

Commento sul punzonamento secondo norma SIA 262

Prof. Dr. Aurelio Muttoni (EPFL) e Dr. Stefano Guandalini (Grignoli Muttoni Partner SA)

1. Introduzione

Le prescrizioni inerenti il punzonamento di colonne attraverso piastre in calcestruzzo armato e fondazioni secondo *SIA 262/2003* [1] sono uno sviluppo del metodo di verifica secondo *SIA 162/1993* che si basa su studi teorici [2,3]. I principi di questo metodo e le novità rispetto alla norma precedente sono stati descritti nel corso di introduzione [4] e sono in parte integrati in questo testo.

Nuovi risultati di ricerche [5] ed esperienze raccolte durante le perizie negli ultimi anni ci permettono di completare il testo citato [4] con commenti e nuovi risultati sia pratici che teorici. Questo contributo è di responsabilità esclusiva degli autori e non della *Commissione per la norma SIA 262 Costruzioni in calcestruzzo*.

2. Principio

La verifica al punzonamento di colonne attraverso piastre e fondazioni avviene confrontando la sollecitazione al taglio con la resistenza al taglio:

$$v_d \leq v_{Rd} \quad (1)$$

Il valore di dimensionamento della sollecitazione al taglio per metro lineare si ottiene tramite divisione dello sforzo di taglio completo V_d con il perimetro di controllo u :

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

Le azioni che agiscono all'interno del perimetro di controllo (p.es. peso proprio, sovraccarichi, carico utile, pressione del terreno o forze di deviazione di cavi di precompressione) possono chiaramente essere dedotte. È da notare che la pratica correntemente usata in passato di

sottrarre tutte le azioni fino ad una distanza d dalla superficie d'appoggio non è più conforme alla norma. Ciò è importante soprattutto nel caso di platee di fondazione.

3. Sezione di controllo

Secondo *SIA 162* la verifica avviene in una sezione distante $d/2$ dalla superficie d'appoggio (fig. 1a).

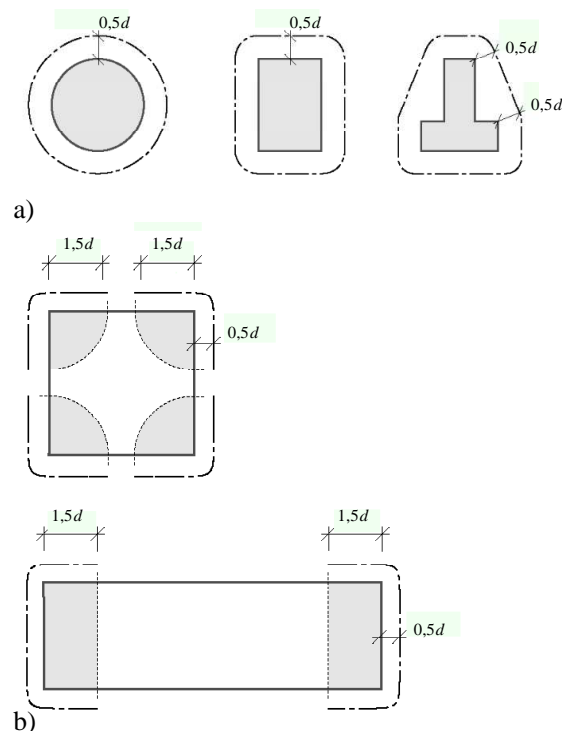


Figura 1: Definizione della sezione di controllo (a), sezione di controllo nel caso di sollecitazioni concentrate (b).

Nell' *Eurocodice 2* invece è stata scelta una posizione della sezione di controllo in modo tale che la sua resistenza al taglio corrisponda alla resistenza di piastre appoggiate ai lati. Questa scelta è infelice sia da un punto di vista fenomenologico che pratico in quanto il peri-

metro di controllo così definito non si trova nella zona di rottura e anche perché non tutte le azioni all'interno del perimetro di controllo possono essere dedotte.

Quando dalla geometria della superficie di appoggio o dalla sollecitazione della piastra risulta che la sollecitazione al taglio si concentra in determinate zone, la superficie deve essere ridotta. Questo nel caso per esempio di grandi colonne rettangolari o in forma di parete. In questi casi secondo *SIA 162* solo le zone d'angolo sono da considerare (*SIA 262 art. 4.3.6.2.4*, fig. 1b).

Se una colonna incastrata è sollecitata a flessione, le sollecitazioni al taglio nella piastra lungo il perimetro di controllo non sono ripartite uniformemente. Ciò può essere considerato riducendo il perimetro di controllo con il fattore k_e secondo [6,7]:

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

In cui

$e = \frac{M_d}{V_d}$ è l'eccentricità della reazione d'appoggio. Se il momento di incastro non è parallelo a uno degli assi principali della colonna, deve essere introdotto

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

b è il diametro di un cerchio di superficie equivalente a quella di appoggio

È da notare che un incastro può essere evitato praticamente solo con una cerniera meccanica o con una colonna estremamente snella. Con soluzioni costruttive senza armatura di incastro o con un'armatura di ripresa debolmente ancorata non si può evitare completamente l'incastro (fig. 2). Inoltre è da sottolineare che la non considerazione dell'incastro è possibile solo se l'applicazione della formula (262.49) dà un fattore $k_e \approx 1$.

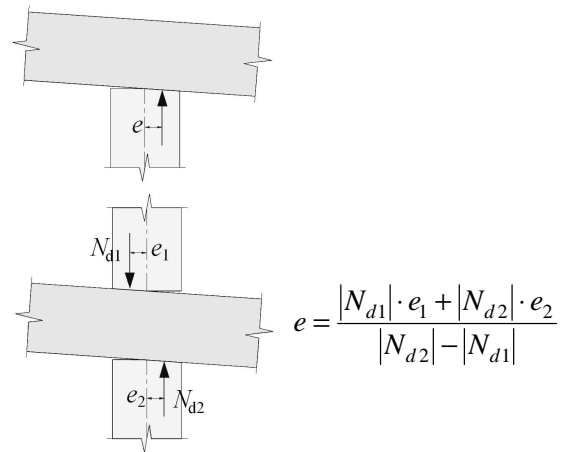


Figura 2: Incastro nel caso di colonne senza armatura di ripresa.

Nel caso di solai piani appoggiati in modo regolare tramite colonne interne rigide alla flessione può essere ammesso un valore $k_e = 0.9$. Gli influssi della ripartizione del carico utile e della flessione della colonna dovuti a coazioni (variazione di temperatura, ritiro e scorrimento viscoso differenziato delle piastre) sono così considerati [8]. Per solai piani irregolari (disposizione irregolare delle colonne, rapporti di luce tra campate attigue $l_{max} / l_{min} > 1.25$) o nel caso di forti carichi utili variabili, l'eq. (262.49) deve essere applicata. Se le colonne devono resistere anche a spinte orizzontali (p.es. in edifici senza pareti portanti per la ripresa di spinte del vento o sisma) l'eq. (262.49) è anche da applicare.

