

**Programme d'appui à la normalisation
nationale et européenne en sécurité incendie**

Programme d'appui scientifique
à la normalisation

volet II

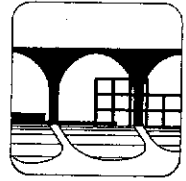
Rapport final

Services fédéraux des
AFFAIRES SCIENTIFIQUES,
TECHNIQUES ET CULTURELLES



Chemin des Chevreuils, 1
Bat. B.52/3
4000 - Liège 1
Belgique

tel + 32-4-366.92.51
fax + 32-4-366.95.34
http://www.ulg.ac.be/spec



SERVICES FEDERAUX DES AFFAIRES SCIENTIFIQUES
TECHNIQUES ET CULTURELLES (S S T C)

PROGRAMME D'APPUI SCIENTIFIQUE A LA
NORMALISATION NATIONALE ET EUROPEENNE
EN SECURITE INCENDIE

VOLET II : PROJETS PILOTES

DETERMINATION DE LA RESISTANCE AU FEU PAR CALCUL

J-C. DOTREPPE

P.F. BISSCHOPS

L. MIEVIS

J-M. FRANSEN

AVANT-PROPOS

Le but de ce volet II du Programme SSTC d'appui scientifique à la normalisation est de traiter des projets pilotes, c'est-à-dire d'effectuer un certain nombre de recherches dans le domaine de la sécurité incendie permettant de combler des lacunes existant dans les documents normatifs nationaux et européens, donc venant en appui à la normalisation nationale et européenne en matière de sécurité incendie.

Cette recherche est présentée conjointement par les Universités de Liège et de Gand.

L'étude effectuée par l'Université de Gand concerne l'application des modèles CFD à différents phénomènes liés à l'incendie. Elle a fait l'objet d'un rapport séparé et n'est donc pas reprise dans le présent document.

L'étude effectuée par l'Université de Liège concerne la détermination de la résistance au feu par calcul. Elle comprend 3 parties :

1. Résistance au cisaillement de dalles alvéolées précontraintes.
2. Colonnes en béton armé.
3. Portiques métalliques.

Bien que traitant de la résistance au feu des structures, ces 3 sujets sont pratiquement indépendants les uns des autres ; c'est pourquoi ils sont repris dans des chapitres séparés.

On trouvera ci-après le résumé et la description détaillée de la proposition, tels qu'ils ont été présentés dans le dossier introduit au SSTC, et concernant uniquement l'Université de Liège.

Services du Premier Ministre
Services fédéraux des affaires scientifiques,
techniques et culturelles

Programme d'appui scientifique à la
normalisation

Volet II : Projets Pilotes

Dossier de soumission d'un projet

Titre de la proposition :

**PROGRAMME D'APPUI A LA
NORMALISATION
NATIONALE ET EUROPEENNE
EN SECURITE INCENDIE**

Si nécessaire, dactylographiez le dossier en respectant fidèlement la mise en page



FORMULAIRE D :

RÉSUMÉ DE LA PROPOSITION (max. 1 page) :

En matière de Sécurité Incendie, la recherche, les normes et les règlements au niveau international évoluent rapidement d'études empiriques et réglementations détaillées vers une approche plus scientifique et technique, basée sur la modélisation mathématique appliquant les lois fondamentales de la physique. Ces modèles sont validés par des résultats expérimentaux. Beaucoup de modèles existants appartiennent à une des deux familles suivantes :

- modèles de transfert de chaleur utilisés pour calculer la distribution de la température dans les solides;
- modèles de calcul basés sur la dynamique des fluides (CFD), simulant les flux et les transferts de chaleur dans les fluides.

1. Un programme de modélisation mathématique, SAFIR, est disponible auprès du partenaire P₂ (Université de Liège), permettant la prédiction de la distribution de température à l'intérieur des éléments de construction et de la réponse structurale correspondante. On propose d'appliquer ce programme de manière à combler trois lacunes importantes dans les Eurocodes structurels, partie Résistance au Feu, qui sont actuellement en passe de devenir des ENV :

- Etudier la résistance au feu d'éléments de plancher en béton précontraint pour des modes de rupture autres que la flexion. On procédera à une vérification expérimentale à partir d'un nombre limité d'essais en vraie grandeur.
- Développer une méthode de dimensionnement simple pour les colonnes en béton résistant au feu. La validation sera effectuée sur base de résultats d'essais disponibles.
- Examiner l'influence des effets structuraux additionnels sur la résistance au feu de bâtiments industriels en acier à noeuds fixes ou à noeuds mobiles.

FORMULAIRE (*) F :

DESCRIPTION DÉTAILLÉE DE LA PROPOSITION

1. Détermination de la résistance au feu des éléments de structure par calcul

Il n'existe actuellement aucune norme belge pour la détermination de la résistance au feu des éléments de structure par calcul. La norme belge NBN 713.020 donne uniquement la procédure pour évaluer par essai la résistance au feu d'éléments porteurs et non porteurs.

Cette situation changera radicalement lorsque les Eurocodes deviendront des Euronormes. Ils ont actuellement atteint l'état de pr. ENV 199 x - 1 - 2 (Eurocode x, partie 1 - 2), où x = 1 se rapporte aux actions, 2 au béton, 3 à l'acier, 4 au mixte acier-béton, 5 au bois, 6 à la maçonnerie; la partie 1 - 2 est la partie des Eurocodes consacrée à la résistance au feu.

Pendant cette période de transition, les états membres du CEN devront évaluer ces prénormes en parallèle avec leurs propres documents de normalisation. Ceci demande la rédaction de documents d'application nationale.

Dans les discussions qui auront lieu avec les membres du CEN sur cette question, la Belgique doit être un partenaire actif et avoir une position forte, en vue de représenter et de défendre les intérêts de l'industrie belge au niveau européen, et au même moment, de garantir aux autorités nationales des niveaux de sécurité justifiés. Ceci ne sera possible que si les représentants belges peuvent présenter des arguments scientifiquement et techniquement fondés.

Ce projet de recherche concerne des éléments structuraux ou des structures pour lesquelles les règles et les dispositions contenues dans les Eurocodes sont inappropriées ou inapplicables, alors que ces éléments sont largement utilisés dans notre pays et en Europe. De plus, la Belgique possède une importante industrie exportatrice dans ce domaine.

Au cours de cette recherche, des essais, des simulations numériques et des calculs simplifiés seront effectués.

Les essais de résistance au feu seront réalisés à l'Université de Gand où l'équipement approprié (fours) est disponible. Des essais seront prévus uniquement lorsque des informations expérimentales ne sont pas disponibles.

(*) Formulaire à reproduire si l'espace requis n'est pas suffisant

FORMULAIRE (*) F :

DESCRIPTION DÉTAILLÉE DE LA PROPOSITION

Les simulations numériques et les calculs simplifiés seront effectués à l'Université de Liège où le code de calcul SAFIR est disponible. SAFIR est basé sur la méthode des éléments finis. Il utilise une procédure pas-à-pas pour l'évaluation de la distribution de la température à l'intérieur des éléments et pour l'étude de la réponse structurelle jusqu'à la ruine, correspondant à la résistance au feu.

SAFIR est reconnu par la communauté scientifique et par les autorités comme étant un outil puissant et fiable.

Le programme utilise la courbe température - temps normalisée (courbe ISO), mais il est possible de choisir des environnements thermiques différents tels que ceux prédits par les modèles de zones ou CFD, permettant une approche plus réaliste des incendies naturels.

