

**Zeitschrift:** Ingénieurs et architectes suisses  
**Band:** 122 (1996)  
**Heft:** 24

**Artikel:** Sécurité au poinçonnement de dalles existantes  
**Autor:** Roelfstra, G. / Brühwiler, Eugen  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-78874>

### **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:** 15.10.2024

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

# Sécurité au poinçonnement de dalles existantes

Par G. Roelfstra,  
ing. dipl. EPFL  
MCS – Maintenance  
construction et  
sécurité des ouvrages  
génie civil, EPFL  
1015 Lausanne  
et  
E. Brühwiler,  
prof., Dr sc. tech.,  
ing. dipl. EPFZ/SIA  
MCS – Maintenance  
construction et  
sécurité des ouvrages  
génie civil, EPFL  
1015 Lausanne

## 1. Introduction

La vérification de la structure porteuse d'un bâtiment existant se justifie, entre autres, lors de changements d'affectation (augmentation des charges utiles), d'interventions sur la structure, à la suite de dégâts (fissuration prononcée, grandes déformations, etc.) ou lorsque des connaissances nouvelles (défaut de dimensionnement ou d'exécution, nouveaux développements en ce qui concerne la résistance des éléments de structures) en font apparaître la nécessité.

Dans les planchers-dalles, la réaction d'une colonne agit comme une force concentrée normalement au plan de la dalle en béton armé. L'action combinée des moments de flexion et des efforts tranchants peut engendrer la ruine par poinçonnement: la colonne transperce la dalle. Contrairement à la ruine par flexion, le poinçonnement n'est pas précédé de signes annonciateurs suffisants pour permettre la prise de mesures correctives sur les dalles. Ce phénomène local peut compromettre la stabilité générale de la structure et provoquer son effondrement. Par conséquent, lors de l'évaluation de bâtiments existants avec des planchers-dalles, la sécurité au poinçonnement doit être soigneusement étudiée pour éviter cette rupture soudaine.

Dans les normes de dimensionnement, les prescriptions relatives au poinçonnement ont toujours été basées sur de multiples études théoriques et expérimentales. Ces recherches ont certes permis une meilleure compréhension du phénomène, mais elles n'ont pas abouti au développement d'une théorie générale universellement reconnue et les formules de la résistance ultime au poinçonnement dans les normes internationales ont été caractérisées par des fluctuations.

Les prescriptions figurant dans les normes ont toujours été formulées en vue de la construction de nou-

veaux ouvrages et les conséquences du changement d'une prescription sur la sécurité structurale des ouvrages existants n'ont jamais vraiment été étudiées. Avec le déplacement des activités de l'ingénieur vers la vérification des ouvrages existants, cette question prend de plus en plus d'importance. Des outils doivent être développés pour permettre une vérification de la sécurité au poinçonnement plus précise et plus spécifique à une situation donnée. L'objectif de cet article est de cerner la sécurité au poinçonnement de planchers-dalles existants sur la base d'une comparaison des prescriptions dans les normes suisses. Cette comparaison permettra d'identifier les dalles susceptibles de présenter une sécurité insuffisante par rapport à l'époque à laquelle elles ont été construites et au parc des bâtiments correspondant.

L'histoire des planchers-dalles et l'histoire du parc des bâtiments suisses sont abordés au chapitre 2. Les chapitres 3, 4, 5 et 6 traitent de l'évolution dans les normes suisses des principes de vérification de la sécurité structurale, des matériaux, du dimensionnement au poinçonnement et des charges utiles. Les planchers-dalles présentant une sécurité structurale insuffisante sont identifiés au chapitre 7. Le chapitre 8 offre une comparaison avec le projet de l'Eurocode. Enfin, la méthodologie à suivre pour l'évaluation des structures est exposée au chapitre 9 et les conclusions figurent au chapitre 10.

## 2. Histoire des planchers-dalles et du parc des bâtiments

### 2.1 Construction de planchers-dalles

Dès son apparition à la fin du siècle passé, le béton armé s'est imposé dans la construction des bâtiments [1,2]<sup>1</sup>. De nombreuses

campagnes d'essais ont été menées afin de cerner le comportement de ce nouveau matériau et d'établir une base pour le dimensionnement des structures. L'un des premiers systèmes de béton armé développés est le système Hennebique [3], qui a été utilisé fréquemment dans les bâtiments en Suisse. Les dalles en béton armé datant de cette époque sont nervurées dans une direction et appuyées sur des poutres dans l'autre.

Au début du XX<sup>e</sup> siècle, les dalles à hauteur constante ont été étudiées, notamment par Maillart [4]. Elles ont tout de suite été employées dans la construction pour les nombreux avantages qu'elles présentent: faible hauteur statique, faible coût et courte durée de construction, modification aisée de l'espace intérieur du bâtiment, etc.

L'appui des dalles sur les colonnes s'est d'abord fait à l'aide de champignons (dalles-champignons) afin de répartir la concentration des efforts de cisaillement dans la dalle autour de la colonne [4]. Dans les années trente et après de multiples études, on a osé supprimer les champignons et de nombreux ouvrages ont été réalisés avec des planchers-dalles (sans champignons) depuis lors [5]. C'est surtout dans les grands bâtiments (bâtiments-tours, etc.) qu'ils ont été employés.

