

Construction en béton

Introduction à la norme SIA 262

Effort tranchant sur dalles sans étriers et
poinçonnement

Prof. Dr Aurelio Muttoni, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne

Extrait de la documentation D 0182, Société suisse des ingénieurs
et des architectes, Zürich, 2003

4 Eléments sans armature d'effort tranchant

Aurelio Muttoni, Lausanne

4.1 INTRODUCTION ET PRINCIPE

On dispose en général une armature d'effort tranchant dans les éléments de structure de type poutre. Cette armature est sous forme d'étriers dont la section vaut au moins 0.2% de la section correspondante de béton (*SIA 262 art. 5.5.2.2*). On peut par contre renoncer à une armature d'effort tranchant dans les dalles et les éléments de structures d'importance secondaire assimilables aux poutres, pour autant que la valeur de calcul de l'effort tranchant par unité de longueur ne dépasse pas la valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant sans armature d'effort tranchant:

$$v_d \leq v_{Rd} \quad (4.1)$$

Il faut remarquer que selon *SIA 262 art. 4.3.3.1.2*, la disposition d'une armature d'effort tranchant dans les dalles épaisses est recommandée, même si la condition de l'éq. (4.1) est respectée. Cela pour éviter une rupture fragile d'éléments de dalle importants, qui peut conduire à un effondrement généralisé de la construction.

La valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant par mètre courant dans les dalles sans armature d'effort tranchant peut être déterminée au moyen de l'équation :

$$v_{Rd} = k_d \tau_{cd} d \quad (262.32a)$$

Le coefficient k_d dépend des déformations attendues, de la hauteur statique d (effet d'échelle) et du diamètre maximal du granulat D_{max} . La détermination de ce coefficient et son développement théorique sont expliqués au paragraphe suivant. L'influence de la résistance à la compression du béton sur la résistance à l'effort tranchant est prise en compte au moyen du terme

$$\tau_{cd} = \frac{0.3\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \quad (262.3)$$

La valeur de τ_{cd} est donnée pour les sortes de béton usuelles dans la *SIA 262, tableau 8* pour $\gamma_c = 1.5$.

4.2 BASES THEORIQUES

Il est utile de comparer le comportement porteur effectif des dalles au voisinage des appuis aux solutions habituelles basées sur l'équilibre. La *fig. 4.1* montre deux bandes de dalle avec un chargement différent et la solution basée sur l'équilibre selon la théorie de la plasticité. Il s'agit en l'occurrence d'un appui direct par une bielle ou un arc comprimé.

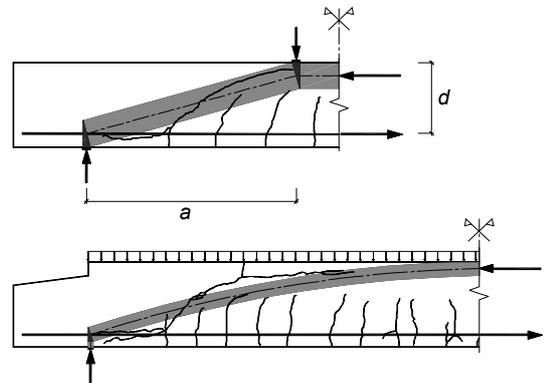


Fig. 4.1: Bandes de dalle avec la solution d'équilibre selon la théorie de la plasticité et la fissuration à la rupture; cas avec une charge concentrée et avec une charge distribuée.

Puisque toutes les bielles de compression et tous les nœuds ne sont sollicités qu'à la compression, ces solutions sont théoriquement admissibles même en négligeant la résistance à la traction du béton. Il est intéressant de noter que pour ces solutions, la charge ultime selon la

théorie de la plasticité est définie par l'épuisement de la résistance à la flexion à mi-portée par suite de l'écoulement de l'acier. Pour cela, il faut évidemment que l'effort dans l'armature soit intégralement ancré au-delà des appuis.

De nombreux essais montrent cependant que le comportement effectif et la charge de rupture atteinte peuvent s'écarter considérablement des solutions d'équilibre plastique décrites plus haut. Des fissures de flexion se développent et se propagent dans les bielles théoriques ou dans l'arc (voir fig. 4.1). Des mesures effectuées sur des bandes de dalle juste avant la rupture ont montré qu'à cause de l'ouverture de fissures relativement grande, seule une compression limitée peut être reprise par les bielles [4.1, 4.2]. Pour cette raison, le champ de contraintes avec appui direct selon la théorie de la plasticité ne peut pas se développer complètement et la charge ultime correspondante ne peut pas être atteinte. C'est pourquoi dans ces cas, c'est souvent la rupture par effort tranchant et non par flexion qui est déterminante.

Le comportement effectif avant la rupture et la résistance résiduelle après la propagation des fissures critiques sont fortement influencés par l'effet d'engrènement des lèvres de la fissure qui permet de transmettre l'effort tranchant au travers des fissures de flexion. Pour cette raison, la résistance à l'effort tranchant des dalles sans armature d'effort tranchant dépend d'abord des paramètres suivants :

- résistance du béton (voir *éq. 262.3*)
- ouverture des fissures dans la zone critique
- diamètre maximal et résistance du granulat

La référence [4.3] propose un modèle de calcul basé sur la détermination de l'ouverture des fissures dans la zone critique. Ce développement se base sur les hypothèses suivantes :

- la zone critique se situe dans une section située à la distance $0.5d$ du point d'introduction de la charge et à $0.6d$ de la surface comprimée du béton.
- l'ouverture des fissures dans la zone critique est proportionnelle au produit de

l'allongement longitudinal ε par la hauteur statique d .

L'allongement longitudinal ε dans la zone critique peut être approximé au moyen de la théorie de l'élasticité linéaire. En supposant que les sections planes restent planes, on obtient pour le cas sans effort normal :

$$\varepsilon = \frac{m_d}{d \cdot \rho \cdot E_s \cdot (d - x/3)} \cdot \frac{0.6d - x}{d - x} \quad (4.2)$$

où x est la hauteur de la zone comprimée, calculée élastiquement, et m_d est le moment de flexion dans la section critique.

Sur la base du dépouillement d'essais à la rupture de bandes de dalle sans armature d'effort tranchant, le coefficient k_d (*éq. 262.32a*) est exprimé en fonction de l'allongement ε et de la hauteur statique d :

$$k_d = \frac{1}{1 + 2.5 \cdot \varepsilon \cdot d \cdot k_{D_{\max}}} \quad (4.3)$$

Le coefficient

$$k_{D_{\max}} = \frac{48}{D_{\max} + 16} \quad (4.4)$$

tient compte de l'influence du diamètre maximal du granulat.

Comme le montre la *fig. 4.2*, l'*éq. (4.3)* décrit de manière satisfaisante les résultats d'essais. Les poutres testées faiblement armées, de grande hauteur statique (jusqu'à 3m) et de granulats de petit diamètre ont souvent montré une résistance à l'effort tranchant très faible.

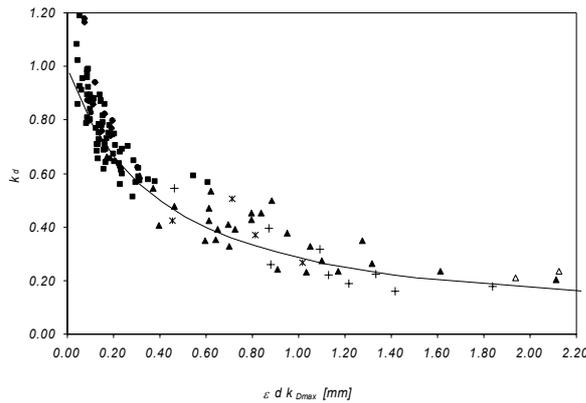


Fig. 4.2: Influence de l'allongement longitudinal ε , de l'effet d'échelle et du diamètre maximal du granulat sur la résistance à l'effort tranchant; comparaison de résultats d'essais avec l'éq. (4.3)

4.3 DIMENSIONNEMENT

Selon l'éq. (4.3), la résistance à l'effort tranchant dépend de l'allongement ε dans la zone critique. Cette valeur doit être déterminée en fonction de la rigidité du béton et de l'armature ainsi que des valeurs de calcul des effets d'action (m_d , n_d). L'éq. (4.3) est cependant trop complexe pour le dimensionnement de structures. Les simplifications suivantes donnent les bases du dimensionnement selon SIA 262.

L'allongement ε dans la zone critique peut être exprimé en fonction de l'allongement de l'armature ε_s et de la hauteur de la zone comprimée x . En admettant $x \cong 0.32 \cdot d$, on obtient :

$$\varepsilon = \varepsilon_s \frac{0.6d - x}{d - x} \cong 0.41 \cdot \varepsilon_s \quad (4.5)$$

De plus, en admettant que l'allongement de l'armature est directement lié au moment de flexion m_d et que la plastification de l'armature coïncide avec l'atteinte de la résistance à la flexion m_{Rd} , on obtient pour

$$f_{sd} = 500/1.15 = 435 \text{ N/mm}^2 : \\ \varepsilon = 0.41 \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \frac{m_d}{m_{Rd}} \cong 0.0009 \cdot \frac{m_d}{m_{Rd}} \quad (4.6)$$

En introduisant ce terme dans l'éq. (4.3), on obtient :

$$k_d = \frac{1}{1 + k_v \cdot d} \quad d \text{ en [m]} \quad (262.32b)$$

et

$$k_v = 2.2 \cdot \frac{m_d}{m_{Rd}} \quad (262.33)$$

L'effet d'action m_d et la résistance à la flexion m_{Rd} doivent être calculés pour la section déterminante.