Nel caso di solai piani regolari con colonne di bordo e d'angolo incastrate che non devono riprendere le spinte orizzontali, l'influsso dell'incastro può essere considerato analogamente alla *SIA 162* considerando il perimetro di controllo solo nei pressi della zona effettivamente appoggiata. L'intensità del momento d'incastro non è normalmente considerata. In questo modo è implicito che l'introduzione del momento avviene tramite una biella inclinata nella zona del nodo senza influenzare la capacità portante della zona critica (fig. 3a). Ciò non può avvenire nel caso di pareti con il lato lungo perpendicolare al bordo della piastra (fig. 3b). In questi casi può essere considerato prudentemente il perimetro secondo *SIA 262*

fig. 22 e 21 ridotto con il fattore k_e secondo eq. (262.49).

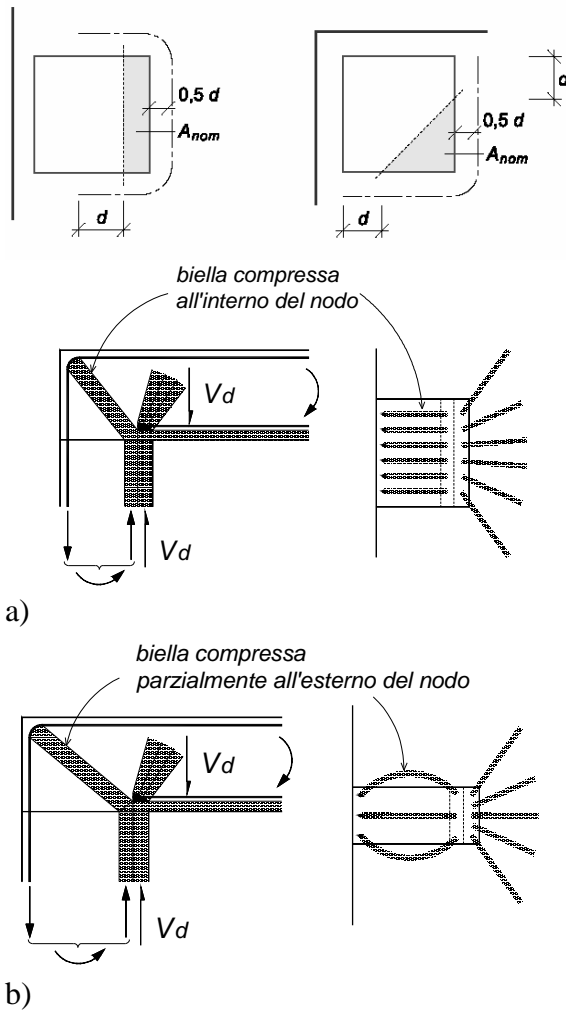


Figura 3: Sezione di controllo per colonne di bordo incastrate (a), caso con parete perpendicolare al bordo (b).

Condotte in getto, fasci di tubi o altri elementi in getto sono da considerare quando la loro distanza dalla superficie d'appoggio è minore di $6d$ e la loro larghezza o altezza è più grande di $d/6$. Secondo SIA 262 art. 4.3.6.2.9 nessuno sforzo di taglio può essere ripreso da questi elementi in getto quando la loro larghezza o altezza supera $d/3$. Nei casi intermedi (larghezza e altezza tra $d/6$ e $d/3$) il loro influsso sulla resistenza al taglio (diminuzione dell'altezza statica) e sul perimetro di controllo è da considerare. La fig. 4 mostra alcuni casi.

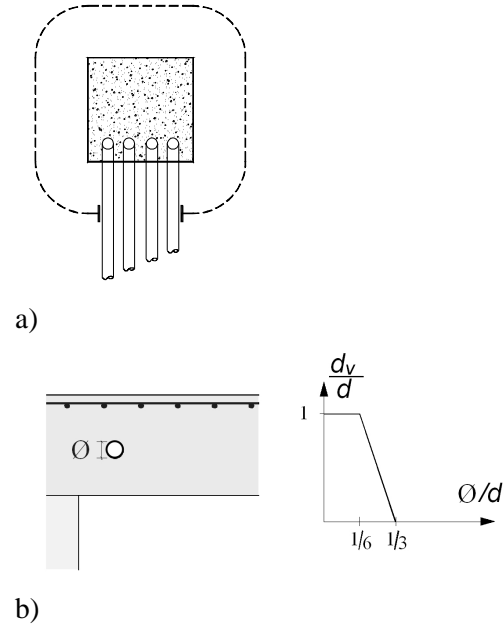


Figura 4: Condotte in getto, fasci di tubi o altri elementi in getto, diminuzione del perimetro di controllo nel caso di condotte radiali (a) e diminuzione dell'altezza statica effettiva nel caso di condotte tangenziali (b).

Nelle piastre con spessore variabile possono diventare determinanti delle sezioni di controllo più distanti di $d/2$ dalla superficie di appoggio. In questi casi la posizione del perimetro di controllo è da determinare in modo che la resistenza al punzonamento V_{Rd} risulta essere minore. L'altezza statica d corrispondente è da considerare secondo SIA 262 fig. 23 (vedi anche fig. 5).

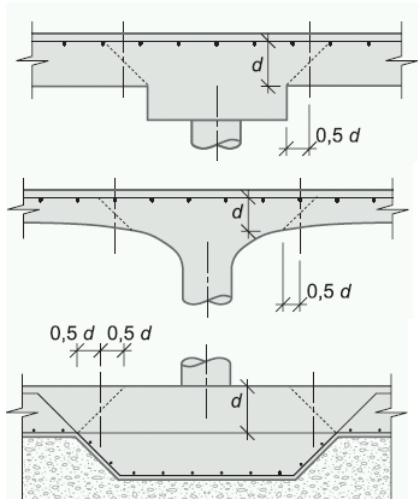


Figura 5: Definizione dell'altezza statica e della sezione di controllo per piastre a spessore variabile (SIA 262 fig. 23).