Relativement lourds, les planchers-dalles sont toutefois restés réservés à de modestes portées (de 4 à 6 m), jusqu'à ce que le développement de la précontrainte, dans les années cinquante et soixante, permette d'en étendre l'application aux grandes portées (10 m et plus). Les premières dalles précontraintes ont été réalisées aux Etats-Unis et en Australie dans les années cinquante, tandis qu'en Europe, l'application de la précontrainte dans la construction des bâtiments a commencé dans les années soixante. Le Palais des Expositions à Genève (construit en

<sup>1</sup>Les chiffres entre crochets renvoient à la bibliographie en fin d'article.

1979) [6] est l'un des premiers exemples de la technologie de la précontrainte bidirectionnelle avec des portées de 9,60 m.

Avec l'augmentation des portées et un élancement toujours plus grand, la concentration des efforts autour de la colonne est devenue de plus en plus importante. Afin d'améliorer la résistance, des armatures de poinçonnement ont été développées et des études ont été menées pour mieux comprendre le phénomène. Cependant, le poinçonnement n'est pas encore tout à fait maîtrisé et des recherches pour acquérir une meilleure connaissance du phénomène doivent encore être menées.

De nos jours, avec l'expérience acquise dans ce domaine, les avantages techniques et économiques apportés par le plancher-dalle en ont fait un élément incontournable de la construction des bâtiments.

### 2.2 Analyse du parc des bâtiments en Suisse

Ce parc représente une surface totale de 774 millions de m<sup>2</sup> [7]. La répartition des bâtiments en fonction des différentes normes de construction est représentée à la figure 1. Comme mentionné au chapitre 2.1, les planchers-dalles apparaissent surtout dans les ouvrages d'une certaine importance – principalement des logements collectifs, des écoles, des hôpitaux, des bureaux, des locaux industriels et des magasins –, soit dans 50 % de la surface totale du parc des bâtiments, selon une proportion demeurée relativement stable au cours des années.

**Tableau 1 - Calcul de la résistance ultime au poinçonnement et de la contrainte tangentielle ultime au poinçonnement ( $\tau_R$ ).**

Résistance ultime au poinçonnement:  $V_R = \tau_R \cdot \text{périmètre}$

Contrainte tangentielle ultime au poinçonnement:

- 1935, 42, 56 et 68 art. 3.17:  $\tau_R = 1,68 \cdot 2/3 \cdot \tau_{adm}$
- 1968 directive 18:  $\tau_R = 1,68 \cdot 2/3 \cdot \tau_1$
- 1989:  $\tau_R = 1,8 \cdot \tau_c$

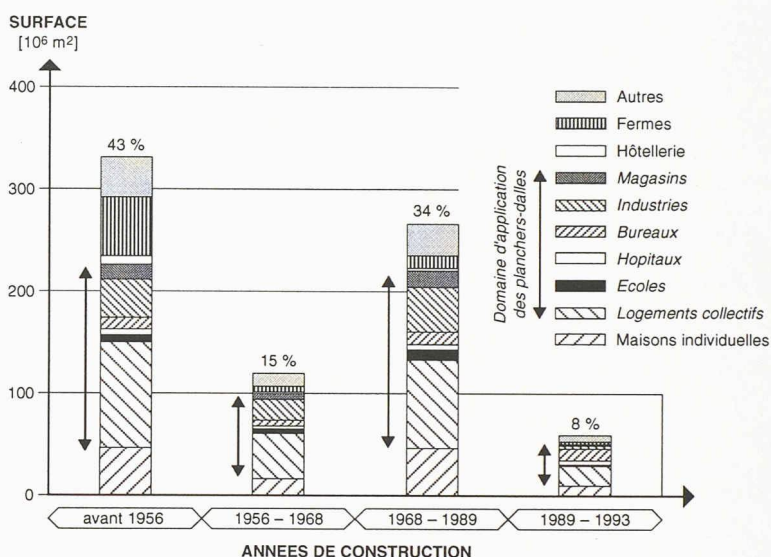


Fig. 1.- Répartition du parc des bâtiments suisses selon [7]

## 3. Principes de vérification de la sécurité structurale

### 3.1 Historique

Les principes de vérification de la sécurité ont évolué. Dans les anciennes normes, c'est selon le principe de la contrainte admissible que les structures sont calculées. Les contraintes non pondérées résultant des sollicitations dues aux charges, les contraintes effectives ( $\sigma_{eff}$ ), sont comparées à une fraction de la résistance des matériaux: la contrainte admissible ( $\sigma_{adm}$ ). Celle-ci tient compte d'une certaine marge de sécurité par rapport à la ruine.

$$\sigma_{eff} < \sigma_{adm} \quad (1)$$

Dans les normes de construction SIA actuellement en vigueur, la vérification de la sécurité structurale se fait sur la base des facteurs partiels de charge et de résistance. La valeur de dimensionnement des sollicitations ( $S_d$ ) est établie avec des facteurs de charge variant selon le type de charge et selon la situation de risque examinée. La vérification s'effectue en s'assurant que la valeur de dimensionnement de la sollicitation ( $S_d$ ) est inférieure à la résistance ultime ( $R$ ) divisée par un facteur de résistance ( $\gamma_R$ ).