Les problèmes particuliers suivants ont été identifiés comme étant d'une importance primordiale à la fois pour l'industrie de la construction et la nouvelle réglementation en matière de sécurité incendie.

1.1. Éléments préfabriqués en béton précontraint

La procédure habituelle pour le dimensionnement des éléments structuraux en béton soumis au feu consiste à utiliser des recommandations données sous forme de tableaux. Des méthodes de calcul simplifiées sont aussi présentées dans l'Eurocode 2. On mentionne aussi les méthodes générales de calcul, mais celles-ci ne sont accompagnées que de très peu d'informations pratiques.

Les recommandations pour les poutres et les dalles contenues dans EC₂ pt 1.2 sont basées sur l'hypothèse que la rupture se produit par flexion. Les autres modes de rupture ne sont couverts que de manière insuffisante. Des essais récents ont montré que des modes de rupture tels que le cisaillement ou une adhérence insuffisante sur la longueur de transmission peuvent effectivement se produire.

Ces problèmes demandent une solution urgente si l'on veut sauvegarder les intérêts de l'industrie de la préfabrication.

(*) Formulaire à reproduire si l'espace requis n'est pas suffisant

FORMULAIRE (*) F :

DESCRIPTION DÉTAILLÉE DE LA PROPOSITION

Certains paramètres favorables doivent être pris en compte : les charges variables doivent être réduites étant donné que l'incendie est une situation accidentelle (cfr. Eurocode 1, pt 1.2), l'industrie de la préfabrication a amélioré la qualité du béton. On examinera aussi l'influence des conditions d'appui, de la disposition des torons et de la présence d'un matériau de protection à la face inférieure.

Les simulations numériques devraient permettre de fournir des indications concernant la répartition des températures sur les sections droites, et plus particulièrement au droit des torons, en tenant compte de la présence des évidements.

L'effet d'une protection thermique est envisagé dans d'autres normes européennes répertoriées actuellement ENV YYY5. Ces normes doivent contenir des méthodes d'essai pour la détermination de la contribution à la résistance au feu d'une protection appliquée aux éléments de structure. L'adhérence de ces couches de protection est un des problèmes importants envisagés. Cependant, la norme ne couvre pas la contribution favorable particulière dans le cas des éléments préfabriqués. La recherche devra fournir des solutions pratiques à ce problème.

Ce programme comprendra des essais de résistance au feu et des simulations numériques, en vue d'aboutir à des recommandations à l'usage des utilisateurs de ce type de produit.

1.2. Colonnes en béton armé

Le dimensionnement des colonnes en béton armé soumises au feu est essentiellement réalisé en utilisant des recommandations sous forme de tableau. Ceci ne constitue pas la solution la plus économique ni la plus commode pour l'utilisateur. De plus, cette approche ne permet pas de tenir compte de l'influence de certains paramètres.

Une méthode de calcul est aussi décrite dans l'Eurocode 2. On applique d'abord une réduction de la section droite associée à une durée de résistance au feu prescrite. La résistance au feu peut alors être évaluée en utilisant une méthode classique pour le dimensionnement à température ordinaire. Cette procédure présente des inconvénients significatifs : il faut disposer de distributions de température pour différents types de sections droites soumises à l'incendie normalisé ISO après des intervalles de temps d'1/2 h, 1 h, 1 h 1/2, 2 h; il faut aussi procéder à un nouveau dimensionnement de la colonne.

(*) Formulaire à reproduire si l'espace requis n'est pas suffisant

FORMULAIRE (*) F :

DESCRIPTION DÉTAILLÉE DE LA PROPOSITION

Le but de cette recherche est de développer une méthode simplifiée pour l'évaluation de la résistance au feu.

Les paramètres influençant la résistance au feu des colonnes en béton armé sont le niveau de contrainte, les dimensions de la section droite, la longueur, les conditions d'appui, le recouvrement de béton, l'armaturage longitudinal.

La formulation simplifiée proposée devrait incorporer ces paramètres ou d'autres paramètres déterminants comme l'élançement, qui font intervenir à la fois l'aire de la section droite, la longueur et les conditions d'appui.

Aucun essai n'est envisagé, étant donné que des essais au feu ont déjà été réalisés à l'Université de Gand, à l'Université de Liège, à l'Université Technique de Braunschweig et à la Station d'Essais au Feu à Ottawa, et que ces résultats sont disponibles. C'est pourquoi, seules des simulations numériques seront effectuées de manière à proposer des méthodes de calcul simplifiées, validées et commodes d'utilisation.

1.3. Bâtiments industriels en acier

Pour la réalisation de halls industriels à un étage, on utilise dans la plupart des cas des éléments en béton préfabriqués précontraints ou des éléments en acier.

Pour ce type de construction, l'exigence minimum en Belgique est maintenant $R_f \frac{1}{2} h$ conformément à la nouvelle réglementation en matière d'incendie. Suite à cela, l'acier pourrait être exclu d'une large part du marché. Si l'acier désire rester compétitif, il est important d'examiner si et sous quelles conditions les éléments en acier pourraient être utilisés non protégés en vue de remplir la condition $R_f \frac{1}{2} h$.

L'exigence $R_f \frac{1}{2} h$ devrait être examinée soigneusement en liaison avec le développement des incendies auxquels on peut s'attendre raisonnablement dans ce type de bâtiment.

Les paramètres favorables tels que le faible niveau de contrainte dans les éléments doivent être considérés (habituellement, sous conditions d'incendie, seules les charges permanentes doivent être envisagées).

(*) Formulaire à reproduire si l'espace requis n'est pas suffisant

FORMULAIRE (*) F :

DESCRIPTION DÉTAILLÉE DE LA PROPOSITION

De ce point de vue, deux aspects vont être examinés :

- i) l'influence des effets structuraux additionnels (il s'agit de ce projet 1.3);
- ii) le rôle de l'environnement thermique réel (projet 2.1).

La philosophie de dimensionnement adoptée dans l'Eurocode 3 pour les éléments en acier consiste à étendre les méthodes utilisées à température ordinaire, en tenant compte de la diminution des caractéristiques mécaniques aux températures élevées.

Il n'a pas été vérifié que les méthodes simplifiées proposées dans l'Eurocode 3 sont applicables aux bâtiments industriels en acier, étant donné que les effets structuraux additionnels se produisant pendant le développement de l'incendie sont négligés. Ces effets additionnels peuvent être de deux types suivant la configuration de la structure. Dans les structures à noeuds fixes (non sway frames), l'accroissement des températures conduit à une augmentation des efforts de compression dans les éléments. Dans les structures à noeuds mobiles (sway frames), des effets du second ordre additionnels apparaissent, pouvant affecter la stabilité des colonnes. Dans les bâtiments industriels, on rencontre le plus souvent des structures à noeuds mobiles.

Le but de cette recherche est de proposer des règles simples destinées à évaluer ces effets additionnels et d'examiner s'ils sont significatifs.

Des simulations numériques seront réalisées en vue de proposer des méthodes de calcul simplifiées.

(*) Formulaire à reproduire si l'espace requis n'est pas suffisant

**PROGRAMME SSTC D'APPUI SCIENTIFIQUE A LA
NORMALISATION NATIONALE ET EUROPEENNE
EN SECURITE INCENDIE**

partim : RESISTANCE AU FEU DES ELEMENTS DE STRUCTURE

**1. RESISTANCE AU CISAILLEMENT DE
DALLES ALVEOLEES PRECONTRAINTEES**

1. RESISTANCE AU CISAILLEMENT DE DALLES ALVEOLEES PRECONTRAINES

1.1. Généralités relatives aux dalles alvéolées précontraintes.

Les dalles de plancher alvéolées préfabriquées en béton constituent un produit utilisé couramment en Europe occidentale, et particulièrement en Belgique. Elles ont connu un sérieux essor dans les années 70, grâce à l'introduction de grands éléments précontraints.