Si un acier avec $f_{sd} > 435 \text{ N/mm}^2$ ou un granulat de diamètre $D_{\max} < 32 \text{ mm}$ sont utilisés, il faut en tenir compte en amplifiant k_v par resp. $f_{sd}/435$ ou $k_{D\max}$ selon l'éq. (4.4). Pour les bétons légers, la fissure critique traverse les granulats de faible résistance. Dans ce cas, il convient d'introduire $D_{\max} = 0$ dans l'éq. (4.4).

L'hypothèse de l'existence d'une relation directe entre allongement et moment de flexion, qui conduit à l'éq. (262.33), suppose un comportement élastique de l'armature. Si des déformations plastiques de l'armature de flexion ne peuvent pas être exclues (p. ex. rotules plastiques considérées lors du dimensionnement), il faut augmenter k_v en conséquence. Selon SIA 262 art. 4.3.3.2.2, la valeur $k_v = 3$ doit être utilisée dans de tels cas.

De nombreux essais montrent qu'un étagement de l'armature dans la zone critique conduit à une concentration de fissures et à une diminution de la résistance à l'effort tranchant. Ce phénomène peut être considéré en augmentant le coefficient k_v de 50% si l'étagement de l'armature longitudinale se situe à une distance $\leq d$ de la section de contrôle. (SIA 162 art. 4.3.3.2.3).

L'éq. (4.6) admet implicitement que l'allongement est mesuré dans la direction de l'armature. Dans les dalles, il peut arriver que la direction principale de l'effort tranchant ne coïncide pas avec celle de l'armature principale [4.4]. Si les armatures sont disposées parallèlement aux axes x et y , l'angle entre l'armature

principale et la direction principale de l'effort tranchant vaut :

$$\vartheta = \arctan\left(\frac{v_y}{v_x}\right) \quad (4.7)$$

L'allongement dans la direction principale de l'effort tranchant peut être déterminé en amplifiant l'allongement de l'armature par le facteur

$$\frac{1}{\sin^4 \vartheta + \cos^4 \vartheta} \quad (4.8)$$

Comme le montre la fig. 4.3, ce facteur d'amplification est important si la direction principale de l'effort tranchant s'écarte fortement de la direction de l'armature principale. Selon *SIA 262 art. 4.3.3.2.6*, le coefficient k_v doit dans de tels cas être majoré au moyen du facteur défini à l'éq. (4.8).

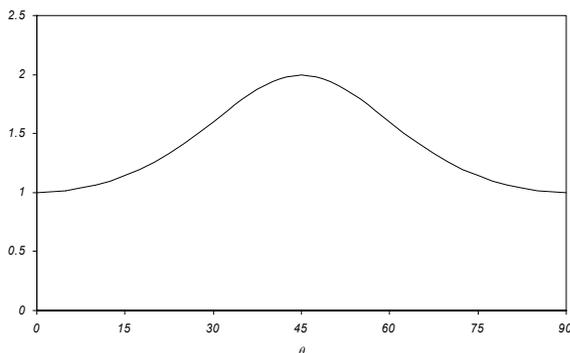


Fig. 4.3: Facteur pour l'amplification de l'allongement de l'armature dans la direction principale de l'effort tranchant en fonction de l'angle θ entre l'armature principale et la direction principale de l'effort tranchant

4.4 COMPARAISON DE NORMES

Cette section compare le dimensionnement présenté ci-dessus avec ceux de la *SIA 162 (1993)* et de l'*Eurocode 2 [4.5]*.

Selon la *SIA 162*, la résistance à l'effort tranchant est premièrement une fonction de la résistance du béton. L'effet d'échelle est pris en compte en fonction de la hauteur statique. Le processus de dimensionnement selon l'*EC 2* est

basé sur une formule empirique qui lie la résistance à l'effort tranchant à différents paramètres, dont la résistance du béton, l'épaisseur de la dalle (effet d'échelle), le taux d'armature longitudinal, la granulométrie et d'une éventuelle contrainte membranaire.

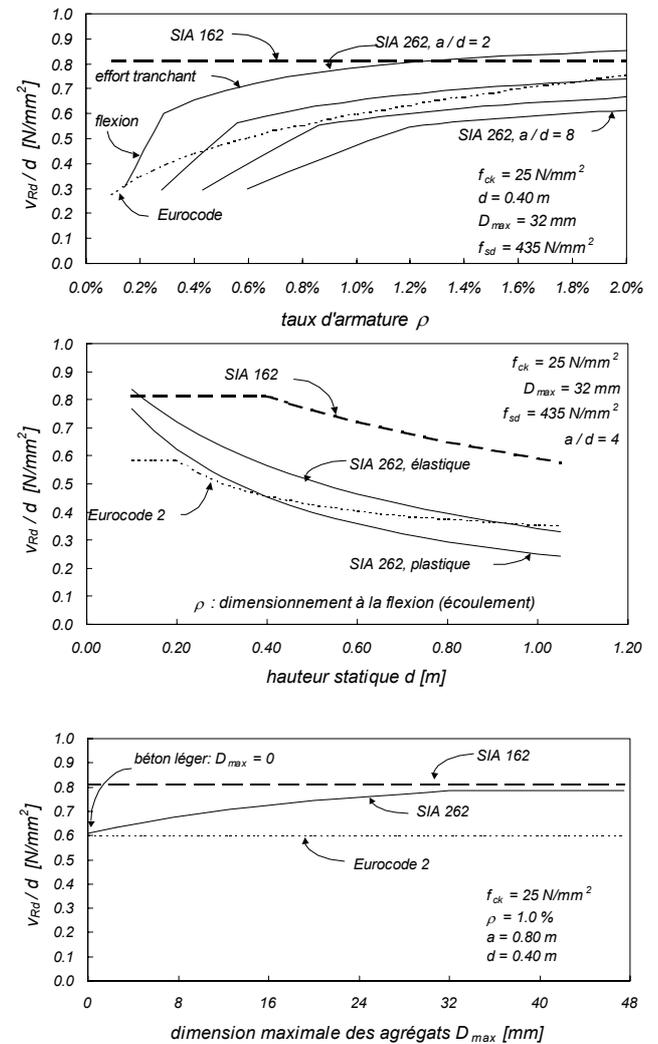


Fig. 4.4: Comparaison de la résistance à l'effort tranchant selon *SIA 262*, *SIA 162* et *DIN 1045-1 [4.5]*; influence du taux d'armature, de la hauteur statique et du diamètre maximal du granulat; la portée d'effort tranchant a correspond au rapport m_d / v_d (voir fig. 4.1)

Selon la *SIA 262*, la résistance à l'effort tranchant dépend également de la déformation dans la zone critique. L'armature longitudinale et le moment de flexion (rapport $a/d = m_d/d \cdot v_d$ dans la fig. 4.4) ont donc une influence directe sur la résistance à l'effort tranchant. Comme le mon-

tre la *fig. 4.4*, la résistance à l'effort tranchant selon la *SIA 262* est en général un peu inférieure à celle selon la *SIA 162*, et comparable à celle selon l'*Eurocode 2*.

4.5 INFLUENCE DE L'EFFORT NORMAL

Mise à part la flexion, un effort normal éventuellement présent (en traction ou en compression) ou une précontrainte peuvent également influencer les déformations dans la zone critique. Selon *SIA 262 art. 4.3.3.2.7*, cet effet peut être pris en compte dans l'*éq. (262.33)* en remplaçant la valeur de calcul du moment m_d par la valeur $m_d - m_{Dd}$ et la valeur de calcul de la résistance à la flexion m_{Rd} par $m_{Rd} - m_{Dd}$. Le moment de décompression m_{Dd} est le moment pour lequel $\varepsilon_s = 0$. Selon la *fig. 4.5*, les relations suivantes permettent de calculer sa valeur :

$$n_d < 0 : \quad m_{Dd} = -n_d \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{d}{3} \right) \quad (4.9)$$

$$n_d > 0 : \quad m_{Dd} = -n_d \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) \quad (4.10)$$

Dans ces expressions, n_d est la valeur de calcul de l'effort normal induit par les actions externes et internes (p. ex. la précontrainte). Il faut évidemment également prendre en compte l'effet de l'effort normal sur la résistance à la flexion.

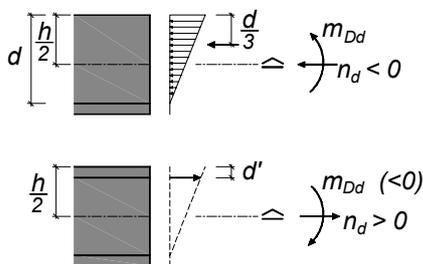
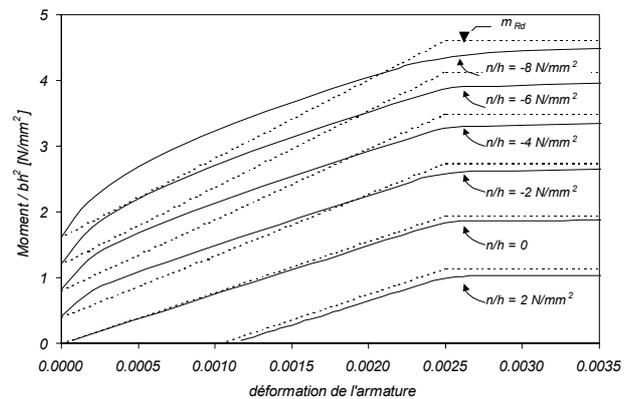