$$S_d < R / \gamma_R \quad (2)$$

### 3.2 Comparaison du niveau de sécurité

Afin de pouvoir comparer le niveau de sécurité des différentes normes, la contrainte admissible des anciennes normes est multipliée par un coefficient global pour obtenir la contrainte de résistance ultime. Ce coefficient est composé du facteur de résistance et du coefficient de charge. Dans la norme actuelle SIA 162, le facteur de résistance vaut 1,2. Etant donné que le poids propre et les charges utiles sont de même grandeur dans le cas des planchers-dalles, le coefficient de charge est pris comme la moyenne du coefficient pour le poids propre ( $\gamma_g = 1,3$ ) et pour l'action prépondérante ( $\gamma_q = 1,5$ ); soit 1,4. De ce fait, la contrainte admissible peut être comparée à une contrainte de résistance ultime en la multipliant par un coefficient global de 1,68 (1,2 fois 1,4), ce qui est effectué pour la contrainte de résistance au cisaillement dans le tableau 1.

## 4. Historique des matériaux

### 4.1 Béton

Dans la première norme suisse concernant le béton, en 1903 [8], un béton standard est défini. Un dosage en ciment Portland est prescrit ainsi que le rapport entre le sable et le gravier pour les agrégats. Des

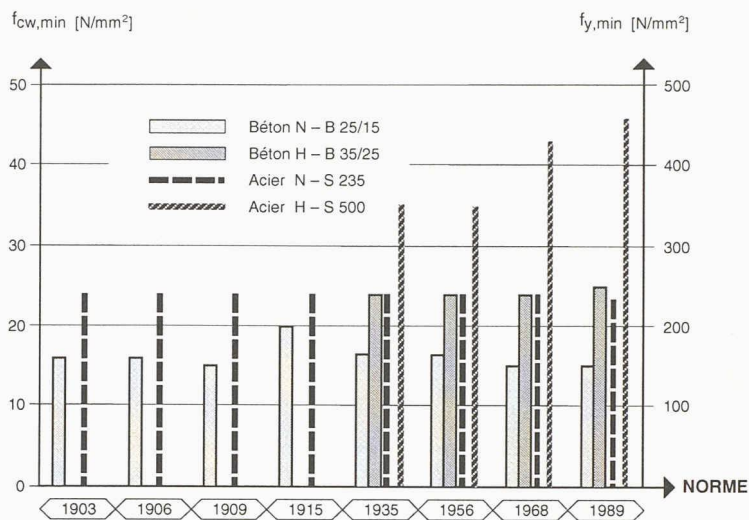


Fig. 2.- Résistance à la compression minimale sur cube du béton et résistance minimale à la traction exigée des barres d'armatures dans les normes

exigences concernant la résistance minimale à la compression sur cube sont fixées (fig. 2). D'après ces exigences, ce béton correspond à un béton BN ou un béton B25/15 selon la classification actuelle.

Jusqu'en 1935, il n'y a pas eu d'évolution sensible de ces prescriptions normatives, si ce n'est qu'en 1915, la résistance minimale sur cube exigée a été élevée (fig. 2). Dans la norme de 1935, un béton de qualité supérieure, composé de ciment Portland à haute résistance, est introduit (BH, équivalent à du B35/25) et une courbe granulométrique complète est définie pour les agrégats.

Par la suite, au fur et à mesure du développement des connaissances, les exigences concernant le béton se sont affûtées, la courbe granulométrique a été améliorée et des essais supplémentaires ont été introduits.

#### 4.2 Acier

Depuis l'apparition du béton armé, les aciers d'armature passive utilisés ont été d'une qualité comparable à celle du S235 de la norme actuelle (groupe I selon la norme de 1968). Les exigences concernant la limite d'élasticité ( $f_y$ ) et la résistance à la traction ( $f_{tk}$ ) sont restées identiques à celles exigées de nos jours (fig. 2) et les aciers d'armature ont toujours été soumis à des essais rigoureux.

En 1935, un acier plus performant est défini (acier H ou groupe II), dont la limite d'élasticité est de 350 N/mm<sup>2</sup>, et suite à de nombreux essais menés par l'EMPA [9], cette valeur admissible est aug-

mentée dans la révision de 1942. Ces essais ont aussi porté sur des armatures nervrées (TOR-Stahl), car seules des barres lisses avaient jusqu'alors été utilisées. Le comportement des barres nervrées s'étant révélé équivalent, voire meilleur, notamment en ce qui concerne l'adhérence au béton, les aciers nervrés ont dès lors aussi été employés dans la pratique.

Dans la norme de 1968, l'acier du groupe II n'est plus employé et il a été remplacé par des aciers du groupe III équivalents à du S500 de la norme actuelle, si l'on excepte une limite élastique légèrement inférieure (430 au lieu de 460 N/mm<sup>2</sup>). Les treillis d'armature sont aussi définis (groupe IV) avec des exigences équivalentes aux treillis actuels en S550.

Les aciers d'armature ont toujours fait l'objet de nombreux expériences et tests. Les problèmes qui risquent d'apparaître sont plutôt de l'ordre des détails de construction. En effet, il est bien connu que l'enrobage prescrit dans les anciennes normes est bien inférieur à celui exigé de nos jours. Les longueurs d'ancrages sont plus faibles notamment dans les zones en traction dans les anciennes normes, et les rayons de pliage également.