4. Punzonamento di piastre senza armatura contro il taglio

Analogamente alle piastre appoggiate ai bordi (SIA 262 4.3.3.2) anche nel caso di punzonamento la trasmissione degli sforzi di taglio è influenzata dalle fessure a flessione. Ciò è considerato nel valore di dimensionamento della resistenza al punzonamento

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

Con il coefficiente k_r che è funzione delle deformazioni previste nella zona critica. L'influsso della resistenza a compressione del calcestruzzo è considerato tramite il valore di dimensionamento della tensione limite di taglio τ_{cd} :

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

Dato che le deformazioni si concentrano nei pressi della colonna e sono molto variabili in direzione radiale, è opportuno considerare come valore della deformazione la rotazione della piastra ψ . Secondo [2] la larghezza della fessura nella zona critica è correlata con il prodotto $\psi \cdot d$ (fig. 6a), in modo tale che il coefficiente k_r può essere espresso in funzione del prodotto $\psi \cdot d$. Come mostra la fig. 6b da [3], la relazione

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.135 \cdot \psi \cdot d \cdot k_{D_{max}}} \quad (2)$$

descrive in maniera più che soddisfacente i risultati di prove al punzonamento di elementi di piastre. Nove prove a punzonamento hanno mostrato che questa relazione dà buoni risultati anche nel caso di piastre estremamente poco armate, piastre spesse e anche piastre il cui diametro massimo degli aggregati è molto piccolo [5]. L'influsso del diametro massimo degli aggregati D_{max} è considerato tramite il coefficiente $k_{D_{max}}$:

$$k_{D_{max}} = \frac{48}{D_{max} + 16} \quad (3)$$

Per la determinazione della rotazione della piastra ψ deve essere considerato che a dimensionamento l'armatura in prossimità della colonna raggiunge normalmente il limite di snervamento. Ne risultano perciò le relazioni carico-rotazione non lineari mostrate in fig. 6c. Dal punto di intersezione con il criterio di rottura eq. (2) può essere ricavata la resistenza al punzonamento.

La determinazione della resistenza al punzonamento descritta si presta però poco per le applicazioni pratiche, in quanto un calcolo non lineare è necessario [5]. Perciò è stato introdotto il valore di raggio della zona plastica r_y secondo la fig. 6d [4].

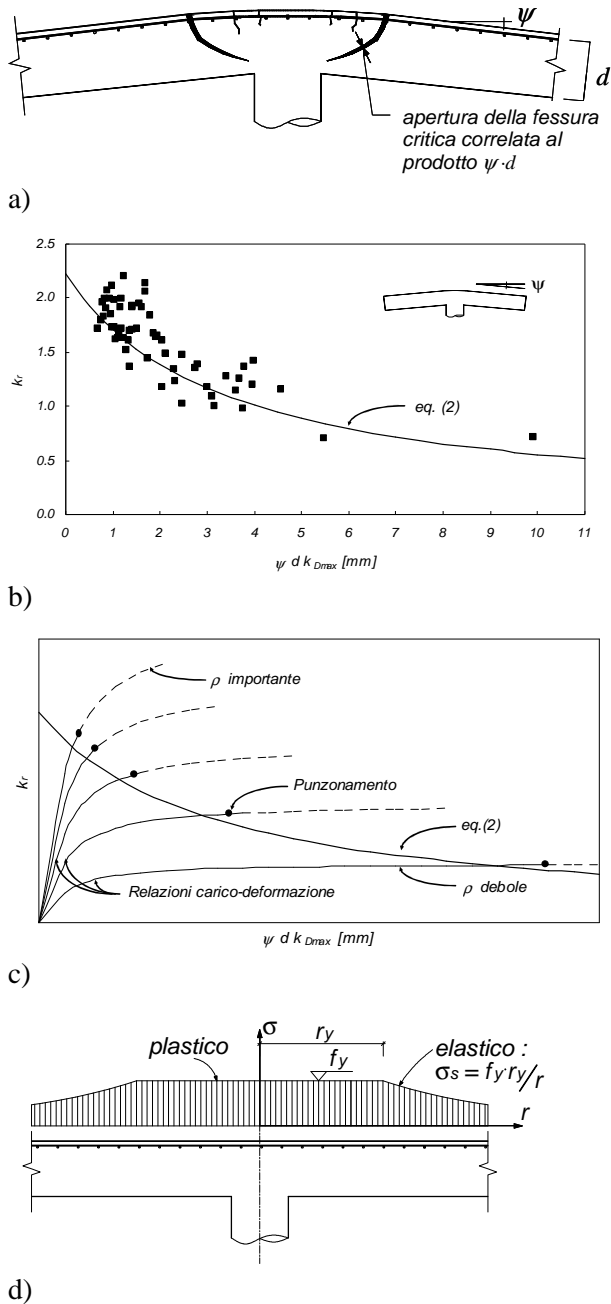


Figura 6: Deformazione nella zona della colonna e stima dell'apertura della fessura critica (a), confronto tra l'eq. 2 e i risultati delle prove a punzonamento (b), determinazione della resistenza a punzonamento tramite punto di intersezione della relazione carico-deformazione e criterio di rottura secondo eq. 2 (c), andamento delle tensioni tangenziali nell'acciaio in regime elasto-plastico e definizione della zona plastica (d).

Ipotizzando che la rotazione ψ si concentri nei pressi della colonna, la curvatura in direzione tangenziale in condizioni assial-simmetriche

può essere espressa direttamente in funzione del raggio r e di ψ :

$$\chi = \frac{\psi}{r} \tag{4}$$

L'allungamento dell'armatura in direzione tangenziale vale:

$$\varepsilon_s = \chi \cdot (d - x) \cdot \beta \tag{5}$$

β è una costante che tiene conto delle deformazioni maggiori nel caso di piastre armate in modo non isotropo. Per armature disposte ortogonalmente vale $\beta \approx 0.4$. Da eq. (4) e (5) segue dunque:

$$\begin{aligned} \psi &= r \cdot \chi = r_y \cdot \chi_y = \frac{r_y \cdot \varepsilon_{sy}}{(d - x) \cdot \beta} \\ &\cong \frac{r_y}{0.85 \cdot d \cdot \beta} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cong 0.0065 \frac{r_y}{d} \end{aligned} \tag{6}$$

Introdotta in eq. (2) :

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

La grandezza della zona plastica a rottura r_y (nell'eq. 262.52a espressa in [m]) dipende dall'intensità della sollecitazione, dalla resistenza a flessione e dalle dimensioni della piastra. Nel caso di solai piani con colonne disposte regolarmente il valore di r_y può essere calcolato nel modo seguente:

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

Dove ℓ è la distanza tra le colonne e m_{0d} un momento di riferimento che corrisponde alla resistenza flessionale minima secondo SIA 162 (i valori per colonne interne, di bordo e d'angolo sono dati nella SIA 262 art. 4.3.6.4.3 in funzione di V_d). La resistenza a flessione m_{Rd} è il valore di dimensionamento nella zona della colonna.

Per altri sistemi di piastra può essere utilizzata la relazione seguente per la determinazione di r_y :

$$r_y = 0.7 \cdot a \cdot \left(\frac{m_{0d}}{m_{Rd}} \right)^{\frac{3}{2}} \quad (7)$$

In cui a è il raggio dove il momento radiale è nullo e m_{0d} rappresenta la media del momento tangenziale dal bordo della colonna fino alla distanza a . Questa equazione fornisce generalmente buoni risultati confermati tramite calcoli non lineari. Solo in casi estremi, come per esempio nelle piastre con portate tra colonne molto variabili, sono state riscontrate delle differenze relativamente importanti. Sono in corso degli studi per migliorare questa relazione.

