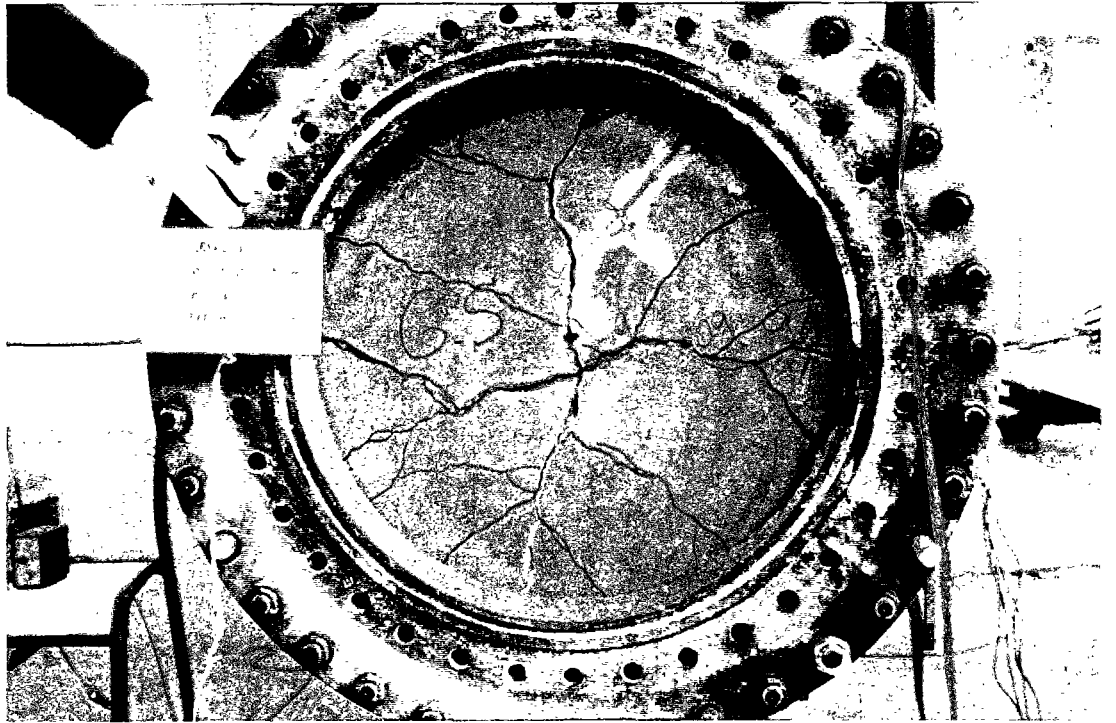
1^{er} Fissure - Tor 31203340
 Ouverture 50µ (en haut) à 100µ (en bas et bas)

Extension Fissure - Tor 31203340
 Ouverture Rupt: 300µ

Lignes de Rupture - Tor 31205344

- 15 mm Ouverture des fissures
 Déflexion en mm (zéro en bord de contour)

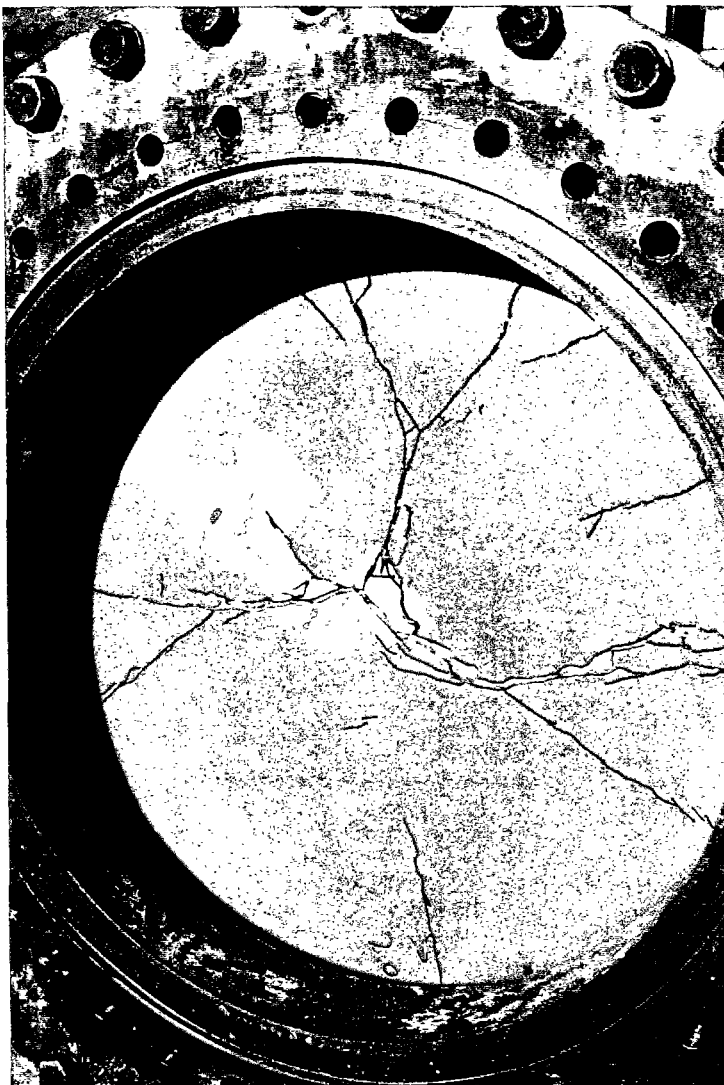
extérieur après 91218346

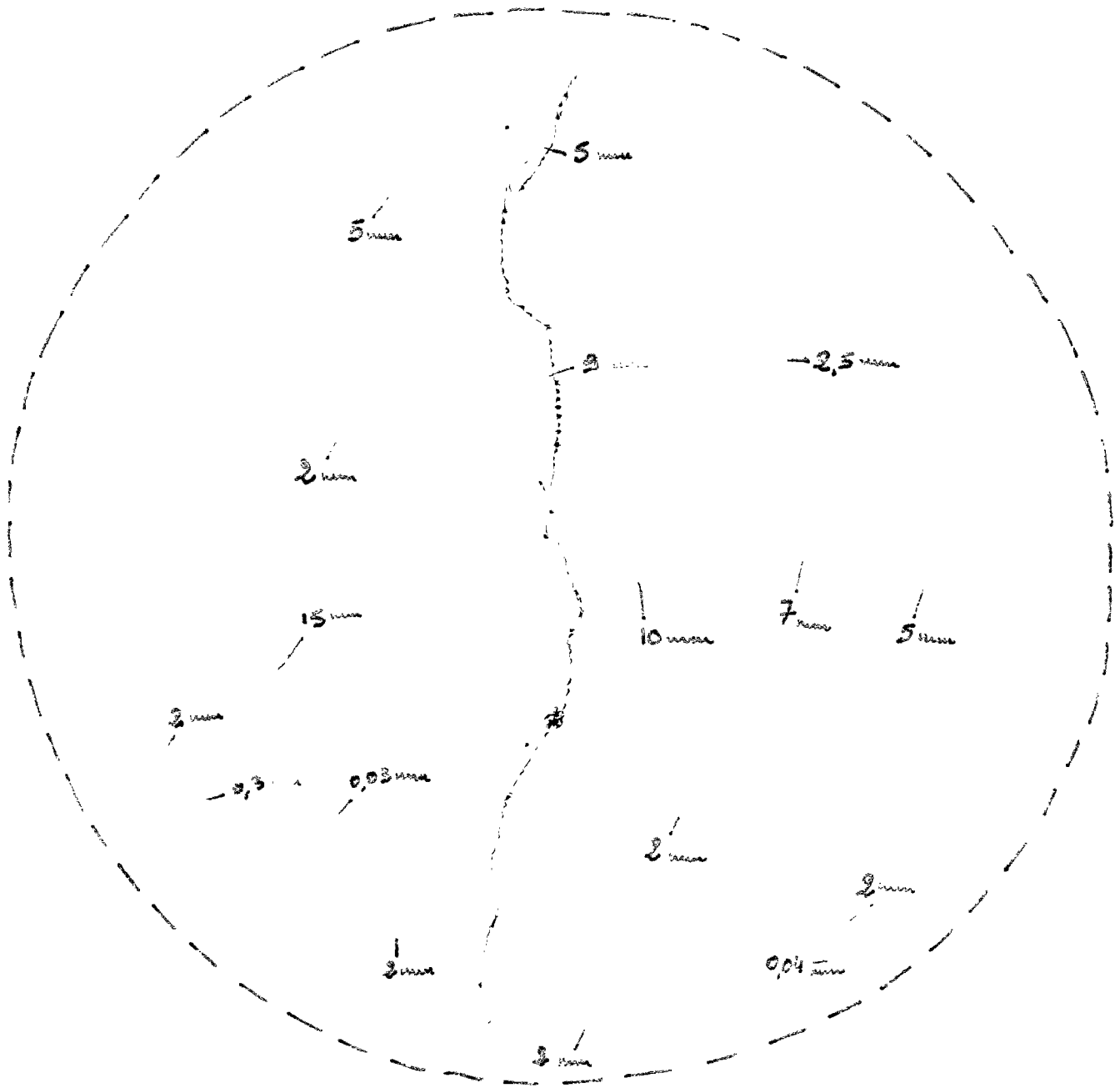


Dalle S

- 91206344 serrage
- 91207344 statique
- 91208344 tir 40 kPa
- 91209345 tir 65 kPa
- 91210345 tir 96 kPa
- 91211345 statique
- 91212345 tir 126 kPa
- 91213345 statique
- 91214345 tir 150 kPa
- 91215345 statique
- 91216345 tir 172 kPa
- 91217345 statique
- 91218346 tir 203 kPa

intérieur après 91218346

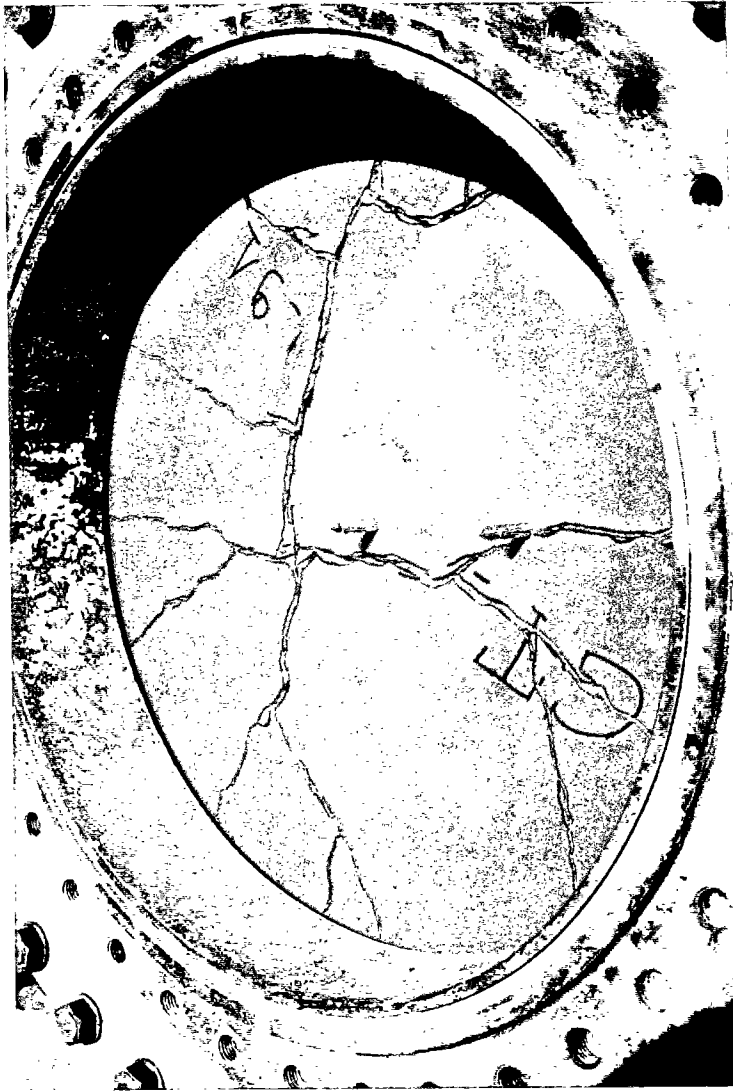




1^{re} fissure. Tôr 91216 345. Ouvertures: 30 à 60 µ

Extension des Fissures. Tôr 51218 346

— 3 mm Ouvertures
 Déflexions rétro-lucelles en mm
 (zéro à bord intérieur de la couronne)

