

Zeitschrift: Ingénieurs et architectes suisses
Band: 105 (1979)
Heft: 13

Artikel: Armatures de poinçonnement pour planchers-dalles en béton
Autor: Ghali, Amin / Dilger, Walter H.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-73837>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 22.05.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Armatures de poinçonnement pour planchers-dalles en béton

par Amin Ghali et Walter H. Dilger, Calgary, Canada

Le professeur Amin Ghali passe son année sabbatique à Lausanne où il a été invité par le Département de génie civil de l'EPFL. Ses contacts avec la Suisse remontent d'ailleurs déjà aux années 60 où M. Ghali a effectué de longs stages au bureau d'études de la SA Conrad Zschokke à Genève, ainsi qu'à l'EPUL chez feu le professeur Panchaud.

M. Ghali s'occupe du calcul des structures en béton. Il participe activement aux recherches que mon collègue, le professeur René Walther, et moi-même effectuons à l'EPFL. Il a également suivi et collaboré à nos cours de 3e cycle où il a entre autres présenté de nouveaux types d'armatures de poinçonnement qu'il a développés au Canada avec son collègue de l'Université de Calgary, et qui font l'objet de cet article.

Nous nous félicitons du succès de cette collaboration que nous souhaitons poursuivre après le retour de M. Ghali au Canada.

Renaud Favre, professeur EPFL

Punching shear reinforcement for concrete flat plates

Flat plates are subjected to relatively large shear forces and moments at their connection with the supporting columns. The combined effect of these internal forces can produce punching of the slab which is usually a brittle type of failure.

Two types of shear reinforcements are suggested to increase the strength and the ductility of flat slabs. The first consists of high tensile bolts passing through vertical holes with anchor plates at the top and bottom surfaces, providing prestress across the slab thickness near the column faces. This type of shear reinforcement is particularly suitable for repair of damaged structures caused by faulty design or by the effect of accidental forces such as those produced by blast or earthquakes.

The second type, suitable for new structures, is composed of vertical bars provided with enlarged heads at its two ends to ensure mechanical anchorage of the bars within the slab thickness. Advantage of this type of reinforcement over conventional stirrups is the simplicity of placement in the formwork without interference with the flexural reinforcement of the slab or that of the column.

1. Introduction

Les planchers-dalles sont sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants importants au droit de leur liaison avec les colonnes. L'action combinée de ces deux efforts peut engendrer la ruine par poinçonnement de la dalle. Les dalles en béton armé qui sont sollicitées à la flexion présentent une grande réserve de ductilité ; en d'autres termes, d'importantes déformations peuvent se développer avant que l'état ultime de résistance soit atteint. Les différentes normes s'appuient de plus en plus sur cette propriété de comportement ductile, qui permet une certaine redistribution des moments dans les dalles. Une redistribution complète des moments de flexion peut généralement se développer avant la ruine dans un système, à la condition qu'une rupture par effort tranchant soit empêchée. Par conséquent, dans le dimensionnement, une attention particulière doit être accordée aussi bien à la résistance qu'à la ductilité, lorsque le poinçonnement est critique.

La source la plus importante de problèmes pour les dalles de la pratique, à l'exception des flèches excessives, réside probablement dans une résistance à l'effort tranchant inadéquate. La rupture par poinçonnement est causée par l'ouverture de fissures, souvent invisibles avant la ruine, étant donné qu'elles se situent à l'intérieur de la dalle. De cette façon, la ruine n'est pas précédée d'un avertissement suffisant pour permettre de prendre les mesures correctives. Plusieurs rapports ont été publiés sur l'effondrement de dalles causé par le poinçonnement [1]¹. La ruine par poinçonnement peut

également se produire lors de tremblements de terre. Dans de tels cas, des moments de flexion importants sont transmis des colonnes aux dalles, ce qui entraîne une rupture par poinçonnement, sauf si la résistance à l'effort tranchant est assurée.

Les équations de dimensionnement de différentes normes sont basées sur les résultats d'essais effectués sur des éléments de dalles carrés ou circulaires avec un segment de colonne situé au centre. Les charges sont appliquées soit le long des bords, le segment de colonne étant appuyé, soit en appuyant l'élément de dalle, la charge étant alors introduite par le segment de colonne.

La figure 1 montre la configuration des fissures se développant généralement lors d'essais dans lesquels la force axiale V est transmise entre une colonne carrée et une dalle horizontale. Une fissure tangentielle apparaît tout d'abord sur la face

supérieure de la dalle, au droit de son intersection avec les côtés de la colonne. Ensuite, d'autres fissures se développent, depuis les coins de la colonne, dans la direction des diagonales. Donc, une (ou plusieurs) fissures tangentielles apparaissent dans le domaine compris entre les faces de la colonne et $1.2d$ (d étant pris égal à la hauteur statique de la dalle). Toutes ces fissures, provoquées par la flexion, sont situées plus près des faces de la colonne que la surface pyramidale bien connue suivant laquelle se produit le poinçonnement. La rupture est généralement fragile et se développe par l'ouverture d'une fissure inclinée de 30 à 35° par rapport à l'horizontale. Cette fissure s'étend en premier à la fibre tendue supérieure, puis se propage en direction de la surface inférieure de compression de la dalle. A ce stade s'effectue le poinçonnement vertical d'une partie de la dalle en forme de pyramide tronquée. Bien que l'armature de flexion prévue soit très faible dans la section transversale, le poinçonnement sous la forme