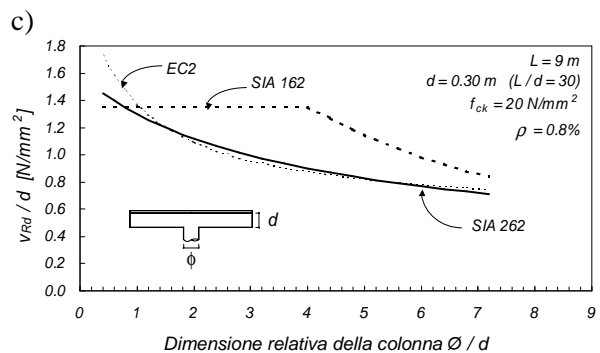
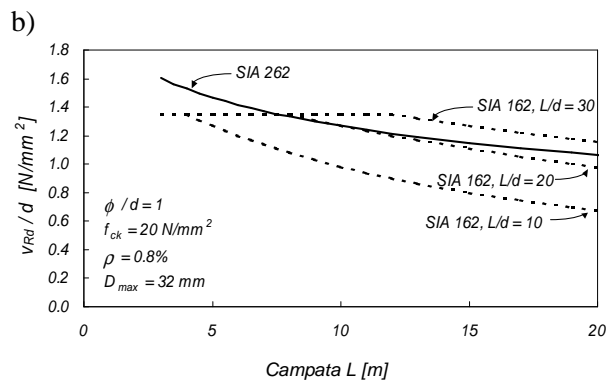
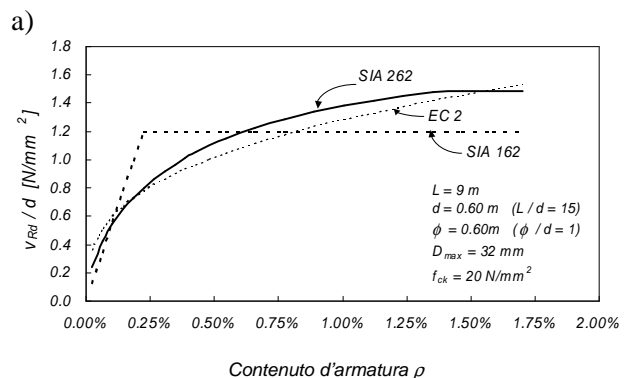
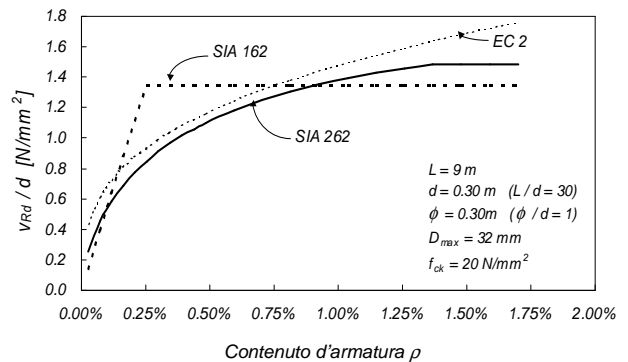
Dato che l'eq. (6) è stata calcolata con $f_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$ e l' eq. 262.52a con $k_{Dmax} = 1$, nel caso di impiego di acciaio d'armatura con $f_{sd} > 435 \text{ N/mm}^2$ o aggregati $D_{max} < 32 \text{ mm}$, il raggio r_y dev'essere aumentato con il fattore $f_{sd} / 435$ rispettivamente k_{Dmax} secondo eq. (3).

5. Confronto con le norme

Secondo *SIA 162* la condizione $m_{Rd} \geq m_{0d}$ doveva essere rispettata per poter attivare la resistenza al punzonamento. Con *SIA 262 art. 4.3.6.4.1* può essere accettata una resistenza a flessione più piccola:

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

Ciò comporta comunque una grande deformazione plastica (dall'eq. (262.52b) risulta una grande estensione della zona plastica r_y) e quindi una resistenza al punzonamento con l'eq. (262.52a) minore. Al contrario è possibile aumentare la resistenza al punzonamento incrementando la resistenza a flessione. Nell'eq. (262.52b) può comunque essere considerata una resistenza a flessione pari al massimo a $4 \cdot m_{0d}$. Dalla fig. 7a e b si nota come la resistenza al punzonamento secondo *SIA 262* dipenda dal contenuto d'armatura. Confrontata con la *SIA 162* la nuova norma dà resistenze a taglio minori nel caso di piastre poco armate e resistenze maggiori nel caso di forte armatura a flessione. Una relazione simile è presente anche nell'*Eurocodice 2* [9], che si basa su valutazioni empiriche.



d)

Figura 7: Confronto delle resistenze al taglio tra *SIA 262*, *SIA 162* e *EC2*, influsso del contenuto d'armatura (a,b), influsso delle campate (c) e influsso della dimensione della colonna (d).

Come mostrato al capitolo 9, un aumento del contenuto d'armatura conduce ad un comportamento a volte assai più fragile a rottura.

Secondo *SIA 162* e *Eurocodice 2* l'effetto di scala determinato in modo empirico è definito in funzione dell'altezza statica. Le riflessioni teoriche sulle quali si basa il dimensionamento secondo *SIA 262* mostrano per contro che l'effetto scala secondo l'eq. (262.52) dipende principalmente dalle campate. Come mostra la fig. 7c, nel caso di piastre molto slanciate risultano resistenze minori secondo *SIA 262* rispetto a *SIA 162*; il contrario nel caso di piastre poco slanciate.

La fig. 7d mostra che il valore di dimensionamento della resistenza al taglio secondo *SIA 262* diminuisce con l'aumento della dimensione della colonna. Ciò risulta dall'aumento di m_{od} e r_y nell'eq. (262.52b). Anche la resistenza al taglio secondo *Eurocodice 2* mostra un andamento simile perchè in questo caso la sezione di controllo si trova ad una distanza $2d$ dalla colonna. Nella *SIA 162* la resistenza al punzonamento diminuisce solo a partire da $u > 16 d$.

6. Altezza statica effettiva

Quando la superficie d'appoggio si trova nello spessore della piastra, l'altezza statica d_v per la verifica al punzonamento dev'essere ridotta (fig. 8).