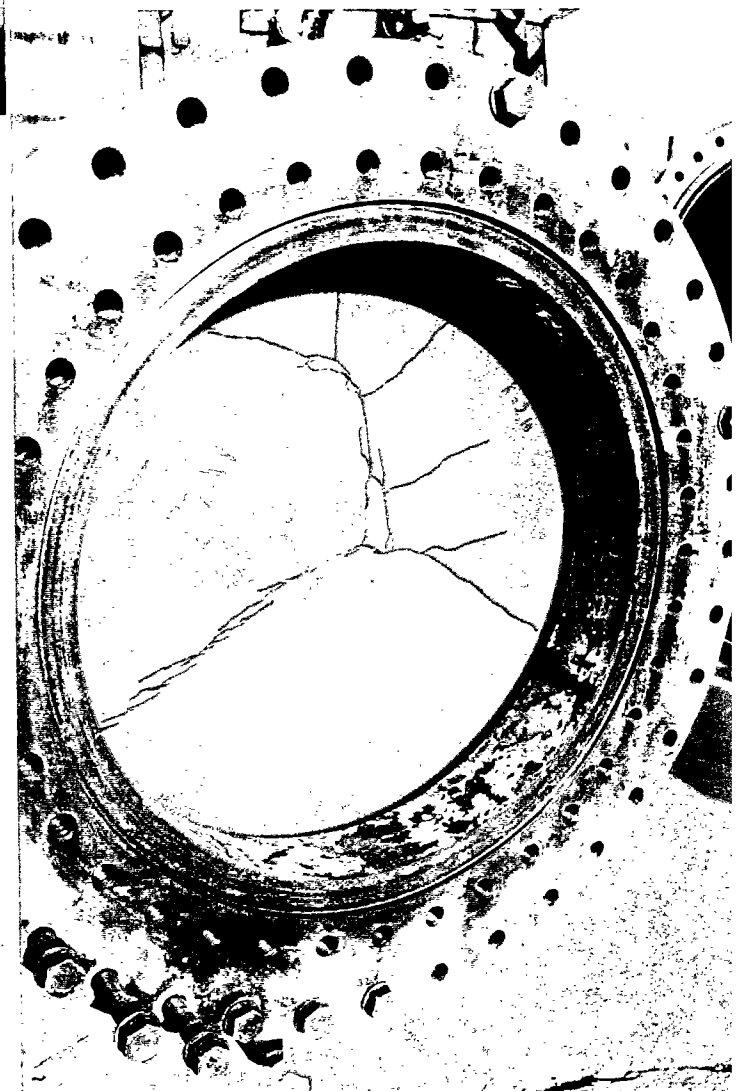


Dalle T

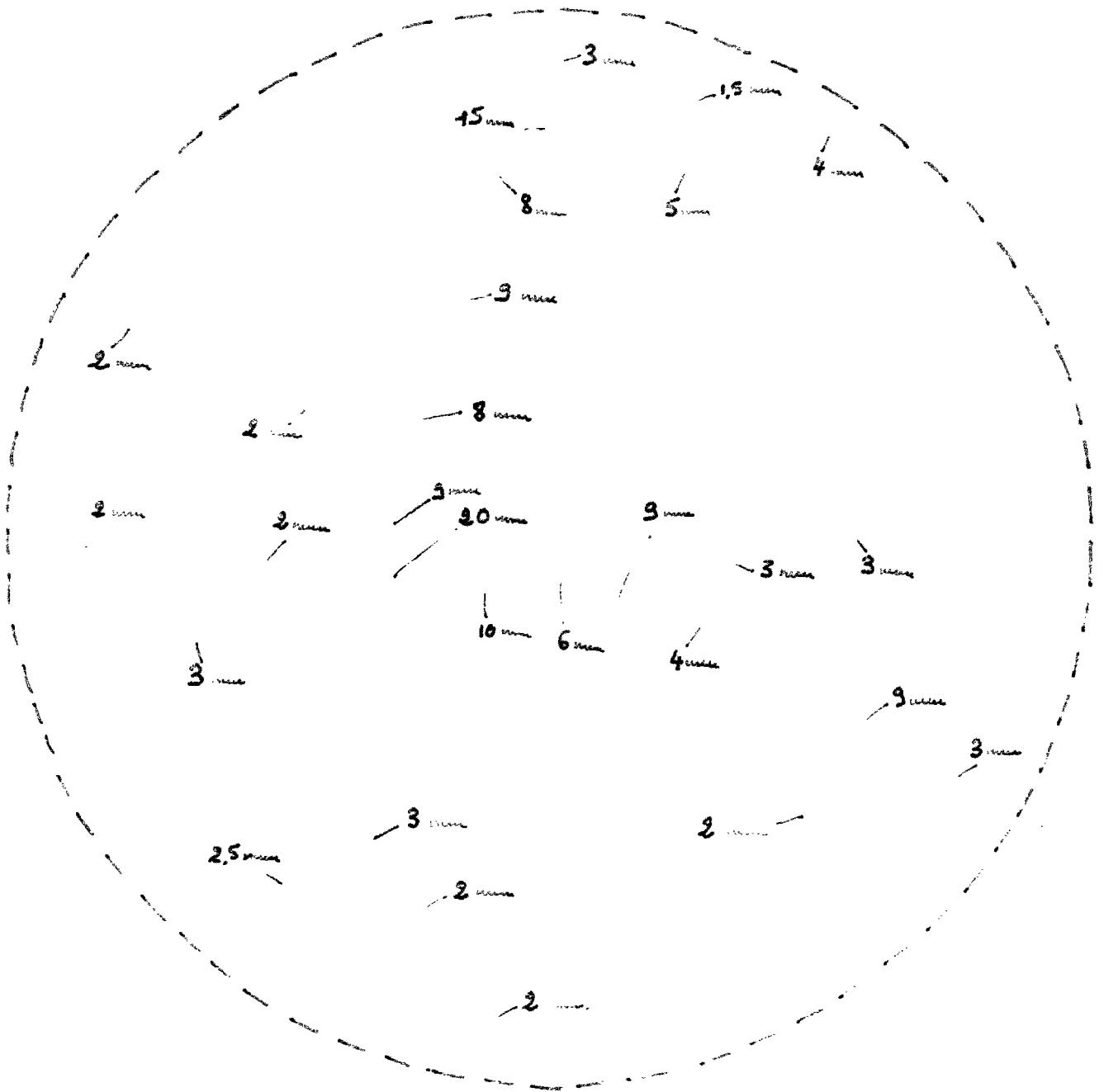
92004014 serrage

92005014 stat. 131 kPa

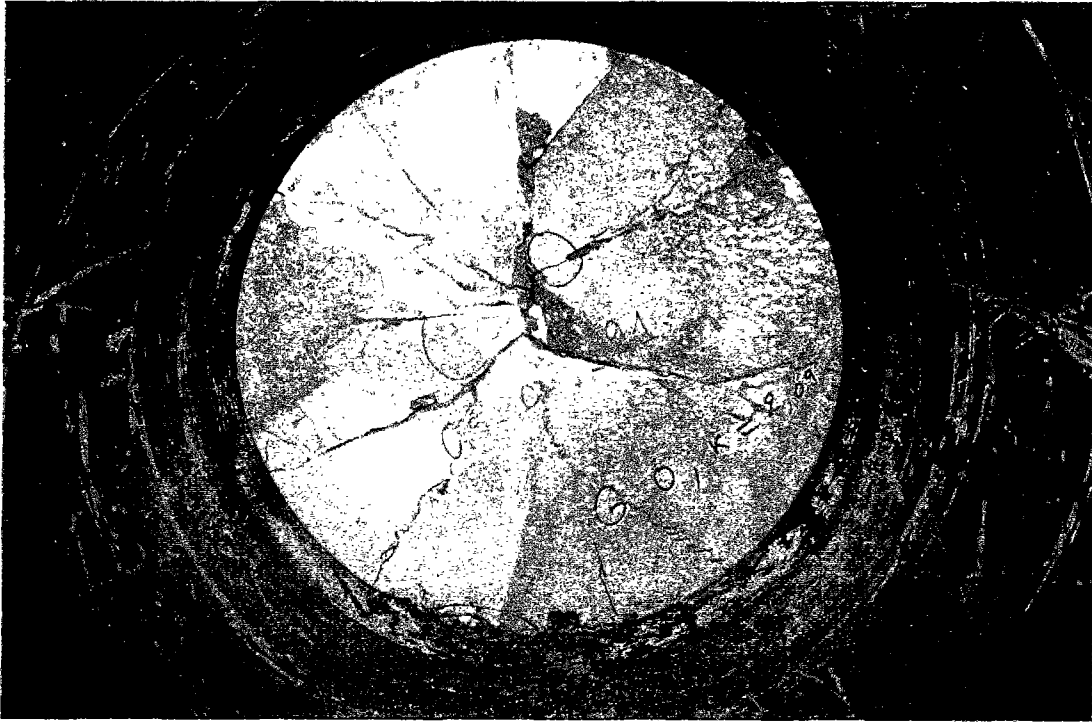
extérieur après 92005014



intérieur après 92005014



20 mm Ouverture résiduelle finale des fissures
 Déflexion résiduelle finale en mm
 (zéro sur bord intérieur de couronne)

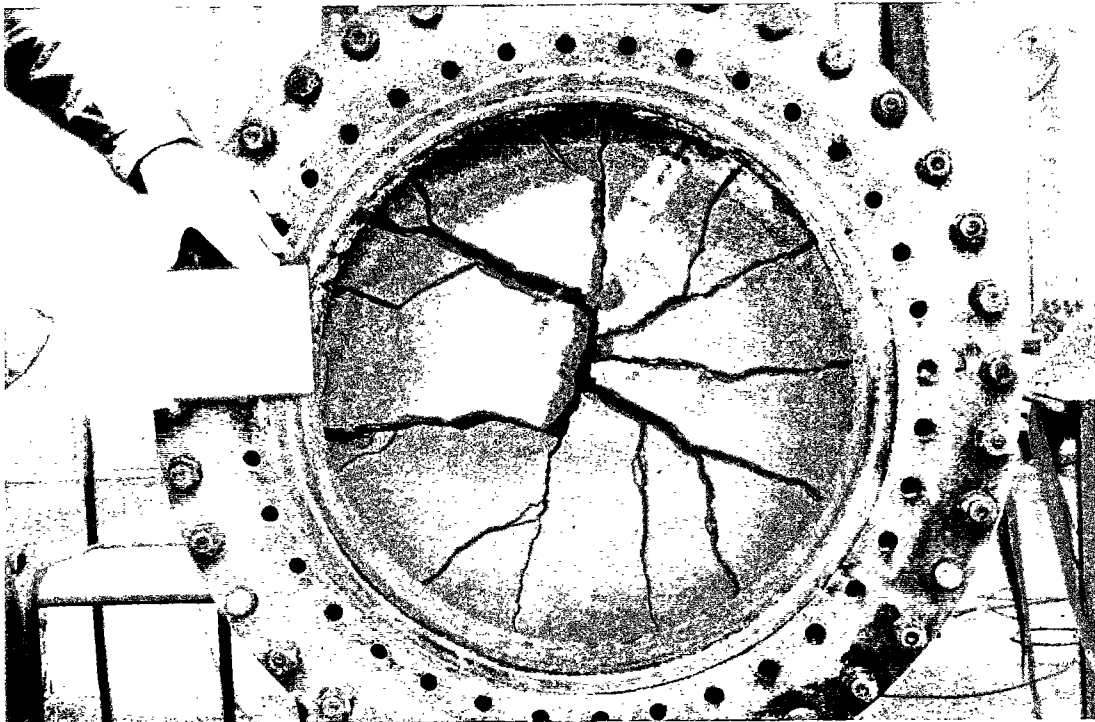


Dalle O

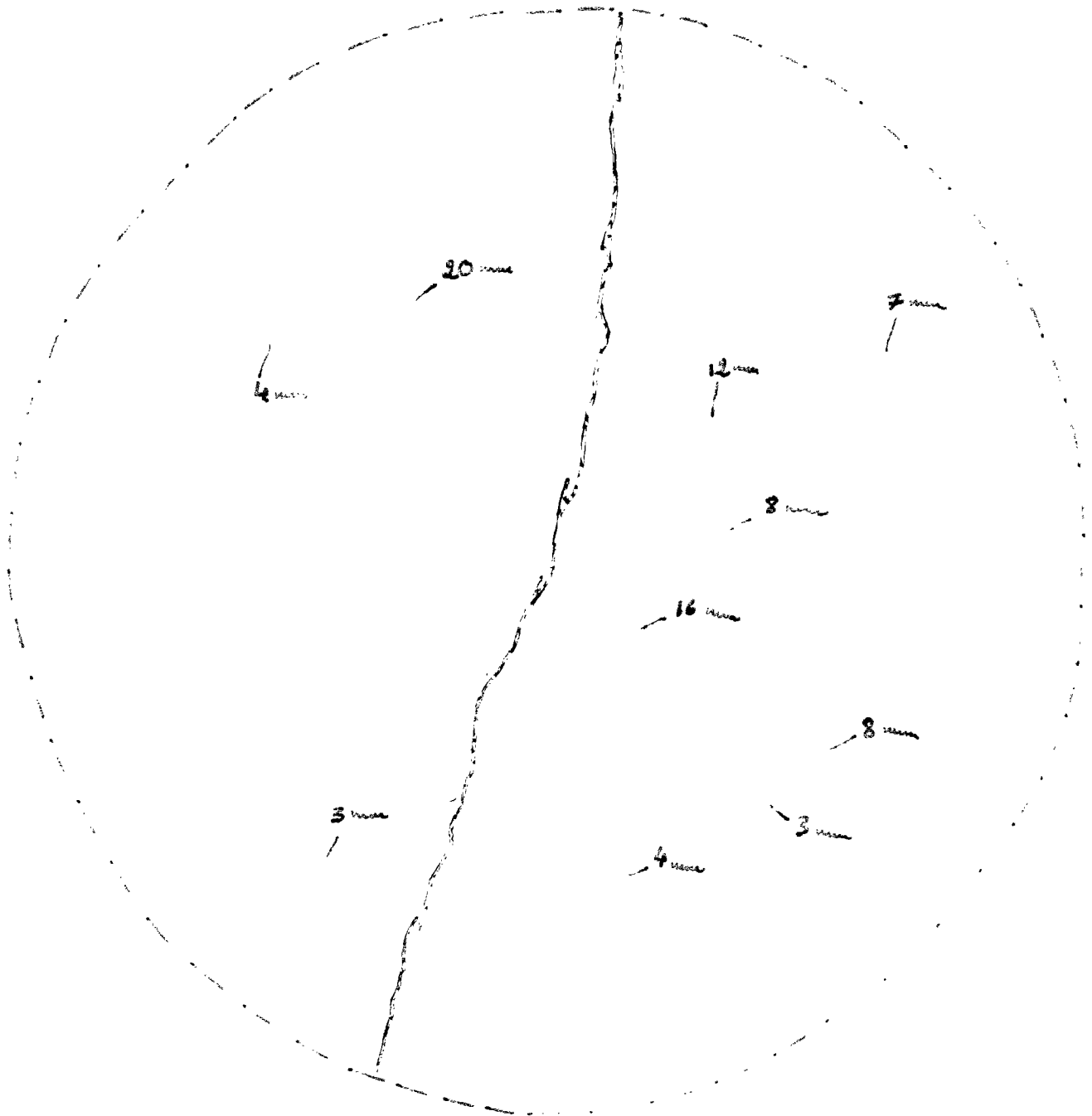
intérieur après 91181325

- 91170323 serrage
- 91171323 statique
- 91172323 tir 32 kPa
- 91173323 tir 92 kPa
- 91174324 tir 146 kPa
- 91175324 tir 170 kPa
- 91176324 statique
- 91177324 tir 201 kPa
- 91178324 statique
- 91179324 tir 225 kPa
- 91180324 statique
- 91181325 tir 255 kPa

extérieur après 91181325



Date 0

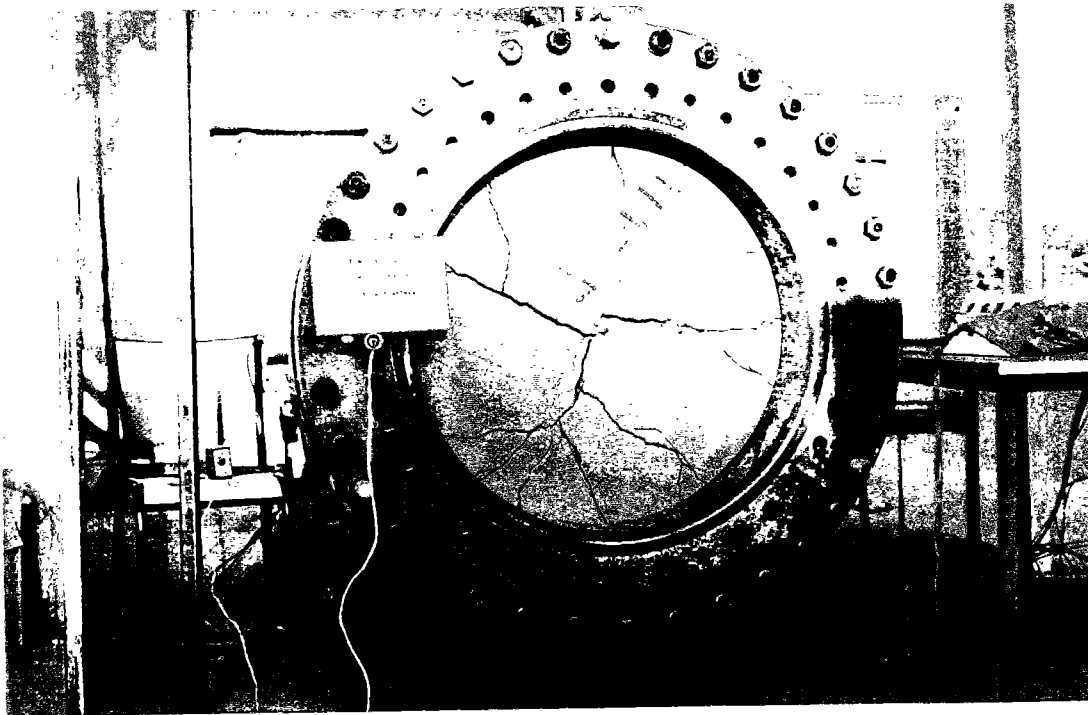


1^{re} fissure : tir 31173324
Ouverture Maxi 450 µ

lignes de fracture
TD final

déflexions résiduelles finales
(zéro sur bord intérieur conoïde)

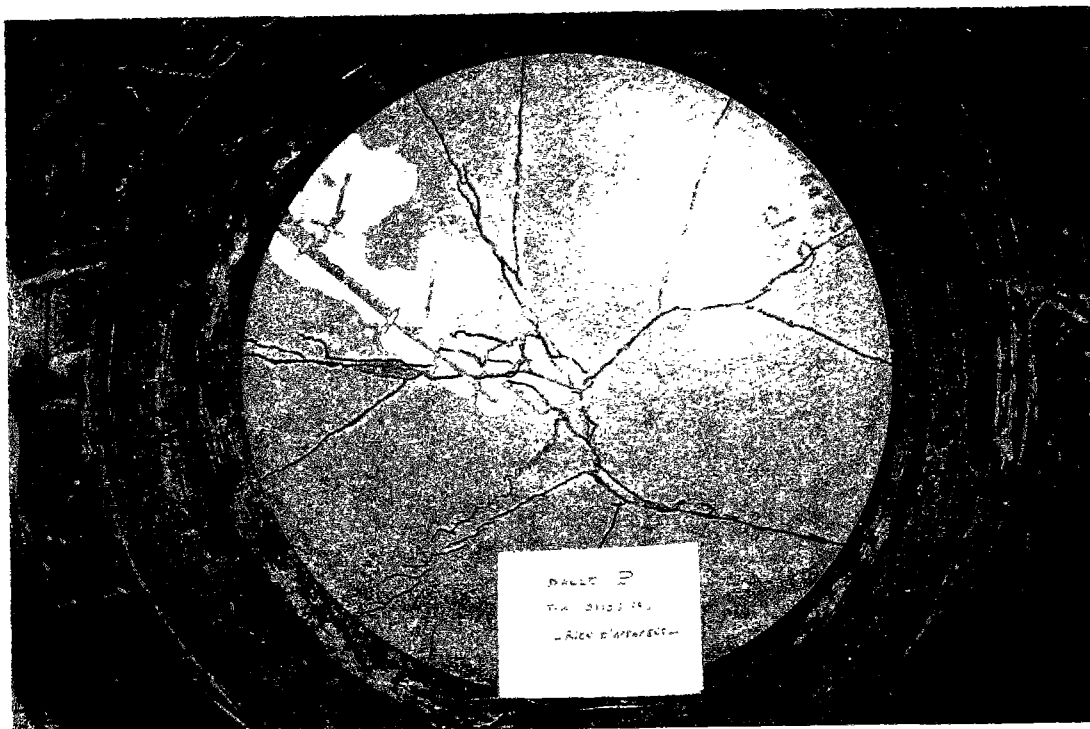
4 mm ouverture finale des "fissures"