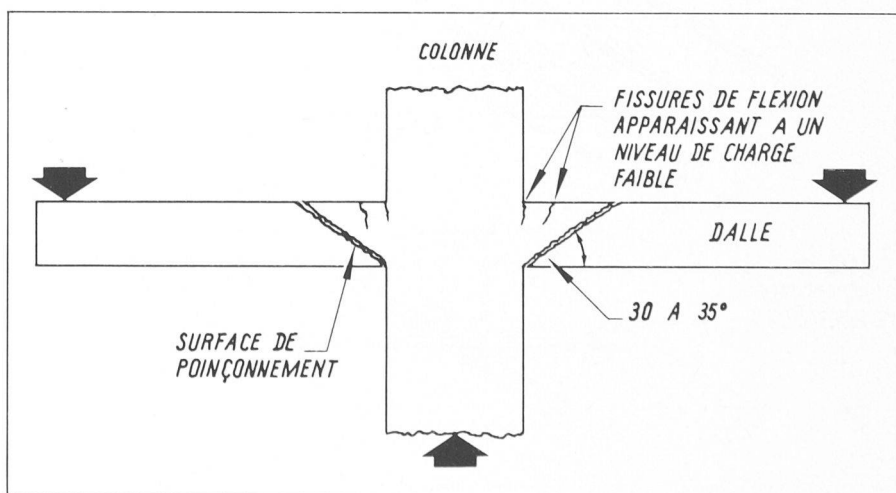


Fig. 1. — Rupture par poinçonnement habituellement rencontrée lors des essais.

¹ Les chiffres entre crochets renvoient aux références en fin d'article.

décrite précédemment se produit pour une charge V_u inférieure à la capacité flexionnelle ultime V_{flex} calculée sur la base de la théorie des lignes de rupture. Des essais ont montré qu'une armature d'effort tranchant peut être utilisée pour augmenter la résistance à l'effort tranchant de manière à ce que la ruine se produise par flexion, lorsque la charge V_{flex} est atteinte. Ainsi, l'armature d'effort tranchant à deux fonctions : augmenter d'une part la résistance, et d'autre part la ductilité en évitant le poinçonnement. Cela signifie qu'une éventuelle ruine accidentelle serait précédée et annoncée par de grandes déformations.

L'un des points cardinaux en ce qui concerne l'aspect constructif de l'armature d'effort tranchant dans les dalles est constitué par la nécessité d'assurer un ancrage effectif des barres d'armatures. Lorsqu'on utilise des barres d'armature conventionnelles, cet ancrage est difficile à réaliser dans les dalles minces. Pour cette raison, les normes de l'American Concrete Institute (ACI), avant 1971, ne considéraient l'armature d'effort tranchant comme effective que pour des dalles d'épaisseur supérieure à 0,25 m. Dans la norme actuelle, cette restriction est levée, mais l'importance des ancrages est mise en évidence dans les commentaires de la norme [2 et 3]. Cette rectification est basée sur les résultats d'essais effectués par la Portland Cement Association (PCA), Chicago, USA, 1970 [4], qui montrèrent que la résistance et la ductilité peuvent être augmentées à l'aide d'étriers englobant complètement les armatures tendues et comprimées (fig. 2). Dans les essais, les colonnes étaient sollicitées par des cycles de moments de flexion inversés, pour simuler les charges de tremblements de terre. Après avoir supporté de grandes déformations et une fissuration importante, les dalles testées ont conservé leur capacité de supporter des forces axiales.

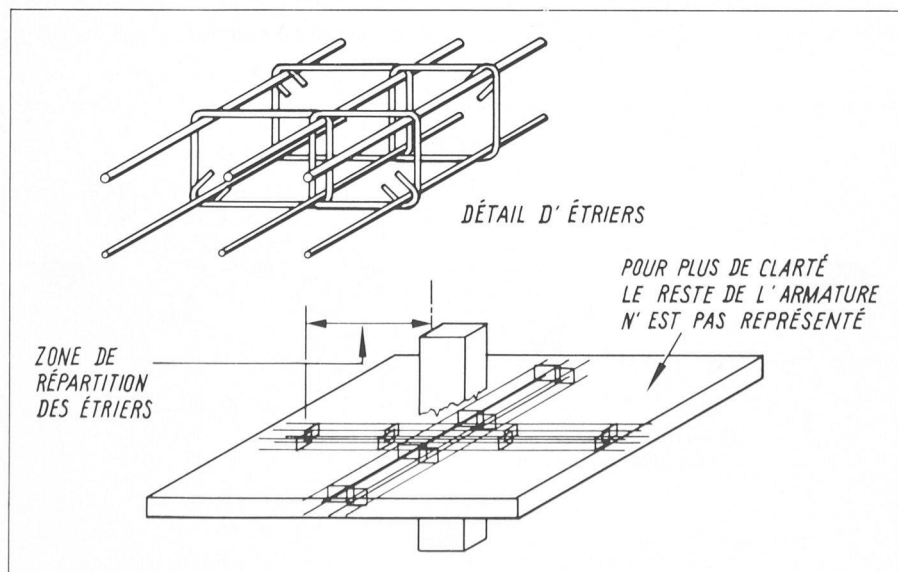


Fig. 2. — Etriers avec ancrage efficace (notez que les armatures supérieures et inférieures sont entourées comme lors des essais PCA traités sous réf. 4).