Dans les anciennes constructions, la disposition des barres d'armature suivait au plus près le cheminement des efforts de traction; par exemple une partie des barres d'armatures était fréquemment relevée au niveau des appuis afin

de créer une bielle de traction. Alors que, de nos jours, on privilégie les tracés les plus simples possibles (rectilignes et orthogonaux), qui nécessitent le moins de main-d'œuvre.

#### 5. Histoire du poinçonnement dans les normes suisses

Dans la première norme suisse consacrée au béton [8] (tableau 2), le phénomène du poinçonnement n'est pas traité spécifiquement, mais abordé comme un problème d'effort tranchant. Le dimensionnement se fait alors selon le principe des contraintes admissibles, et la contrainte de cisaillement admissible ( $\tau_{adm}$ ) est de 0,4 N/mm<sup>2</sup>. Si cette contrainte est dépassée, une armature d'effort tranchant doit être disposée afin de reprendre la différence.

Les prescriptions de 1909 modifient l'article concernant l'armature d'effort tranchant et imposent que celle-ci reprenne tout l'effort comme dans la norme actuelle. L'ordonnance de 1915 n'apporte pas de changement en ce qui concerne le phénomène étudié.

Le problème du poinçonnement est abordé pour la première fois dans la norme de 1935. Le périmètre déterminant est défini pour une colonne carrée (fig. 3). Il est identique à celui de la norme actuelle, sauf que les angles du périmètre sont carrés (petite différence négligeable). La contrainte tangentielle admissible est donnée dans la norme en fonction du type de béton; pour le béton normal (BN),  $\tau_{adm}$  est égal à 0,4 N/mm<sup>2</sup>, et pour le béton à résistance élevée (BH),  $\tau_{adm}$  vaut 0,5 N/mm<sup>2</sup>. La répartition de la contrainte sur la hauteur est parabolique (élastique), ce qui introduit un coefficient de 2/3 dans le calcul de la contrainte tangentielle ultime au poinçonnement dans le tableau 1. Cette contrainte est représentée à la figure 4. Une armature de poinçonnement peut être disposée pour reprendre tout l'effort, mais

une limite égale à trois fois la résistance de la section de béton seule est imposée.

Dans la révision de 1942, la limite pour l'armature d'effort tranchant est relevée de 25 %, pour atteindre 3,75 fois la résistance de la section de béton seule.

Dans la norme de 1956, la contrainte tangentielle admissible est augmentée (0,6 N/mm<sup>2</sup> pour le BN et 0,8 N/mm<sup>2</sup> pour le BH). La limite pour l'armature d'effort tranchant est abaissée à trois fois la résistance de la section de béton seule. Dans la norme de 1968, le dimensionnement au poinçonnement peut se faire selon deux prescriptions différentes: l'article 3.17 et la directive 18. L'article 3.17 est plus conservateur (fig. 4). La méthode de dimensionnement est identique à celle des normes pré-

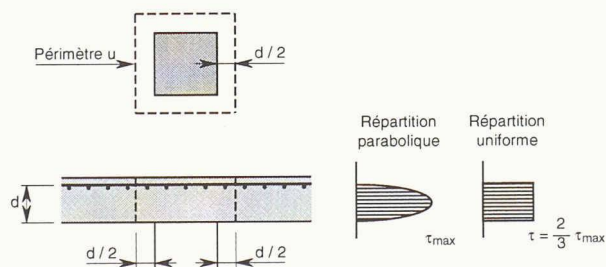


Fig. 3.- Périmètre déterminant et répartition de la contrainte de cisaillement

Tableau 2 - Liste des normes suisses concernant des ouvrages en béton armé [8]

|      |  |
|------|--|
| 1903 | SIA (EMPA), Norme provisoire pour la conception, l'exécution et le contrôle des ouvrages en béton armé                         |
| 1906 | CFF, Prescriptions provisoires pour les ouvrages en béton armé des chemins de fer  |
| 1909 | Commission Suisse du béton armé (EMPA), Prescriptions pour les ouvrages en béton armé  |
| 1915 | Conseil fédéral, Ordonnances concernant les ouvrages en béton armé   |
| 1935 | SIA 112, Norme pour les ouvrages en acier, béton et béton armé   |
| 1942 | SIA 112 (1935), Révision partielle   |
| 1956 | SIA 162, Norme pour le dimensionnement et l'exécution des ouvrages en béton et en béton armé                                   |
| 1968 | SIA 162, Norme pour le dimensionnement, la construction et l'exécution des ouvrages en béton, béton armé et béton précontraint |
| 1989 | SIA 162, Norme des ouvrages en béton   |
| 1993 | SIA 162 (1989), Révision partielle   |