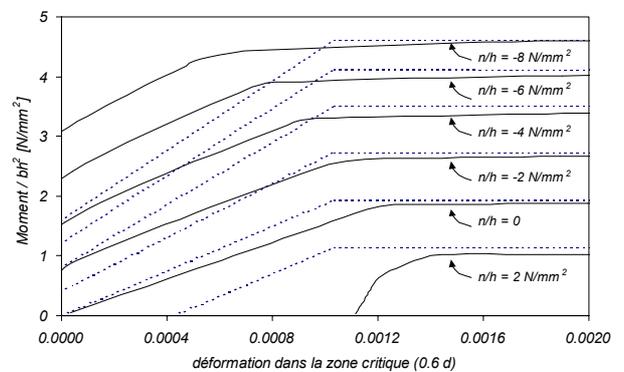
Fig. 4.5: Moment de décompression en fonction de l'effort normal (pour $n_d < 0$, on néglige l'armature de compression)

La *fig. 4.6a* montre que la relation linéaire admise entre l'allongement de l'armature et le

moment de flexion (ligne traitillée) est une bonne approximation de la courbe réelle (ligne continue). La *fig. 4.6b* montre par contre que l'allongement dans la zone critique s'écarte parfois significativement de cette approximation. Ceci résulte de l'hypothèse $x \cong 0.32 \cdot d$ (*éq. 4.5*) qui n'est valable que pour de grands taux d'armature et de petits efforts normaux. On accordera donc un soin particulier aux éléments importants sollicités à la traction pour lesquels il est raisonnable d'appliquer directement l'*éq. (4.3)*.



a)



b)

Fig. 4.6: Relation entre moment de flexion, allongement de l'armature et allongement dans la zone critique (0.6 d). Résultat d'un calcul en section (lignes continues, $\rho = \rho' = 0.5\%$, $E_c = 30'000 \text{ N/mm}^2$), approximation linéaire (lignes traitillées)

Une précontrainte influence non seulement l'effort normal, mais aussi l'effort tranchant et le moment de flexion. L'exemple d'application de la section 4.8 traite ce cas en détail.

4.6 APPUI DIRECT

De nombreux essais ont montré que lorsqu'une charge ponctuelle agit à proximité d'un appui ($a < 2d$), une transmission à l'appui directe peut se produire. Une bielle de compression directe peut se développer, car les fissures de flexion ne se propagent que partiellement dans la bielle de compression. (fig. 4.7, [4.1, 4.2]). Cet effet est pris en compte par SIA 262 art. 4.3.3.2.9. Les charges ponctuelles dont la surface d'introduction se situe à une distance de l'appui $a \leq 2d$ peuvent être réduites par le facteur $a/(2d)$ lors de la détermination de la valeur de calcul de l'effort tranchant. Dans le cas de charges ponctuelles très importantes agissant à proximité de l'appui, il est recommandé de vérifier les bielles de compression et les zones des nœuds au moyen de champs de contraintes. Dans ce cas, la composante horizontale de la compression de la bielle de béton doit être reprise par une armature complètement ancrée.

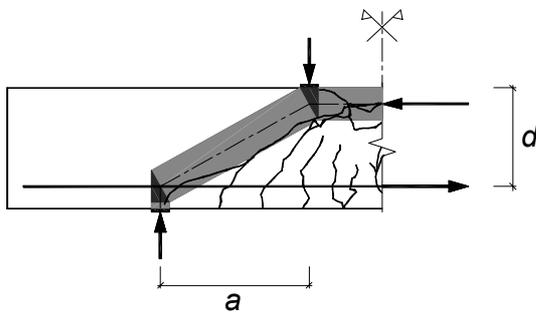


Fig 4.7: Bande de dalle avec solution d'équilibre selon la théorie de la plasticité et fissuration à la rupture; cas avec une portée moyenne à l'effort tranchant ($a = 1.5d$)

4.7 POSITION DES SECTIONS DE CONTRÔLE

Les sections de contrôle se trouvent habituellement à la distance $d/2$ depuis :

- un appui
- un point d'introduction d'une charge concentrée

- une discontinuité de la section ou de l'armature

Lors de la recherche de la section de contrôle déterminante, il faut non seulement prêter attention à la distribution des effets d'action v_{dv} , mais aussi à la distribution des résistances v_{Rd} .

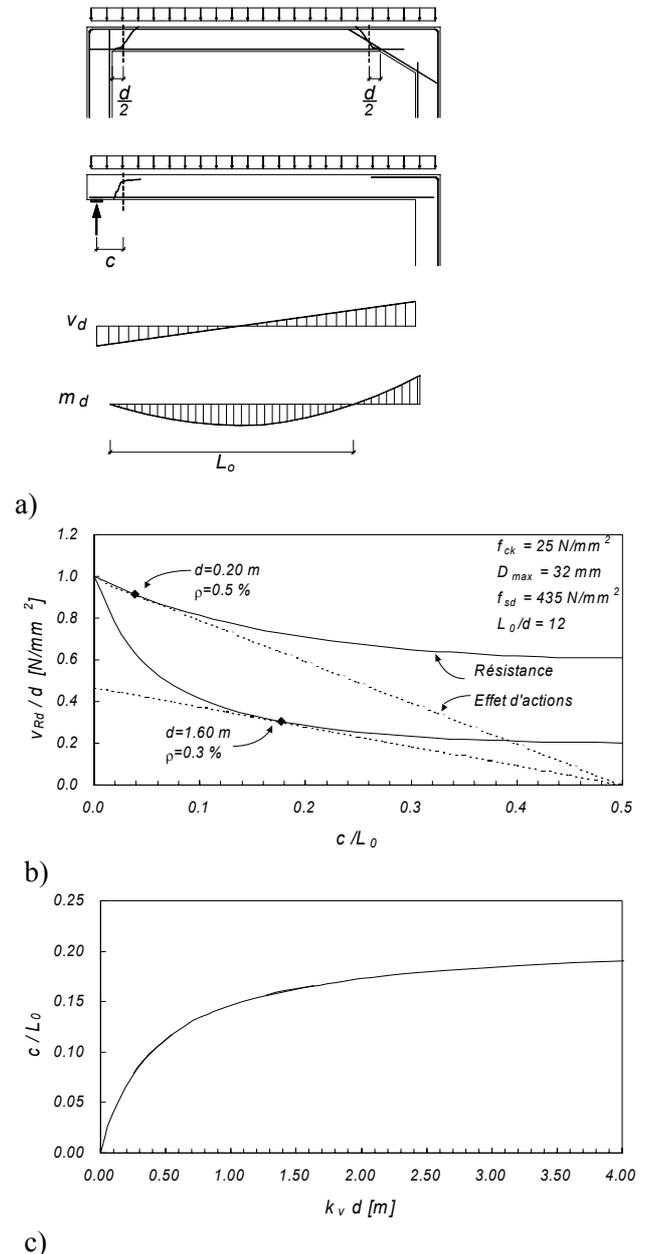


Fig. 4.8: (a) Position des sections de contrôle pouvant être déterminantes
(b) distribution des effets d'action et de la résistance à l'effort tranchant pour une dalle librement appuyée sous charge répartie
(c) position de la section de contrôle déterminante

Pour des dalles librement appuyées avec une charge distribuée, il faut noter que l'effet d'action et la résistance à l'effort tranchant sont maximaux près des appuis et minimaux dans la zone centrale. Comme le montre la *fig. 4.8b*, la diminution de la résistance à l'effort tranchant induite par la flexion peut être si grande dans les dalles épaisses que la section de contrôle déterminante ne se trouve plus à proximité de l'appui. La *fig. 4.8c* montre la distance c entre la section de contrôle déterminante et l'appui en fonction de la quantité $d \cdot k_v$.

4.8 EXEMPLE D'APPLICATION

L'exemple choisi est une dalle située dans la partie médiane de la tranchée couverte de la *fig. 4.9*. Deux solutions sont comparées, l'une sans précontrainte et l'autre avec une précontrainte.

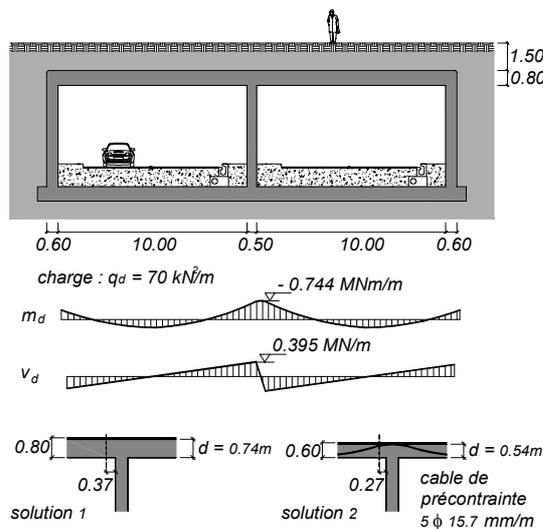


Fig. 4.9: Exemple d'application : dimensions et effets d'actions de la dalle supérieure d'une tranchée couverte

Les hypothèses suivantes sont faites :

- charge de calcul :
 $q_d = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 70 \text{ kN/m}^2$ (pour permettre des comparaisons directes des deux solutions, la charge de calcul et les effets d'action qui en résultent ont été admis constants et indépendants de l'épaisseur de la dalle.)

- béton C25/30 : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
 $\tau_{cd} = 0.2\sqrt{25} = 1.00 \text{ N/mm}^2$
- diamètre maximal du granulats
 $D_{\max} = 32 \text{ mm}$.