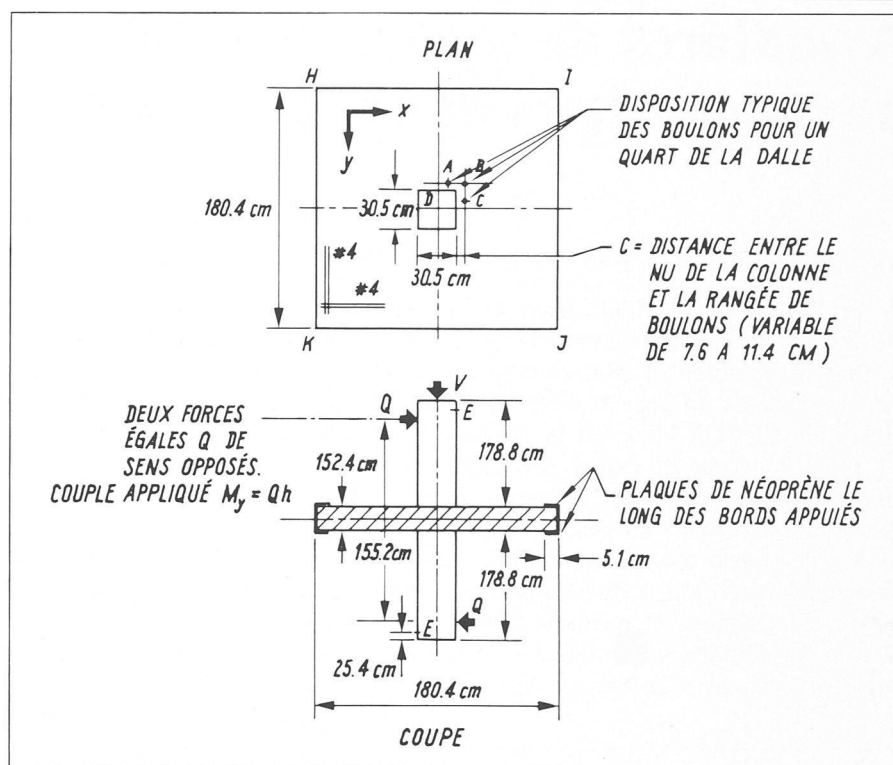


Fig. 3. — Eléments de la liaison dalle-pilier testés dans le but d'examiner l'effet de la précontrainte verticale (réf. 3).

Les étriers de ce type (fig. 2) compliquent passablement la mise en place de l'armature de flexion. De plus, l'utilisation de treillis d'armature comme armature de flexion devient impossible.

Dans le cadre de la recherche à l'Université de Calgary, Canada, une étude a été faite afin de développer des nouveaux types d'armature d'effort tranchant. Une importance particulière a été accordée au fait que cette armature doit produire une résistance et une capacité de déformation suffisante d'une part, et qu'elle doit être économique d'autre part. En ce qui concerne l'aspect économique, l'armature d'effort tranchant doit être facile à disposer, sans entraver la mise en place des autres armatures de la dalle et de la colonne. Cet exposé présente une brève

description, ainsi que les conclusions de plusieurs séries d'essais effectués à Calgary. De plus amples détails peuvent être obtenus dans les références mentionnées.

2. Précontrainte verticale

Dans une série de dalles d'essai [5], l'augmentation de la résistance au poinçonnement a été réalisée à l'aide d'une précontrainte au travers de l'épaisseur de la dalle, à proximité des faces de la colonne. La précontrainte était produite par des boulons d'aciers de haute résistance non enrobés (fig. 3). Ceci peut être utilisé dans la pratique pour réparer des structures endommagées, soit en raison d'un dimensionnement déficient, soit par des forces latérales produites par des explosions ou des tremblements de terre. Les dimensions des pièces testées sont indiquées à la figure 3². La précontrainte est assurée par 12 boulons d'acier de 19 mm de diamètre avec des plaques d'ancrage de 100×100×19 mm. La force initiale dans les boulons se montait à 75 kN. La charge extérieure était appliquée par étapes, soit à l'aide d'une force axiale V , soit par un couple de forces Q opposées et perpendiculaires à l'axe de la colonne. De cette façon, la liaison dalle-colonne a pu être testée sous l'effet de la transmission d'un effort axial ou d'un moment agissant autour de l'axe y . La charge ultime de deux dalles analogues, avec ou sans précontrainte transversale, sollicitées par une force axiale V