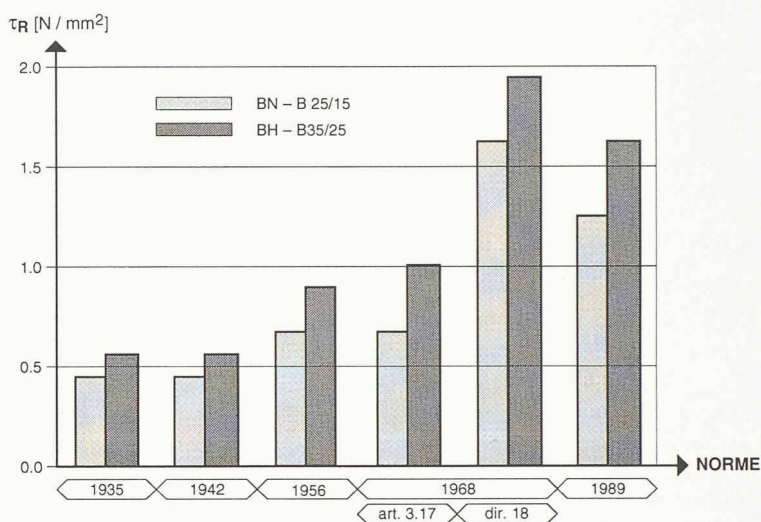


Fig. 4.- Contrainte de résistance ultime au cisaillement ( $\tau_R$ )

cedentes avec des valeurs pour la contrainte tangentielle admissible de 0,6 N/mm<sup>2</sup> (BN) et 0,9 N/mm<sup>2</sup> (BH).

La directive 18 de la norme de 1968 propose un dimensionnement différent à la suite de nombreux essais et études [10,11], entrepris notamment par S. Kinnunen et H. Nylander [12]. Bien que le périmètre soit identique aux prescriptions antérieures, la répartition de la contrainte est uniforme sur l'épaisseur de la dalle (fig. 3), les valeurs admissibles ( $\tau_i$ ) sont données en fonction de l'élancement de la dalle ( $l/h$ ), et si le niveau de la sollicitation dépasse 65 % de la valeur admissible ( $\tau_i$ ), l'armature flexionnelle de la dalle doit être vérifiée pour une concentration importante des moments sur l'appui. La contrainte tangentielle ultime au poinçonnement représenté à la figure 4 est obtenue pour une dalle avec un élancement de 25, ce qui est courant dans le bâtiment.

La norme de 1989, actuellement en vigueur, définit pour la première fois des périmètres pour les colonnes d'angles, de bord, et celles situées à côté d'ouvertures. L'armature flexionnelle sur appui doit être vérifiée pour des moments de flexion comme dans la norme de 1968; la résistance ultime au poinçonnement ne peut être obtenue que si la résistance à la flexion de la dalle est supérieure à des valeurs minimales données dans la norme.

En 1993, une révision de la norme ajoute un coefficient de réduction au calcul afin de tenir compte de « l'effet de taille » pour les dalles

de plus de 40 cm, ce qui est rarement le cas pour les planchers-dalles, mais plutôt pour les radiers. De manière générale, la marge de sécurité prévue dans les normes pour le poinçonnement est plus importante que pour les autres phénomènes, car une rupture par poinçonnement n'est pas précédée de signes annonciateurs. Dans la norme actuelle, une marge de sécurité de 2,5 peut être estimée sur la base des essais qui ont été effectués. Il convient cependant de rester prudent face à ce coefficient: les essais n'ont en effet pas encore permis d'établir une théorie universellement reconnue et tous les paramètres n'ont pas encore été étudiés rigoureusement; par ailleurs, le phénomène du poinçonnement est sensible à toutes les imperfections, car la redistribution des efforts est souvent limitée, si bien qu'une extrapolation des valeurs des essais serait audacieuse. La marge de sécurité est donc justifiée dans l'état actuel des connaissances et ne saurait être transgressée, bien qu'au niveau international (Eurocode), ce sujet soit encore en discussion.

## 6. Evolution des charges utiles dans les bâtiments

C'est en 1913 que les valeurs pour les charges utiles dans les bâtiments ont été définies pour la première fois. Ces valeurs n'ont pas été modifiées depuis, mais de nouvelles catégories ont été introduites. Dans toutes les « normes de charge », la charge utile est de 2 kN/m<sup>2</sup> dans les locaux d'habitation et chambres d'hôtel (catégorie A), de 3 kN/m<sup>2</sup> dans les locaux

publics (catégorie B), de 4 kN/m<sup>2</sup> dans les locaux publics permettant de grands rassemblements (catégorie C), et de 5 kN/m<sup>2</sup> dans les locaux de vente ainsi que leurs accès (catégorie D).

En ce qui concerne les garages et les surfaces accessibles aux véhicules, la comparaison n'est pas aussi aisée, car les catégories de véhicules se sont modifiées et la composition des charges inclut une charge uniformément répartie et une charge concentrée. Dans la norme actuellement en vigueur, la limite de poids entre les véhicules légers (catégorie E) et les véhicules lourds (catégorie F) est de 3,5 t, alors que, dans toutes les anciennes normes, cette limite est fixée à 6 t. Pour l'évaluation de garages existants, trois cas se présentent.