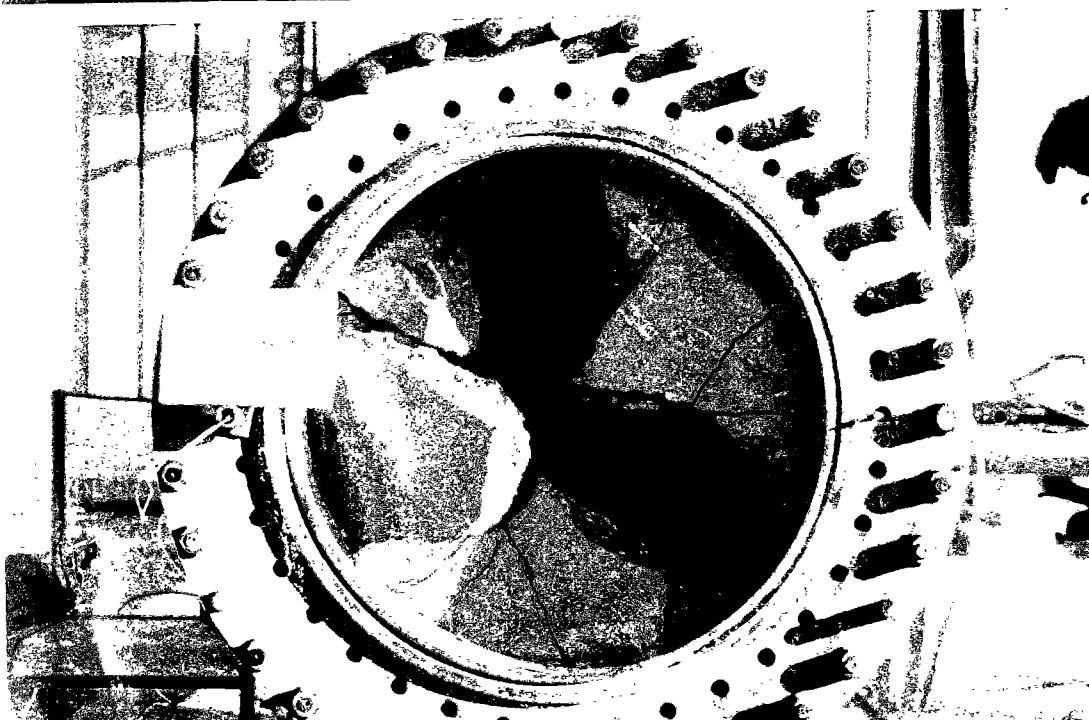
extérieur après 91193338

Dalle P

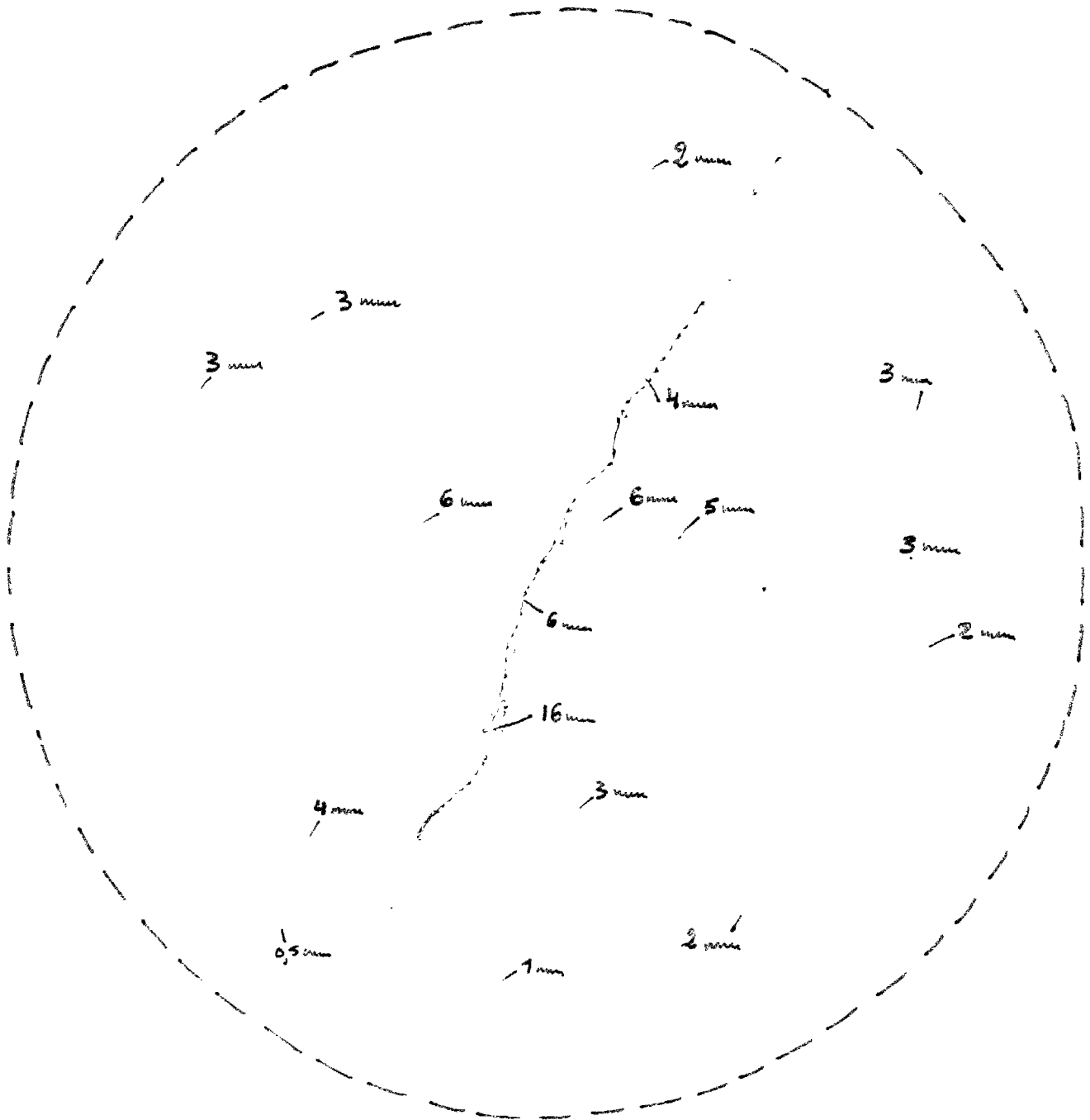
- 91182337 serrage
- 91183337 statique
- 91184337 tir 37 kPa
- 91185337 tir 92 kPa
- 91186337 tir 149 kPa
- 91187337 statique
- 91188338 tir 175 kPa
- 91189338 statique
- 91190338 tir 206 kPa
- 91191338 statique
- 91192338 tir 228 kPa
- 91193338 tir 149 kPa
- 91194339 tir 247 kPa



intérieur après 91193338



extérieur après 91194339



1^o fissures Tir 91130339
ouverture 300µ

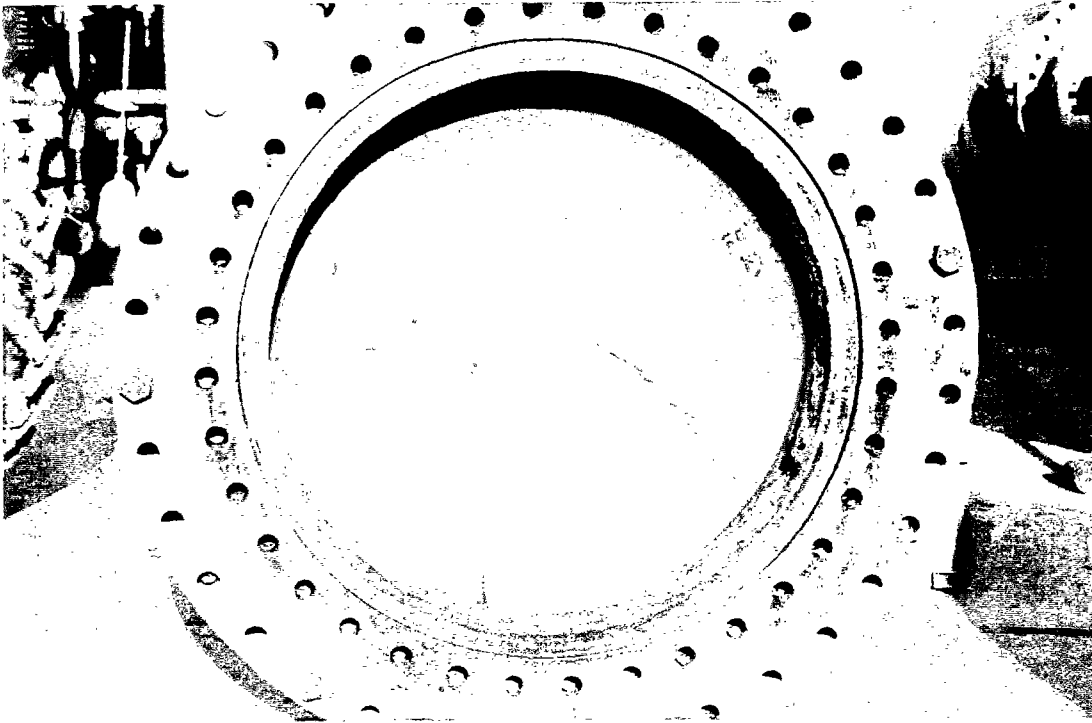
Fissures Tir 91132338

— 4 mm ouvertures
déflexions résiduelles (mm)

Blocs découpés	11,2 kg	projetés dans l'axe à 6m
Tir 91134339	7,4 kg	projetés dans l'axe à 3m
	3,9 kg	projetés dans l'axe à 3m
		bloc prêt à tomber

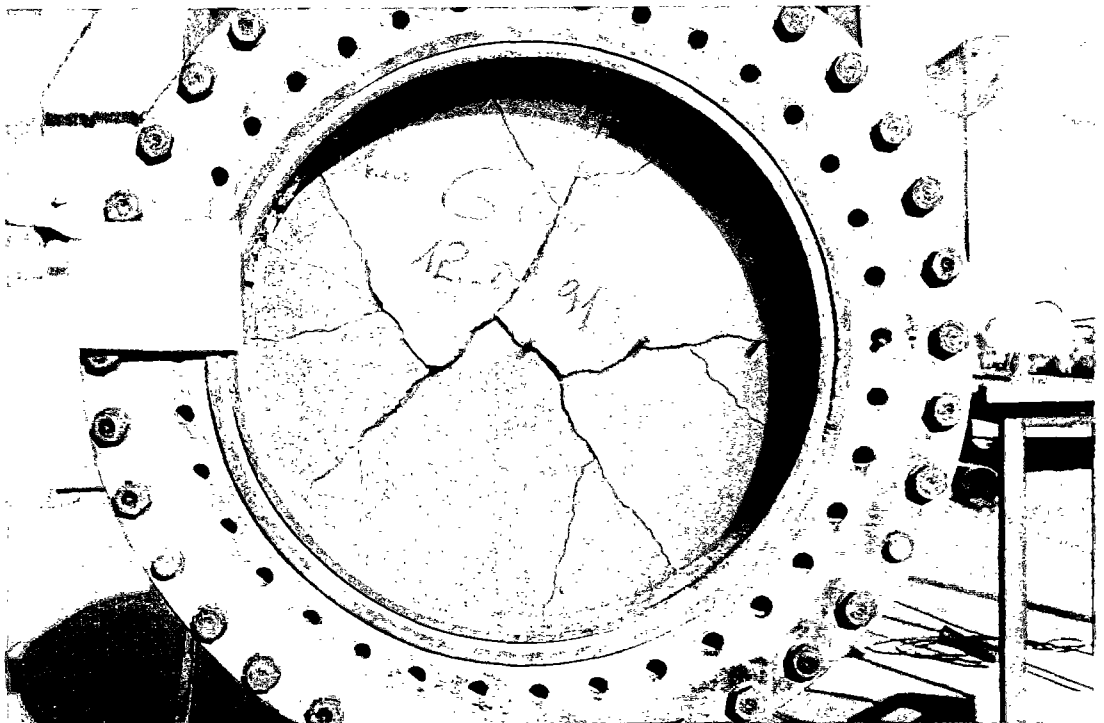
Dalle Q

92006015 serrage
92007015 stat. 214 kPa
92008015 stat. 190 kPa

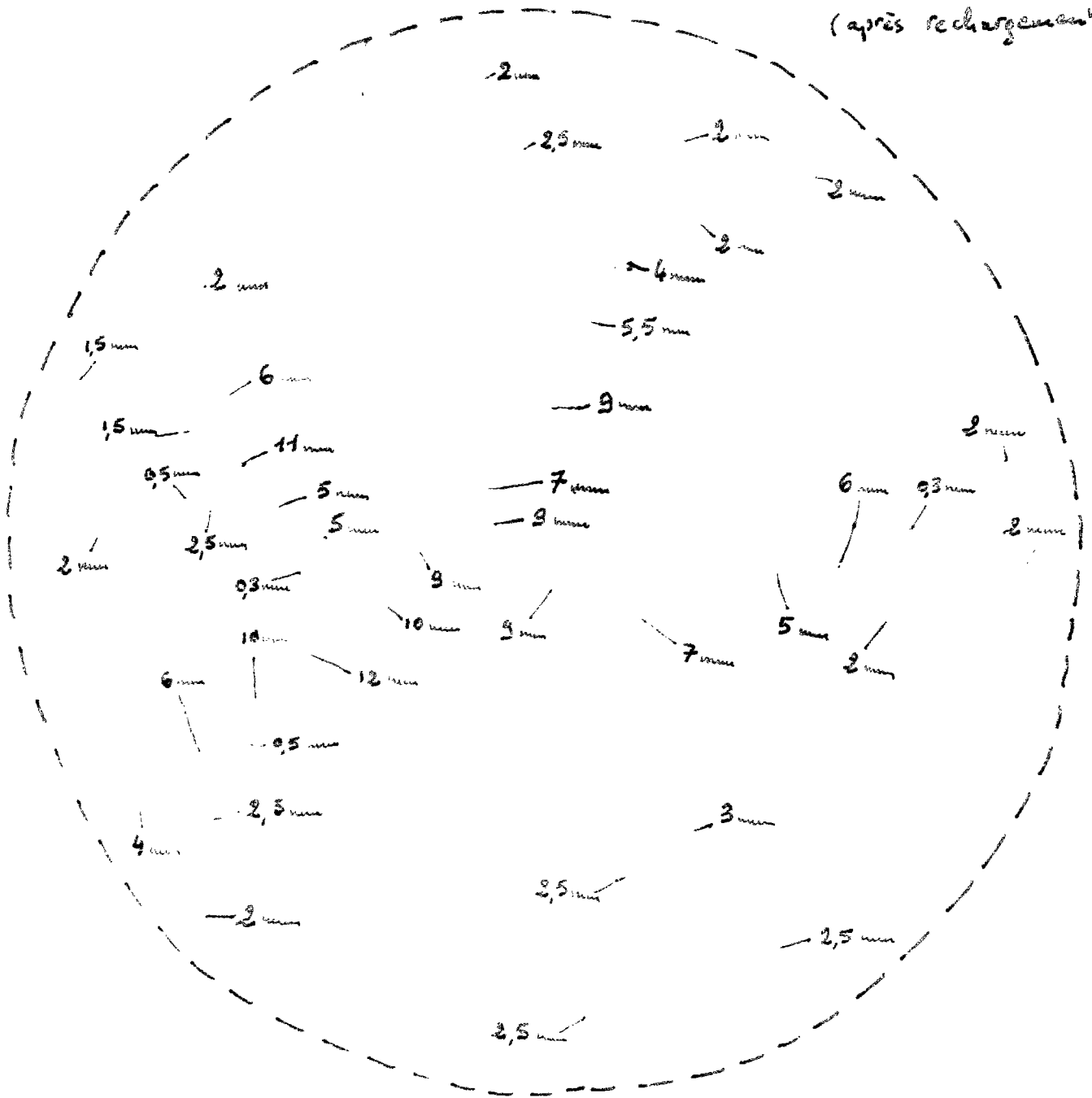


intérieur après 92008015

extérieur après 92008015



Dalle Q
 (après rechargement)