Solution 1 : dalle avec armature passive de hauteur statique constante, $d = 0.74 \text{ m}$

Effets d'action dans la section de contrôle située à 0.37 m de la paroi intermédiaire :

$$v_d = 0.371 \text{ MN/m}, \quad m_d = -0.552 \text{ MNm/m}, \quad n_d \text{ négligé}$$

On obtient une approximation conservatrice de la résistance à l'effort tranchant en posant $m_d/m_{Rd} \approx 1$ dans l'éq. (262.33) :

$$\Rightarrow v_{Rd} = \frac{1.00 \cdot 0.74}{1 + 2.2 \cdot 0.74} = 0.282 \text{ MN/m}$$

\Rightarrow La résistance à l'effort tranchant est insuffisante. Un calcul plus fin avec prise en compte de l'effort intérieur de flexion et de la résistance à la flexion est nécessaire.

Résistance à la flexion:

Il est admis qu'aucun étagement de l'armature n'est présent au-dessus de la paroi intermédiaire. Pour un dimensionnement à la flexion sans réserve on a $m_{Rd} = 0.744 \text{ MNm/m}$ ($\rho = 0.33\%$)

Résistance à l'effort tranchant:

$$k_v = 2.2 \cdot \frac{0.552}{0.744} = 1.63,$$

$$v_{Rd} = \frac{1.00 \cdot 0.74}{1 + 1.63 \cdot 0.74} = 0.335 \text{ MN/m}$$

\Rightarrow La résistance à l'effort tranchant est toujours insuffisante. Les solutions constructives suivantes sont entre autres envisageables:

- augmentation de l'épaisseur de la dalle (0.88 m requis);
- augmentation de l'épaisseur de la dalle dans la zone des appuis (dalle avec goussets). Cela a pour effet non seulement d'augmenter la résistance à l'effort tranchant, mais aussi de diminuer l'effet

d'action car une partie de l'effort tranchant sera reprise par la zone de compression due à la flexion (*SIA 262 art. 4.3.3.1.3*);

- disposition d'une armature d'effort tranchant;
- augmentation de la résistance à la flexion :

$$\frac{\tau_{cd} \cdot d}{1 + 2.2 \frac{m_d}{m_{Rd}} d} \leq v_d,$$

$$\Rightarrow m_{Rd} \geq \frac{2.2 \cdot m_d \cdot d}{\frac{\tau_{cd} \cdot d}{v_d} - 1} = 0.905 \text{ MNm/m}$$

- ou utilisation d'une précontrainte.

L'exemple montre que la vérification $v_d \leq v_{Rd}$ est très simple. Puisque non seulement l'effet d'action v_d , mais aussi la résistance à l'effort tranchant v_{Rd} dépendent de la charge, la capacité portante ne peut pas être déterminée directement. Elle doit soit être exprimée au moyen d'une équation quadratique, soit être obtenue par itération. Dans ce cas, m_d doit être déterminé à chaque pas de calcul en fonction de q_{Rd} et son influence sur v_{Rd} doit être adaptée. Dans notre cas, avec $m_{Rd} = 0.744 \text{ MNm/m}$ on obtient $q_{Rd} = 65.5 \text{ kN/m}^2$

Solution 2 : dalle précontrainte de hauteur statique constante, $d = 0.54 \text{ m}$

Précontrainte : $5 \phi 15.7 \text{ mm / m}$, $A_p = 750 \text{ mm}^2$, $f_{pd} = 1320 \text{ N/mm}^2$

Un dimensionnement à la flexion au droit de la paroi intermédiaire requiert une armature passive $a_s \geq 971 \text{ mm}^2/\text{m}$.

Dans ce qui suit, la précontrainte sera considérée comme un effet d'action des forces d'ancrage, de déviation et de frottement. Les efforts intérieurs pour $t = \infty$ et $\gamma_p = 1$ sont représentés à la fig. 4.10.

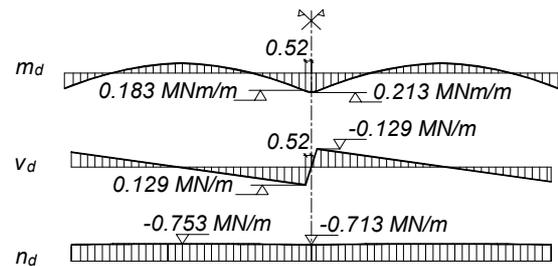


Fig. 4.10: Effets d'action dus à la précontrainte

Effets des actions dans la section de contrôle à 0,27 m de la paroi intermédiaire :

Sous q_d :

$v_d = 0.378 \text{ MN/m}$, $m_d = -0.590 \text{ MNm/m}$, n_d négligé

Sous la précontrainte:

$v_d = -0.129 \text{ MN/m}$, $m_d = 0.183 \text{ MNm/m}$, $n_d = -0.713 \text{ MN/m}$

Somme des effets d'actions:

$v_d = 0.249 \text{ MN/m}$, $m_d = -0.407 \text{ MNm/m}$, $n_d = -0.713 \text{ MN/m}$

Remarque : l'effort tranchant est diminué par la précontrainte. Cela correspond à la contribution de la précontrainte à l'effort tranchant selon *SIA 262 art. 4.3.3.4.6*.

Armature passive :

$A_s = 971 \text{ mm}^2/\text{m}$, $d = 0.54 \text{ m}$,
 $f_{sd} \cdot A_s = 435 \cdot 0.000971 = 0.422 \text{ MN/m}$

Précontrainte :

$5 \phi 15.7 \text{ mm/m}$, $A_p = 750 \text{ mm}^2$, $d = 0.495 \text{ m}$,
 $f_{pd} \cdot A_p - P_d = 1320 \cdot 0.00075 - 0.713 = 0.277 \text{ MN/m}$ (la force de précontrainte a déjà été prise en compte dans les effets d'actions et doit en conséquence être soustraite de la résistance).

Hauteur de la zone comprimée:

$0.85x = (0.422 + 0.277 + 0.713) / 16.5 = 0.086 \text{ m}$

Résistance à la flexion:

$m_{Rd} = 0.422 \cdot (0.54 - 0.086 / 2) +$
 $0.277 \cdot (0.495 - 0.086 / 2) +$
 $0.713 \cdot (0.30 - 0.086 / 2) = 0.519 \text{ MN}$

Moment de décompression:

$$m_{Dd} = 0.713 \cdot \left(\frac{0.60}{2} - \frac{0.54}{3} \right) = 0.086 \text{ MN}$$

Résistance à l'effort tranchant :

$$k_v = 2.2 \cdot \frac{0.407 - 0.086}{0.519 - 0.086} = 1.63,$$

$$v_{Rd} = \frac{1.00 \cdot 0.54}{1 + 1.63 \cdot 0.54} = 0.287 \text{ MN/m}$$

⇒ La vérification de l'effort tranchant est satisfaite grâce à la précontrainte, même pour une dalle plus mince.

Il faut noter que la précontrainte a trois effets bénéfiques sur la vérification de l'effort tranchant :

- diminution de l'effort tranchant (contribution de la précontrainte selon *SIA 262 art. 4.3.3.4.6*, où les effets d'action de la précontrainte incluent soit seulement les efforts hyperstatiques et l'allongement initial de l'acier de précontrainte, soit alors l'effort tranchant dû aux forces d'ancrage, de déviation et de frottement si cette approche est choisie pour la prise en compte de la précontrainte).
- influence du moment de décompression sur le coefficient k_v (*SIA 262 art. 4.3.3.2.7*)
- influence des moments induits par la précontrainte sur le coefficient k_v . Cet effet est directement pris en compte lorsque les forces d'ancrage, de déviation et de frottement sont considérées comme actions. Par contre, si la précontrainte est considérée comme un état d'autocontraintes et seulement les effets hyperstatiques de la précontrainte sont considérés dans m_d , le coefficient k_v peut être déterminé au moyen de l'expression :

$$k_v = 2.2 \frac{m_d - m_{Dd} - P_d \cdot e}{m_{Rd} - m_{Dd} - P_d \cdot e}$$

4.9 RESUME

Selon le modèle présenté, la résistance à l'effort tranchant des éléments de structures sans armature d'effort tranchant dépend de la

hauteur statique, de la résistance du béton et de la déformation dans la zone critique. L'expression de dimensionnement de la *SIA 262* permet de déterminer cette déformation en fonction du moment de flexion et de l'effort normal éventuellement présent.

Une estimation grossière et conservatrice de la résistance à l'effort tranchant est obtenue en simplifiant l'éq. (262.33) en introduisant $m_d/m_{Rd} \approx 1$. Si la résistance à l'effort tranchant est déterminante, le calcul peut être affiné en prenant en compte le moment de flexion et la résistance à la flexion. Dans ce cas, il est également possible de prendre en compte les effets d'un effort normal ou d'une précontrainte.

4.10 BIBLIOGRAPHIE

- [4.1] Muttoni A. : *Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton*, Nr. 176, Dissertation, Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Basel : Birkhäuser Verlag, 1990.
- [4.2] Muttoni A., Schwartz J. : *Behavior of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement*, IABSE Colloquium Stuttgart, Vol. 62, Zürich : International Association for Bridge and Structural Engineering, 1991, S. 703-708.
- [4.3] Muttoni A. : *Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung*, Beton- und Stahlbetonbau, 98 (2003), Heft 2, S. 74-84.
- [4.4] Marti P. : *Kraftfluss in Stahlbetonplatten*, Beton- und Stahlbetonbau, 98 (2003), Heft 2, S. 85-93.
- [4.5] Eurocode 2, *Design of concrete structures, Part 1: General rules and rules for buildings*, prEN 1992-1-1, 2002, pp 226

Traduit de l'allemand par Olivier Burdet et Sylvain Plumey, Lausanne

5 Poinçonnement

Aurelio Muttoni, Lausanne

5.1 PRINCIPE

La vérification du poinçonnement des dalles et radiers de fondation par les colonnes s'effectue en comparant l'effet d'action à la résistance à l'effort tranchant:

$$v_d \leq v_{Rd} \quad (5.1)$$

La valeur de calcul de l'effort tranchant par unité de longueur s'obtient par division de l'effort tranchant total V_d par la longueur du périmètre de contrôle u :

$$v_d = \frac{V_d}{u} \quad (262.48)$$

Il va de soi que les actions qui agissent à l'intérieur de la section de contrôle (p. ex. poids propre, charges permanentes, charges utiles, pression du sol ou efforts de déviation d'unités de précontrainte) peuvent être déduites.