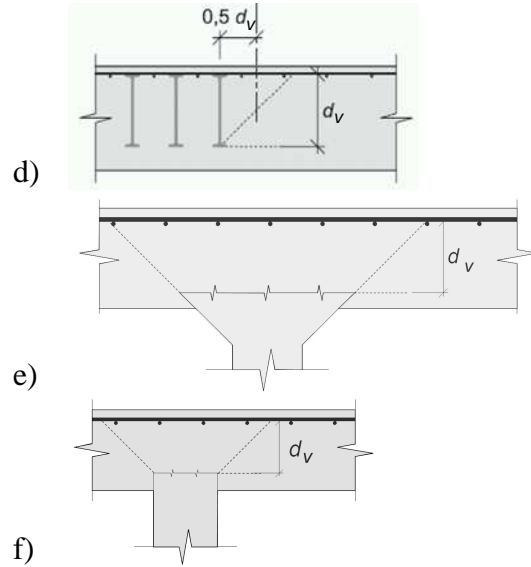
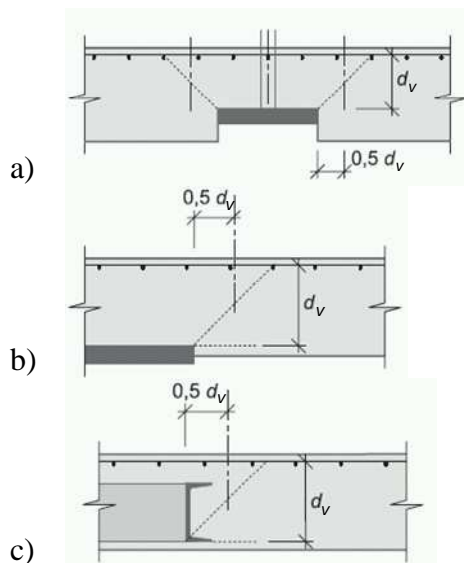


Figura 8: Altezza statica effettiva per la verifica al punzonamento nel caso di superfici d'appoggio nello spessore della piastra.

Ciò non vale solo nei casi in cui la superficie d'appoggio è data da una costruzione metallica (fig. 8a-c) o formata da armatura al punzonamento (fig. 8d), bensì anche quando la fuga di ripresa si trova sopra l'intradosso della piastra a causa di imprecisione nell'esecuzione o abbassamento del cassero (fig. 8e e 8f). Ipotizzando che la superficie cassetata trasmetta in modo limitato gli sforzi a causa di una rugosità insufficiente, è necessario calcolare con una resistenza al punzonamento ridotta. Per sicurezza in questi casi è opportuno calcolare con un'altezza statica ridotta. Non solo le misure secondo il piano ma anche gli errori costruttivi devono essere considerati. Nelle fig. 9a e 9b sono mostrati due esempi reali. Nel primo caso il copriferro del fungo in acciaio è di 90 mm (previsti erano circa 45 mm). Questo copriferro comporta una riduzione della resistenza al punzonamento del 20 % secondo *SIA 262*. Nel secondo caso la fuga di ripresa si trovava 45 mm più alta dell'intradosso della piastra. Questa imprecisione ha comportato una riduzione della resistenza del 23 % ed è stata una delle cause di un grave incidente [10]. Entrambi gli esempi mostrano chiaramente l'importanza di un controllo accurato durante l'esecuzione. Nel caso di superamento delle tolleranze esecutive è necessario riverificare il grado di adempimento della norma con la geometria effettiva o garan-

tire la necessaria sicurezza tramite misure costruttive. Misure semplici che permettono l'appoggio della diagonale compressa sono mostrate nella fig. 9c.

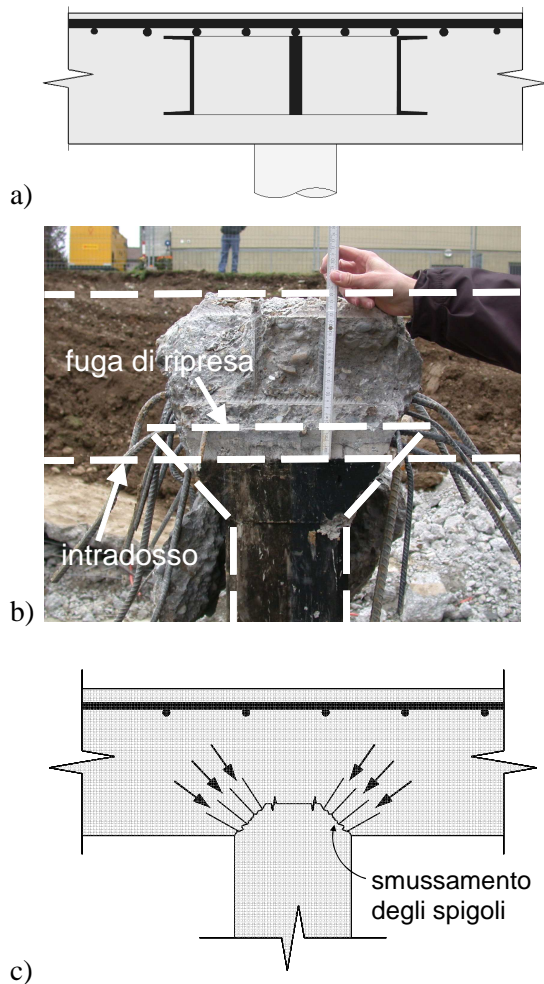


Figura 9: Casi pratici (a e b) e possibili correzioni di fughe di ripresa troppo alte (c).

7. Piastre con armatura al punzonamento

Il dimensionamento dell'armatura al punzonamento può essere eseguito come per le travi con i campi di tensione. È da ipotizzare un'inclinazione delle bielle compresse di $\alpha = 45^\circ$. Ciò significa che la resistenza al taglio con armatura al punzonamento verticale vale:

$$V_{Rd} = A_{sw} \cdot f_{sd} \quad (8)$$

A_{sw} rappresenta la superficie di armatura al punzonamento tagliata da un tronco di cono a 45° dal perimetro d'appoggio.

Come hanno mostrato numerose prove in laboratorio, il limite di snervamento dell'armatura a punzonamento può essere raggiunto solo se le armature sono pienamente ancorate sia sopra che sotto. Secondo l'art. 4.3.6.5.2 altre condizioni costruttive sono da considerare. Se queste prescrizioni non sono rispettate l'efficacia dell'armatura al punzonamento è da verificare sperimentalmente.

Per escludere un cedimento del calcestruzzo nei pressi della colonna, la resistenza al punzonamento non può superare il seguente valore:

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

È da notare che questa resistenza al punzonamento non è confrontabile direttamente con quella di piastre senza armatura al taglio (eq. 262.51: $v_{Rd} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d$). Per resistenze a flessione uguali il valore di k_r in una piastra con armatura al taglio è minore dato che m_{0d} e quindi anche r_y secondo eq. (262.52) sono maggiori. Come mostra la fig. 10 nel caso di contenuti di armatura convenzionali la resistenza al punzonamento con armatura al taglio può essere aumentata di circa 50%.