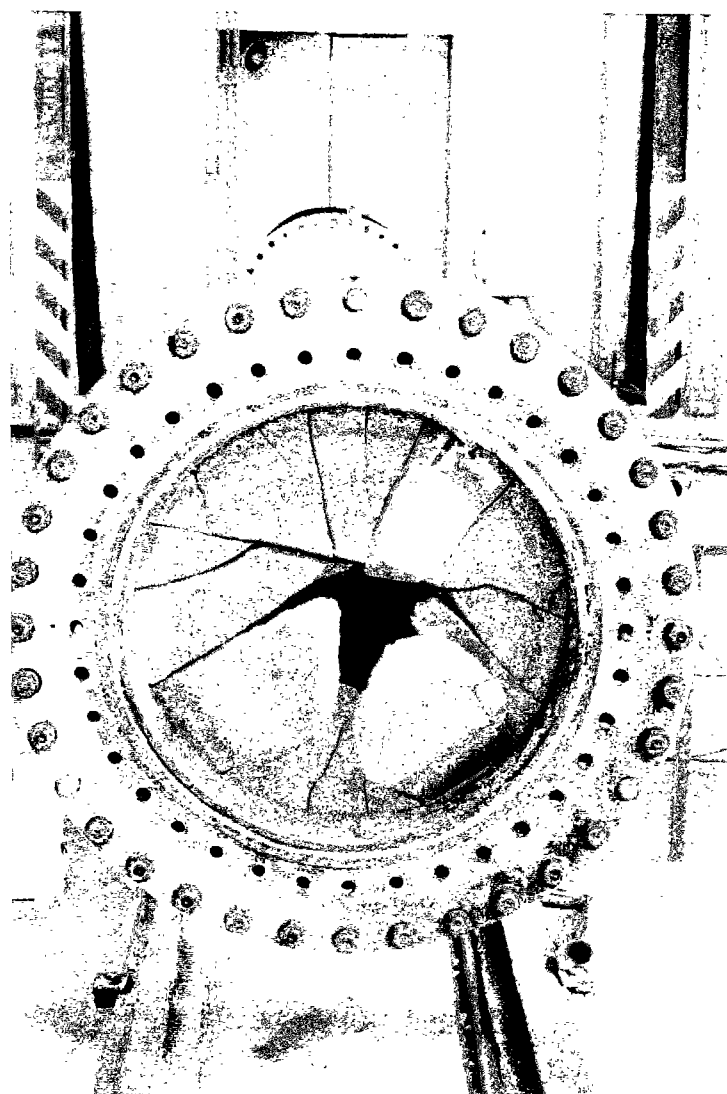
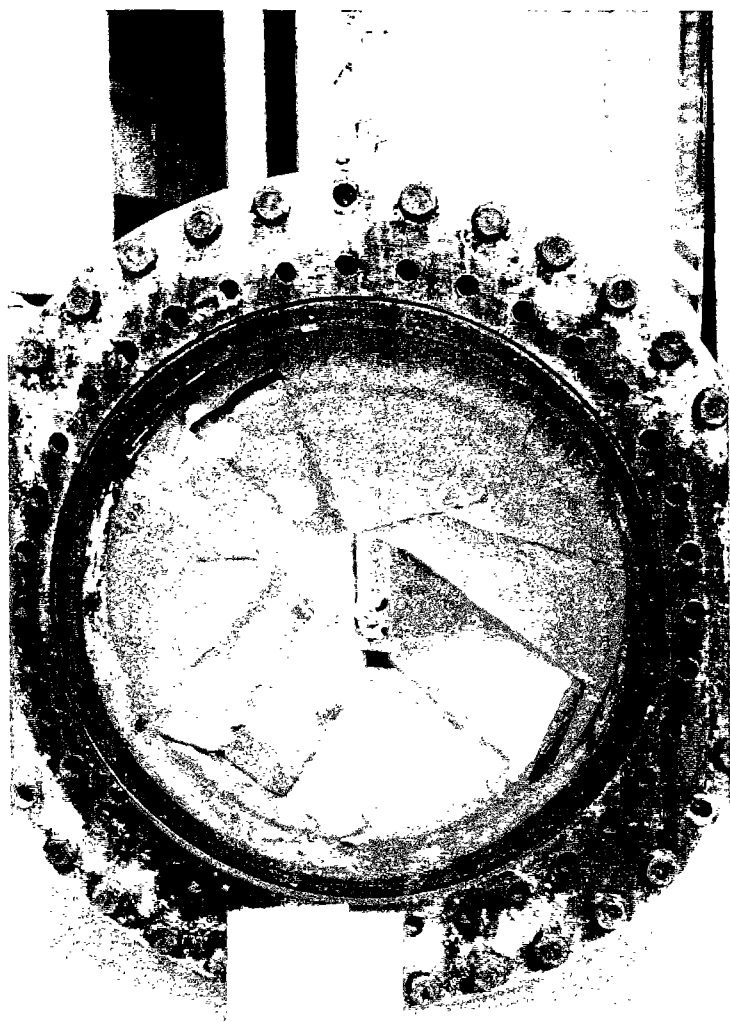
— 3 mm Ouverture résiduelle des fissures
 Déflexion résiduelle finale en mm
 (Zéro sur bord intérieur de la couronne)

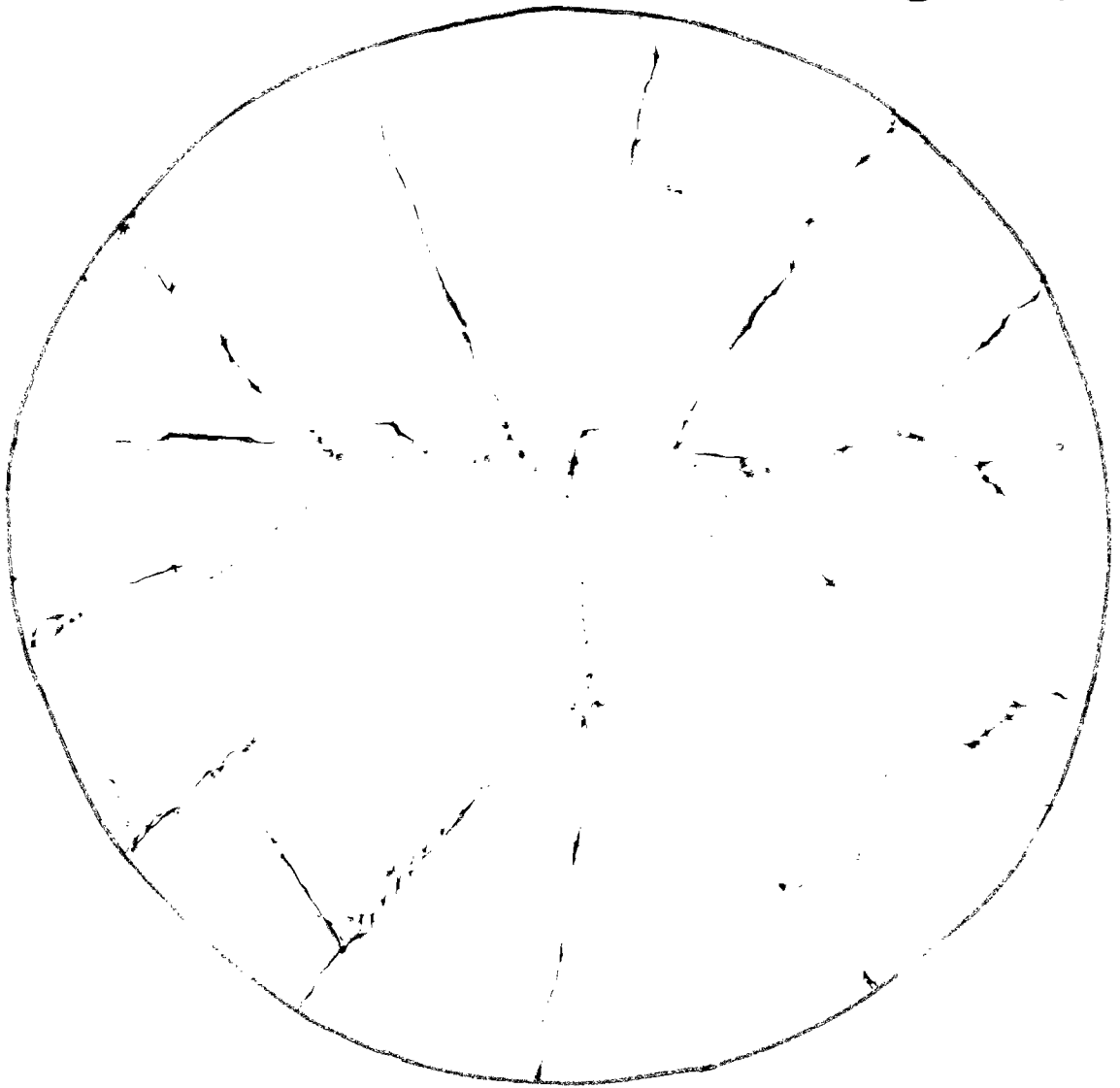
Dalle GR I

92032063 serrage
92033063 statique
92034063 tir 40 kPa
92035063 tir 63 kPa
92036065 tir 97 kPa
92037065 statique
92038065 tir 122 kPa
92039065 statique
92040066 tir 150 kPa
92041066 statique
92042066 tir 170 kPa

intérieur après 92042066

extérieur après 92042066





Couronne des blocs après rupture - Côté extérieure

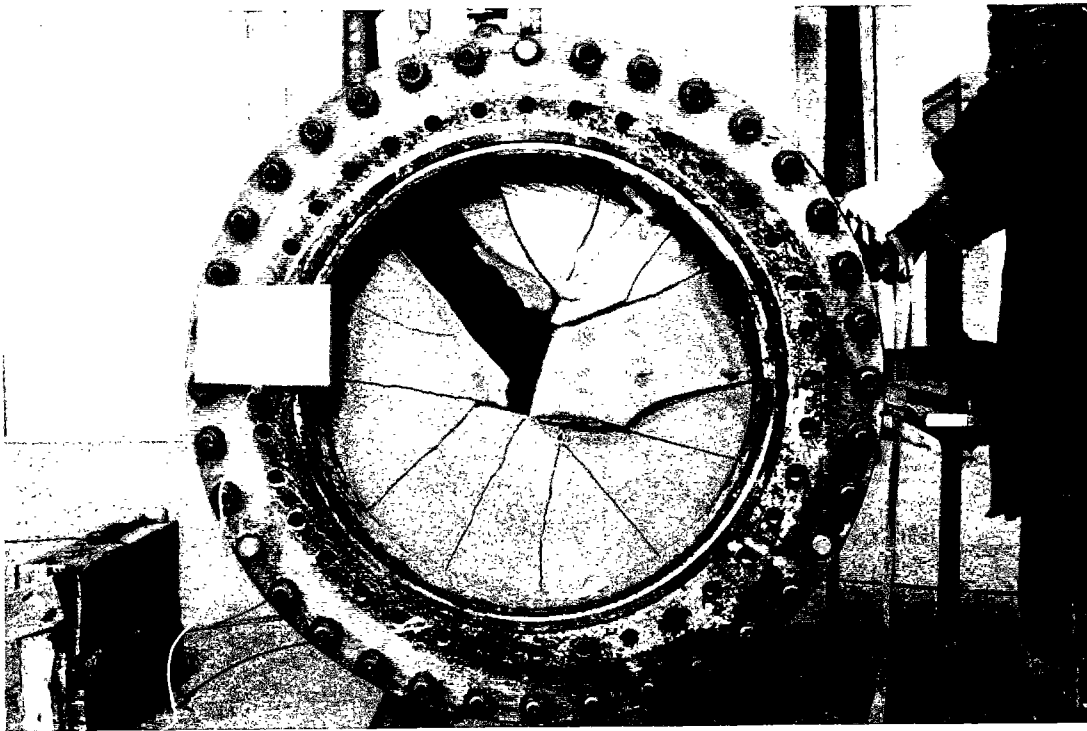
Blocs prêts à chuter (Rotation sur appui supérieure à 10°)

Trace des blocs côté intérieur

Éclats (côté intérieur)

Attention: sur cette figure toute la dalle est représentée

(Trace du diamètre intérieur de la couronne: coïncide avec le bord des blocs décomposés).

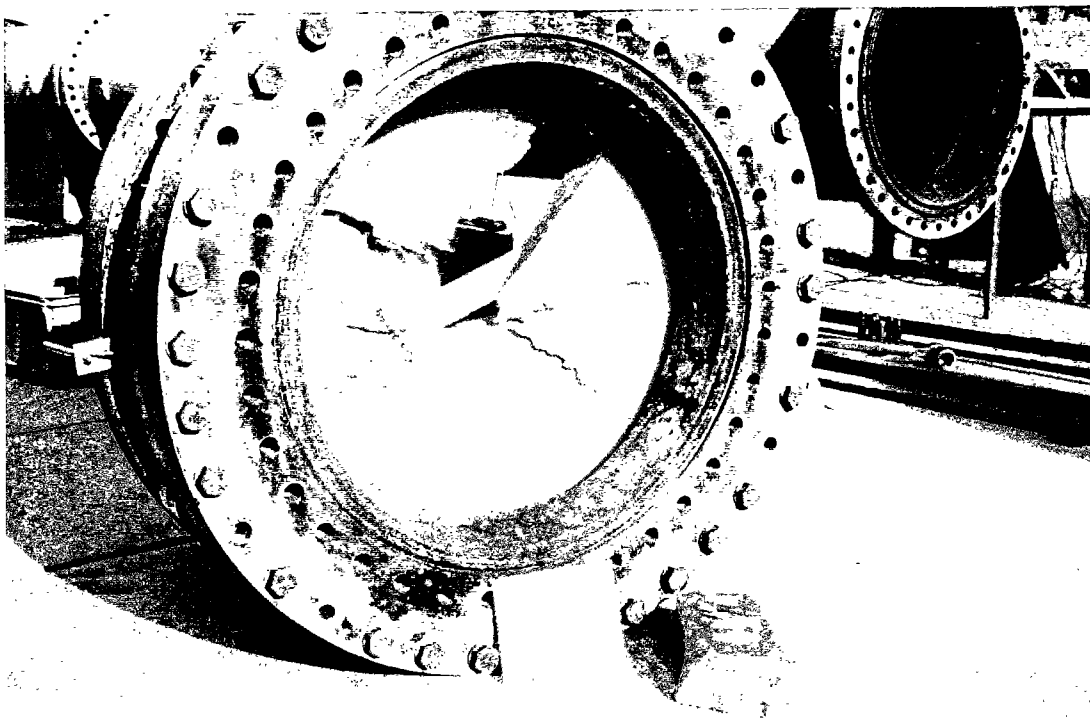


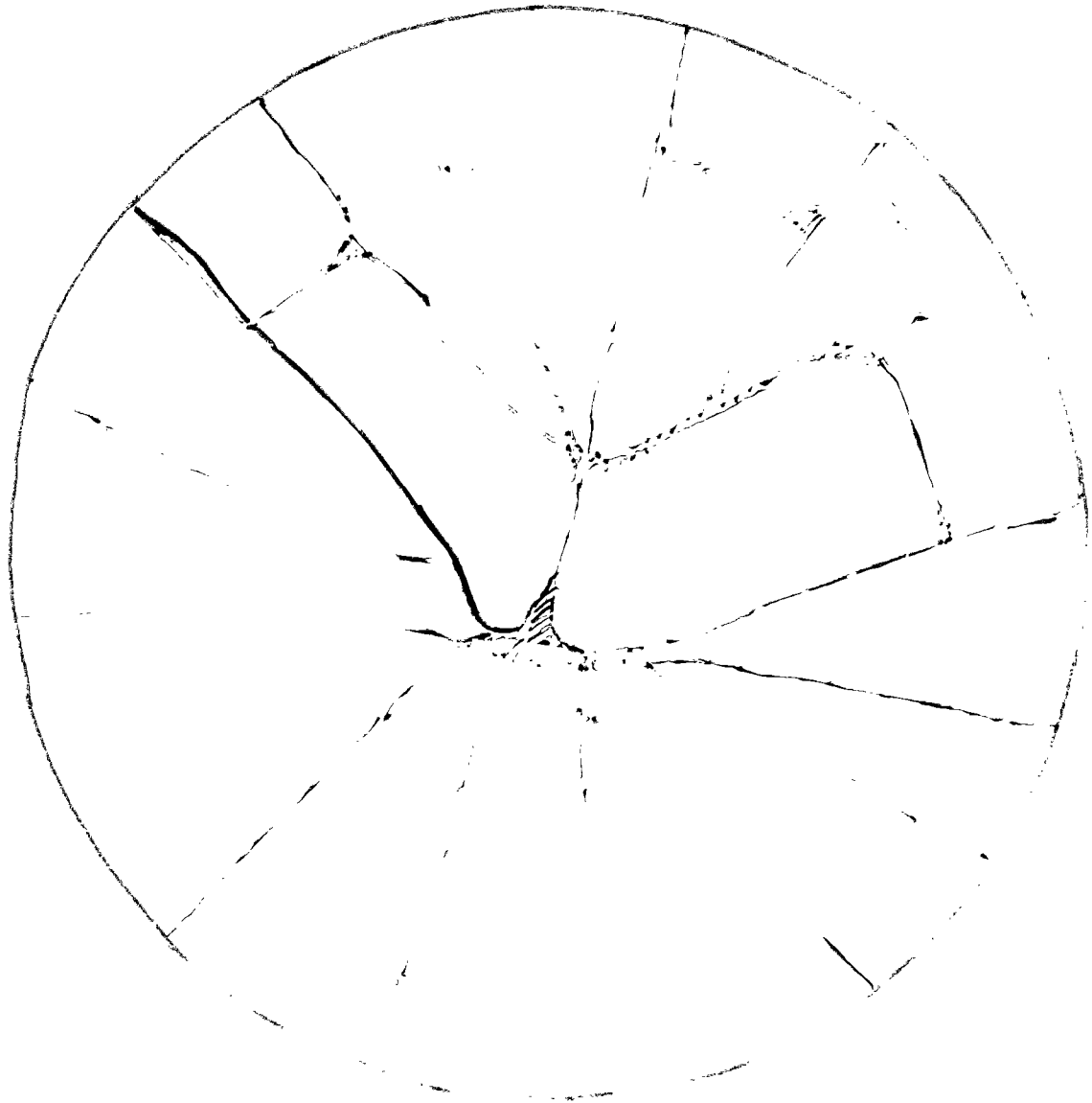
extérieur après 92031062

Dalle GR II

- 92021057 serrage
- 92022058 statique
- 92023058 tir 41 kPa
- 92024058 tir 64 kPa
- 92025058 tir 96 kPa
- 92026058 statique
- 92027058 tir 120 kPa
- 92028059 statique
- 92029062 tir 148 kPa
- 92030062 statique
- 92031062 tir 171 kPa

intérieur après 92031062





Contour des blocs après rupture - côté extérieur

Bloc détaché

Bloc prêt à chuter (rotation sur appui $\approx 20^\circ$)

