

Proposta di un metodo di progetto di plinti a bicchiere

D. Bolognini¹, D. Bellotti², E. Brunesi³ ■

Sommario

In questo articolo è proposto un metodo di progetto per plinti a bicchiere in c.a. prefabbricati o gettati in opera, sollecitati lungo le due direzioni principali da azioni caratterizzate da una rilevante eccentricità (rapporto fra momento ed azione assiale), condizione tipicamente riscontrabile in zone a sismicità elevata. Tale metodo è basato su di un approccio semplificato in cui l'ipotesi di monoliticità del plinto è controllata attraverso la verifica di meccanismi locali

tirante-puntone, come generalmente accettato. Le modalità di applicazione del metodo proposto sono mostrate in dettaglio attraverso il progetto di un caso studio, i cui risultati sono confrontati con altri metodi, sviluppatosi in contesti temporali ed ambiti progettuali differenti rispetto al campo di indagine esplorato nel presente lavoro, ed utilizzati come riferimento per osservazioni critiche riguardanti le principali problematiche di progettazione in zona sismica di plinti a bicchiere.

1. Introduzione

Il dimensionamento di plinti prefabbricati a bicchiere in c.a. è un argomento abbastanza trascurato a livello di ricerca in ambito nazionale e, conseguentemente, in termini di indicazioni contenute nella specifica normativa. L'esperienza personale di progettazione di strutture prefabbricate in c.a. ed in particolare dei relativi plinti di fondazione in condizioni sismiche, infatti, è stata spesso condizionata da una relativa incertezza dovuta all'assenza di precisi riferimenti.

È pur vero, come si specificherà in dettaglio nel seguito, che in realtà un plinto prefabbricato generalmente si considera come un sistema monolitico per il quale si potrebbe ritenere sufficiente individuare singoli meccanismi locali tirante-puntone ed applicare opportune regole geometriche al fine di ricavare le equazioni per il dimensionamento di setti, suola ed armatura.

In ogni caso il progettista non è in grado di conoscere veramente quale sia il livello di conservatività del dimensionamento effettuato, cioè di quanto il plinto stesso potrebbe essere sovradimensionato rispetto allo stretto necessario. L'effetto dei parametri in gioco, infatti, non è noto con precisione, tanto da indurre chi è più sensibile al problema a porsi frequentemente domande riguardanti: la lunghezza ottimale di infissione del pilastro ed il reale livello di monoliticità della connessione pilastro-plinto, l'effettiva incidenza dell'attrito pilastro-pozzetto sul dimensionamento del sistema, lo spessore minimo dei

setti del bicchiere, la necessità di incrementare le dimensioni della suola ed il quantitativo di armatura del plinto in zona sismica, le ripercussioni progettuali della classificazione nell'ambito delle connessioni di strutture prefabbricate a telaio secondo l'attuale normativa.

Il D.M. 14/01/08 "Norme tecniche per le costruzioni" prevede una classificazione sismica del territorio Nazionale e spettri definiti in funzione dello stato limite di riferimento sensibilmente differenti rispetto ai precedenti Decreti Ministeriali. Le fondazioni, inoltre, vanno dimensionate applicando il criterio di gerarchia delle resistenze in modo indipendente dalla classe di duttilità assunta [D.M. 14/01/08, punto 7.2.5]. In sostanza, una fondazione deve essere dimensionata utilizzando come azioni di progetto il carico assiale discendente dall'analisi ed i corrispondenti valori di momento resistente e di taglio dei pilastri. In realtà tali azioni di progetto sono limitate superiormente dal valore delle azioni discendenti dall'analisi moltiplicate per un coefficiente pari a 1.3 o 1.1 rispettivamente in classe di duttilità alta (CD"A") o bassa (CD"B"). Non è possibile, però, superare i valori delle azioni calcolate mediante un'analisi effettuata con fattore di struttura $q = 1$, per cui in caso contrario si dovranno utilizzare queste ultime come azioni di progetto.