² Dans tous les essais de Calgary présentés ici, les pièces testées avaient les mêmes dimensions et la même disposition de mise en charge.

et supportées le long de ses bords, se montait à $V_u = 413$ kN et 690 kN, ce qui indique une augmentation de 67 % due à la précontrainte. La dalle précontrainte a pu supporter une flèche bien supérieure avant la ruine. A la figure 4, la charge exprimée en fraction de la charge ultime est reportée en fonction de la flèche, ceci pour les deux dalles. Ce diagramme montre l'augmentation substantielle de la capacité de déformation de la liaison. Dans la dalle précontrainte, les surfaces de rupture étaient moins inclinées et elles coupaient la face inférieure comprimée de la dalle hors des plaques d'ancrage (fig. 5). Sans précontrainte, les fissures de ruine rencontreraient la face comprimée de la dalle au droit de l'intersection avec les côtés de la colonne (voir fig. 1).

Le moment ultime M_{yu} pour une pièce précontrainte se montait à 2,27 fois celui d'une pièce similaire non précontrainte. Dans ces deux essais, les dalles étaient supportées sur quatre côtés et les forces latérales Q étaient appliquées sur la colonne (fig. 3).

Les essais ont également montré que de petites variations dans la disposition des armatures d'effort tranchant pouvaient avoir une importance prépondérante sur leur efficacité. Les meilleurs résultats ont été obtenus lorsque les boulons étaient disposés à une distance $C = 0,5$ fois épaisseur de la dalle depuis les faces de la colonne (fig. 3). Ainsi, dans la pratique, une erreur dans la disposition de l'armature d'effort tranchant peut annuler son effet. Pour cette raison, il est préférable de répartir l'armature d'effort tranchant autour de la colonne suivant plusieurs rangées plutôt que de la disposer sur une seule ligne.

3. Armature d'effort tranchant avec ancrage mécanique aux extrémités

Des barres d'armature verticales pourvues d'un ancrage efficace à leurs deux extrémités peuvent être utilisées dans la pratique, afin de prévenir efficacement le poinçonnement et d'augmenter la capacité de déformation de liaisons dalle-colonnes. Ceci a été mis en évidence par de nombreuses séries d'essais [6 à 9] décrits ci-dessous. Deux des formes possibles pour ce type d'armature sont présentées aux figures 6 a et b. Un exemple de disposition de l'armature dans la dalle, au droit de sa liaison avec la colonne, est illustré en plan par la figure 6 c (voir page suivante).

Les armatures de ce type n'entravent pas la mise en place des armatures de flexion de la dalle ou celle de la colonne. Il est facile de les installer et de les maintenir dans une position adéquate pendant la mise en place du béton. Le type illustré à la figure 6 b se fabrique et s'assemble facilement. Pour la préparation de cette armature à Calgary, l'armature d'effort

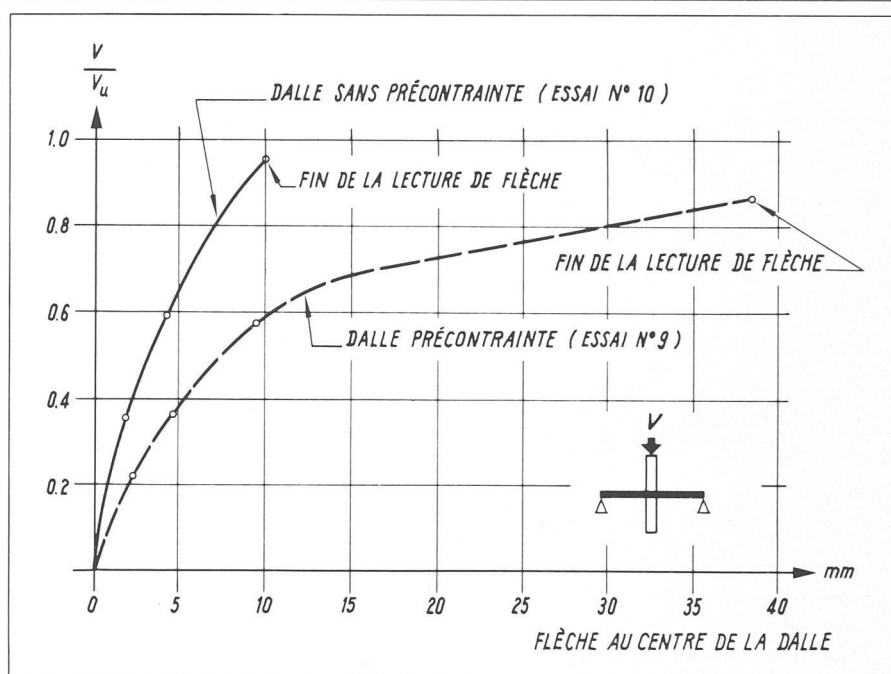


Fig. 4. — Relation charge-déformation pour deux dalles similaires, précontraintes ou non. Charge axiale V ; dalle simplement appuyée sur les quatre côtés (voir fig. 3) (réf. 3).