La préfabrication en usine permet de réaliser des éléments de très bonne qualité, en organisant un contrôle efficace, et elle est donc un facteur favorable au développement de ce produit.

Cette technique a pu aussi se développer grâce à l'utilisation de béton de haute qualité, dont la résistance à la compression varie de 50 à 80 MPa, et grâce à la fabrication de dalles comportant des alvéoles longitudinales beaucoup plus grandes, avec, à la clef, une diminution sensible du poids propre des éléments. Il s'agit d'un paramètre non négligeable, quand on connaît l'importance du rapport poids propre/charge variable dans le cas des planchers en béton.

Ces progrès ont permis un accroissement de l'épaisseur des éléments ; il existe actuellement déjà des machines produisant des dalles de 500 mm d'épaisseur. Ces éléments, possédant une grande capacité portante, peuvent être utilisés pour franchir de grandes portées.

1.2. Contexte de la présente recherche.

Il n'existe actuellement aucune norme belge pour la détermination de la résistance au feu des éléments de structure par calcul. La norme belge NBN 713.020 donne uniquement la procédure pour évaluer par essai la résistance au feu d'éléments porteurs et non porteurs.

Cette situation changera radicalement lorsque les Eurocodes deviendront des Euronormes. Pendant la période de transition, les états membres du CEN doivent évaluer ces prénormes en parallèle avec leurs propres documents de normalisation. Ceci demande la rédaction de documents d'application nationaux. A l'heure actuelle, les DAN belges ont été publiés par l'IBN.

Les règles contenues dans les Eurocodes concernant certains éléments structuraux sont inappropriées ou inapplicables. Dans le cas des planchers alvéolés précontraints, on doit plutôt considérer qu'elles sont incomplètes, car elles doivent être accompagnées de dispositions constructives adéquates.

La procédure habituelle pour le dimensionnement des éléments structuraux en béton soumis au feu consiste à utiliser des recommandations données sous forme de tableaux. Ceux-ci figurent dans les Bulletins d'Information CEB-FIP consacrés à la résistance au feu des structures en béton [1.1] [1.3] [1.5] et dans l'ouvrage publié par la Commission Nationale Belge de Recherche Incendie [1.2]. Des méthodes de calcul simplifiées sont aussi présentées. On mentionne aussi les méthodes générales de calcul, mais celles-ci ne sont accompagnées que de très peu d'informations pratiques.

L'Eurocode 2 – Partie 1.2 (Résistance au feu) [1.12] et le DAN belge [1.14] reprennent de telles méthodes. Les recommandations pour les poutres et les dalles contenues dans l'Eurocode et le DAN sont basées sur l'hypothèse que la rupture se produit par flexion. Les autres modes de rupture ne sont couverts que de manière insuffisante. Or, certains essais montrent que des modes de rupture tels que le cisaillement ou une adhérence insuffisante sur la longueur de transmission peuvent effectivement se produire.

Les essais au feu sont réalisés sur des éléments isolés et disposés sur deux appuis simples d'extrémité. Or, dans la réalité, les planchers alvéolés précontraints ne sont pas isolés, mais intégrés dans un plancher complet. Diverses dispositions constructives (armatures et poutres de chaînage) réalisent une solidarisation avec les autres éléments et constituent une restrainte partielle. D'autre part, lors d'un incendie, le plancher a tendance à se dilater, mais la dilatation est partiellement empêchée par les éléments adjacents (colonnes, poutres, planchers non exposés), ce qui introduit un bridage.

Le but de cette recherche est d'examiner l'effet favorable de ces dispositions constructives et de ce bridage sur la résistance au cisaillement des dalles alvéolées précontraintes soumises au feu.

Pour ce faire, des simulations numériques seront réalisées à l'aide du logiciel d'éléments finis SAFIR développé dans le Service Ponts et Charpentes de l'Université de Liège. Ces simulations permettront de déterminer la distribution de la température dans les éléments ainsi que leur réponse structurelle.

De plus, une partie expérimentale comportant 4 essais en vraie grandeur sera menée au Laboratoire de Résistance au Feu de l'Université de Gand.

Il est souhaitable que les résultats de cette recherche soient incorporés dans les nouvelles normes et réglementations.

1.3. Comportement structurel à froid d'une dalle alvéolée précontrainte.

En général, l'état-limite ultime de flexion est déterminant. La rupture a donc lieu par plastification des torons ou, plus rarement, par écrasement du béton en compression.

Avec les planchers de grande hauteur et de grande portée dont l'utilisation se répand de plus en plus, on constate que l'état-limite de service de déformation (flèche) devient de plus en plus souvent prépondérant.

Pour une dalle isolée et sur deux appuis simples, l'état-limite ultime d'effort tranchant est envisageable dans la zone d'appui. En effet :

- la précontrainte est transmise progressivement au béton ; il n'y a donc pratiquement pas d'effet de la précontrainte près de l'appui ;
- il n'y a pas d'étriers ;
- l'effort à l'appui est concentré ;
- *en revanche*, l'effort tranchant reste faible dans les dalles.

Par contre, cet état-limite ultime est rarement déterminant si un certain nombre de dispositions constructives sont prises, ce qui est presque toujours le cas en pratique. Ces dispositions ont été évoquées ci-dessus et seront reprises en détail plus loin.

1.4. Comportement structurel en situation d'incendie.

1.4.1 Généralités.

Le mode de rupture des poutres et des dalles en béton en situation d'incendie, considéré dans l'Eurocode 2-1.2 est la rupture par flexion. Celle-ci se produit, soit par écrasement du béton dans la zone comprimée, soit par rupture des armatures par allongements excessifs.

Dans le cas d'un élément sur deux appuis simples d'extrémités, la zone critique se trouve donc à mi-travée (fig. 1.1) là où le moment de flexion est maximum (du moins sous charge uniformément répartie).

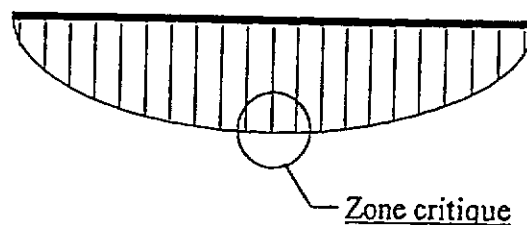


Figure 1.1 : Zone critique pour la rupture par flexion.

Cependant, certains essais ont montré que des autres modes de rupture, tels que le cisaillement ou la perte d'adhérence sur la longueur de transmission peuvent effectivement se produire.

Dans ce cas, il s'agit d'une rupture en zones d'about, là où l'effort tranchant est important (fig. 1.2).

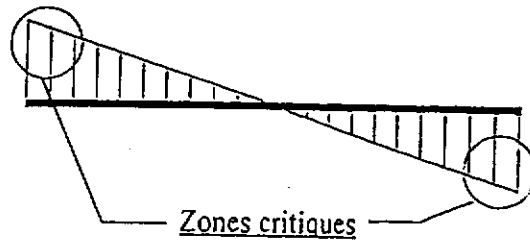


Figure 1.2 : Zones critiques pour la rupture par cisaillement.