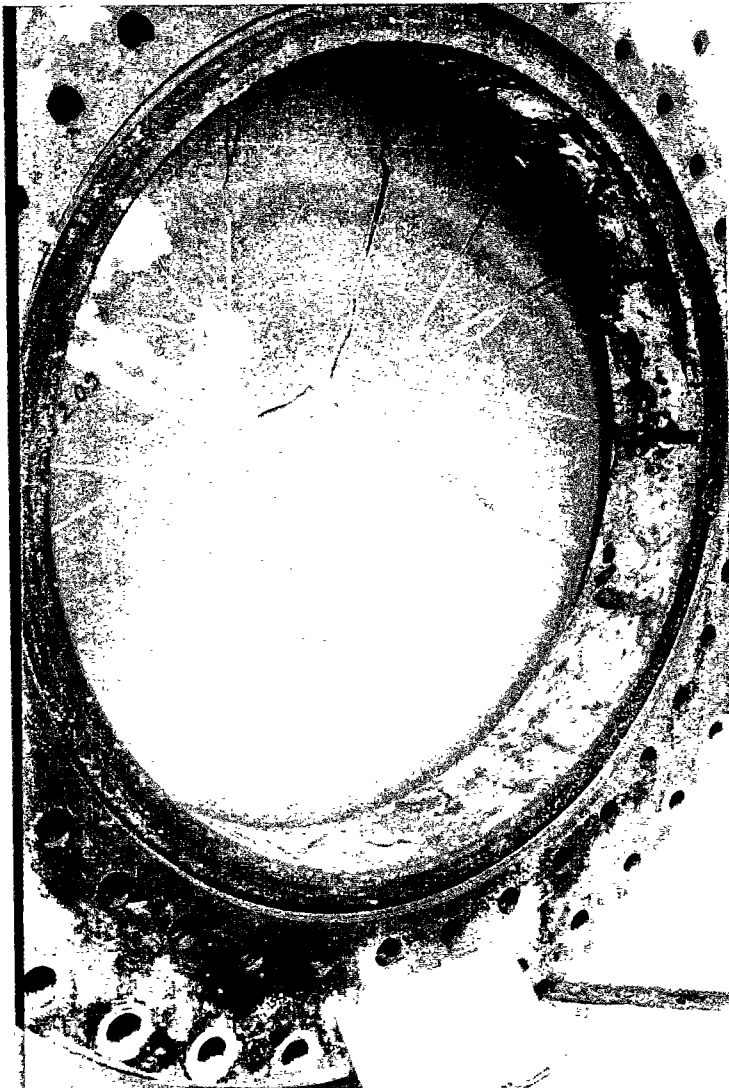
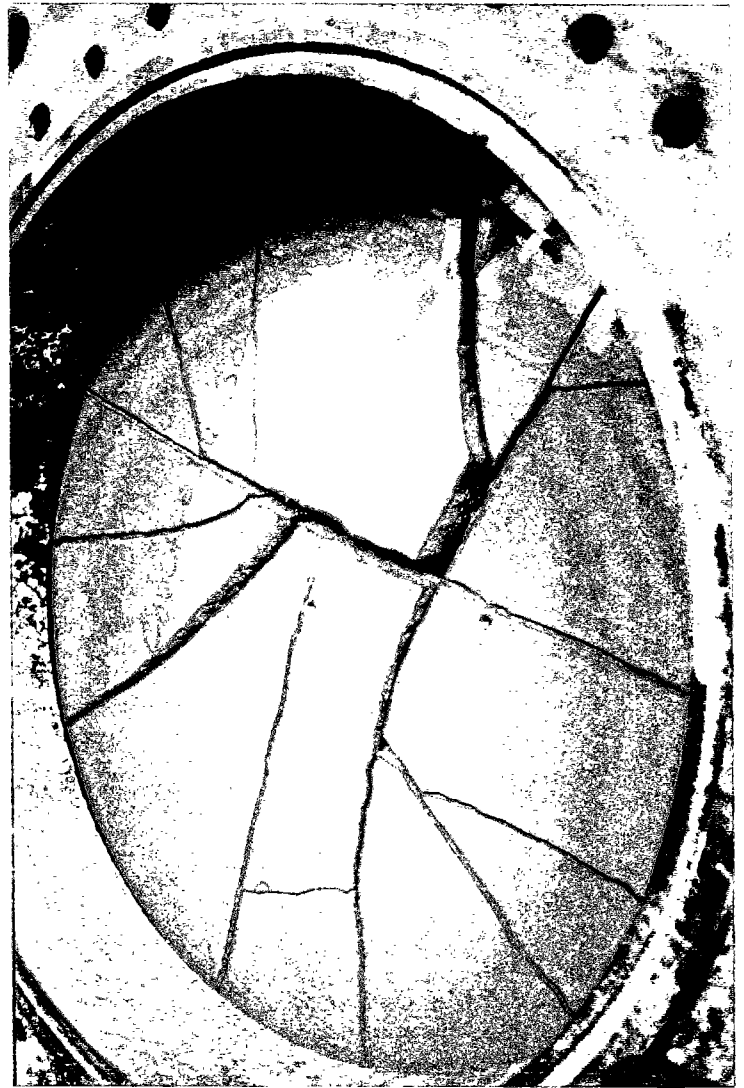
tracé des blocs côté intérieur

Attention: sur cette figure toute la dalle est représentée
(Tracé du diamètre intérieur de la couronne = coïncide
avec le bord des blocs découpés)

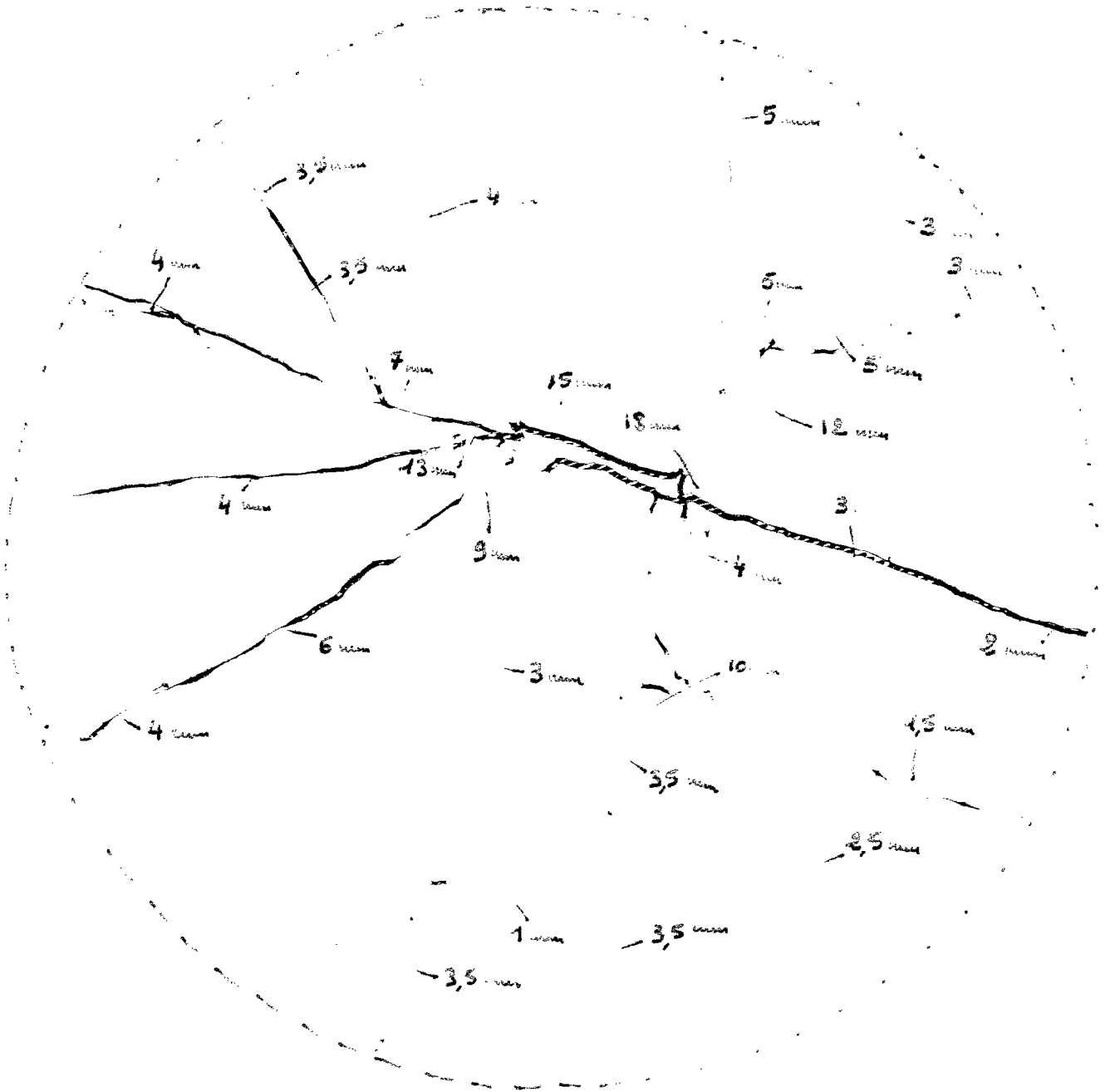
extérieur après 92020057

Dalle GR III

92019057 serrage
92020057 stat. 150 kPa



intérieur après 92020057

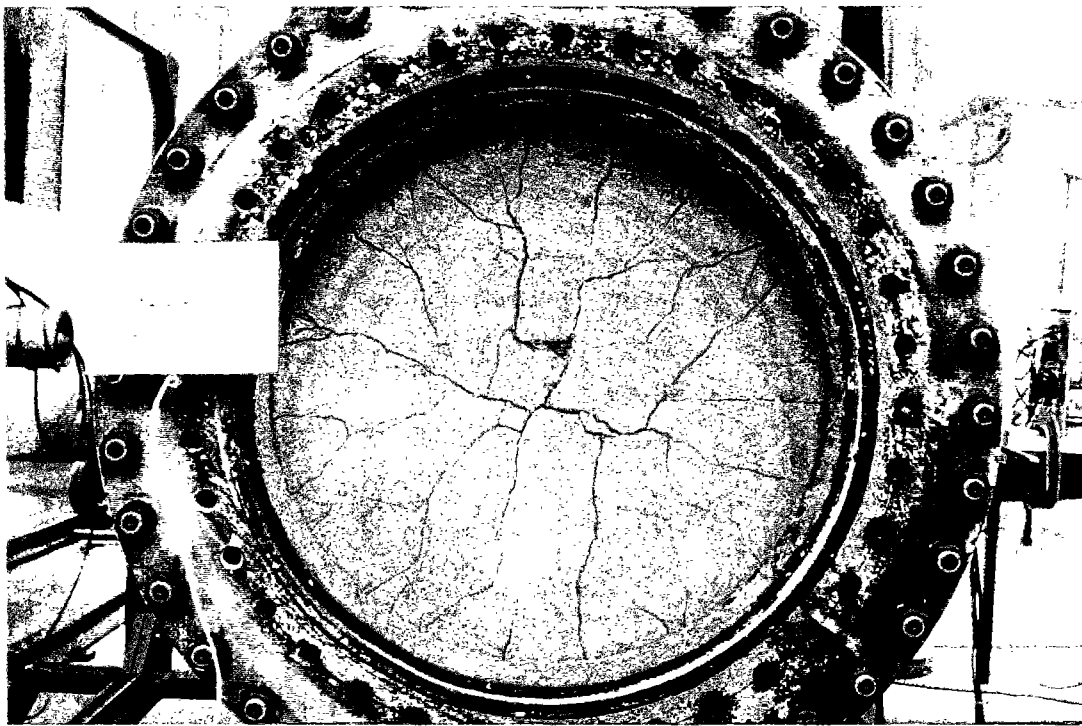


lignes de fracture côté extérieur (tension)

fissures côté intérieur (compression)

déflexions en mm côté en bord intérieur de la courbure

- 18 mm ouverture finale des fissures



extérieur après 91066156

Dalle F

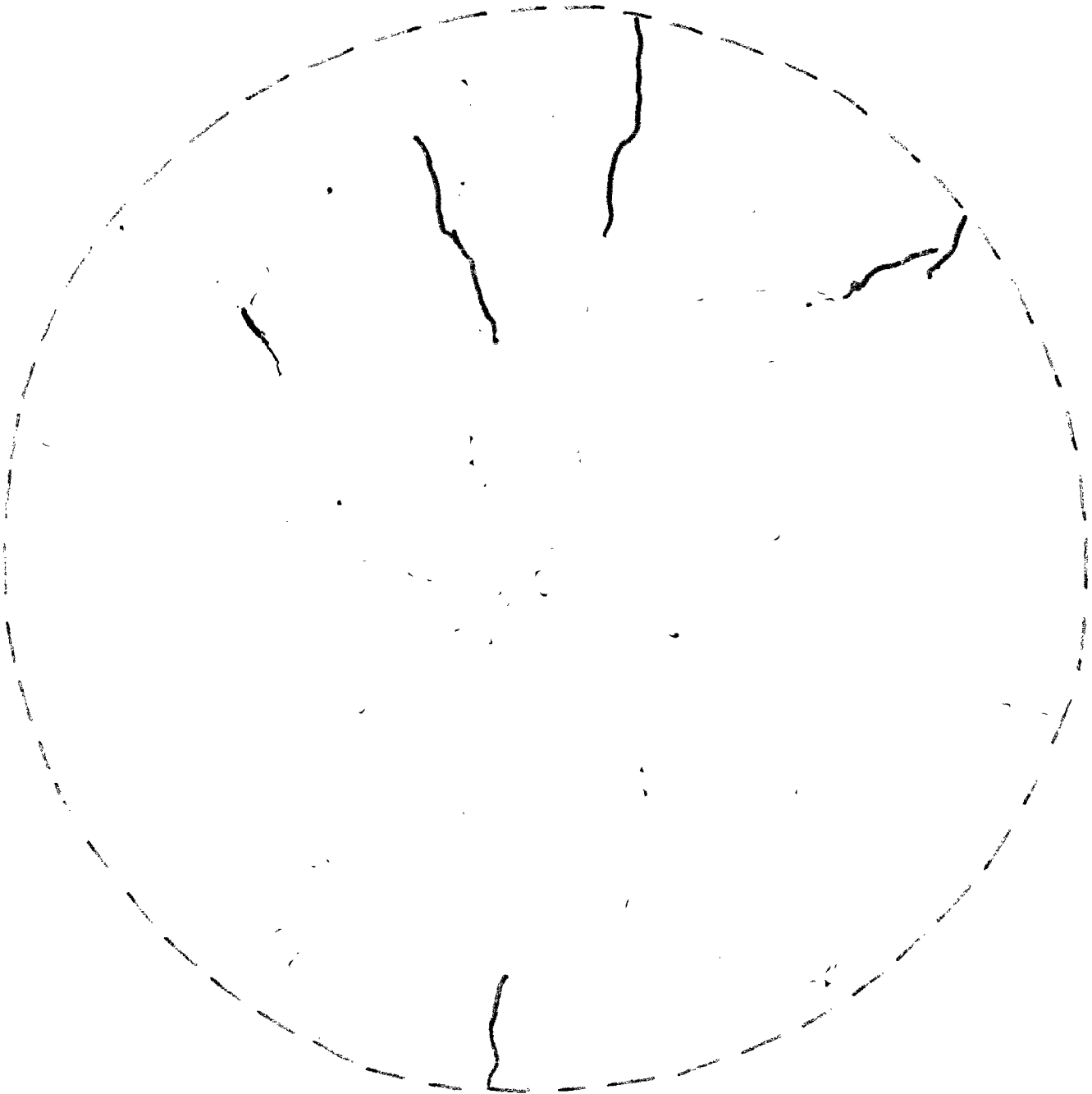
- 91050154 serrage
- 91051154 statique
- 91052154 tir 39 kPa
- 91053154 tir 89 kPa
- 91054154 tir 145 kPa
- 91055155 tir 195 kPa
- 91056155 tir 246 kPa
- 91057155 tir 291 kPa
- 91058155 tir 323 kPa
- 91059155 statique
- 91060155 tir 363 kPa
- 91061155 statique
- 91062156 tir 495 kPa
- 91063156 statique
- 91064156 tir 550 kPa
- 91065156 statique
- 91066156 tir 690 kPa
- 91067158 statique
- 91068158 tir 798 kPa



zone sur appui après 91068158

vue de l'intérieur après 91068158





13 fibres. Tar 31033155 Ouverture Maxi: 30 μ

— Nouvelles fibres. Tar 31056155 Ouverture 30 μ

Extension des fibres. Tar 31057155.