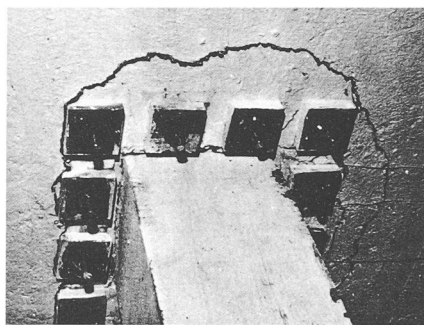


Fig. 5. — Face comprimée d'une dalle précontrainte. Face axiale; dalle simplement appuyée sur les quatre côtés.

tranchant a été soudée à une plaque métallique à l'aide d'un pistolet à souder utilisé couramment pour fixer les goujons en construction métallique. La plaque a été ensuite découpée et disposée comme l'indique la figure 6 en plan et en coupe.

Une courbe charge-déformation caractéristique pour une liaison dalle-colonne chargée de manière axiale est illustrée à la figure 7; elle représente les résultats d'une série de dalles identiques, armées

avec une armature d'effort tranchant composée de segments de poutres en I (type fig. 6 a). Les dalles ne différaient que par l'intensité de l'armature d'effort tranchant à sa disposition en plan. La relation charge-déformation suivait une courbe pratiquement identique pour toutes les dalles, jusqu'à leur résistance respective. Pour cette raison, il est possible de représenter les diagrammes relatifs à six spécimens [6] par une seule courbe (fig. 7), qui indique également la charge de ruine dans chaque essai. Lorsqu'aucune armature d'effort tranchant n'était présente (ou lorsque cette dernière n'était pas placée dans une position appropriée), la résistance ultime était de 400 kN. Avec une armature d'effort tranchant, la résistance ultime a pu être augmentée jusqu'à 532 kN, ce qui correspond approximativement à la résistance flexionnelle de la dalle selon la théorie des lignes de rupture. La flèche au stade ultime a pu être pratiquement quadruplée.

Dans une autre série d'essais [7 et 9], on a utilisé des éléments d'armature d'effort

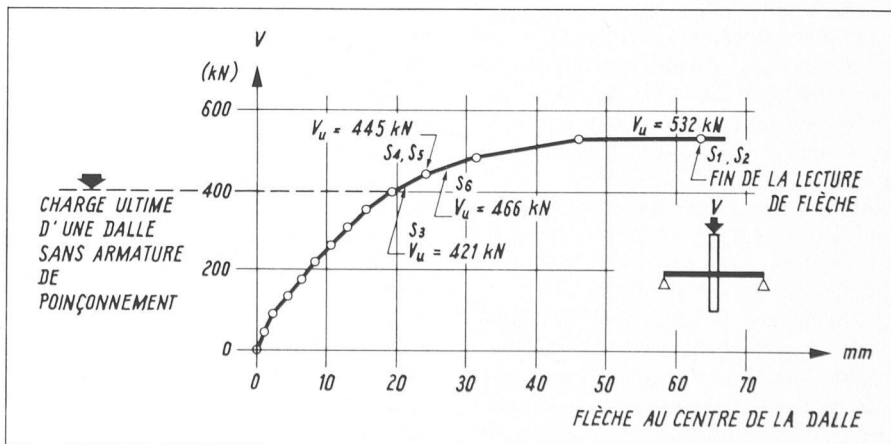


Fig. 7. — Flèche centrale en fonction de la charge appliquée (pilier chargé axialement, réf. 6).