Pour une dalle isolée et sur deux appuis simples d'extrémité, une rupture par effort tranchant dans la zone d'appui est déjà envisageable à froid, comme on l'a vu au paragraphe 1.3, mais le risque de voir se produire ce mode de rupture est encore plus important à chaud.

En effet, à température élevée, un phénomène additionnel se produit, réduisant encore la résistance à l'effort tranchant et augmentant ainsi le risque de voir apparaître un mode de rupture par cisaillement.

Des mesures effectuées lors de précédentes recherches menées sur des dalles de plancher alvéolées soumises au feu ont montré que les gradients de température présentent une forme non linéaire nettement marquée (fig. 1.3).

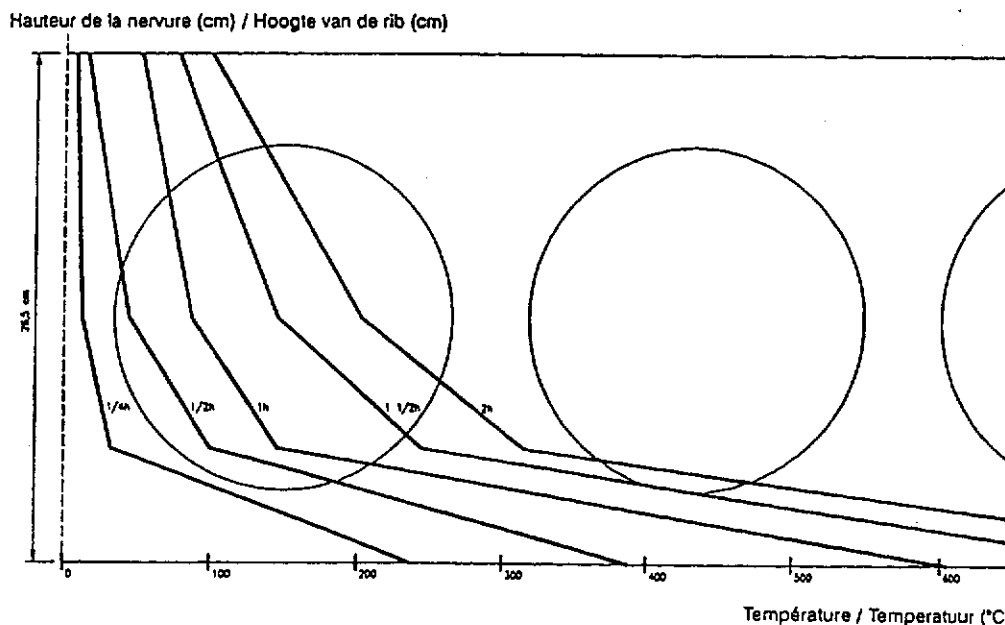


Figure 1.3 : Gradient de température dans une dalle de plancher alvéolée.

A cause de ce gradient thermique, la dalle va subir une déformation, puisque la déformation et la température sont liées par la formule :

$$\varepsilon_{\theta} = \alpha \cdot \Delta\theta$$

Cependant, ce champ de déformation n'est pas compatible, et il convient de le décomposer en trois pour obtenir les déplacements de l'élément (fig. 1.4). Une première partie provoque un allongement uniforme sur toute la section de la dalle (1), une seconde partie engendre une courbure de l'élément (2), et enfin, une troisième partie consiste en des déformations résiduelles (3).

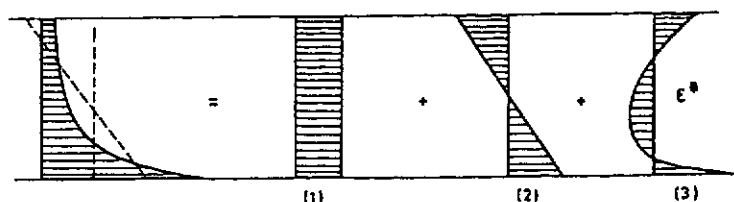


Figure 1.4 : Décomposition des déformations dues à un gradient thermique.

Ces déformations résiduelles vont entraîner l'apparition de contraintes thermiques autoéquilibrées, soit de compression dans les parties supérieure et inférieure de la section et de traction au centre. Tant qu'il n'y a pas de fissuration de la section, un calcul élastique permet d'évaluer ces contraintes ($\sigma_{\theta} = - E \cdot \varepsilon^*$). A partir du moment où on est en présence d'une section fissurée, les calculs deviennent plus complexes et nécessitent le recours à des logiciels de calcul plus poussés.

Les conséquences de ce phénomène pour une dalle isolée sur deux appuis simples d'extrémités sont l'apparition de fissures quasi verticales dans la zone centrale de la section. Ces fissures sont favorisées par le fait qu'il existe peu ou pas de précontrainte dans les zones d'about (sur la longueur de transmission) et qu'un éventuel glissement des torons peut encore reporter cette zone de transmission plus loin (fig. 1.5).

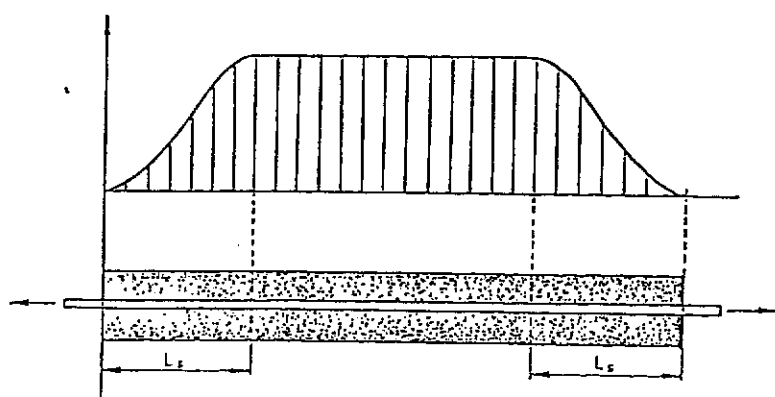


Figure 1.5 : Développement de la précontrainte.

Ces fissures réduisent la résistance à l'effort tranchant et on a constaté lors de certains essais que la rupture peut survenir par traction oblique (fig. 1.6).

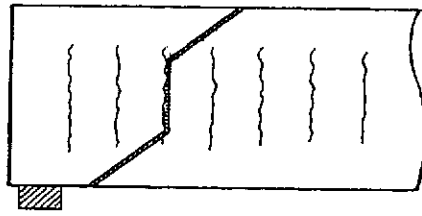


Figure 1.6 : Apparition de rupture par traction oblique.

1.4.2. Résistance à l'effort tranchant de sections de béton fissurées

Que ce soit à chaud ou à froid, des sections de béton fissurées sont en principe capables de continuer à reprendre un effort tranchant. Il faut cependant que la fissure ne s'ouvre pas de manière à ce que les lèvres de la fissure qui sont rugueuses puissent continuer à transmettre l'effort de cisaillement par un effet d'emboîtement appelé "interlocking effect" (fig. 1.7).

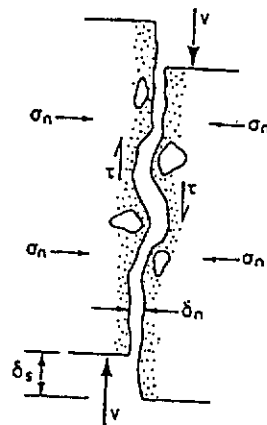


Figure 1.7 : Interlocking effect

On constate cependant l'apparition d'efforts latéraux lors du transfert du cisaillement, qui doivent être repris par exemple par le chaînage du plancher, afin que ce transfert au travers de la fissure puisse avoir lieu.