- Pour les garages accessibles aux véhicules de moins de 3,5 t (catégorie E), la charge uniformément répartie de dimensionnement est supérieure dans les anciennes normes (4 kN/m<sup>2</sup> au lieu de 2 kN/m<sup>2</sup> actuellement) et la charge concentrée est identique (20 kN).
- Pour les garages accessibles aux véhicules de plus de 3,5 t et de moins de 16 t (catégorie F), dimensionnés selon les anciennes normes pour des véhicules de plus de 6 t, la charge concentrée de dimensionnement est plus petite (50 kN au lieu de 85 kN actuellement) et la charge uniformément répartie est identique (5 kN/m<sup>2</sup>).
- Pour les garages accessibles aux véhicules de plus de 3,5 tonnes et de moins de 16 tonnes, (catégorie F), dimensionnés selon les anciennes normes pour les véhicules de moins de 6 t, les charges prises en compte lors du dimensionnement (4 kN/m<sup>2</sup> et 20 kN) sont inférieures aux charges prescrites par la norme actuelle (5 kN/m<sup>2</sup> et 85 kN). Il peut en résulter un problème de sécurité important, si aucune restriction de charge n'est imposée.

## 7. Identification de liaisons dalles-colonnes insuffisantes

La vérification de la sécurité structurale porte sur deux types d'éléments: les sollicitations et la résistance. Comme les exigences relatives aux résistances des matériaux n'ont en fait que peu évolué (chap. 4 et fig. 2) et que, mises à part les charges dans les garages, les charges utiles dans les bâtiments n'ont pas changé (chap. 6), la comparaison de la sécurité au poinçonnement des dalles existantes revient à comparer la résistance calculée dans les normes (tableau 1 et fig. 4).

Pour les planchers-dalles construits avant la publication de la norme de 1935, le phénomène du poinçonnement a été traité comme un problème d'effort tranchant avec de petites valeurs de contraintes de cisaillement admissibles. Aucun problème de sécurité structural au poinçonnement n'est à craindre pour ces ouvrages.

Pour les planchers-dalles construits après 1935, la figure 5 montre le rapport de la sécurité structurale au poinçonnement selon la norme actuelle et celle de l'ancienne norme (avec un élancement  $l/h$  de 25 pour la directive 18 de 1968). Pour tous les ou-

vrages, dimensionnés selon les normes de 1935, 1942, 1956 et l'article 3.17 de la norme de 1968, la marge de sécurité est bien supérieure à celle qui est actuellement exigée. Une grande réserve de résistance caractérise donc ces bâtiments.

Pour les planchers-dalles en béton armé et en béton précontraint dimensionnés selon la directive 18 de la norme de 1968, le niveau de sécurité est en revanche inférieur à celui qu'exige la norme actuelle (fig. 5). La figure 6 montre la sécurité structurale de ces ouvrages au poinçonnement selon la norme actuelle, en fonction de l'élancement de la dalle ( $l/h$ ). Pour des élancements (de 20 à 30) et des bétons fréquemment utilisés dans la construction des bâtiments (B35/25 et B25/15), la sécurité structurale n'est vérifiée qu'à 70-90 % et encore moins pour des élancements plus faibles, si bien que la marge exigée dans la norme actuellement en vigueur n'est pas respectée. Tous les bâtiments construits dans les années 70 et 80 appellent donc une attention accrue quant à leur sécurité structurale au poinçonnement.

Aucune norme avant celle de 1989 n'aborde le problème des colonnes d'angles, de rives, et de

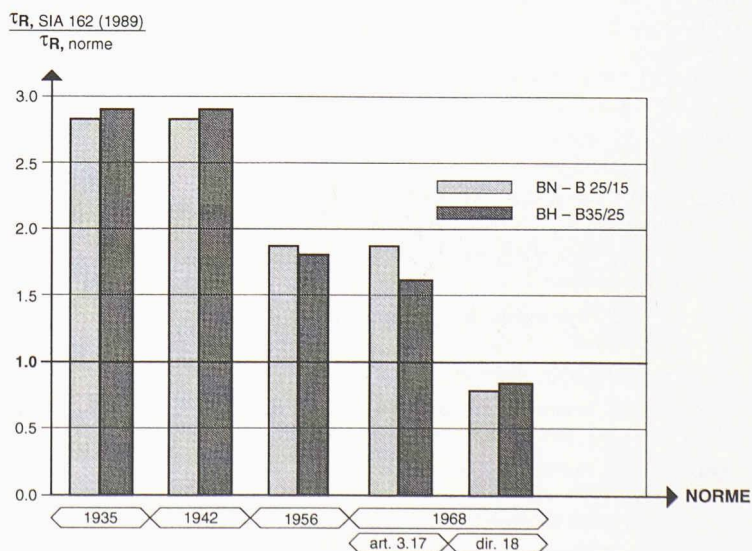


Fig. 5.- Comparaison entre la résistance au poinçonnement dans la norme de 1989 et celle définie par une ancienne norme

$\tau_R$ , SIA 162 (1989)  
 $\tau_R$ , SIA 162 (1968)