5.2 SECTION DE CONTRÔLE

Le périmètre pour lequel s'effectue la vérification est le même que dans la *SIA 162*, soit à la distance $d/2$ de la surface d'appui (fig. 5.1a). L'Eurocode, au contraire, a choisi la position du périmètre de telle façon que la résistance à l'effort tranchant de celui-ci soit égale à celle des dalles appuyées linéairement (chapitre 4 du présent document).

Ce choix est peu judicieux, tant du point de vue phénoménologique que pratique, car la section de contrôle ainsi définie ne se trouve plus dans la zone où se produit la rupture. De plus, toutes les actions qui se trouvent à l'intérieur du périmètre de contrôle ne peuvent pas être déduites.

Si la géométrie ou les effets d'action agissant dans la dalle indiquent que l'effort tranchant se concentre en certains endroits de la section de contrôle, il faut en réduire le périmètre. C'est par exemple le cas des grandes colonnes rectangulaires ou de type mur. De manière similaire à la *SIA 162*, il ne faut alors considérer que les zones de bord (*SIA 262 art. 4.3.6.2.4, fig. 5.1b*).

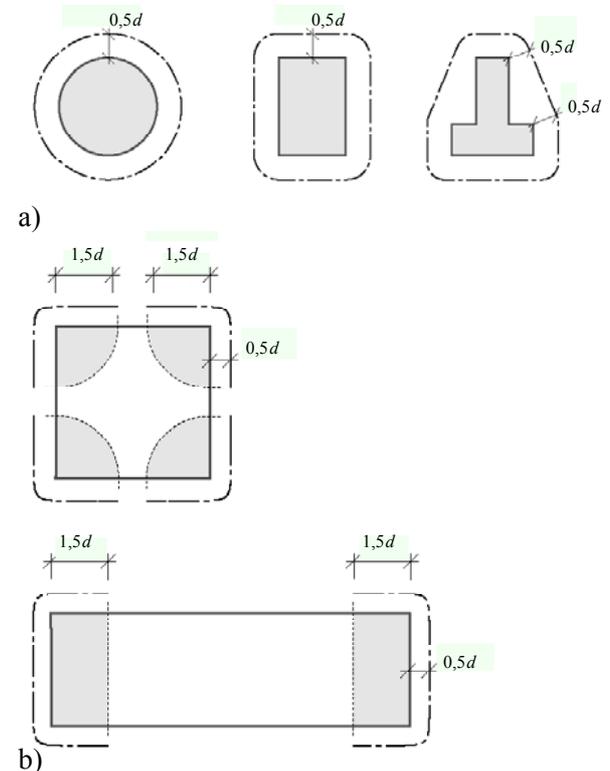


Fig. 5.1: Définition de la section de contrôle (a), Section de contrôle en cas de sollicitations concentrées (b)

Lorsqu'une colonne est liée monolithiquement à la dalle et qu'elle reprend des moments de flexion, les efforts tranchants ne sont pas répartis de manière uniforme dans la dalle le long de la section de contrôle. Cet effet peut être considéré en réduisant le périmètre de la sec-

tion de contrôle par le coefficient k_e selon [5.1] :

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e}{b}} \quad (262.49)$$

avec

$$e = \frac{M_d}{V_d}$$

excentricité de la force d'appui, où M_d est le moment transmis par la dalle à la colonne. Pour des moments selon les deux axes principaux, la somme vectorielle doit être considérée :

$$M_d = \sqrt{M_{xd}^2 + M_{yd}^2}$$

b diamètre d'un cercle de surface équivalente à celle de l'appui

Pour les planchers-dalles appuyés régulièrement avec des colonnes intérieures encastrées, on peut admettre approximativement $k_e = 0.9$. Cette valeur inclut l'effet de la distribution de la charge utile et l'effet de la flexion de la colonne sous l'effet des déformations imposées (changement de température, retrait et fluage différentiels des dalles) [5.2]. Pour les planchers-dalles appuyés irrégulièrement (trame des colonnes irrégulière, rapport des portées adjacentes $\ell_{\max}/\ell_{\min} > 1.25$), ou en présence de charges utiles fortement variables, il faut par contre appliquer l'éq. (262.49). Dans le cas où les colonnes doivent également reprendre des actions horizontales, (p. ex. dans les bâtiments sans refends pour la reprise du vent et des séismes), l'éq. (262.49) doit également être appliquée.

Pour les planchers-dalles régulièrement appuyés avec des colonnes de bord et d'angle encastrées ne participant pas à la reprise des actions horizontales, l'effet de l'encastrement peut être traité de manière analogue à la SIA 162. Seule la partie de la section de contrôle située dans la zone d'appui effectif doit alors être considérée. Cette approche admet implicitement que l'introduction du moment se fait par une bielle de compression inclinée dans le nœud sans influencer la portance dans la zone critique (fig. 5.2a). Cela n'est pas nécessairement le cas pour des colonnes de type mur

avec le long côté perpendiculaire au bord de la dalle (fig. 5.2b). Dans de tels cas, on peut réduire la section de contrôle de manière prudente selon SIA 262 fig. 21 et 22 par le coefficient k_e selon l'éq. (262.49).

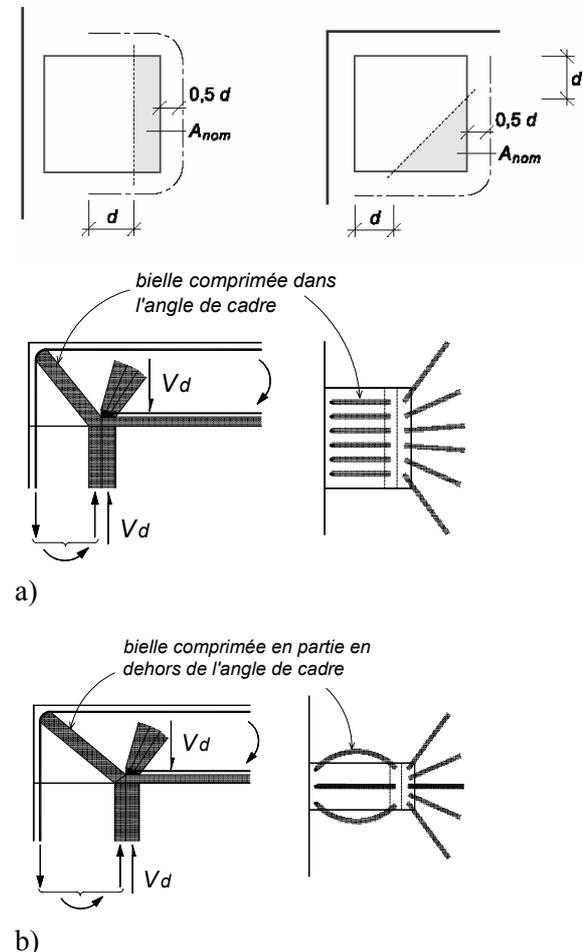


Fig. 5.2: Section de contrôle pour des colonnes de bord encastrées (a), cas avec une colonne en forme de mur perpendiculaire au bord (b)

Dans les dalles d'épaisseur variable, il peut arriver que des sections de contrôle situées à une distance à la surface d'appui plus grande que $d/2$ soient déterminantes. Dans ce cas, la position de la section de contrôle doit être déterminée de telle manière que la charge de poinçonnement soit la plus petite. La hauteur statique d correspondante doit être admise selon SIA 262 fig. 23.

Des canalisations, faisceaux de conduites ou des incorporés dans la dalle situés à une distance à la surface d'appui inférieure à $6d$ et

dont la largeur ou la hauteur est supérieure à $d/6$ doivent être pris en compte. Selon *SIA 262 art. 4.3.6.2.9*, aucun effort tranchant ne peut être transmis dès que leur hauteur ou leur largeur excède $d/3$ de sorte que le périmètre de la section de contrôle doit être réduit (voir figure 5.3.a). Dans le domaine intermédiaire (largeur et hauteur entre $d/6$ et $d/3$), leur influence sur la résistance à l'effort tranchant doit aussi être considérée (diminution de la hauteur statique, voir figure 5.3.b).

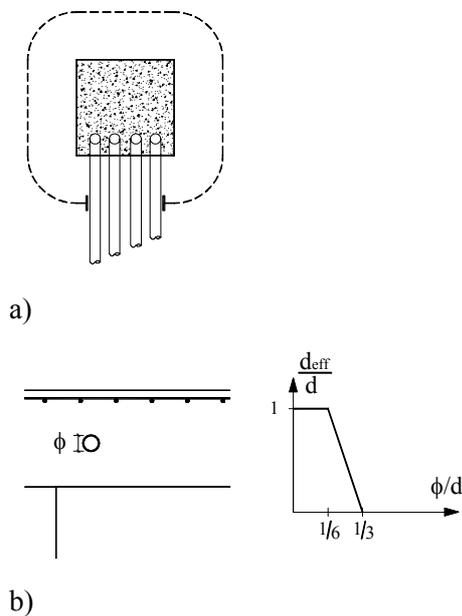


Fig. 5.3: canalisations, faisceaux de conduites et incorporés, réduction du périmètre de la section de contrôle dans le cas d'une canalisation dont la largeur ou la hauteur dépasse $d/3$ (a) et diminution de la hauteur statique effective dans le cas d'une canalisation tangentielle (b).