Des essais et des calculs ont montré que les armatures de chaînage étaient parfaitement capables de reprendre ces efforts, aussi bien à froid qu'à chaud.

1.4.3. Différence de comportement entre un hourdis isolé et un hourdis intégré dans un plancher complet

1.4.3.1. Généralités.

Il existe une différence de comportement entre un hourdis isolé et sur appuis simples d'extrémités, et un plancher complet soumis à l'incendie. Diverses dispositions constructives et l'influence des éléments adjacents permettent aux planchers constitués de dalles alvéolées de se comporter de manière satisfaisante lorsqu'ils sont soumis à un incendie. Il n'est d'ailleurs pas inutile de préciser qu'aucune rupture par effort tranchant ne s'est jamais produite lors d'un incendie réel.

En effet, un certain nombre de dispositions constructives peuvent être réalisées (elles sont d'ailleurs souvent prévues à froid), et il faut tenir compte du bridage exercé par les structures adjacentes (voir ci-après).

1.4.3.2. Armatures bétonnées dans les alvéoles (figure 1.8).

Le but principal de ces armatures est de solidariser les éléments de plancher à la construction d'appui. Les armatures se situent dans la zone centrale de la section, à l'endroit où apparaissent les contraintes thermiques de traction. Elles empêchent la fissure de s'ouvrir. L'efficacité de telles armatures pour le maintien de la capacité de résistance à l'effort tranchant des éléments lors d'un incendie a été constatée lors d'essais dans différents laboratoires.

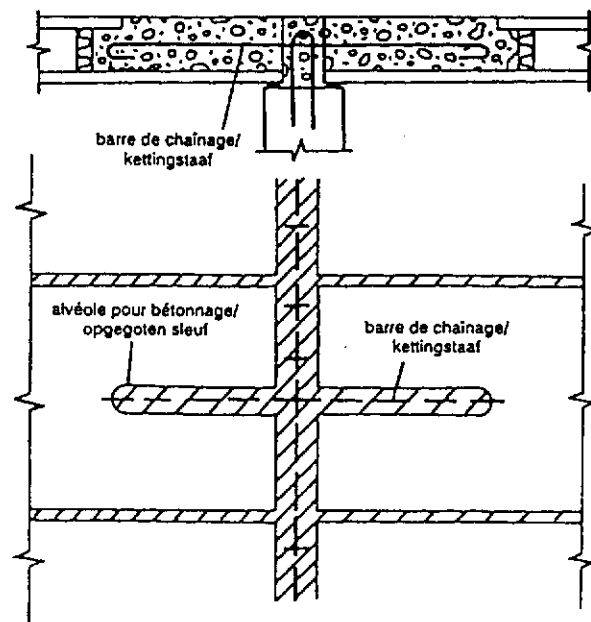


Figure 1.8 : Dispositions constructives : armatures et béton dans des alvéoles découpées.

1.4.3.3. Armatures dans les joints transversaux (figure 1.9).

Il s'agit d'une variante des armatures de solidarisation dans les alvéoles citées ci-dessus. Afin d'effectivement pouvoir transmettre des efforts, les armatures doivent être bien ancrées dans les joints, ce qui suppose que ces derniers restent fermés. Ce résultat est obtenu à l'aide d'un bon chaînage. Le chaînage assure en outre l'effet-dalle du plancher de même que la répartition transversale des charges concentrées, même si les joints sont fissurés. L'effet "interlocking" décrit précédemment se charge en effet de la transmission des efforts. La capacité d'ancrage des armatures dans les joints longitudinaux fissurés a été étudiée en détail à l'Université de Göteborg [1.8]. Il est toutefois conseillé de ne pas choisir une armature d'un diamètre supérieur à 12 mm et de prévoir une longueur d'ancrage plus importante que dans les conditions normales, par exemple 1,50 m pour une barre de 12 mm.

Aux conditions décrites ci-dessus, les armatures des joints font en sorte que l'effet "interlocking" et la capacité de résistance à l'effort tranchant soient maintenus au cours de l'incendie. Ceci est de nouveau confirmé par des essais au feu.

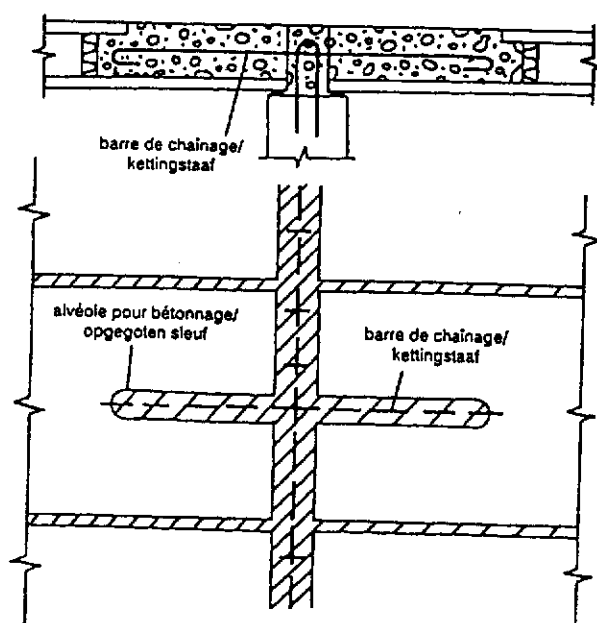


Figure 1.9 : Dispositions constructives : armatures et béton coulé dans les joints

1.4.3.4. Chaînage (fig. 1.10).

Comme mentionné ci-dessus, les armatures de chaînage jouent un rôle essentiel à l'égard de l'effet-dalle du plancher et de la répartition transversale des charges concentrées. Pendant un incendie, le chaînage influence positivement le maintien de la capacité à l'effort tranchant des éléments. En effet, le chaînage empêche directement et indirectement la dilatation du plancher, d'une part par la rigidité de la poutre de ceinture et de la construction d'appui, et d'autre part par la solidarisation des éléments entre eux.

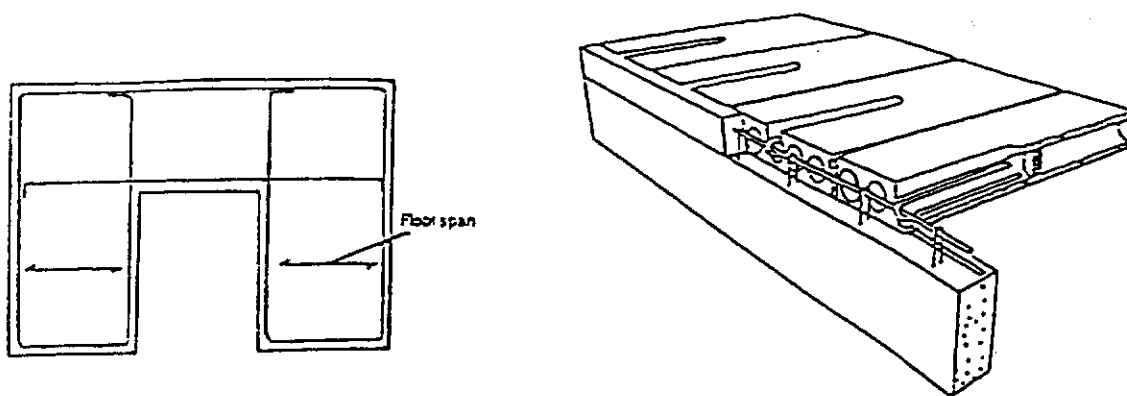


Figure 1.10 : Poutres de ceinture assurant un chaînage du plancher

1.4.3.5. Dalle de compression armée.

Des dalles de compression peuvent être appliquées afin d'augmenter la rigidité du plancher, mais aussi afin de mieux répartir les grandes charges concentrées, ou pour assurer l'effet-diaphragme du plancher lors de sollicitations dynamiques ou d'actions horizontales, comme par exemple dans le cas de tremblements de terre.