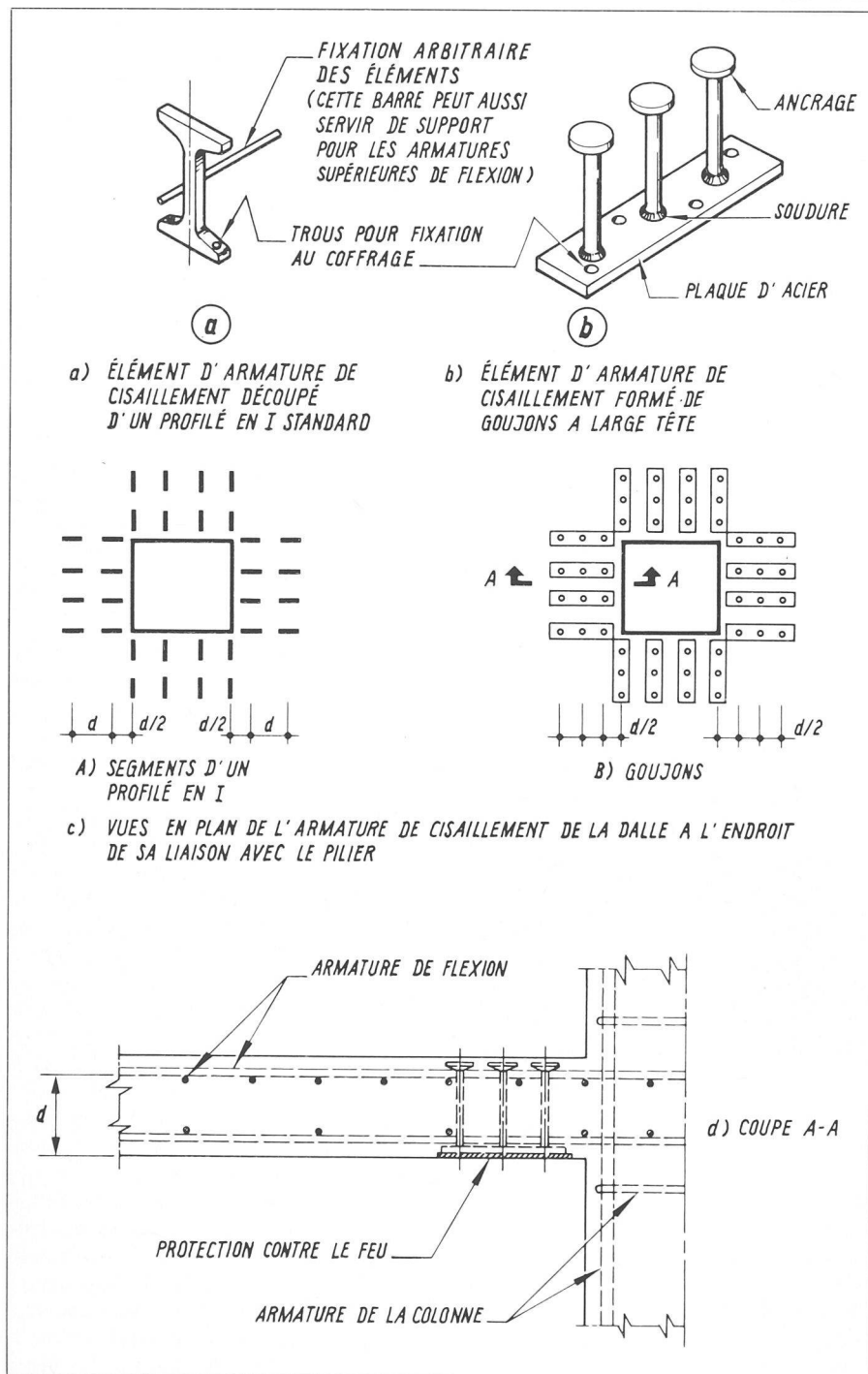


Fig. 6. — Nouveaux types d'armatures d'efforts tranchants pour les planchers-dalles.

tranchant des types présentés aux figures 6 a et b qui avaient été préalablement assemblés. Après l'essai, des trous ont été percés dans la dalle, afin d'étudier la formation des fissures dans la masse. Celle-ci est illustrée à la figure 8 pour les deux types d'armature d'effort tranchant.

Les fissures qui ont causé la ruine sont représentées par des lignes plus épaisses; les surfaces blanches, non hachurées, représentent les trous forés.

L'allongement mesuré dans les différentes rangées des éléments d'armature a montré que les contraintes maximales sont localisées dans les éléments situés à une distance d du nu de la colonne. En mesurant l'augmentation de l'épaisseur de la dalle causée par les fissures, nous

avons constaté que sa valeur maximale était également située environ à la même distance du nu de la colonne. En raison du fait que la contrainte n'a pas atteint sa limite d'écoulement dans toutes les armatures d'effort tranchant au stade de ruine, seule une résistance réduite peut être prise en compte pour un dimensionnement à la résistance ultime.

Le comportement de liaisons dalles-colonnes sollicitées par des charges horizontales dynamiques a été testé pour des dalles sans et avec armature d'effort tranchant [8]. Dans ces essais, une force axiale constante V (fig. 3), représentant la charge à la gravité, a été tout d'abord appliquées; ensuite, un moment variable statique et dynamique M a été transmis entre la colonne et la dalle (forces Q dans

Références

- [1] Joint ASCE-ACI Committee 426: *The Shear Strength of Reinforced Concrete Members-Slabs*, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 100 ST8, Aug. 1974, p. 1543-1591.
- [2] ACI Committee 318: *Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71)*, American Concrete Institute, Detroit, Michigan.
- [3] Portland Cement Association: *Notes on ACI 318-71. Building Code Requirements with Design Applications*, PCA, Old Orchard Rd., Skokie, Illinois, 60076.
- [4] CARPENTER J. E., KARR P. H., HANSON N. W.: Discussion of *Proposed Revision of ACI 318-63: Building Code Requirement for Reinforced Concrete*, Journal of the American Concrete Institute, Proceedings Vol. 68, No. 9, Sept. 1970, p. 696-697.
- [5] GHALI A., SARGIOUS A. and HUIZER A.: *Vertical Prestressing of Flat Plates around Columns*, American Concrete Institute special publication, «Shear in Reinforced Concrete», SP 42-38, 1974, p. 905-920.
- [6] LANGOHR H., GHALI A. and DILGER W. H.: *Special Shear Reinforcement for Concrete Flat Plates*, Journal of the American Concrete Institute, Proceedings Vol. 73, No. 3, March 1976, p. 141-146.
- [7] ANDRÄ H. P., DILGER W. H. and GHALI A.: *Durchstanzbewehrung für Flachdecken*, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 74, No. 5, mai 1979.
- [8] DILGER W. H., GHALI A. and EL-MASRI M. Z.: *Flat Plates with Special Shear Reinforcement Subjected to Static and Dynamic Moment Transfer*, Journal of the American Concrete Institute, Proceedings Vol. 75, No. 10, October 1978, p. 543-549.
- [9] SEIBLE F., GHALI A. and DILGER W. H.: *Preassembled Shear Reinforcing Units for Flat Plates*, 23 p., à paraître.