Sebbene tutto ciò faccia intuire come il dimensionamento di un plinto possa essere maggiormente impegnativo rispetto al caso in cui non si

¹ Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica, Pavia - ✉ davide.bolognini@eucentre.it

² Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica, Pavia - ✉ davide.bellotti@eucentre.it

³ Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica, Pavia - ✉ emanuele.brunesi@eucentre.it

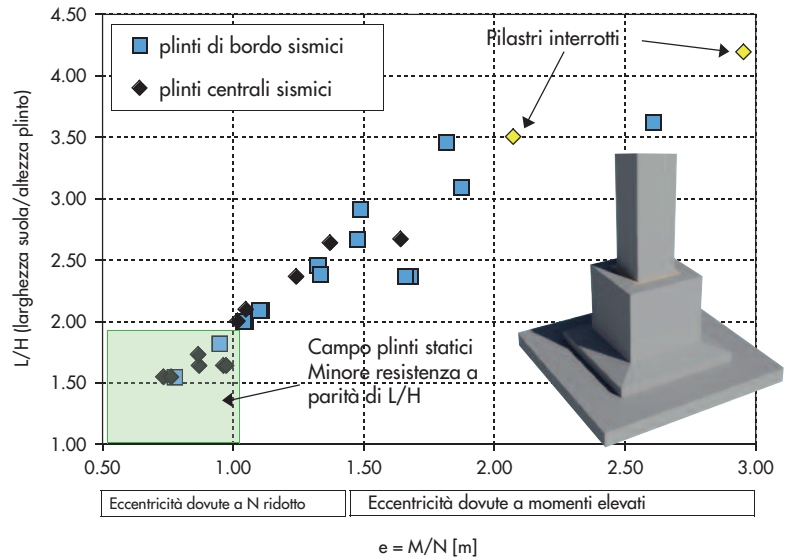
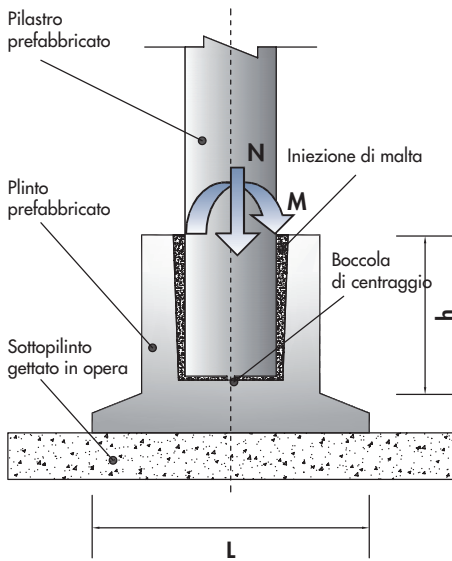


Fig. 1 Schema di plinto prefabbricato (a sinistra) e ipotetici rapporti larghezza suola/altezza plinto nel caso di dimensionamenti per valori di PGA compresi fra 0.15 g e 0.35 g di strutture prefabbricate monopiano e pluripiano flessibili (a destra).

applichi alcun criterio di gerarchia delle resistenze, i reali motivi di tale impegno sono da ricercare, in realtà, soprattutto nella scelta dello schema strutturale, piuttosto che nelle prescrizioni da normativa.

Nel caso di strutture prefabbricate di altezza limitata come capannoni monopiano o edifici fino a tre piani, in genere si predilige una soluzione a pilastri monolitici incastrati alla base e con travi di piano collegate mediante vincoli schematizzabili a cerniera (per esempio mediante due barre verticali in grado di trasmettere l'azione di taglio, ma non il momento flettente). Tali edifici, che demando la propria stabilità nei confronti delle azioni orizzontali ai soli incastri alla base, sono caratterizzati da una certa relativa flessibilità. Per tale motivo, il dimensionamento degli elementi in elevazione di questa tipologia strutturale è molto spesso governato dalla limitazione degli effetti del second'ordine e degli spostamenti associati al danneggiamento degli elementi non strutturali (SLD), piuttosto che dalle verifiche delle sezioni allo stato limite di salvaguardia della vita umana (SLV), nel senso che per irrigidire la struttura l'unica soluzione è di utilizzare grandi sezioni trasversali dei pilastri. La conseguenza è che la struttura tenderà a rispondere in modo elastico e la sua potenziale duttilità risulterà inutilizzata.

Molto spesso, in particolare nel caso di capannoni monopiano e di edifici di due o tre piani, si preferisce adottare una soluzione caratterizzata da pilastri di grande sezione perché ritenuta attualmente più economica rispetto a valutazioni di altro tipo (non ristrette ai soli costi di costruzione) o ad altre soluzioni strutturali.