Les dalles de compression augmentent la résistance au feu du plancher, directement par une masse et une rigidité de la section plus grandes et indirectement par la solidarisation ainsi créée entre éléments de plancher. De même que pour le chaînage, la dalle de compression plus froide bloque la dilatation des éléments soumis au feu, de sorte que l'effet "interlocking" peut fonctionner pleinement. L'effet de blocage de la dalle de compression a été observé lors d'essais au feu.

Les dalles de compression exigent néanmoins un traitement ultérieur sur chantier et forment donc un obstacle dans le contexte de l'industrialisation poursuivie par la préfabrication. Malgré leur contribution à la sécurité à l'incendie, elles ne sont pas absolument nécessaires comme cela ressort de ce qui précède.

1.4.3.6. Bridage exercé par les éléments adjacents.

Lorsqu'un incendie survient dans la partie centrale d'un plancher de grande surface, la dilatation thermique du plancher situé au-dessus de l'incendie sera pratiquement complètement empêchée par la rigidité du plancher environnant. D'importantes contraintes de compression apparaîtront dans les éléments soumis au feu. Lors d'incendies réels, ce phénomène a pu être observé par l'éclatement de gros morceaux de béton suite à la grande pression. Dans pareils cas, la partie centrale de la section des éléments n'est sûrement pas fissurée suite aux contraintes thermiques de traction mais toute la section reste soumise à compression. La capacité de résistance à l'effort tranchant reste donc inchangée.

Il n'est cependant pas aisé d'estimer le bridage exercé par les différents éléments de la structure (poutres, colonnes, voiles, planchers, ...), d'autant que chaque situation d'incendie peut amener un bridage différent. Il existe par exemple une différence entre le cas d'un incendie se développant dans un compartiment situé au coin d'un étage et le cas d'un incendie dans un compartiment central (fig. 1.11).

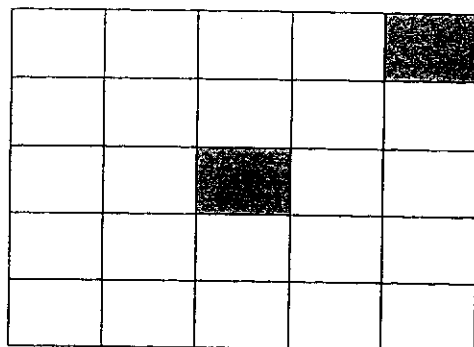


Figure 1.11 : Influence de la structure sur le bridage.

Dans le cas d'un incendie se développant à un coin (ou sur un étage complet), on ne peut pas compter sur un bridage important car la plupart des éléments soumis à l'incendie peuvent se dilater quasi librement.

Par contre, dans le cas d'un incendie se développant dans un compartiment central, les éléments adjacents (et principalement le plancher avoisinant qui est très raide dans son plan) représentent quasiment un blocage de la dalle chauffée par l'incendie.

1.5. Simulations numériques.

Les simulations numériques ont été réalisées à l'aide du programme SAFIR développé au sein du Service des Ponts et Charpentes de l'Université de Liège. Il n'est pas inutile de préciser que SAFIR est reconnu par la communauté scientifique et par les autorités comme étant un outil puissant et fiable.

Ce programme éléments finis permet tout d'abord de calculer le gradient de température sur la section droite des dalles soumises à leur face inférieure à un feu ISO. (fig. 1.12). Ce calcul thermique tient compte non seulement de la transmission de chaleur par conduction mais également de la présence d'évidements (transmission de chaleur par rayonnement dans les alvéoles) ainsi que de l'eau libre contenue dans le béton (chaleur d'évaporation de celle-ci).

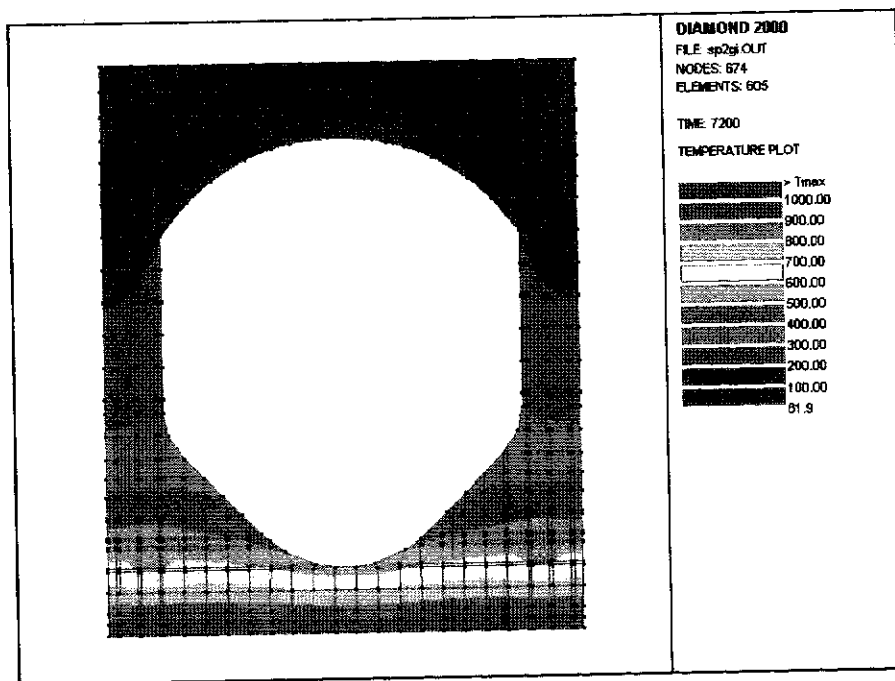


Figure 1.12 : Isothermes dans la section droite d'un hourdis ERGON SP265 soumis à un feu ISO de 2 heures.

On peut ainsi déterminer l'évolution de la température en différents endroits de la dalle (fig. 1.13). Ces températures pourront également être comparées à celles mesurées au cours des différents essais.

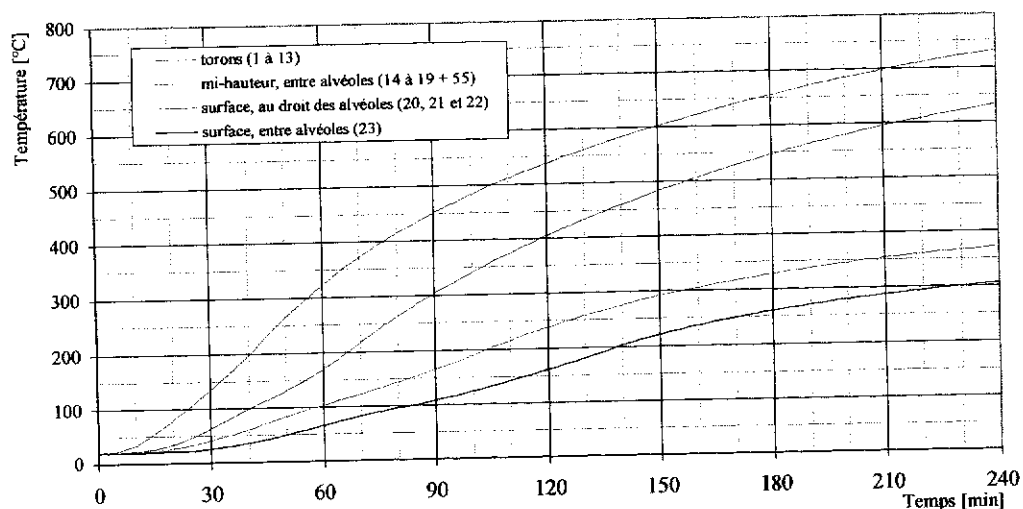


Figure 1.13 : Evolution de la température dans la dalle Ergon, sans chape.