5.3 RÉSISTANCE À L'EFFORT TRANCHANT DES DALLES SANS ARMATURE DE POINÇONNEMENT

De manière analogue au cas des dalles appuyées linéairement (voir chap. 4 de cette documentation), la transmission des efforts tranchants dans le cas du poinçonnement est influencée négativement par la propagation des

fissures de flexion. La valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant

$$v_{Rd} = k_r \tau_{cd} d \quad (262.51)$$

tient compte de ce fait au moyen du coefficient k_r qui est fonction des déformations attendues dans la zone critique. L'influence de la résistance du béton sur la résistance au poinçonnement est considérée dans la valeur de calcul de la contrainte limite de cisaillement τ_{cd} selon *éq. (262.3)* ou *SIA 262 tab. 8*.

Puisque les déformations se concentrent au voisinage de la colonne et sont donc fortement variables dans la direction radiale, il est préférable d'utiliser la rotation de la dalle ψ comme déformation déterminante. Selon [5.3], l'ouverture de la fissure critique présente une forte corrélation avec le produit $\psi \cdot d$ (fig. 5.4a), de sorte que le coefficient k_r peut être exprimé en fonction de $\psi \cdot d$. Comme le montre la figure 5.4b [5.4], la relation

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.135 \cdot \psi \cdot d \cdot k_{Dmax}} \quad (5.2)$$

décrit très bien les résultats d'essais de poinçonnement sur des parties de dalle. Le coefficient k_{Dmax} selon l'*éq. (4.4)* tient compte de l'influence du diamètre maximal du granulats.

La détermination de la rotation de la dalle ψ doit prendre en compte le fait qu'à l'état ultime, l'armature située au voisinage de la colonne a normalement atteint sa limite d'écoulement. C'est ce qui conduit aux relations charge-déformation non linéaires de la fig. 5.4c. L'intersection de la courbe charge-déformation avec le critère de rupture de l'*éq. (5.2)* définit la charge de poinçonnement.

La méthode décrite pour la détermination de la charge de poinçonnement n'est cependant pas appropriée pour une application pratique, car un calcul non linéaire est requis. Une approche plus pratique peut être développée en introduisant l'étendue de la zone plastique r_y selon la fig. 5.4d [5.4].

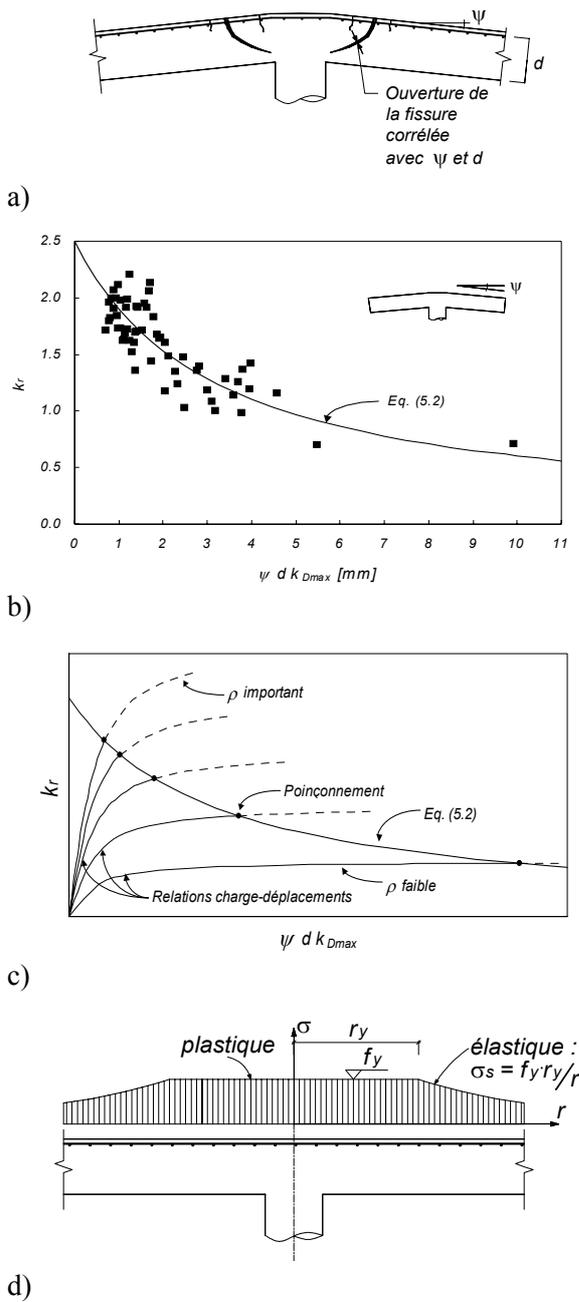


Fig. 5.4: Déformations au voisinage de la colonne et estimation de l'ouverture de la fissure critique (a), comparaison de l'éq. 5.2 avec les résultats d'essais de poinçonnement sur des parties de dalle (b), détermination de la charge de poinçonnement par le critère de rupture selon l'éq. 5.2 (c), variation de la contrainte tangentielle dans l'acier à l'état élasto-plastique et définition de la zone plastique (d)

En admettant que la rotation ψ se concentre au voisinage de la colonne, on peut estimer la courbure χ dans la direction tangentielle sous

conditions axi-symétriques comme une fonction directe du rayon r et de la rotation ψ :

$$\chi = \frac{\psi}{r} \tag{5.3}$$

L'allongement de l'armature dans la direction tangentielle vaut:

$$\varepsilon_s = \chi \cdot (d - x) \cdot \beta \tag{5.4}$$

où β est une constante permettant de prendre en compte les déformations plus importantes lorsque l'armature est non isotrope (voir *éq. 4.8*). Pour des barres disposées orthogonalement, $\beta \approx 0.4$. Les *éq. (5.2)* et *(5.3)* donnent alors :

$$\begin{aligned} \psi &= r \cdot \chi = r_y \cdot \chi_y = \frac{r_y \cdot \varepsilon_{sy}}{(d - x) \cdot \beta} \\ &\cong \frac{r_y}{0.85 \cdot d \cdot \beta} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cong 0.0065 \frac{r_y}{d} \end{aligned} \tag{5.5}$$

En introduisant ce résultat dans l'*éq. (5.4)*, on obtient:

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.9 \cdot r_y} \tag{262.52a}$$

L'étendue r_y de la zone plastifiée à la rupture (exprimé en [m] dans l'*éq. (262.52)*) dépend de l'intensité des effets d'action et des dimensions de la dalle. Pour les planchers-dalles avec une trame régulière, on peut admettre :

$$r_y = 0.15 \cdot \ell \cdot \left(\frac{m_{0d}}{m_{Rd}} \right)^{\frac{3}{2}} \tag{262.52b}$$

où ℓ est la portée et m_{0d} un moment de référence qui correspond à la résistance minimale selon la *SIA 162* (les valeurs pour les colonnes intérieures, de bord et d'angle sont données par *SIA 262 art. 4.3.6.4.3* en fonction de V_d). La résistance à la flexion m_{Rd} est la valeur de calcul du moment qui peut être repris au voisinage de la colonne.

Pour les autres systèmes de dalles, la détermination de r_y peut s'effectuer à partir de la relation suivante :

$$r_y = 0.7 \cdot a \cdot \left(\frac{m_{0d}}{m_{Rd}} \right)^{\frac{3}{2}} \quad (5.6)$$

où a est le rayon pour lequel le moment radial s'annule et m_{0d} est la moyenne du moment tangentiel entre le bord de la colonne et a .

Comme pour les dalles appuyées linéairement, lors de l'utilisation d'aciers d'armature avec $f_{sd} > 435 \text{ N/mm}^2$ ou en présence de granulats de diamètre maximal $D_{\max} < 32 \text{ mm}$, r_y doit être corrigé par le facteur $f_{sd}/435$, resp. $k_{D_{\max}}$ selon l'éq. (4.4).

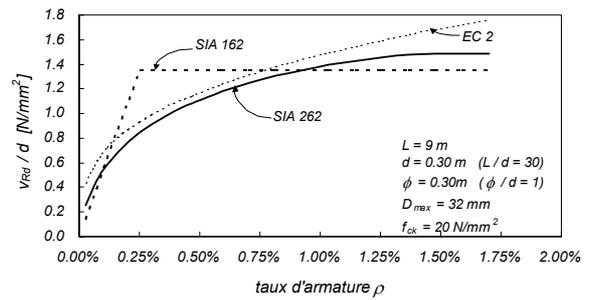
5.4 COMPARAISON DE NORMES

La *SIA 162* exigeait que $m_{Rd} \geq m_{0d}$ pour que la résistance au poinçonnement puisse être activée. La *SIA 262 art. 4.3.6.4.1* permet par contre d'accepter une résistance à la flexion bien plus petite :

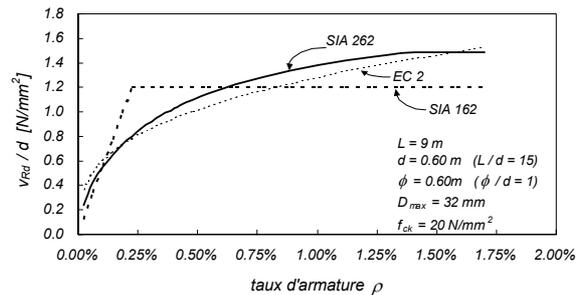
$$m_{Rd} \geq 0.5 \cdot m_{0d} \quad (262.53)$$

Il en résulte cependant de grandes déformations plastiques (r_y grand selon éq. (262.52b)) ce qui équivaut à une faible résistance au poinçonnement selon l'éq. (262.52a). A l'inverse, il est possible d'augmenter la résistance au poinçonnement en augmentant la résistance à la flexion. Dans l'éq. (262.52b), l'augmentation de la résistance à la flexion est limitée à $4 \cdot m_{0d}$. Comme le montre la figure 5.5a et b, la résistance au poinçonnement selon *SIA 262* est influencée par le taux d'armature. En comparaison avec la *SIA 162*, la nouvelle norme donne des résistances à l'effort tranchant plus basses pour les dalles faiblement armées et plus hautes pour les dalles fortement armées. La méthode de calcul selon l'*Eurocode 2* [5.5] qui est basée sur des relations déterminées empiriquement montre une dépendance similaire.