Questa scelta si ripercuote direttamente anche

sulle fondazioni, il cui dimensionamento dipende dalla resistenza dei pilastri, che in questo caso, rispetto allo stretto necessario, è notevolmente incrementata per esigenze di riduzione della flessibilità della struttura. Il sovradimensionamento dei pilastri dovuto alla particolare tipologia strutturale ed alla scelta di dimensionamento in campo elastico, quindi, si traduce in un ulteriore sovradimensionamento delle fondazioni.

Quanto sopra descritto va a sommarsi ad ulteriori problematiche tipiche dei progetti di plinti a bicchiere in zona sismica, quali la necessità di impedire il ribaltamento rigido e la rottura del tirante verticale nei setti a causa degli elevati momenti flettenti applicati al colletto e dei bassi valori di azione assiale associata che richiedono rilevanti dimensioni della suola di base.

In figura 1 sono riportati, a titolo di esempio, i risultati della verifica a ribaltamento dei plinti di alcuni edifici prefabbricati da uno a tre piani, alcuni con pilastri presenti al solo piano terreno, soggetti a valori di PGA compresi fra 0.15 g e 0.35 g. Per i pilastri con rapporto L/H (larghezza suola/altezza plinto) indicativamente maggiore di 2.5 è stato necessario modificare la tipologia di fondazione. È da precisare che il ribaltamento ha senso se il plinto è assolutamente isolato, senza efficaci cordoli di fondazione. In sostanza, il problema del ribaltamento deve essere trattato considerando la tipologia strutturale e i vincoli ipotizzati alla base. Quanto appena descritto è un'ulteriore giustificazione alla proposta ed allo sviluppo del metodo descritto in questo articolo, alternativo ad altri non espressamente ideati e validati in campo sismico.

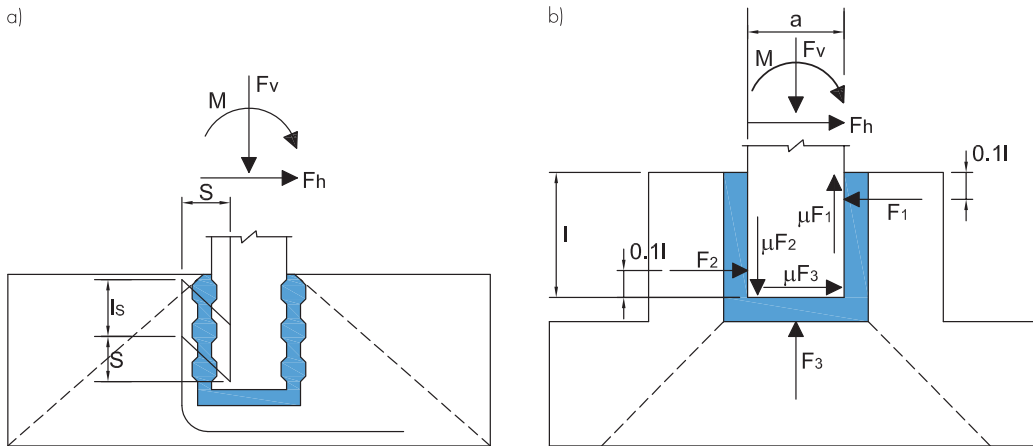


Fig. 2
Plinto a comportamento monolitico mediante scanalature (a sinistra) e plinto con superfici lisce (a destra). Immagine modificata da Eurocodice 2 (2004).

2. Indicazioni progettuali disponibili in letteratura

In genere un plinto prefabbricato è appoggiato su di una soletta armata gettata in opera. Il bicchiere è caratterizzato da pareti interne inclinate per permettere lo scasso in fase di produzione ed il pozzetto ha dimensioni maggiori rispetto alla sezione trasversale del pilastro in modo tale che il pilastro stesso e le pareti interne laterali ed inferiore del pozzetto non siano in contatto (Fig. 1). Gli interstizi, riempiti di malta cementizia, in tal modo eviteranno al sistema concentrazioni di sollecitazioni indesiderate dovute alla non perfetta levigatura delle superfici degli elementi a contatto. Una regola abbastanza comune diffusa tra i progettisti prevede che la lunghezza di inghisaggio del pilastro nel bicchiere sia pari ad almeno $1/10$ dell'altezza del pilastro stesso.