Une fois ces calculs thermiques effectués, les calculs mécaniques peuvent alors être menés en tenant compte des dilatations thermiques de chaque élément et des diminutions de caractéristiques mécaniques dues à l'élévation de température.

L'analyse des résultats des calculs mécaniques porte sur les déformations et les différentes flèches que prennent les éléments étudiés, et ce en fonction du chargement, de l'importance du bridage,...

L'ensemble des figures complémentaires obtenues à l'aide du logiciel SAFIR sont données à l'Annexe 2. Quelques-unes de ces figures sont reproduites dans ce chapitre. Ainsi, la figure 1.14 (correspondant à la figure A.2.6.2) donne l'évolution de la flèche au centre de la dalle Ergon, dans le cas d'une dalle de 3 m de portée et soumise au poids propre plus une charge concentrée de 80 kN au centre.

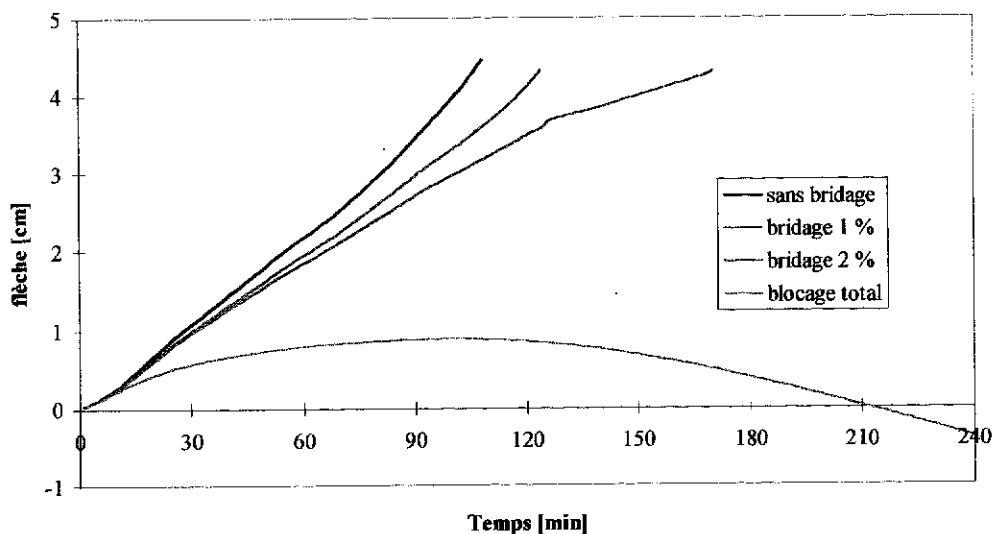


Figure 1.14 : Evolution de la flèche au centre de la dalle Ergon

L'analyse des résultats des calculs mécaniques porte également sur l'examen de l'état de contrainte dans des sections proches des zones d'about. On peut notamment y voir l'évolution de la zone fissurée. Cette zone fissurée, principalement située dans l'âme, confirme les problèmes de transmission de l'effort tranchant abordés dans le chapitre 1.4.

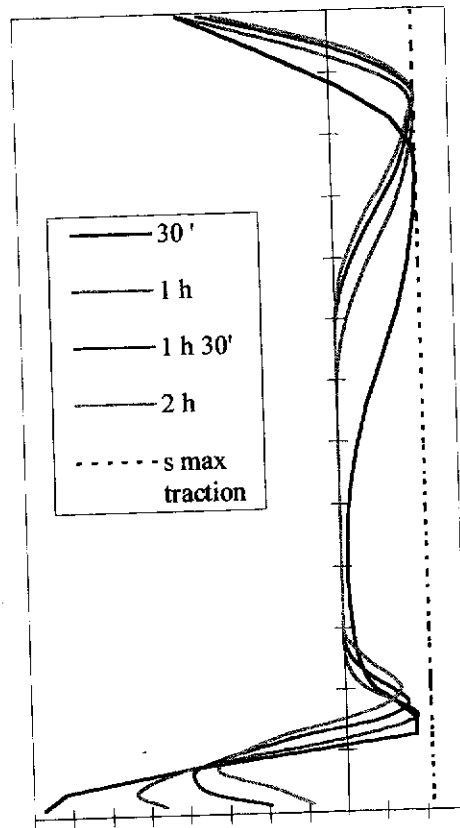


Figure 1.15 : Evolution des contraintes dans une coupe verticale

Ainsi, on voit nettement sur la figure 1.15 (correspondant à la fig. A.2.4.6) les contraintes de compression en zone inférieure de la dalle se transformer assez rapidement en traction lorsqu'on se rapproche de la zone médiane. Ces contraintes dépassent ensuite la résistance en traction du béton et tombent dès lors à zéro dans la zone centrale fissurée. En continuant à remonter, on se retrouve en présence de traction puis de compression lorsqu'on se trouve près du bord supérieur de la dalle.

L'évolution de la surface fissurée peut aussi être analysée, et ce principalement en termes de temps avant l'apparition des fissures et d'importance de la zone fissurée (fig.1.16 correspondant à la fig. A.2.5.2).

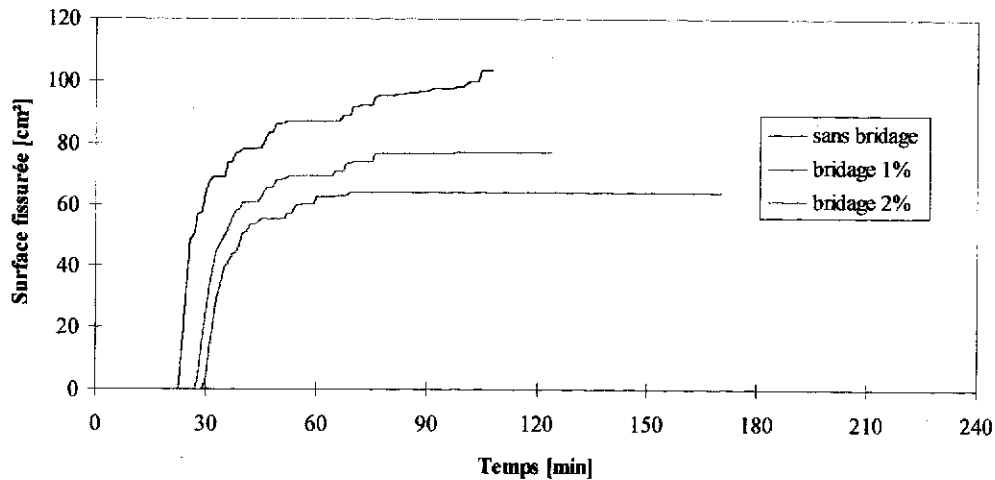


Figure 1.16 : Evolution de la fissuration de la dalle Ergon

1.6. Programme expérimental.

1.6.1. Introduction.

Chaque fabricant a bien entendu ses propres sections mais on peut faire la distinction entre deux grands types de dalles alvéolées précontraintes.