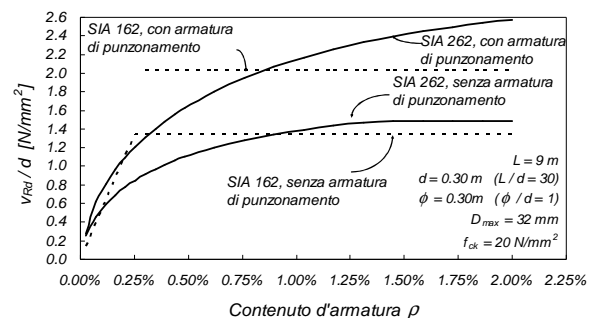


Figura 10: Resistenza al punzonamento con e senza armatura al taglio (rottura del calcestruzzo), confronto SIA 262 – SIA 162.

Tramite un'ulteriore verifica al di fuori della zona rinforzata con armatura al punzonamento può esserne verificata l'estensione necessaria. Va considerato che nella zona di transizione si formano bielle compresse che si appoggiano alle staffe più esterne (appoggio indiretto). L'altezza statica effettiva d_v per la verifica al punzonamento deve quindi essere ridotta secondo SIA 262 fig. 25 (fig. 8d). Per la determinazione del perimetro di verifica può essere ammesso che la superficie appoggiata corri-

sponda alla superficie circoscritta dalle staffe più esterne. Spesso le armature al taglio sono disposte radialmente. In questi casi il perimetro di controllo può essere determinato analogamente all'*Eurocodice 2* come da fig. 11.

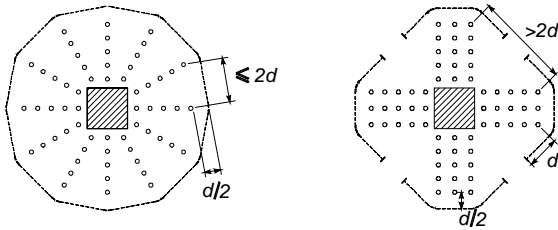


Figura 11: Perimetro della sezione di controllo esterno alle staffe disposte radialmente.

8. Piastre con rinforzi in testa di acciaio

Nelle piastre con rinforzi in testa di acciaio sono possibili due tipi di punzonamento:

- *Punzonamento esterno alla zona rinforzata.* In questo caso può essere ipotizzato che la zona rinforzata costituisca la superficie appoggiata. Rinforzi interni devono essere considerati con l'altezza statica ridotta d_v (fig. 8c).
- *Punzonamento nella zona rinforzata.* In questo caso lo sforzo di taglio può essere ripreso dal calcestruzzo e dal rinforzo di acciaio. Nel dimensionamento deve essere considerato che la piastra in calcestruzzo si comporta in modo fragile a causa del punzonamento. Ciò significa che le resistenze dei due modi di trasmissione degli sforzi non possono semplicemente essere sommati. Senza analisi approfondite, nel caso di punzonamento all'interno della zona rinforzata, solo la resistenza del rinforzo di acciaio può essere considerata secondo *SIA 262 art. 4.3.6.6.1*. Un'accurata analisi è stata effettuata tramite l'eq. (2) e considerando un comportamento non lineare del rinforzo di acciaio [11].

9. Influsso delle scelte di dimensionamento sul comportamento a rottura

Una resistenza al punzonamento sufficiente è garantita principalmente con la scelta dello spessore della piastra e della dimensione della colonna. La resistenza può essere aumentata grazie a misure costruttive come armatura al punzonamento o rinforzo in testa di acciaio. Con la *norma SIA 262* è anche possibile incrementare la resistenza al punzonamento tramite l'aumento di armatura a flessione. Nella fig. 12a la resistenza al punzonamento V_{Rd} è mostrata in funzione del contenuto di armatura per diverse dimensioni della colonna con e senza armatura al taglio. I seguenti parametri sono stati scelti: solaio piano regolare con campate $\ell = 8.00$ m, $d = 0.28$ m, calcestruzzo C25/35, $k_e = 1.0$, colonne quadrate $b = 0.20$, 0.30 e 0.40 m. Come mostra la figura per il dimensionamento ci sono diverse alternative possibili per raggiungere la resistenza necessaria (p. es. $V_{Rd} \geq V_d = 0.96$ MN). I tre punti segnati rappresentano:

- A $b = 0.30$ m, senza armatura al taglio \Rightarrow un'armatura a flessione molto forte è necessaria ($\rho = 1.65\%$, $\text{Ø}30@150$ mm).
- B L'armatura a flessione può essere ridotta se la dimensione della colonna è aumentata: con $b = 0.40$ m è necessario $\rho \geq 1.02\%$, ($\text{Ø}26@150$ mm).
- C Un'armatura a flessione molto minore risulta dall'impiego di armatura al taglio: $\rho \geq 0.48\%$, ($\text{Ø}16@150$ mm) con $b = 0.30$ m.

Queste possibili alternative conducono a comportamenti molto diversi alla rottura. Per la sensibilità della piastra alle coazioni (cedimenti delle fondazioni, variazioni di temperatura, ritiro, incendio ecc.) determinanti risultano soprattutto gli spostamenti al momento della rottura.

In un solaio piano con pilastri regolari gli spostamenti valgono:

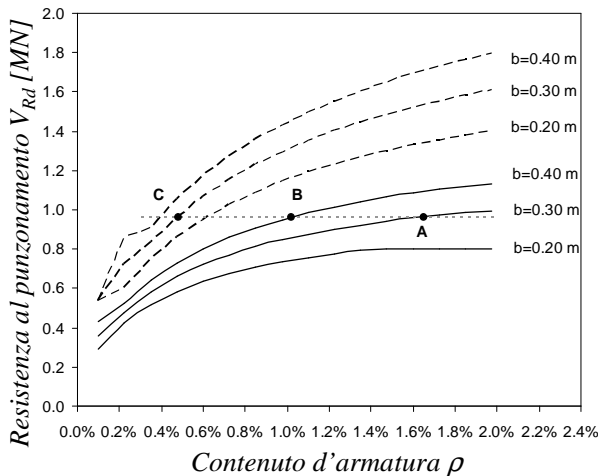
$$w_R \cong 0.43 \cdot \psi \cdot \ell \quad (9)$$

dove ψ è la rotazione della piastra secondo fig. 6a. Inserendo l'eq. (6) si ottiene la semplice relazione:

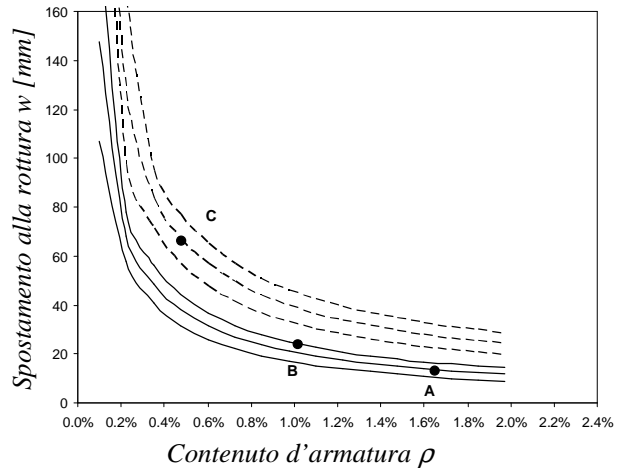
$$\frac{w_R}{\ell} \cong \frac{1}{360} \cdot \frac{r_y}{d} \quad (10)$$

I risultati dell'esempio analizzato mostrano (fig. 12b):

- Con un contenuto d'armatura medio senza armatura al taglio (caso B) la piastra si rompe a punzonamento con spostamenti piccoli ($24 \text{ mm} = \ell / 330$). Dunque si tratta di una piastra relativamente sensibile alle coazioni.
- Con un contenuto d'armatura elevato senza armatura al taglio (caso A) la freccia alla rottura è di soli $13 \text{ mm} (\ell / 600) \Rightarrow$ sensibilità molto elevata alle coazioni.
- La disposizione di un'armatura al taglio comporta una diminuzione marcata della sensibilità alle coazioni ($w_R = 66 \text{ mm} = \ell / 120$).



a)



b)

Figura 12: Resistenza al punzonamento (a) e spostamenti alla rottura (b) in funzione del contenuto d'armatura per diametri di colonne diversi senza (linee continue) e con armatura al taglio (linee tratteggiate).

Da questo confronto possono essere formulate le seguenti conclusioni:

- Piastre con un contenuto d'armatura alto dovrebbero essere evitate. Ciò soprattutto se la piastra può subire coazioni non trascurabili.
- Se coazioni relativamente grandi sono possibili, un'armatura al taglio è preferibile.

10. Comportamento post-critico e possibilità di evitare un collasso progressivo

Il punzonamento è normalmente un processo molto fragile. La formazione completa del cono di punzonamento comporta una rapida diminuzione della resistenza e di conseguenza la piastra cede nella zona della colonna. Durante questo processo le colonne limitrofe risultano maggiormente sollecitate di modo che anche queste zone della piastra cedono. Si crea così una rapida propagazione della rottura con un collasso progressivo. La figura 13 mostra due incidenti occorsi in Svizzera nei quali dopo il primo punzonamento l'intera piastra è collassata in pochi secondi.



Figura 13: Crollo a Gretzenbach (SO, 2004) in cui sono decedute 7 persone [10] e crollo a Bluche (VS, 1981).

Prove di carico hanno mostrato che l'armatura superiore è praticamente inefficace dopo il punzonamento (Fig. 14a). Un'armatura inferiore (zona compressa della sezione inflessa) nei pressi della superficie appoggiata può per contro essere attivata a trazione nel caso di grandi spostamenti. In questo modo uno sforzo di taglio relativamente importante può essere ripreso. Particolarmente efficaci sono anche le armature piegate ben ancorate come anche i cavi di precompressione che passano attraverso la zona appoggiata.

Secondo SIA 262 4.3.6.7 un'armatura nella zona compressa può essere dimensionata per evitare un collasso progressivo. Le seguenti ipotesi sono state considerate:

- Solo l'armatura disposta all'interno della superficie appoggiata può essere presa in considerazione.
- Dopo il punzonamento l'armatura si deforma formando un angolo $\beta = 42^\circ$.

- Le armature piegate sono sollecitate esclusivamente a trazione.

Il taglio che può essere ripreso vale dunque:

$$V_{Rd} = A_s \cdot f_{sd} \cdot \sin \beta = \frac{A_s \cdot f_{sd}}{1.5} \quad (11)$$

Ne risulta l'eq. (262.56) grazie alla quale può essere dimensionata l'armatura inferiore per evitare il collasso della piastra dopo il punzonamento (fig. 14c):

$$A_s \geq 1.5 \cdot \frac{V_d}{f_{sd}} \quad (262.56)$$

con:

- A_s è la superficie d'armatura nella sezione intorno alla colonna (una barra d'armatura può normalmente essere considerata due volte, nella fig. 14b: 12 barre).
- L'armatura considerata deve essere ancorata totalmente da ambo i lati (lunghezza d'ancoraggio ℓ_b nella fig. 14b). In questo modo non può essere considerato l'influsso positivo dovuto a pressione trasversale (SIA 262 5.2.5.4) dato che questo sparisce dopo il punzonamento.
- Dato che si tratta di una situazione di dimensionamento accidentale, V_d può essere determinato secondo SIA 260 4.4.3.5.

È da notare come le ipotesi ammesse per l'eq. (11) siano state confermate solo da poche prove di carico [12]. All'EPFL è in corso un progetto di ricerca teorico e sperimentale che intende verificare queste ipotesi e studiare nuove disposizioni costruttive.

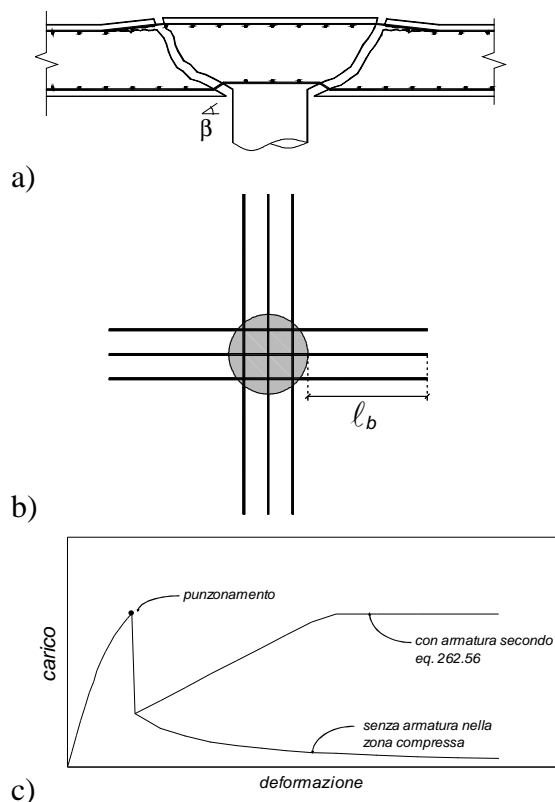


Figura 14: Capacità di carico dopo il punzonamento (a), pianta con l'armatura che può essere attivata (b) e relazione carico – spostamento (c).

11. Piastre precomprese

La precompressione delle piastre non è utile solo per lo stato di servizio ma anche per la capacità portante e il comportamento post-critico.