Maillage du réseau de fibres. Tar 31058155

Nouvelles fibres fines (30 à 50 μ)

Fibure principale au centre: ouverture Maxi: 150 μ

Maillage du réseau de fibres. Tar 31060155

Nouvelles fibres fines 30 μ

Fibure principale au centre. Ouverture: 150 μ

Extension du réseau de fibres. Tar 31062156

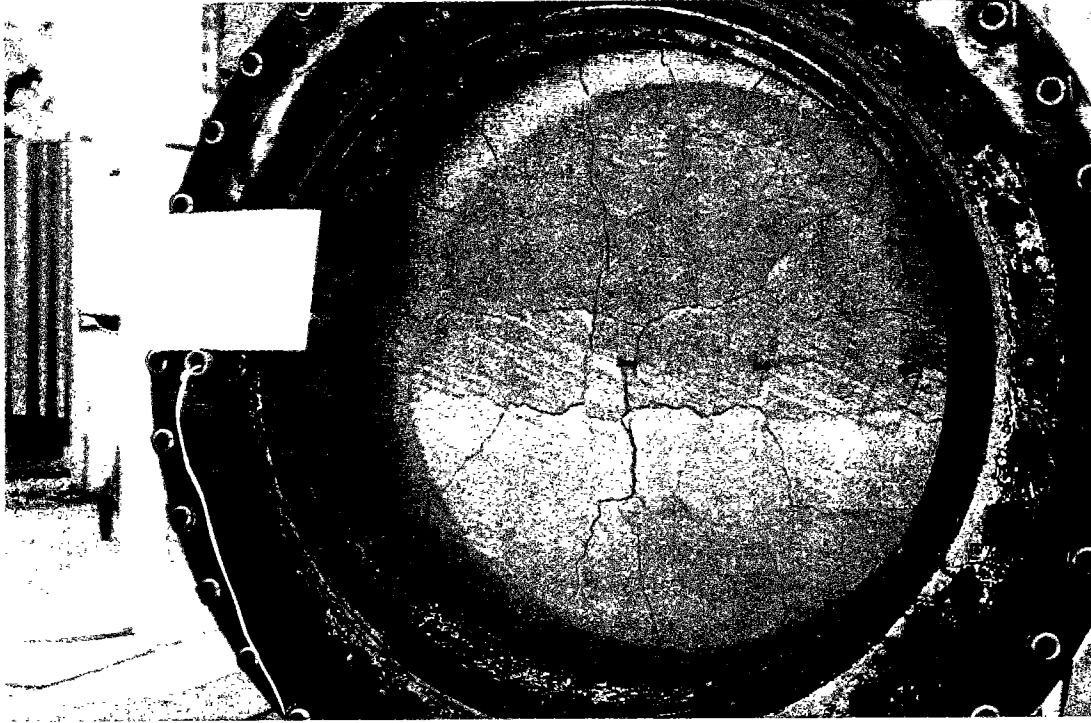
Nouvelles fibres fines: 30 μ . Au centre: ouverture 500 à 600 μ

Extension des fibres. Tar 31064156

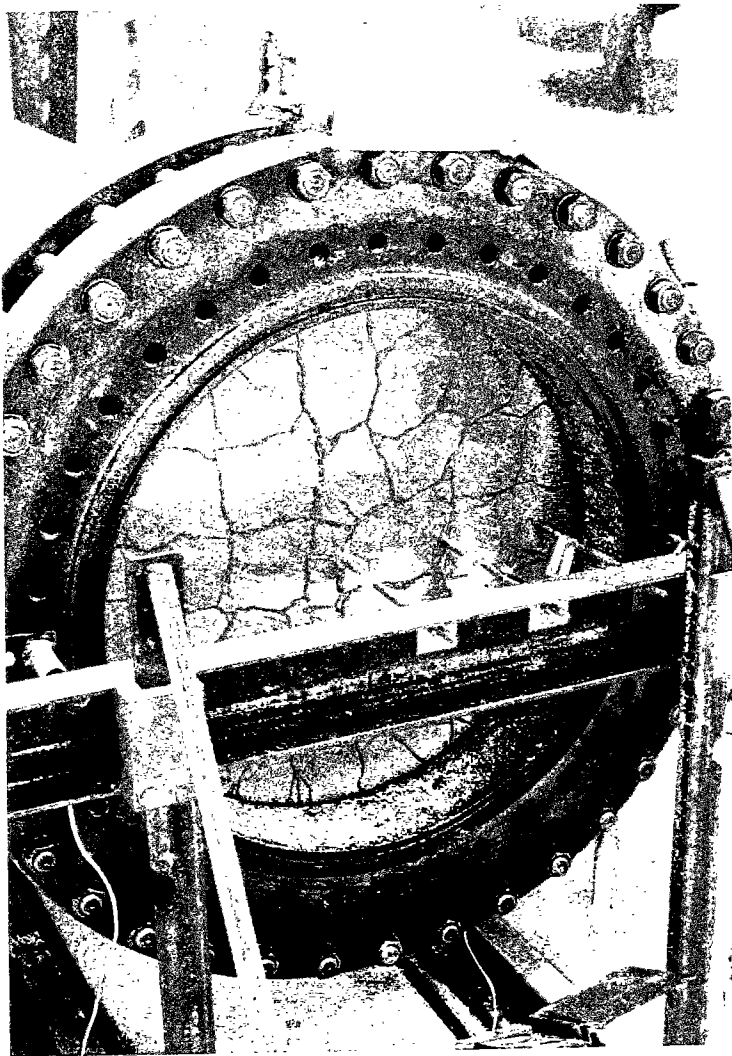
Ouverture Maxi: 2,5 mm. 1 fibre côté intérieur ouverture 100 μ

Extension des fibres. Tar 31066156

Ouverture Maxi: 5 mm. 4 éclat



extérieur après 91044149

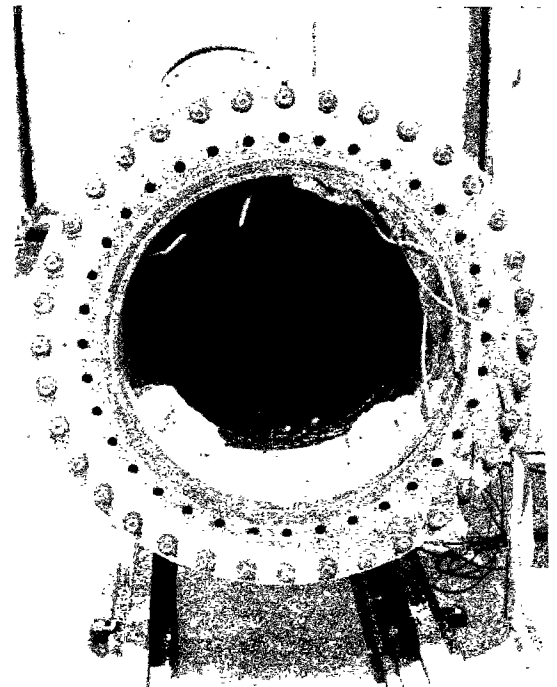


extérieur après 91048151

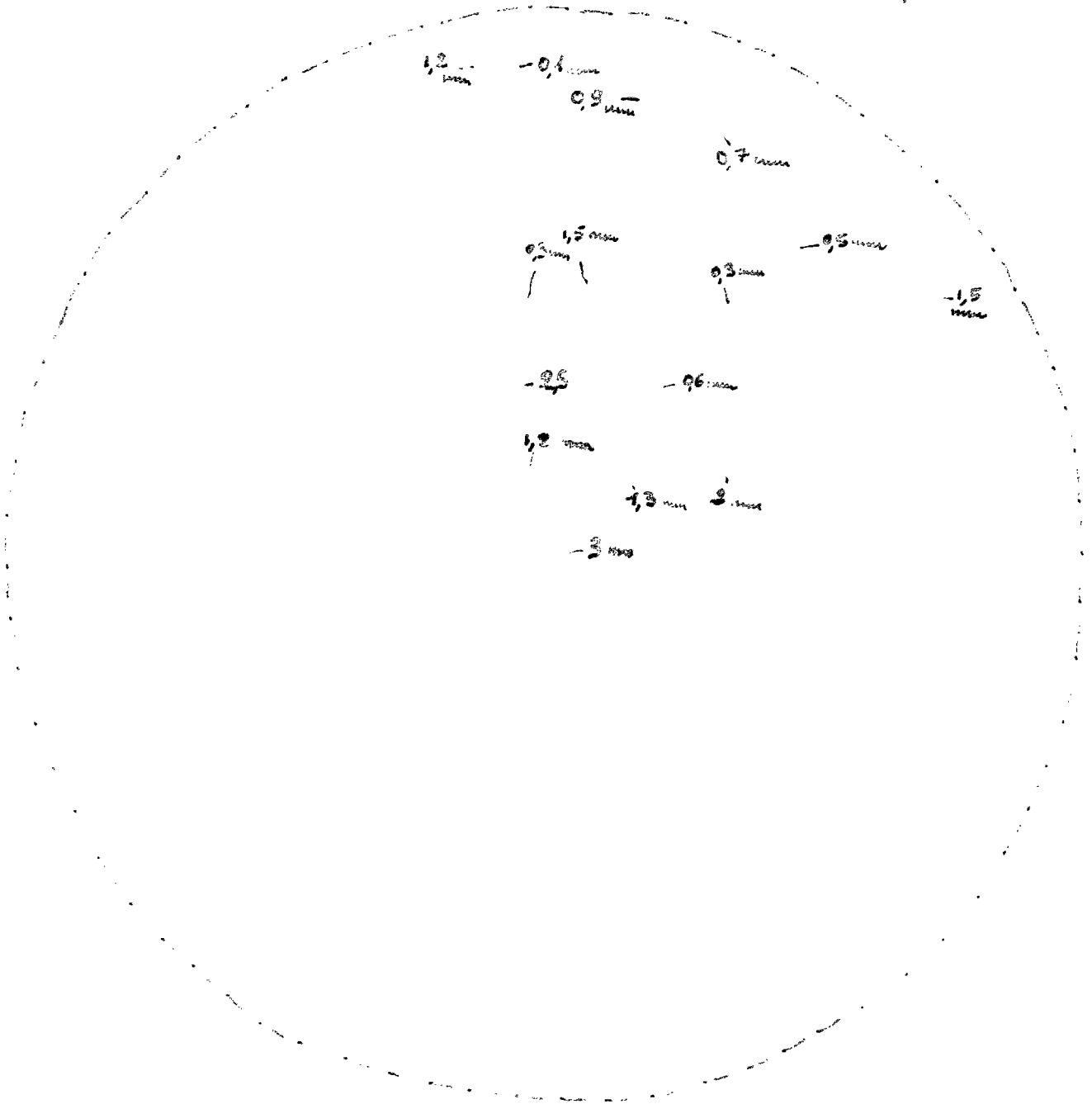
Dalle G

- 91041149 serrage
- 91042149 statique
- 91043149 tir 46 kPa
- 91044149 tir 684 kPa
- 91045150 statique
- 91046150 tir 198 kPa
- 91047151 tir 246 kPa
- 91048151 tir 252 kPa
- 91049151 tir 942 kPa

après 91049151

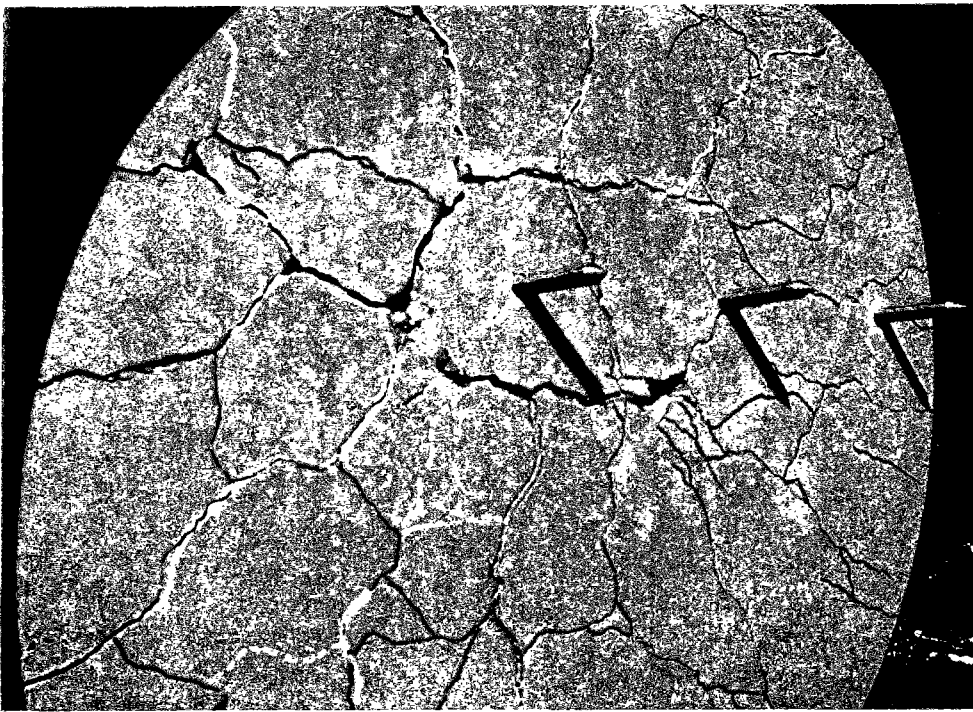


Dalle 6
 après tir 31044143



figures principales
 ouverture > 1 mm

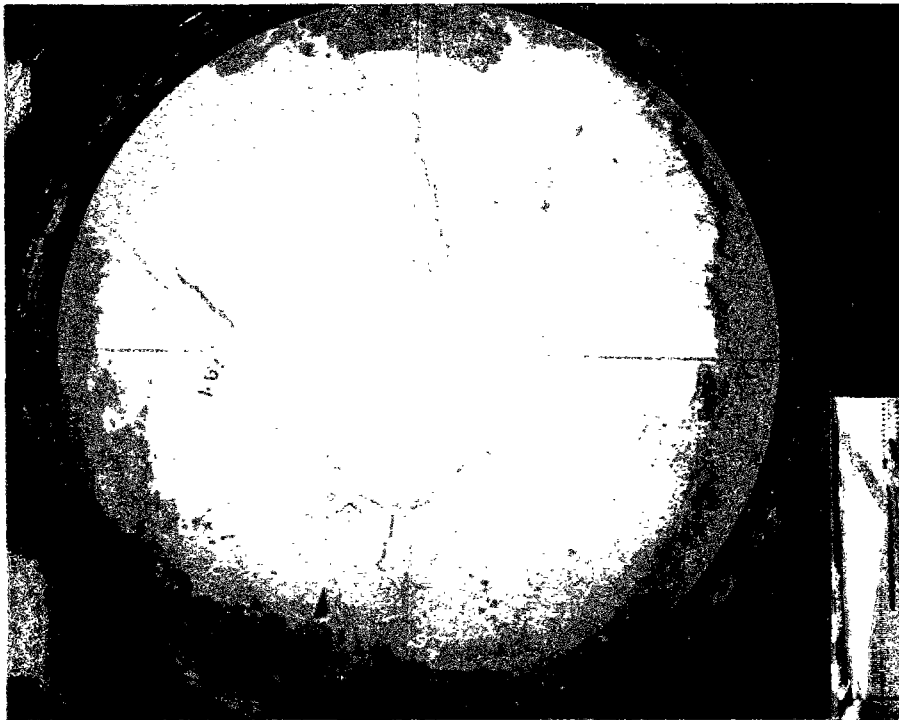
-1,5 mm Ouverture résiduelle des figures
 après tir 31044143