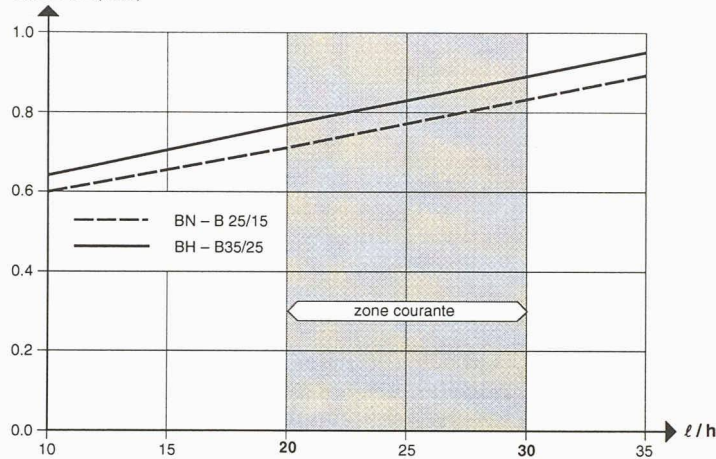


Fig. 6. - Comparaison entre la résistance au poinçonnement dans la norme de 1989 et celle exigée par la directive 18 de la norme de 1968 en fonction de l'élançement de la dalle ( $l/h$ )

celles situées au bord d'ouvertures dans les dalles. Il s'agit donc de prêter une grande attention à ces colonnes lors d'une évaluation de la sécurité structurale de l'ouvrage.

Pour les planchers-dalles construits avant la parution de la norme de 1968, aucune vérification de la résistance à la flexion de la dalle au niveau des appuis n'est à effectuer pour obtenir la résistance au poinçonnement. Mais la marge de sécurité de ces ouvrages étant grande pour le poinçonnement, la contrainte tangentielle reste inférieure à la contrainte pour laquelle l'armature flexionnelle doit être vérifiée selon la directive 18 de la norme de 1968 (65 % de  $\tau_f$ ). La sécurité de ces structures ne pose donc pas de problème.

Les garages et les surfaces accessibles aux véhicules de plus de 3,5 t sont à traiter avec précau-

tion. Si l'ouvrage a été dimensionné à l'époque pour des véhicules de plus de 6 t, il n'y a pas de problème majeur de sécurité structurale, même si la charge concentrée prise en considération lors du dimensionnement est inférieure à la charge concentrée de la norme actuelle. Par contre, si l'ouvrage a été dimensionné pour des véhicules de moins de 6 t et qu'aucune restriction n'est imposée, la charge de dimensionnement est nettement inférieure aux charges de la norme actuelle et une sécurité insuffisante est à craindre.

De manière générale, lors des évaluations d'ouvrages existants, une attention particulière doit être portée à la conception des détails constructifs anciens. Comme les plans sont souvent inexistant, on doit se contenter dans un premier temps de l'observation visuelle en se concentrant sur les fissures.

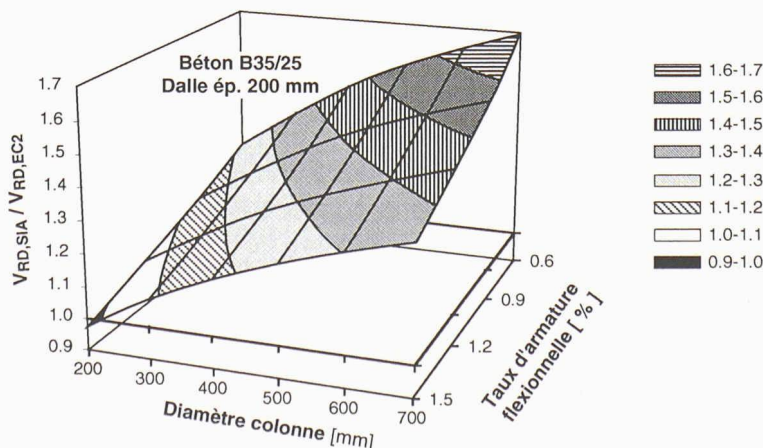


Fig. 7. - Comparaison entre la résistance au poinçonnement dans la norme SIA 162 de 1989 et celle retenue dans le projet de l'Eurocode 2-1 [13]

## 8. Eurocode

439

Une comparaison de la norme SIA 162 de 1989 avec le projet de l'Eurocode 2-1 [13] a été publiée dans [14]. Il en ressort que les principes de vérification sont similaires, bien que les valeurs des résistances, le périmètre et la prise en compte des paramètres soient différents. La figure 7 montre une comparaison entre les résistances normalisées pour des valeurs usuelles dans le bâtiment. Les paramètres qui ont une grande influence sur le rapport des résistances sont l'armature flexionnelle (qui n'est pas prise en compte dans la norme SIA 162) et le diamètre de la colonne. L'épaisseur de la dalle et la résistance à la compression du béton n'ont que peu d'influence sur le rapport des résistances.

Il ressort de cette comparaison que, pour des valeurs usuelles de planchers-dalles, la norme SIA 162 donne des valeurs de résistance plus élevées, avec des différences pouvant aller jusqu'à 70 % (fig. 7). Par conséquent, la plus grande partie du parc des ouvrages suisses ne répond pas au niveau de sécurité du projet de l'Eurocode 2-1 [13]. Il paraît donc indispensable que ces différences soient expliquées.

## 9. Evaluation de planchers-dalles existants

Si l'évaluation d'une structure porteuse est nécessaire, un déroulement bien réfléchi est important pour éviter des interventions superflues. Il est fortement recommandé de procéder par étapes [15]. Pour le poinçonnement des planchers-dalles, les méthodes et les outils d'évaluation sont encore à développer et les indications concernant l'évaluation par étapes restent donc de nature générale.

L'évaluation préliminaire de la sécurité structurale s'effectue – sans engager de moyens importants – sur la base d'un examen visuel, des documents existants ainsi que des prescriptions et des valeurs de cal-

cul des normes en vigueur. Cette vérification de nature conservatrice a pour objectif d'identifier les éléments prédominants relatifs à une sécurité insuffisante.