la fig. 3). Les conclusions de ces essais sont les suivantes:

1. Pour des dalles sans armature d'effort tranchant, avec un pourcentage d'armature de flexion compris entre 0,5 et 1,5 % (ce qui couvre la plupart des cas courants), l'augmentation de M produit une rupture soudaine par poinçonnement, après une rotation plastique. La grandeur de la rotation immédiatement avant la ruine est plus faible avec les taux d'armature de flexion élevés.
2. Une augmentation de l'armature de flexion engendre une augmentation du moment ultime transmis jusqu'à une certaine limite. Au-delà de cette dernière, la ruine se produit sous l'action de l'effort tranchant, sans mobiliser totalement la capacité flexionnelle présente.
3. Pour les pièces avec pourcentage d'armature très faible de 0,5 % la résistance et la capacité de déformation n'ont pas été améliorées de manière sensible par la présence de l'armature d'effort tranchant. En ce qui concerne les pièces avec 1 % ou plus d'arma-

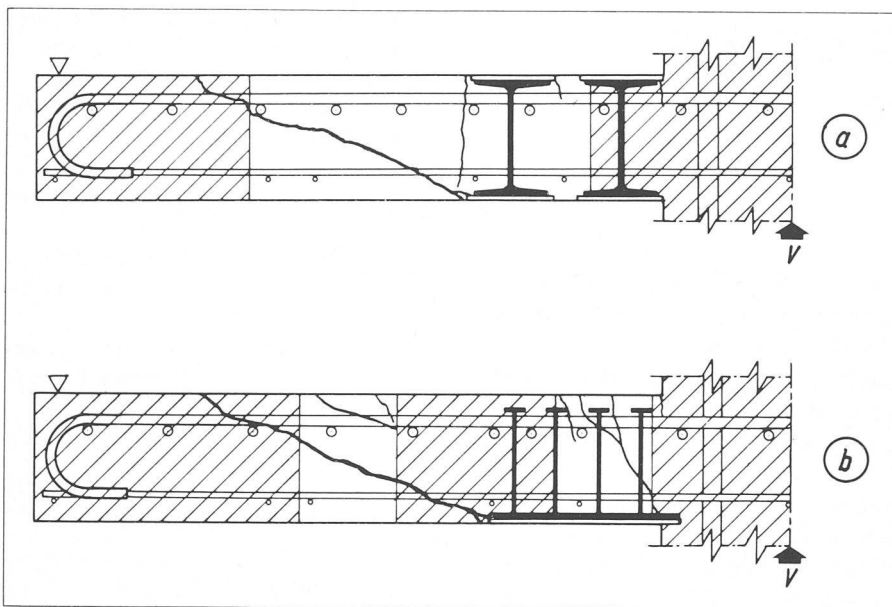


Fig. 8. — Configuration des fissures après la rupture. Eléments de liaison dalle-pilier chargés axialement et munis d'armatures de cisaillement des types indiqués sous figures 6 a et 6 b.