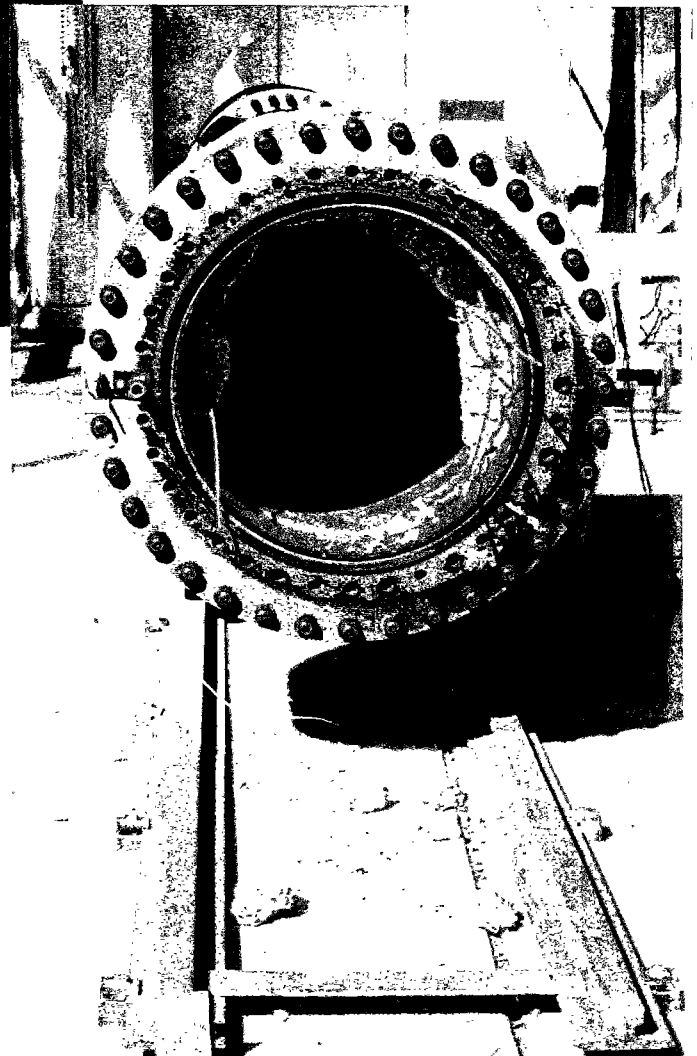
extérieur après 91038142

Dalle E

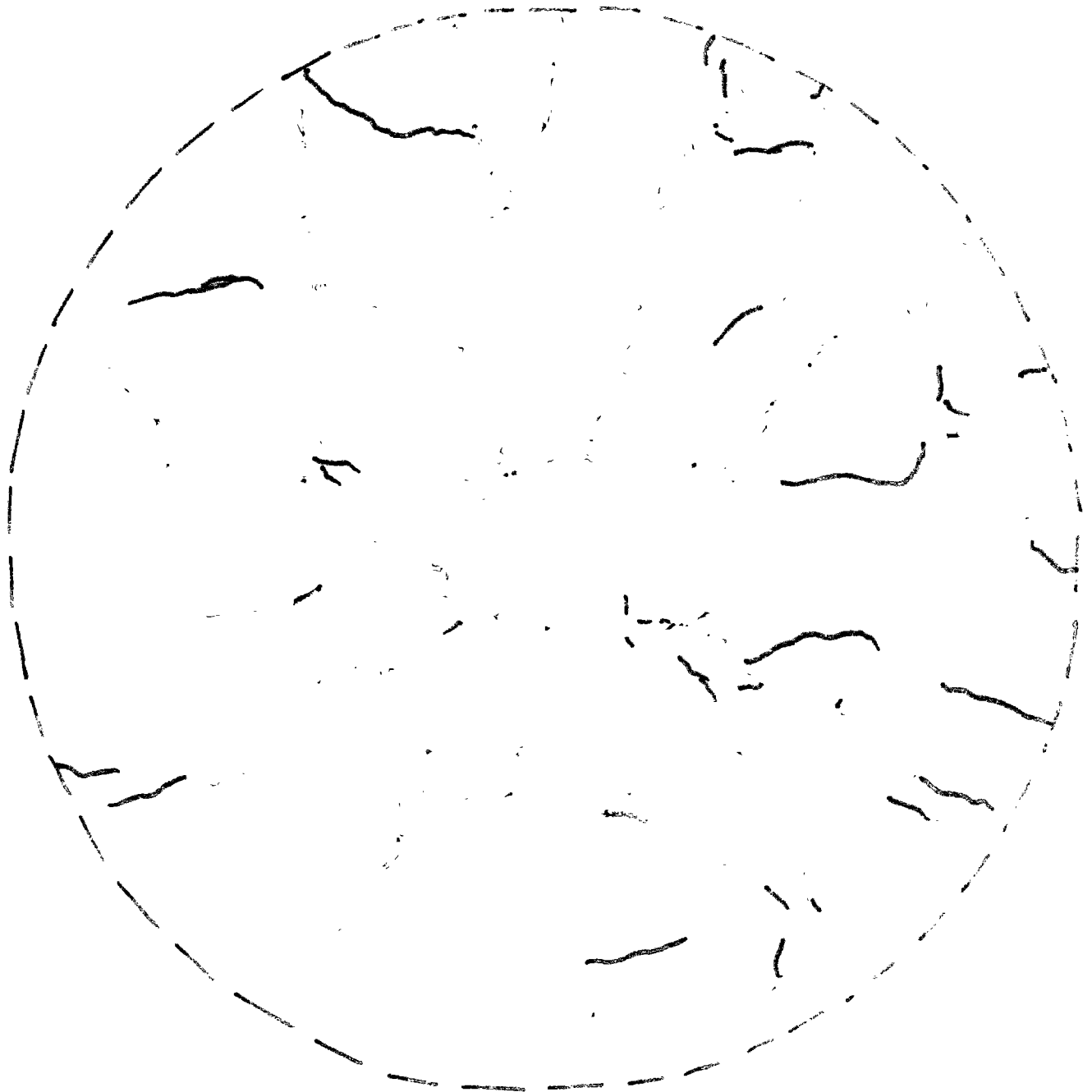
- 91021134 serrage
- 91022135 statique
- 91023135 tir 40 kPa ?
- 91024136 tir 39 kPa
- 91025136 tir 81 kPa
- 91026137 tir 143 kPa
- 91027141 tir 161 kPa
- 91028141 tir 198 kPa
- 91029141 tir 235 kPa
- 91030141 tir 269 kPa
- 91031141 statique
- 91032141 tir 360 kPa
- 91033142 statique
- 91034142 tir 465 kPa
- 91035142 statique
- 91036142 tir 550 kPa
- 91037142 statique
- 91038142 tir 639 kPa
- 91039143 statique
- 91040147 tir 863 kPa



intérieur après 91038142

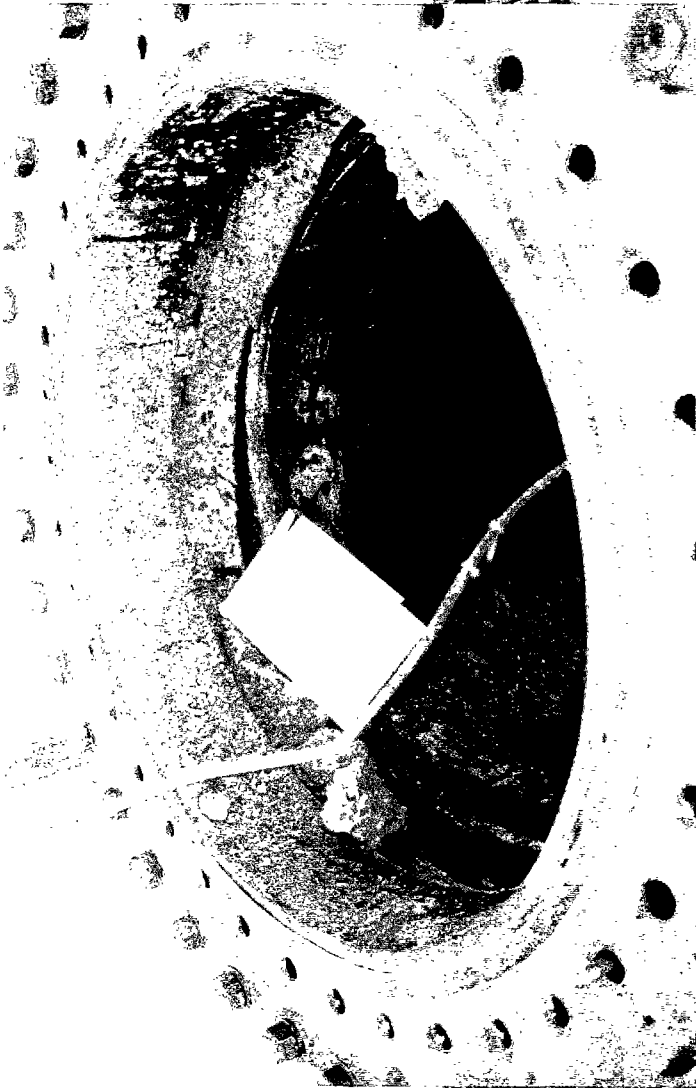
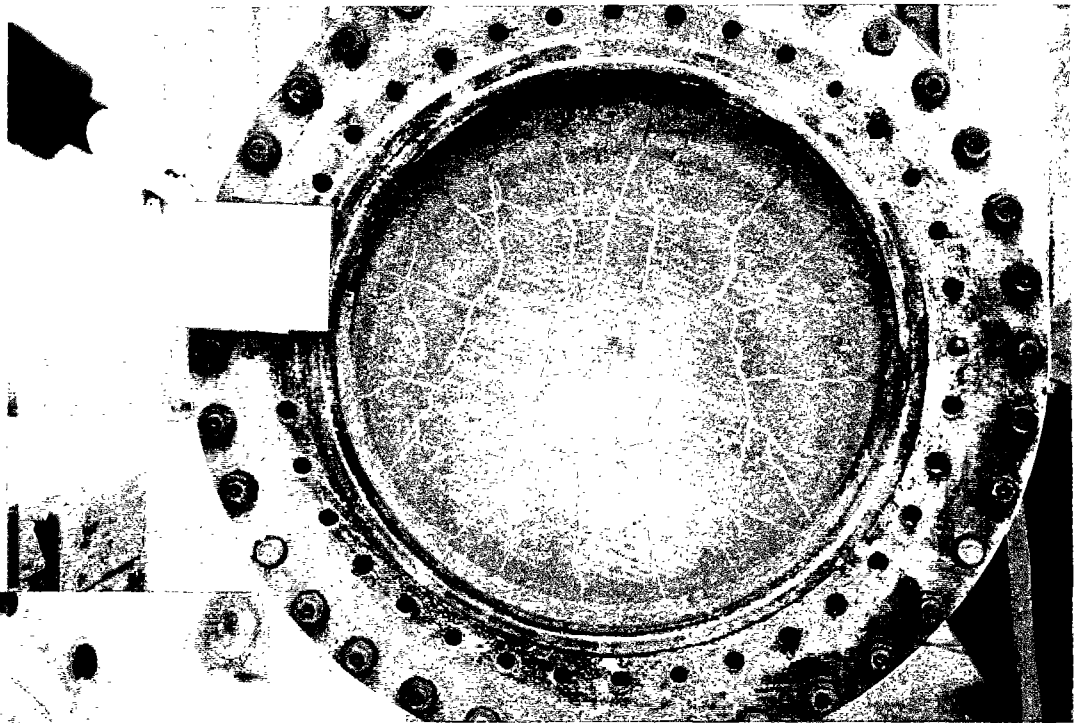


après 91040147



- 1^o fissures. Tar 31030141
 Ouverture 30 μ environ (en surface)
- Nouvelles fissures. Tar 31032141
- Nouvelles fissures. Tar 31034142
- Prolongation des fissures. (3 mini. éclab. Tar 31036142
- Extension du réseau de fissures. Tar 31038142
- Fissures côté intérieur - éclab. Ouverture fissures côté ext. à 3 mm

extérieur après 92066107



Dalle V

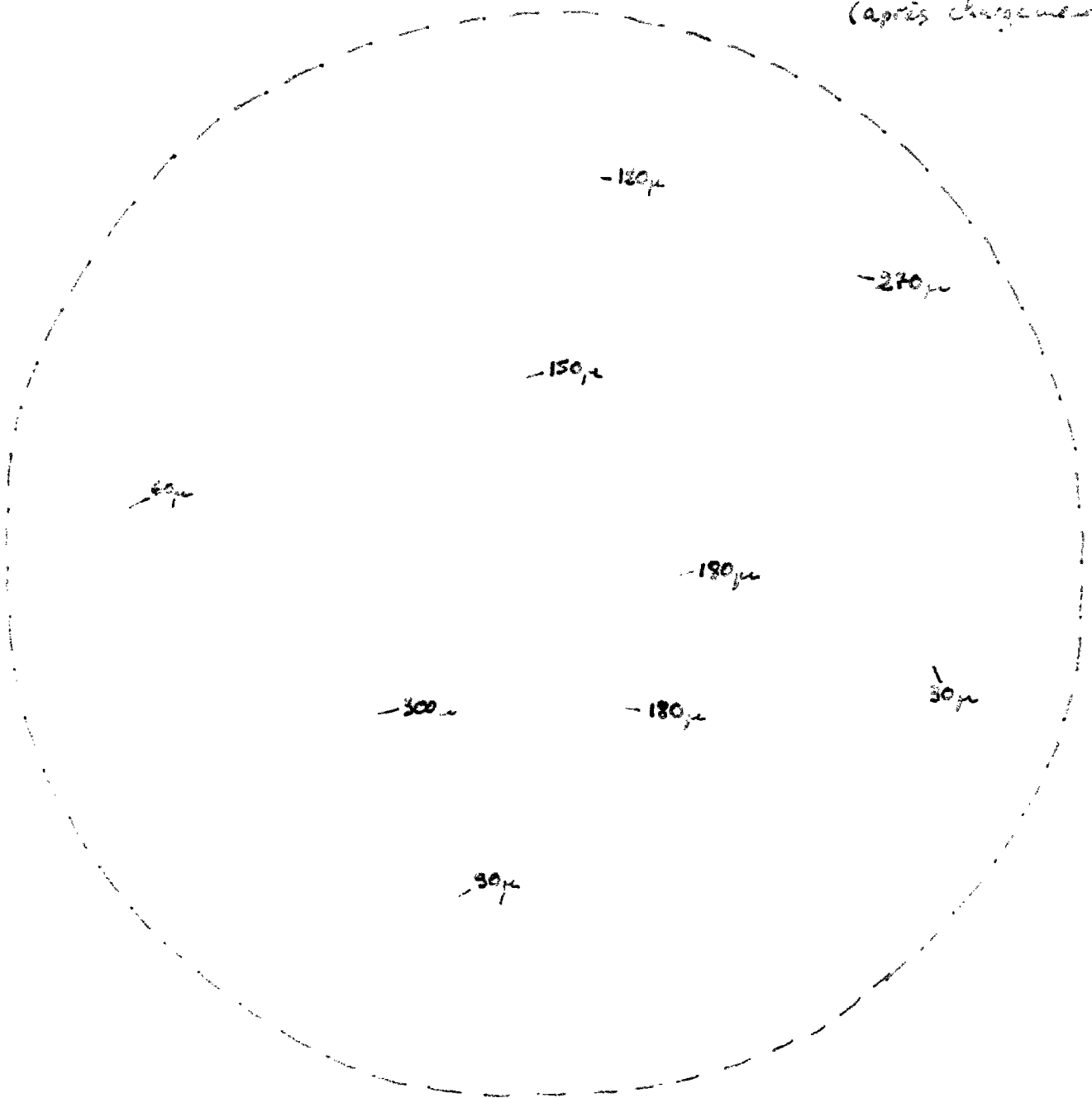
- 92065107 serrage
- 92066107 stat. 460 kPa
- 92067108 reserrage
- 92068108 stat. 641 kPa

centre dalle projeté après 92068108

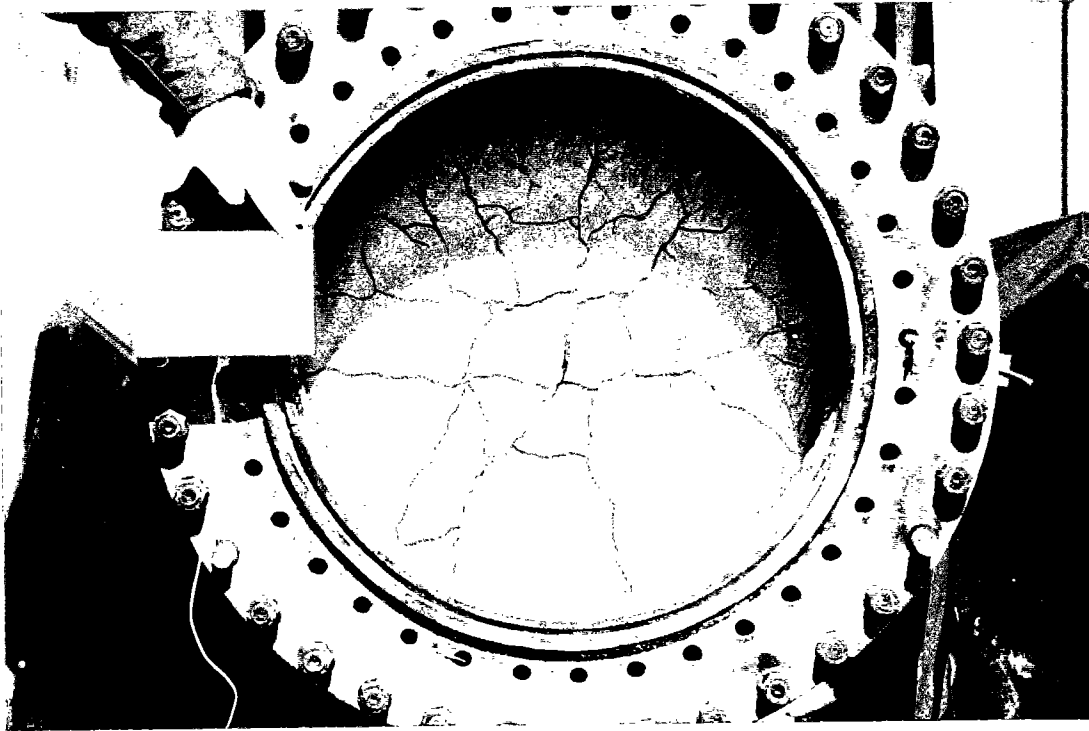
zone sur appuis après 92068108



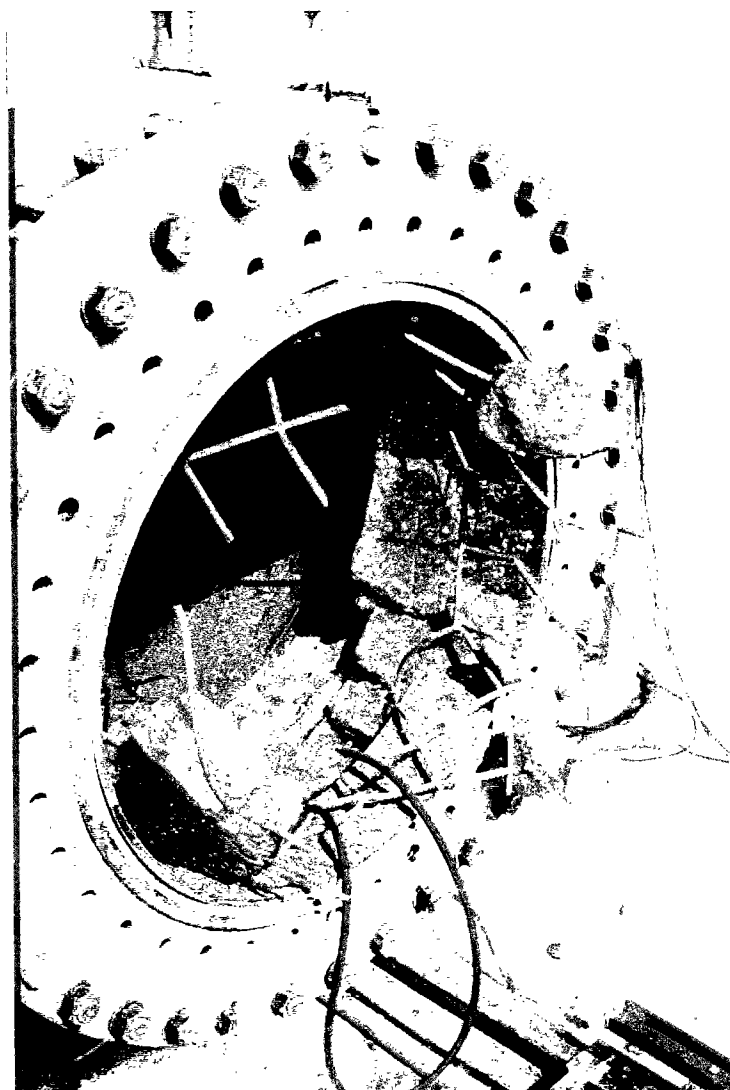
Date V
(après chargement parti)