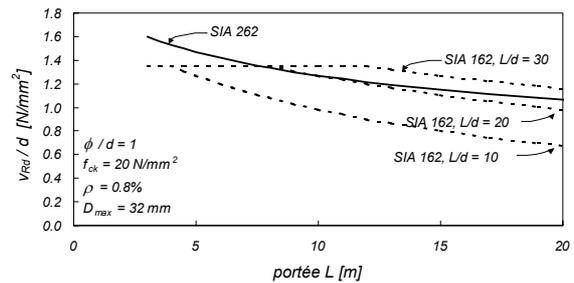
Selon la *SIA 162* et l'*Eurocode 2*, l'effet d'échelle déterminé empiriquement est fonction de la hauteur statique.



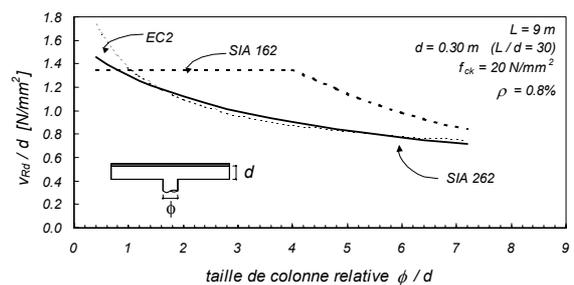
a)



b)



c)



d)

Fig. 5.5 : Comparaison de la résistance à l'effort tranchant par mètre courant selon *SIA 262*, *SIA 162* et *EC 2*, influence du taux d'armature (a,b), influence de la portée (c) et influence des dimensions de la colonne (d)

Les réflexions théoriques sur lesquelles s'appuie la méthode de dimensionnement selon

la *SIA 262* montrent par contre que l'effet d'échelle selon l'éq. (262.52) dépend en premier lieu de la portée de la dalle. Comme le montre la figure 5.5c, la *SIA 262* donne des valeurs de résistance plus basses pour les dalles très élancées et plus hautes pour les dalles trapues.

Comme le montre la figure 5.5d, la résistance à l'effort tranchant par mètre courant v_{Rd} diminue lorsque les dimensions de la colonne augmentent. Selon l'éq. (262.52b), ceci résulte de l'augmentation de m_{0d} et r_y . La résistance à l'effort tranchant de l'*Eurocode 2*, pour lequel la section de contrôle est située à une distance $2d$ de la colonne, montre une allure similaire. Selon la *SIA 162* la résistance à l'effort tranchant ne diminue que pour $u > 16d$.

5.5 INFLUENCE DE LA PRÉCONTRAINTÉ

La mise en place d'une précontrainte adéquate dans un plancher-dalle peut avoir deux effets favorables sur le poinçonnement :

- l'inclinaison du câble de précontrainte au droit de la section de contrôle permet de reprendre une partie de l'effort tranchant. Cet effet peut être pris en compte lors de la détermination de l'effet d'action V_d en déduisant les forces de déviation des câbles de précontrainte situés à l'intérieur du périmètre de contrôle (*SIA 262 art. 4.3.6.2.2*). Par analogie avec *SIA 262 art. 4.3.3.4.6*, on admettra la valeur minimale P_∞ lorsque la force de précontrainte agit favorablement.
- comme pour les dalles appuyées linéairement (voir section 4.5 et exemple d'application de la section 4.8), la précontrainte diminue les déformations et augmente en conséquence la résistance à l'effort tranchant. Cela peut être pris en compte selon *SIA 262 art. 4.3.6.3.6*, en remplaçant dans l'éq. 262.52b le moment de référence m_{0d} par la valeur $m_{0d} - m_{Pd}$. Le moment moyen m_{Pd} est celui qui est causé par la précontrainte dans la bande d'appui (forces de déviation, d'ancrage et

év. de frottement selon *SIA 262 art. 4.1.5.1.1*).

L'influence favorable de l'effort normal (moment de décompression analogue à *SIA 262 art. 4.3.3.2.7*) est par contre négligée.

5.6 EXEMPLE D'APPLICATION

On considère la dalle de la tranchée couverte traitée au chapitre 4, en disposant une rangée de colonnes dans la partie centrale. Pour permettre des comparaisons directes, les dimensions principales de la structure (fig. 5.6), la charge de calcul et les propriétés des matériaux sont inchangés :

- charge de calcul :
 $q_d = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 70 \text{ kN/m}^2$
- béton C25/30 : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$,
 $\tau_{cd} = 0.2\sqrt{25} = 1.00 \text{ N/mm}^2$.
- diamètre maximal du granulat: $D_{max} = 32 \text{ mm} \Rightarrow k_{Dmax} = 1$

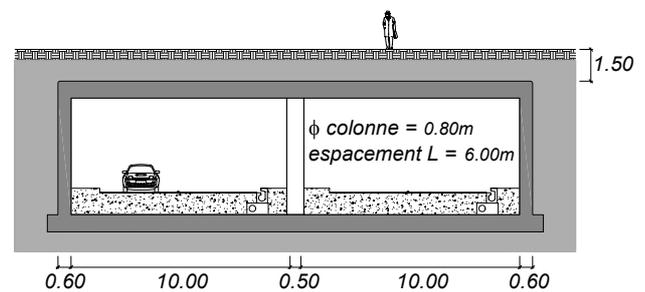


Fig. 5.6: Exemple d'application : tranchée couverte avec une rangée de colonnes au milieu (voir aussi fig. 4.9 et les effets d'actions à la section 4.8)

Prédimensionnement de l'épaisseur de la dalle

Charge de la colonne : $0.830 \cdot 6.00 = 4.98 \text{ MN}$

On admet que les colonnes ne sont pas sollicitées à la flexion $\Rightarrow k_e = 1$ (pression des terres et charge symétriques dans la direction transversale, charge répartie constante, pas de retrait différentiel de la dalle et de la fondation, pas d'impact dans le sens longitudinal).

Hypothèses:

- direction transversale de la tranchée déterminante
- $m_{Rd} = 2.5 m_{0d}$

$$\Rightarrow r_y = 0.15 \cdot 10.55 \cdot \left(\frac{1}{2.5} \right)^{\frac{3}{2}} = 0.40 \text{ m}$$

$$\Rightarrow V_{Rd} = \frac{1.00 \cdot \pi \cdot (0.80 + d) \cdot d}{0.45 + 0.9 \cdot 0.40} \geq 4.98 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow d \geq 0.80 \text{ m}$$

On choisit $d = 0.84 \text{ m}$ (épaisseur de la dalle 0.90 m - 0.04 m d'enrobage - 0.02 m de diamètre d'armature)

Vérification transversale

Effort tranchant :

$$V_d = 4.98 - 0.07 \cdot \pi \cdot (0.40 + 0.42)^2 = 4.83 \text{ MN}$$

Périmètre de la section de contrôle :

$$u = \pi \cdot (0.80 + 0.84) = 5.15 \text{ m}$$

Portée: $\ell = 10.55 \text{ m}$

Résistance à la flexion sur appui:

$m_{Rd} = 1.34 \text{ MNm/m}$ (m_{Rd} correspond à 180 % du moment de flexion moyen $m_d = -0.744 \text{ MNm/m}$, voir aussi l'exemple de la section 4.8, dimensionnement à la flexion : $\rho = 0.46 \%$)

Rayon de la zone plastique:

$$r_y = 0.15 \cdot 10.55 \cdot \left(\frac{0.125 \cdot 4.83}{1.34} \right)^{\frac{3}{2}} = 0.48 \text{ m}$$

Capacité portante à l'effort tranchant :

$$V_{Rd} = \frac{1.00 \cdot 5.15 \cdot 0.84}{0.45 + 0.9 \cdot 0.48} = 4.90 \text{ MN} > V_d$$

Dimensionnement longitudinal

Portée: $\ell = 6.00 \text{ m}$

Rayon de la zone plastique pour que la vérification soit satisfaite (des *éq. 262.48, 262.51 et 262.52*):

$$r_y \leq \frac{\tau_{cd} \cdot u \cdot d}{0.9 \cdot V_d} - \frac{0.45}{0.9} = 0.49 \text{ m}$$

Résistance flexionnelle requise:

$$m_{Rd} \geq 0.125 \cdot V_d \cdot \left(\frac{0.15 \cdot \ell}{r_y} \right)^{\frac{2}{3}} \\ = 0.906 \text{ MNm/m} (\rho = 0.31\%)$$

Cet exemple montre que la méthode selon la *SIA 262* conduit relativement rapidement au résultat. En particulier, les vérifications ou dimensionnements suivants peuvent être effectués:

- prédimensionnement de l'épaisseur de la dalle (en admettant une valeur d'expérience pour m_{Rd}/m_{0d}).
- vérification directe si $V_d \leq V_{Rd}$ ou $V_d \geq V_{Rd}$ (voir « Vérification transversale »).
- dimensionnement de l'armature flexionnelle pour que la résistance à l'effort tranchant soit suffisante (voir « Dimensionnement longitudinal »). Si on obtient un taux d'armature trop élevé, il faut prendre d'autres mesures constructives (augmentation de l'épaisseur de la dalle, armature de poinçonnement, renforcement en tête de colonne, précontrainte,...).