Attraverso una scelta adeguata della precompressione in un solaio piano possono essere raggiunti due effetti positivi per quanto riguarda il punzonamento:

- Grazie all'inclinazione del cavo di precompressione alla sezione di controllo una parte del taglio è ripresa direttamente. Ciò può essere considerato sottraendo dalla sollecitazione V_d le forze di deviazione all'interno del perimetro di verifica (SIA 262 art. 4.3.6.2.2). Secondo SIA 262 art. 4.3.3.4.6 nel caso di precompressione agente favorevolmente il valore minimo della forza di precompressione P_∞ è da considerarsi.

- Grazie alla precompressione gli spostamenti sono ridotti e quindi la resistenza al taglio aumenta.

Anche nel comportamento post-critico la precompressione presenta vantaggi interessanti. Dopo il punzonamento i cavi passanti attraverso la superficie appoggiata possono essere riattivati. Grazie alla grande pendenza nella configurazione deformata possono essere riprese forze di taglio relativamente importanti anche nella fase post-critica (fig. 15). Il collasso progressivo può in tal modo essere evitato.

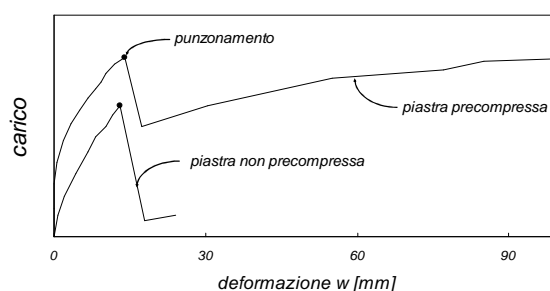


Figura 15: Relazione carico-spostamento con comportamento post-critico nel caso di una piastra senza e con armatura di precompressione (da [13]).

12. Considerazioni generali e conclusioni

I solai piani in calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso rappresentano un sistema costruttivo molto efficiente ed economico. Per la determinazione dello spessore della piastra la verifica al punzonamento è spesso determinante. Per aumentare l'efficienza sono state sviluppate negli ultimi decenni delle soluzioni costruttive molto interessanti (armatura contro il punzonamento di vario tipo, rinforzi delle colonne in testa e precompressione per piastre). Grazie alla voglia di innovazione delle ditte coinvolte, alla ricerca sistematica, allo sviluppo nelle scuole superiori e il progresso delle norme, la Svizzera è all'avanguardia in questo settore.

Il punzonamento è un modo di rottura piuttosto fragile che si concentra in una zona limitata. Perciò è molto sensibile alle coazioni, alle azioni non previste e agli errori in fase di esecuzione. L'analisi dei danni e degli incidenti ha

mostrato che questi problemi sono spesso stati accentuati da una progettazione lacunosa. Aspetti importanti come per esempio l'eccentricità del carico sulle colonne, l'altezza statica effettiva nel caso di fughe di ripresa e rinforzi in testa delle colonne troppo alti, condotte in getto, fasci di cavi o altri elementi in getto e la posizione precisa dell'armatura contro il punzonamento non sono stati sufficientemente o per nulla considerati. Inoltre in alcuni incidenti è stato verificato che i carichi permanenti e i carichi utili sono stati sottostimati. Particolarmente sensibili sono le piastre sotterranee nelle quali l'altezza del terreno di copertura è a volte ben più importante di quanto progettato e ipotizzato nel dimensionamento (p. es. [10]).

Benché i solai piani siano costruzioni molto frequenti, il loro dimensionamento non è un lavoro "di routine" che può essere delegato a progettisti inesperti.

Oltre ad un dimensionamento scrupoloso si dovrebbero prendere delle precauzioni costruttive per diminuire la sensibilità e aumentare la duttilità.

Non da ultimo è importante una realizzazione corretta ed un attento controllo.

13. Ringraziamento

Le prescrizioni a proposito del punzonamento nelle norme SIA 262 e 162/1989 si basano su studi di ricerca teorici e sperimentali finanziati da cemsuisse (prima Società svizzera dei produttori di cemento, calce e gesso). Gli autori ringraziano vivamente queste istituzioni per il generoso sostegno finanziario di questi progetti di ricerca.

14. Bibliografia

- [1] SIA 262, *Costruzioni di calcestruzzo*, Zurigo, 2003, pp. 90.
- [2] 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, pp. 703-708.
- [3] Muttoni A. : *Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung*, Beton- und Stahlbetonbau, 98 (2003), Heft 2, pp. 74-84.
- [4] Muttoni A., *Durchstanzen*, Dokumentation SIA D 0182, Betonbau, Einführung in die Norm SIA 262, Zürich, 2003, pp. 57-65.
- [5] Guandalini S., *Poinçonnement symétrique des dalles en béton armé*, Dissertation EPFL Nr. 3380, Lausanne, 2005, pp. 289 [<http://is-beton.epfl.ch/Publications/Theses/Guandalini/>].
- [6] Moe J., *Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings under Concentrated Loads*, Portland Cement Association, Bulletin D47, Illinois, USA, 1961, pp. 135.
- [7] Nölting D. : *Durchstanzbemessung bei ausmittiger Stützenlast*, Beton- und Stahlbetonbau, 96 (2001), Heft 8, pp. 548-551.
- [8] Krüger G. : *Résistance au poinçonnement excentré des planchers-dalles*, Dissertation EPFL Nr. 2064, Lausanne, 1999, pp. 171.
- [9] Eurocode 2, *Design of concrete structures, Part 1: General rules and rules for buildings*, prEN 1992-1-1, 2002, pp. 226.
- [10] Muttoni A., Fürst A., Hunkeler F., *Deckeneinsturz der Tiefgarage am Staldenacker in Gretzenbach*, Gutachten, Vorbericht, 2005, pp. 38, rapporto non pubblicato.
- [11] Frangi T., Tonis D., Muttoni A. : *Zur Bemessung innerer Stützenkopfstärkungen aus Stahl*, Schweizer Ingenieur und Architekt, (1997), Heft 12, pp. 227-230.

- [12] Kupfer H., Georgopoulos Th. : *Eine kostengünstige Massnahme zur Vermeidung des fortschreitenden Einsturzes punktgestützter Stahlbetonplatten infolge Durchstanzens*, Bauingenieur, 61 (1986), pp. 561-562.
- [13] Pralong J., Brändli W., Thürlimann B.: *Durchstanzversuche an Stahlbeton- und Spannbetonplatten*, Bericht Nr. 7305-3, IBK ETHZ, Zürich, 1979, pp. 89.

Indirizzo degli autori:

Prof. Dr. Aurelio Muttoni
EPFL - Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
Bâtiment GC, Station 18
CH-1015 Lausanne
aurelio.muttoni@epfl.ch

Dr. Stefano Guandalini
Grignoli Muttoni Partner
Studio di ingegneria SA
Via Somaini 9
CH-6900 Lugano
info@gmpartner.ch

Questo testo può essere scaricato dal seguente indirizzo internet :
<http://is-beton.epfl.ch/Public>

Stato 24.2.2006