- 300 μ Ouverture résiduelle des fissures
après essai 32066107



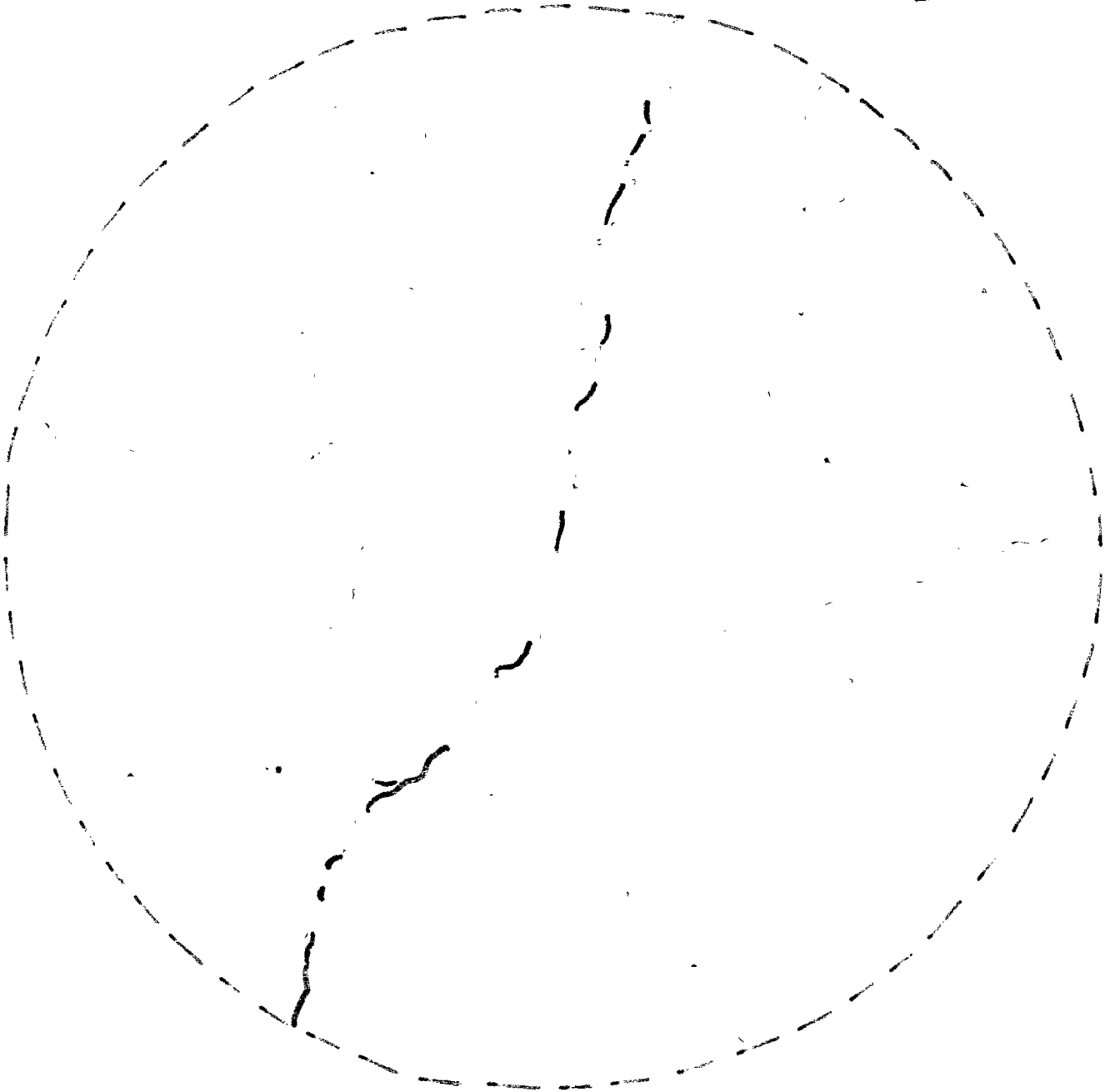
extérieur après 92093125



Dalle W

- 92078120 serrage
- 92079120 statique
- 92080120 tir 37 kPa
- 92081120 tir 104 kPa
- 92082120 tir 142 kPa
- 92083120 tir 202 kPa
- 92084120 statique
- 92085121 tir 257 kPa
- 92086121 statique
- 92087121 tir 288 kPa
- 92088121 statique
- 92089121 tir 386 kPa
- 92090125 statique
- 92091125 tir 486 kPa
- 92092125 statique
- 92093125 tir 603 kPa
- 92094125 statique
- 92095125 tir 727 kPa

rupture aciers ; après 92095125



1^{ère} fibre. Tir 92083120 - Ouverture 30 μ

- extension 1^{ère} fibre. Tir 92085121. Ouverture 60 μ

Stabilisation 1^{ère} fibre. Tir 92087121. Ouverture 60 à 100 μ

Nouvelles fibres. Tir 92089121

Ouverture fibres nouvelles 30 μ

Ouverture fibre principale ancienne 120 à 150 μ

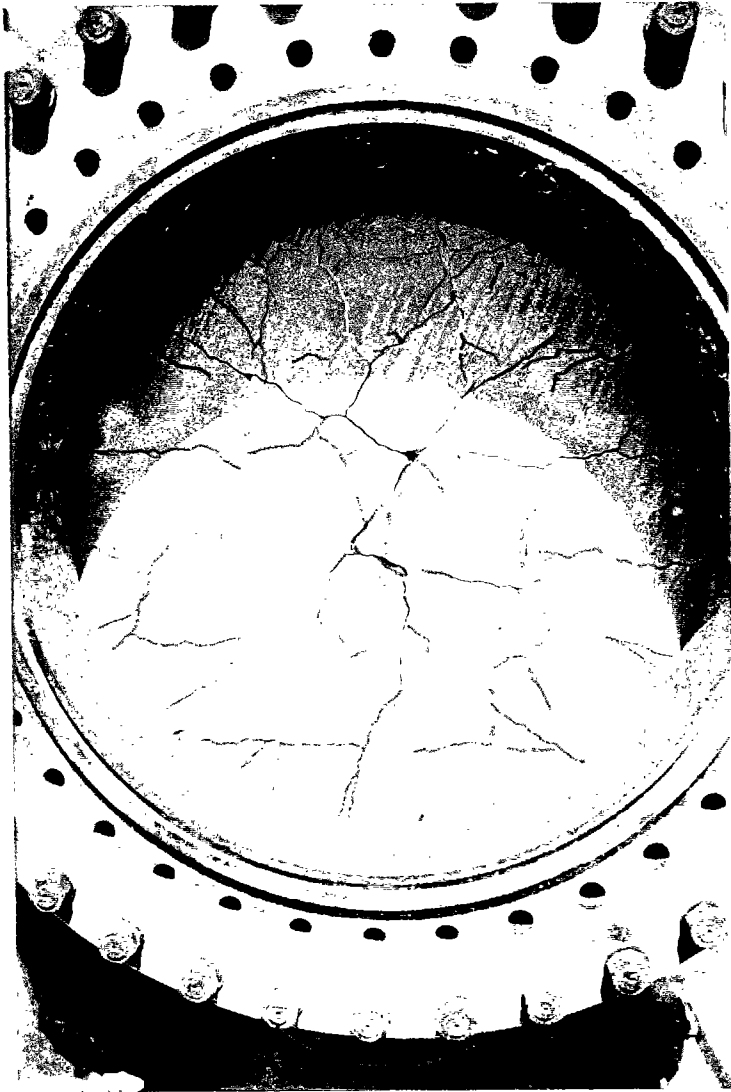
Extension du réseau de fibres. Tir 92091125

Ouvertures, 60 à 210 μ

Extension du réseau de fibres. Tir 92093125

Ouverture Maxi: 2 mm

Pas de fibres côté intérieur.



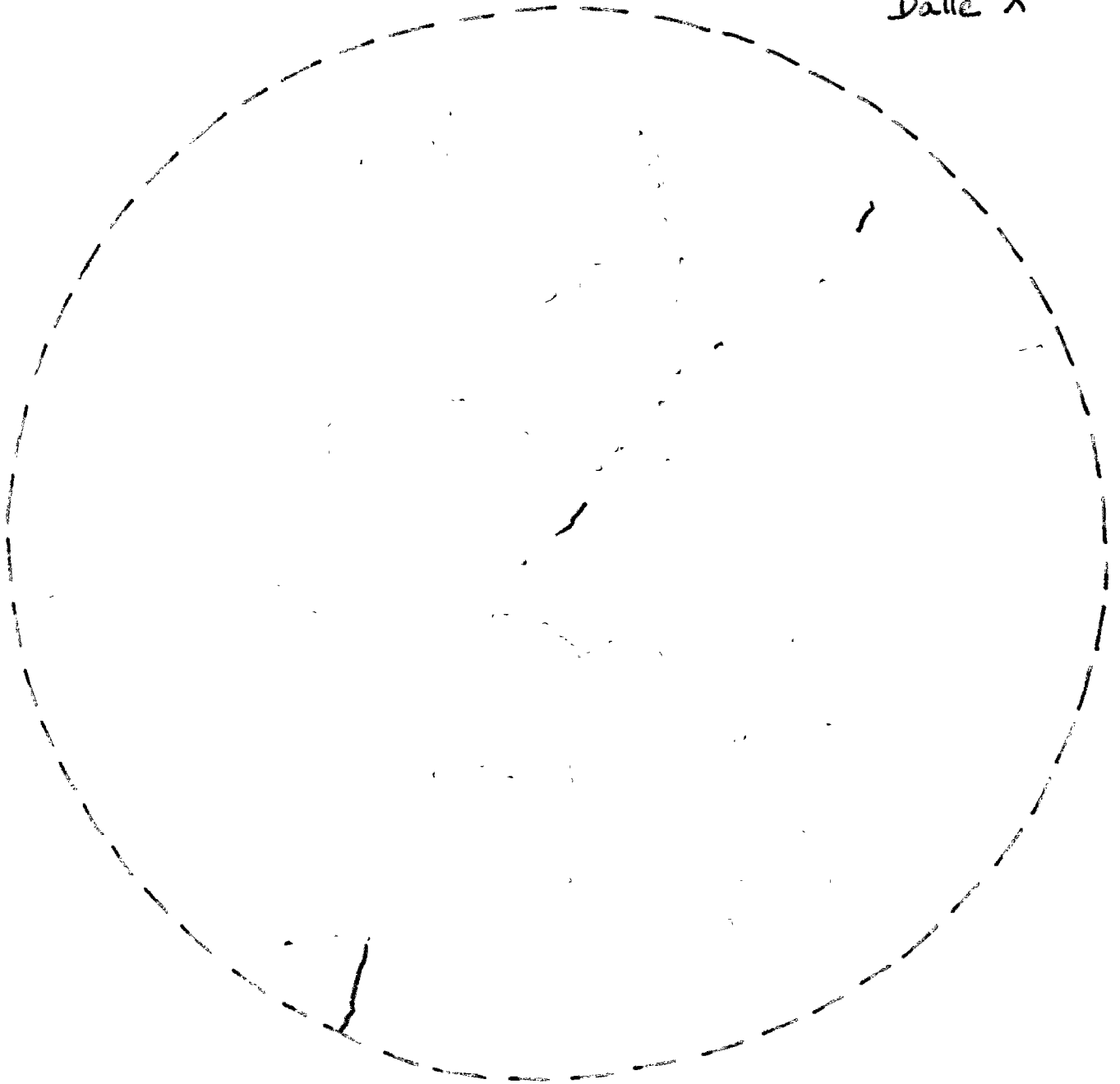
extérieur après 92113128

Dalle X

- 92096126 serrage
- 92097126 statique
- 92098126 reserrage
- 92099126 statique
- 92100126 tir 45 kPa
- 92101127 tir 91 kPa
- 92102127 tir 145 kPa
- 92103127 tir 203 kPa
- 92104127 statique
- 92105127 tir 239 kPa
- 92106127 statique
- 92107127 tir 281 kPa
- 92108127 statique
- 92109128 tir 389 kPa
- 92110128 statique
- 92111128 tir 481 kPa
- 92112128 statique
- 92113128 tir 582 kPa
- 92114128 statique
- 92115128 tir 697 kPa



rupture aciers ; après 92115128



1^o fissure. Tir 32103127. Ouverture 30 μ (bas) à 60 μ (centre - haut)

— Prolongement 1^o fissure. Tir 32105127. Ouverture 60 μ à 120 μ (centre fissure pt^e)

Nouvelles fissures. Tir 32107127. Ouverture 30 μ (fissures nouvelles)

Ouverture fissure principale: 120 μ

Nouvelles fissures. Tir 32105128 Ouverture 120 μ (fissures nouvelles)

Ouverture fissure principale: 200 μ

Extension Réseau de fissures. Tir 32111128

Ouverture nouvelles fissures: 120 μ

Ouverture fissure principale au centre: 600 μ

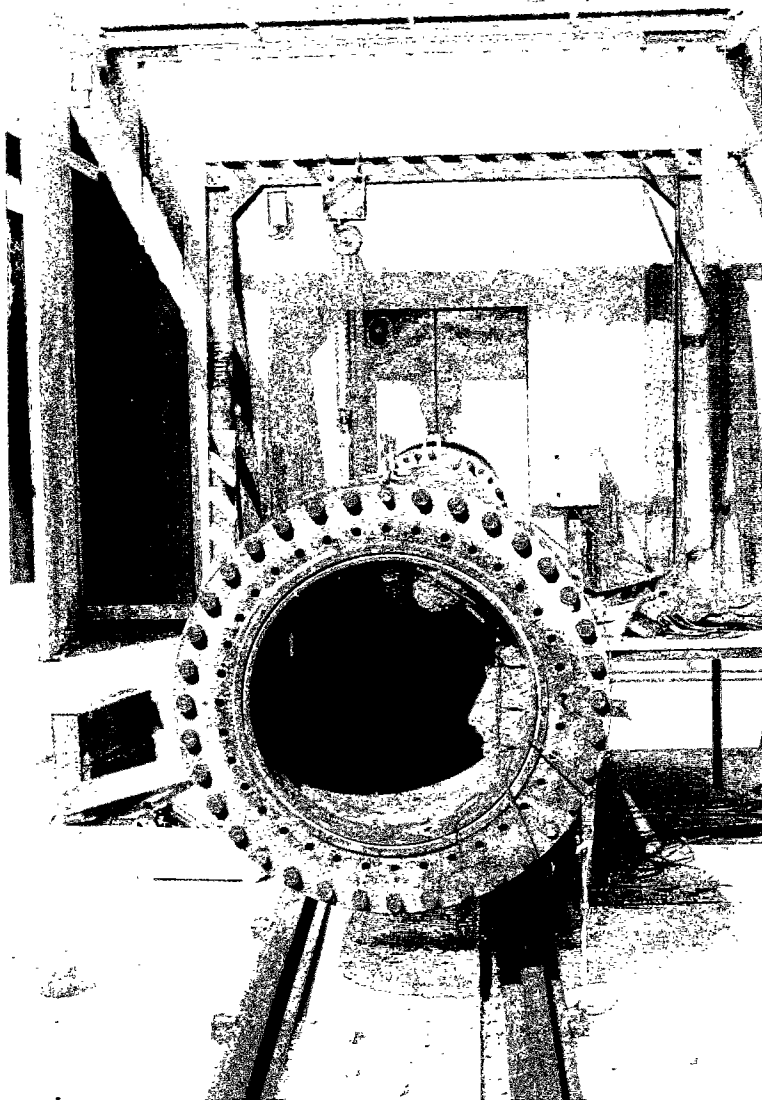
Extension Réseau des fissures. Tir 32113128

Ouverture nouvelles fissures: 180 μ

Ouverture fissure principale au centre: 4 mm

Fissures côté inférieur - ouverture 150 μ

après 92117134



zone sur appuis après 92117134

Dalle Y

92116134 serrage

92117134 stat. 608 kPa