- Celles possédant un grand nombre de petites alvéoles et pour lesquelles la surface d'âme est dès lors importante (fig. 1.17).

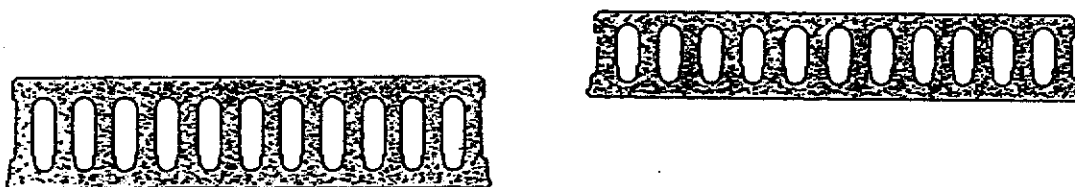


Figure 1.17 : Dalles alvéolées de type ECHO.

- Celles possédant un petit nombre de grandes alvéoles mais une surface d'âme plus petite, avec pour avantage un poids propre plus faible, mais ne présentant pas de problème à froid vu la qualité du béton employé (fig. 1.18).

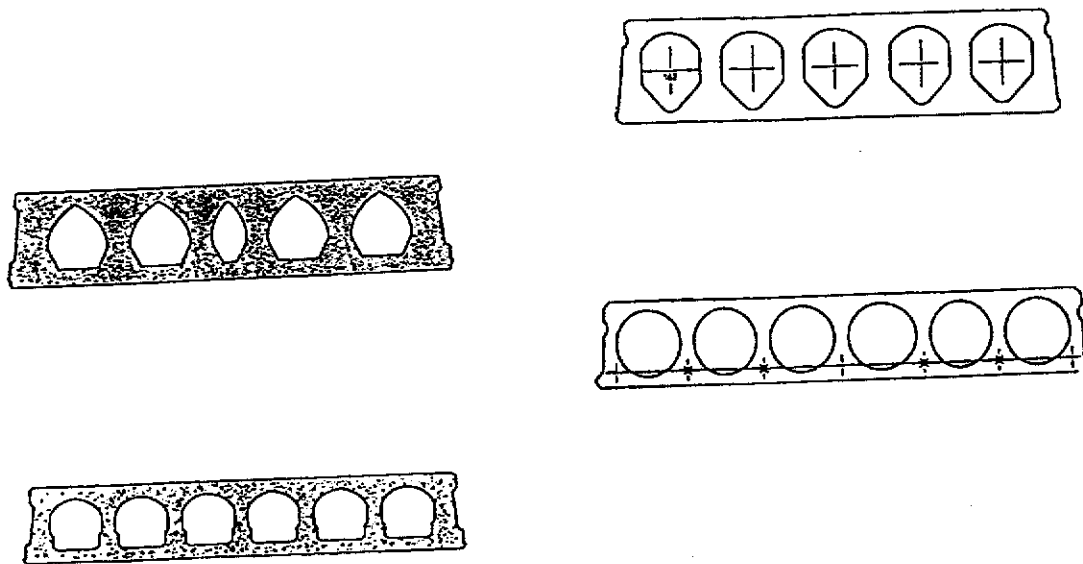


Figure 1.18 : Dalles alvéolées de type ERGON et ECHO.

Deux séries de deux essais en vraie grandeur ont été réalisées. Une première série en mars 1998 et la deuxième série en mars 1999. Cette seconde série tient compte de l'analyse des résultats des essais réalisés précédemment.

Lors de chaque série, un plancher de chaque type a été testé.

1.6.2. Choix de la charge à appliquer.

Afin d'étudier spécifiquement le problème dû à l'effort tranchant, il est nécessaire d'appliquer aux dalles d'essai un chargement adéquat. Celui-ci devra être tel qu'il permette d'obtenir le même effort tranchant que dans le cas d'une dalle de portée habituelle.

Vu les dimensions intérieures du four d'essai, il n'est possible de tester que des planchers de 3 m de largeur et de 6 m de longueur maximum.

On a, pour les caractéristiques courantes suivantes :

- dalle de 20 cm d'épaisseur
- surcharge fixe de $1,6 \text{ kN/m}^2$
- surcharge mobile de $5,0 \text{ kN/m}^2$ (à froid)
 $2,5 \text{ kN/m}^2$ (charge réduite en cas d'incendie 50 %)
- poids propre des dalles $\approx 3,0 \text{ kN/m}^2$

⇒ portée maximum (dimensionnement à froid) : 7,5 m

L'effort tranchant maximum pour une dalle de 1,2 m de large et de 7,5 m de portée en situation d'incendie vaut :

$$V_{\max} = [(1,6 + 2,5 + 3) \times 1,2 \times 7,5] / 2 \approx 32 \text{ kN}$$

La charge appliquée à mi-travée permettant d'obtenir le même effort tranchant maximum pour une dalle de 2,4 m de large (2 ou 4 hourdis suivant le type) et 3 m de portée vaut donc (fig. 1.9)

$$P = 4 \times 32 - (3 + 1,2) \times 2,4 \times 3 = 97,76 \approx 100 \text{ kN sur chaque demi-plancher}$$

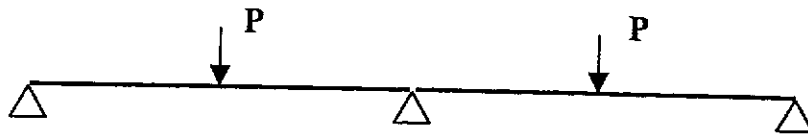


Figure 1.19 : Schéma statique de l'essai.

1.6.3. Paramètres étudiés et dispositifs d'essai.

1.6.3.1. Généralités.

Le programme de recherche comprend quatre essais au feu. Comme seule la résistance à l'effort tranchant forme l'objet de l'étude, le montage des éléments a été conçu pour permettre de tester un maximum de paramètres. Chaque dalle d'essai est constituée de deux portées de 3 m de longueur et d'une largeur de 2,40 m. La taille des éléments fut en fait limitée par la capacité portante maximum du pont roulant du laboratoire, à savoir 10 tonnes.

Lors du montage, on a tenté de reproduire au mieux les conditions dans lesquelles se retrouvent les dalles dans la réalité : armatures de solidarisation, chaînage périphérique et dalle de compression. De plus, le bridage par la construction environnante a également été simulé. L'influence de ces différents paramètres est reprise brièvement ci-dessous.

1.6.3.2. Armatures de solidarisation longitudinales.

Pour le premier et le quatrième essai, chaque élément de dalle a été pourvu à ses abouts de 4 barres ϕ 12 de 500 mm de long bétonnées dans des alvéoles et ancrées dans les poutres d'appui. Pour le deuxième et troisième essai, ces armatures ont été placées dans les joints longitudinaux sur une longueur de 1,50 m. C'est ainsi que les choses se passent en pratique. Ces armatures ont pour objet d'empêcher que les fissures apparaissant dans les nervures s'ouvrent, afin que les efforts de cisaillement puissent être repris par la rugosité et les redans des lèvres des fissures ("interlocking effect" ou effet d'emboîtement). Lors du deuxième et troisième essai, des éléments de 600 mm de largeur au lieu de 1200 mm ont été utilisés afin de disposer de trois joints longitudinaux au lieu d'un seul pour y placer les armatures de solidarisation.