Il faut noter que la valeur de V_{Rd} déterminée lors de la vérification ne représente pas la charge de poinçonnement effective (r_y a été déterminé en fonction de V_d et non de V_{Rd}). Celle-ci pourrait être déterminée par la résolution de l'équation suivante :

$$V_{Rd} = \frac{\tau_{cd} \cdot u \cdot d}{0.45 + 0.9 \cdot 0.15 \cdot \ell \cdot \left(\frac{V_{Rd}}{8 \cdot m_{Rd}} \right)^{\frac{3}{2}}} \quad (5.7)$$

Pour les colonnes de bord et d'angle, le facteur δ dans l'équation devrait être remplacé par une autre constante selon l'*éq. (262.54)*.

5.7 DALLES AVEC ARMATURE DE POINÇONNEMENT

Le dimensionnement de l'armature de poinçonnement peut être effectué au moyen d'un champ de contraintes de manière similaire aux éléments porteurs de type poutre. Il faut alors faire l'hypothèse d'une inclinaison des champs de compression de $\alpha = 45^\circ$. Cela signifie que la résistance à l'effort tranchant en présence d'armature de poinçonnement verticale peut être calculée par :

$$V_{Rd} = A_{sw} \cdot f_{sd} \quad (5.8)$$

où A_{sw} est la section d'armature de poinçonnement qui est interceptée par une coupe faisant un angle de 45° avec la section de contrôle.

De nombreux essais ont montré que la limite d'écoulement de l'armature de poinçonnement ne peut être mobilisée que si les éléments d'armature sont complètement ancrés en haut et en bas. Selon *SIA art. 4.3.6.5.2*, il convient de respecter des conditions constructives supplémentaires. Si elles ne sont pas respectées, l'efficacité de l'armature de poinçonnement devra être démontrée expérimentalement.

Afin d'éviter la rupture du béton au voisinage de la colonne, la résistance au poinçonnement doit être limitée à la valeur :

$$v_{Rd} = 2 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d \quad (262.55)$$

Il faut noter que cette résistance au poinçonnement ne peut pas être comparée directement à celle des dalles sans armature de poinçonnement (éq. 262.51 : $v_{Rd} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d$). Pour une même résistance à la flexion, une dalle avec armature de poinçonnement aura un coefficient k_r plus petit, car selon l'éq. (262.52,) m_{0d} et r_y sont plus grands. Comme le montre la figure 5.7, une armature de poinçonnement en présence de taux d'armature usuels peut accroître la résistance au poinçonnement d'environ 50% au maximum.

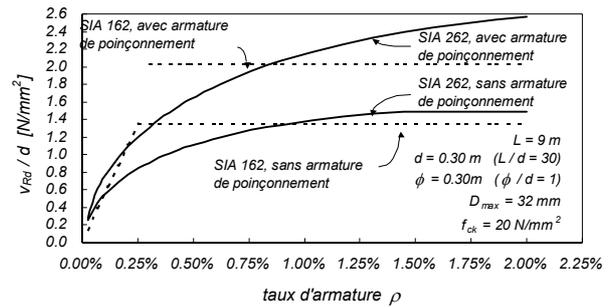


Fig. 5.7: Résistance au poinçonnement avec et sans armature de poinçonnement (rupture du béton), comparaison SIA 262 – SIA 162

Une vérification supplémentaire en-dehors de la zone munie d'armature de poinçonnement permet de déterminer jusqu'à où celle-ci est nécessaire. Pour cela, on considère que des bielles de compression s'établissent dans la zone de transition en s'appuyant sur la dernière rangée d'armatures de poinçonnement (appui indirect). La hauteur statique effective pour la vérification au poinçonnement (éq. 262.51) doit être réduite en conséquence selon SIA 262 fig. 25. La détermination du périmètre de la section de contrôle peut se faire en admettant que la surface d'appui correspond à la surface décrite par la dernière rangée d'armatures. Si les unités d'armature sont disposées radialement autour de la colonne, le périmètre de la section de contrôle peut être déterminé de manière analogue à l'*Eurocode 2*, selon la fig. 5.8.

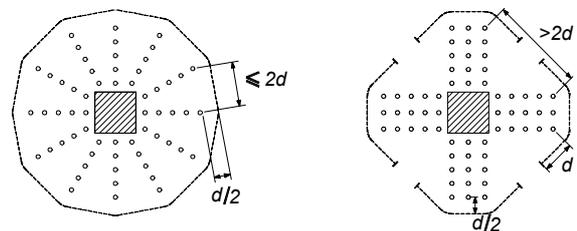


Fig. 5.8: Périmètre de la section de contrôle en-dehors des unités d'armature disposées radialement

5.8 DALLES AVEC TÊTES DE POINÇONNEMENT MÉTALLIQUES

Deux modes de poinçonnement sont possibles dans les dalles avec têtes de poinçonnement métalliques :

- *poinçonnement en-dehors de la zone renforcée.* Dans ce cas, on peut admettre de façon approximative que la tête de poinçonnement représente une surface d'appui. Pour les têtes de poinçonnement de hauteur partielle, la hauteur statique moyenne doit être réduite en conséquence (*SIA 262 fig. 26*).
- *poinçonnement dans la zone renforcée.* Dans ce cas, l'effort tranchant peut être repris par le béton et la tête de poinçonnement. Lors du dimensionnement, il faut tenir compte que la dalle en béton se comporte de manière fragile au poinçonnement. Cela signifie que les résistances de ces deux modes ne peuvent pas être simplement additionnés. En l'absence d'une investigation particulière et selon *SIA 262 art. 4.3.6.6.1*, on ne peut considérer lors d'une vérification au poinçonnement à l'intérieure de la tête de poinçonnement, que de la résistance du renforcement métallique. Une investigation détaillée pourrait être menée sur la base de l'éq. (5.2) en prenant en compte le comportement non linéaire du renforcement métallique [5.6].

5.9 PRÉVENTION CONTRE L'EFFONDREMENT

Des essais ont montré que l'armature de la zone comprimée sur la colonne peut être mobilisée en traction après le poinçonnement [5.7]. Comme le montre la fig. 5.9, seule l'armature qui traverse la surface d'appui et qui est complètement ancrée peut être prise en considération. Si on admet que cette armature a une inclinaison $\beta = 42^\circ$ après le poinçonnement, la force qui peut être reprise vaut :

$$V_{Rd} = \frac{A_s \cdot f_{sd}}{1.5} \quad (5.9)$$

Il en résulte l'éq.(262.56) qui permet de dimensionner l'armature inférieure pour prévenir l'effondrement de la dalle après le poinçonnement. Il faut noter que l'éq. 5.9 ne détermine que la charge portante après le poinçonnement pour une situation de projet exceptionnelle.

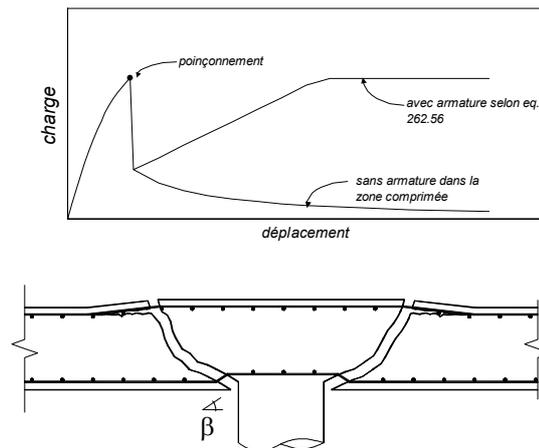


Fig. 5.9: Comportement charge-déformation, portance après le poinçonnement

5.10 RÉSUMÉ

La vérification du poinçonnement selon la *SIA 262* est une approche plus raffinée que la méthode selon la *SIA 162*. Des exemples montrent que le prédimensionnement et les vérifications simples peuvent être effectués rapidement. Grâce au degré de raffinement supérieur, des dimensionnements et des vérifications plus poussés peuvent aussi être effectués (prise en compte de la résistance à la flexion, de la précontrainte, armature inégale dans les deux directions).

5.11 BIBLIOGRAPHIE

- [5.1] Nölting D. : *Durchstanzbemessung bei ausmittiger Stützenlast*, Beton- und Stahlbetonbau, 96 (2001), Heft 8, S. 548-551.
- [5.2] Krüger G. : *Résistance au poinçonnement excentré des planchers-dalles*, Thèse EPFL No. 2064, 1999, pp. 171
- [5.3] Muttoni A., Schwartz J. : *Behaviour of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement*, IABSE Colloquium Stuttgart, Vol. 62, Zürich : International Association for Bridge and Structural Engineering, 1991, S. 703-708.
- [5.4] Muttoni A. : *Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung*, Beton- und Stahlbetonbau, 98 (2003), Heft 2, S. 74-84.
- [5.5] Eurocode 2, *Design of concrete structures, Part 1: General rules and rules for buildings*, prEN 1992-1-1, 2002, pp 226
- [5.6] Frangi T., Tonis D., Muttoni A. : *Zur Bemessung innerer Stützenkopferverstärkungen aus Stahl*, Schweizer Ingenieur und Architekt, (1997), Heft 12, S. 227-230.
- [5.7] Kupfer H., Georgopoulos Th. : *Eine kostengünstige Massnahme zur Vermeidung des fortschreitenden Einsturzes punktgestützter Stahlbetonplatten infolge Durchstanzens*, Bauingenieur, 61 (1986), S. 561-562.

Traduit de l'allemand par Olivier Burdet et Sylvain Plumey, Lausanne