L'évaluation approfondie des éléments prédominants se base notamment sur une actualisation des actions, des dimensions et des propriétés des matériaux de l'élément donné. Des méthodes d'analyse spécifiques ou des résultats d'essais qui pourraient s'adapter directement à la situation d'un plancher-dalle sont appliqués. Cette évaluation approfondie permettra une détermination plus précise du niveau de la sécurité structurale. En général, une sécurité suffisante est vérifiée pour ces éléments prédominants.

Une étude particulière, par exemple avec un essai de charge ou par l'application de méthodes d'analyse avancées [16], demande souvent des moyens importants qui, pour des raisons économiques, doivent être mis en relation avec le résultat escompté.

Dans le cas où la sécurité structurale est insuffisante, l'élément doit être renforcé. Pour le poinçonnement, une armature d'effort tranchant apparaît comme un renforcement efficace. Si, toutefois, beaucoup de systèmes d'armature d'effort tranchant existent pour la construction de nouveaux planchers-dalles, des moyens de renforcement économiques doivent encore être développés pour les planchers-dalles existants [17].

#### 10. Conclusions

- Les planchers-dalles en béton armé et béton précontraint des années 70 et 80 (dimensionnés selon la directive 18 de la norme de 1968) pourraient présenter une sécurité au poinçonnement insuffisante.
- Les bâtiments dont les planchers-dalles datent d'avant 1968 offrent une marge de résistance importante au poinçonnement, mais il convient d'être vigilant lors d'un changement d'affecta-

tion et lors de l'évaluation des détails constructifs.

- Pour les garages et les surfaces accessibles aux véhicules de plus de 3,5 t, une attention particulière doit être accordée à la charge utile. Il est possible que les charges prises en compte pour le dimensionnement soient inférieures.
- Le niveau de sécurité exigé dans le projet de l'Eurocode est nettement supérieur à celui de la norme SIA actuellement en vigueur.
- Des méthodes d'analyse plus avancées et des moyens de renforcement des planchers-dalles existants doivent être développés.

#### 11. Bibliographie

- [1] AHNERT R., KRAUSE K.H.: «Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960», VEB Verlag für Bauweisen, Berlin, 1988
- [2] GARBER G.: «Design and Construction of Concrete Floors», Hodder & Stoughton, London, 1991
- [3] RITTER W.: «Die Bauweise Hennebique», *Schweizerische Bauzeitung*, vol. XXXIII Nos 5, 6 et 7, 1899
- [4] MAILLART R.: «Eine schweizerische Ausführungsform der unterzuglosen Decke. - Pilzdecke», *Schweizerische Ingenieurbauten in Theorie und Praxis*, Internationaler Kongress für Brückenbau und Hochbau, Zurich, 1926
- [5] Proceedings of International Conference on «Planning and Design of Tall Buildings», American Society of Civil Engineers, New-York, 1972
- [6] DESSERICH G., NARAYANAN R.: «Vorgespannte Flachdecken - Erfahrungen und Entwicklungen», *Schweizer Ingenieur und Architekt*, Heft 27, pp. 929-937, 1980
- [7] WÜEST & PARTNER: «Bau- und Immobilienmarkt Schweiz, Monitoring 1995», Verlag Wüest & Partner, Zurich, 1994
- [8] «Tragwerksnormen 1892-1956», SIA, Verlag Huber, Frauenfeld, 1994
- [9] ROS M., «Festigkeit und Verformung auf Biegung beanspruchter Eisenbetonbalken», EMPA Bericht Nr. 141, Zurich, 1942
- [10] SCHAEIDT W., LADNER M., RÖSLI A., «Berechnung von Flachdecken auf Durchstanzen», EMPA Dübendorf, Technische Forschungs- und Beratungsstelle der Schweizerischen Zementindustrie, Wildeg, 1970
- [11] LADNER M., SCHAEIDT W., GUT S.: «Experimentelle Untersuchungen an Stahlbeton-Flachdecken», EMPA Bericht Nr. 205, Dübendorf, 1977
- [12] KINNUNEN S. AND NYLANDER H.: «Punching of concrete slabs without shear reinforcement», Transactions 158, Royal Institute of Technology, Stockholm, 1960
- [13] ENV 1992-1-1, «Eurocode No. 2: Calcul des structures en béton - Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments», SIA V 162.001, Comité Européen de Normalisation, Bruxelles, 1991 et SIA Zurich, 1993
- [14] PRALONG J.: «Poinçonnement», SIA, Document D 0700, «Nouveaux aspects du dimensionnement des structures», SIA Lausanne, pp. 33-36, 1994
- [15] Directive SIA 462, «Evaluation de la sécurité structurale des ouvrages existants», SIA Zurich, 1994
- [16] MÉNETREY PH.: «Numerical Analysis of Punching Failure in Reinforced Concrete Structures», Thèse N° 1279, EPFL, Lausanne, 1994
- [17] MÉNETREY PH., BRÜHWILER E.: «Shear strengthening of existing concrete slabs under concentrated loads», Test Report, MCS - Maintenance, Construction and Safety of structures, EPFL, Lausanne, 1996