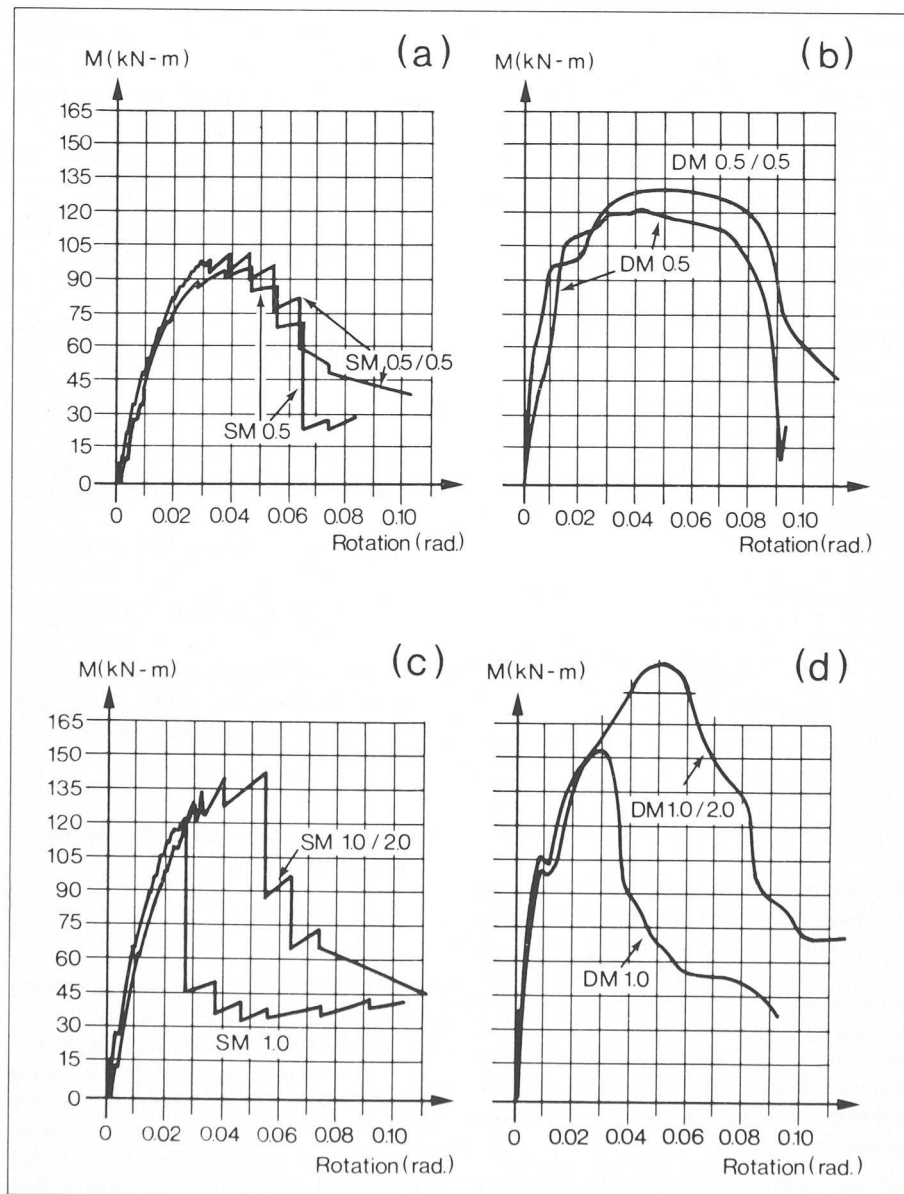


Fig. 9. — Comparaison des courbes moment-rotation sous charge axiale V constante et sous moment M_v variable (voir fig. 2, réf. 6). Nomenclature des éléments : SM ou DM indique l'application d'un moment statique, respectivement dynamique. Le premier nombre suivant ces lettres indique le pourcentage d'armature de flexion ; le second est la section totale d'armature de cisaillement ($1 \text{ pouce}^2 = 645 \text{ mm}^2$).

ture de flexion, l'armature d'effort tranchant apporte une contribution importante, aussi bien à la résistance qu'à la capacité de déformation (ductilité).

La relation entre le moment extérieur appliqué et la rotation de la liaison est illustrée à la figure 9, pour des essais statiques et dynamiques sur des dalles ayant 0,5 et 1 % d'armature de flexion. La surface sous la courbe peut être considérée comme une mesure de l'énergie dissipée pendant la déformation ; à une surface importante, correspond une grande capacité de déformation ou une grande capacité d'absorption d'énergie lors d'un tremblement de terre. Les figures 9 c et d montrent clairement l'augmentation de la capacité de rotation engendrée par l'armature d'effort tranchant.

4. Remarques finales

Deux types d'armature d'effort tranchant ont été proposés pour les planchers-dalles, afin d'augmenter leur résistance et leur capacité de déformation. Le premier consiste en boulons d'acier à haute résistance précontraints, qui sont introduits par des trous verticaux et engendrent une précontrainte au travers de l'épaisseur de la dalle. Ce type d'armature est utilisable pour des travaux de réparation sur des structures endommagées (il a été utilisé avec succès pour un bâtiment dans l'Alberta, Canada).

Le second type, prévu pour une application dans les structures nouvelles, est composé d'éléments d'armature verticaux, élargis aux extrémités pour assurer un ancrage mécanique dans l'épaisseur de la dalle. Cet ancrage devrait être situé aussi près que possible des faces supérieures et inférieures de la dalle. Autrement dit, la couverture de béton au-dessus des ancrages devrait être aussi mince que possible. Aucune couverture de béton ne correspondrait à la meilleure solution à l'égard de la résistance, en raison du fait que la zone d'ancrage de l'élément d'armature ne serait pas coupée dans ce cas par la fissure de poinçonnement inclinée, ce qui pourrait affaiblir l'ancrage. Toutefois, dans le cas d'une couverture de béton nulle, il pourrait être nécessaire d'aménager une protection contre le feu et la corrosion des surfaces exposées des ancrages. L'avantage de l'utilisation de ce type d'armature par rapport aux étriers conventionnels fermés réside dans la simplicité de sa mise en place dans les coffrages, et ceci sans interférence avec les armatures de flexion de la dalle ou celles de la colonne.

Adresse des auteurs :

Amin Ghali et Walter H. Dilger
professeurs à l'Université
de Calgary (Département de génie civil)
Calgary, Alberta, Canada T2N 1N4