Di seguito sono sintetizzate le principali caratteristiche dei metodi di progetto disponibili in letteratura. Per una trattazione completa si rimanda direttamente ai corrispondenti riferimenti riportati in bibliografia.

2.1 Eurocodice 2

L'Eurocodice 2 stabilisce che:

1. I plinti di fondazione devono essere progettati per trasferire le azioni assiale, flettente e di taglio dal pilastro al terreno e che tale trasferimento deve avvenire tramite un pozzetto sufficientemente largo da permettere il riempimento ottimale degli interstizi tra pozzetto e pilastro (EC2, punto 10.9.6).
2. Solo l'utilizzo di superfici sagomate garantisce un comportamento monolitico del sistema pilastro - plinto (Fig. 2a).
3. Nel caso di superfici lisce (Fig. 2b) è ammesso un coefficiente d'attrito al massimo pari a $\mu = 0.3$ e l'effetto delle azioni flessionale M , tagliante F_h ed assiale F_v gravanti sul

bicchiere è equiparato a quello di un sistema di forze F_1 , F_2 ed F_3 .

In sequenza, è necessario verificare:

- il dettaglio dell'armatura nella parte superiore del bicchiere e all'interfaccia con la soletta al fine di trasferire la forza F_1 tra le pareti stesse e fra le pareti e la soletta;
- l'ancoraggio dell'armatura principale;
- la resistenza a taglio delle sezioni del pilastro all'interno del bicchiere;
- l'effetto di punzonamento del pilastro esercitato sulla soletta e quello esercitato da quest'ultima sulla soletta sottostante.

La lunghezza di infissione h del pilastro nel pozzetto deve essere maggiore di 1.2 volte il lato della sezione trasversale del pilastro stesso affinché si possa generare la distribuzione di forze sopra descritta ($h \geq 1.2 l$).

2.2 CNR 10025/98 Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in calcestruzzo

Il modello proposto dalle raccomandazioni CNR 10025 (1998), diversamente dal precedente modello inibisce gli effetti legati all'attrito e da adesione ed è basato sulle seguenti ipotesi:

- I plinti di fondazione devono essere progettati per trasferire le azioni assiale, flettente e di taglio dal pilastro al terreno e gli interstizi fra pilastro e pozzetto devono avere dimensione $\geq 30\text{mm}$ effettivi al fine di permettere una corretta costipazione del getto.
- I plinti prefabbricati devono essere posati su di una superficie opportunamente preparata, al fine di garantire una distribuzione uniforme delle sollecitazioni.
- È necessario preparare un allettamento di malta su cui posare a fresco i plinti, quando questi ultimi sono fondati su di una soletta di calcestruzzo preventivamente gettata in opera.

Fig. 3
Azioni di progetto sul plinto a pozzetto (a sinistra) e sistema di forze equivalententi sul modello (a destra).

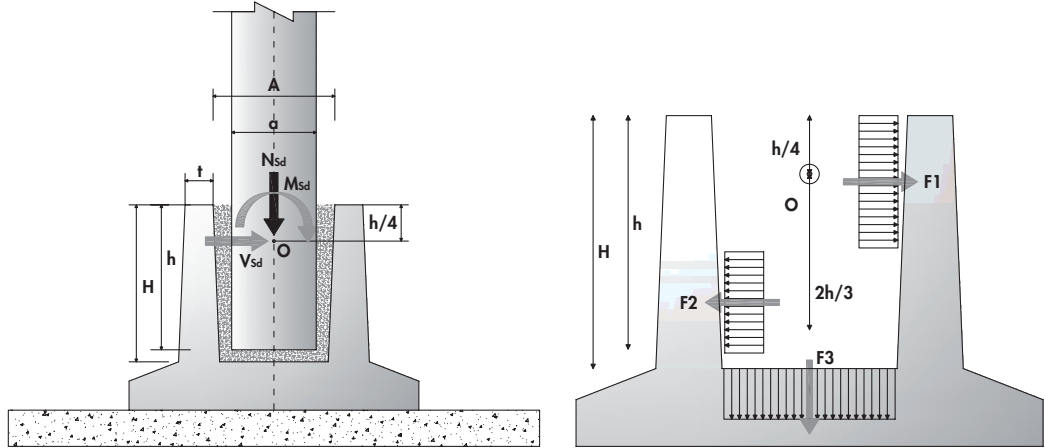
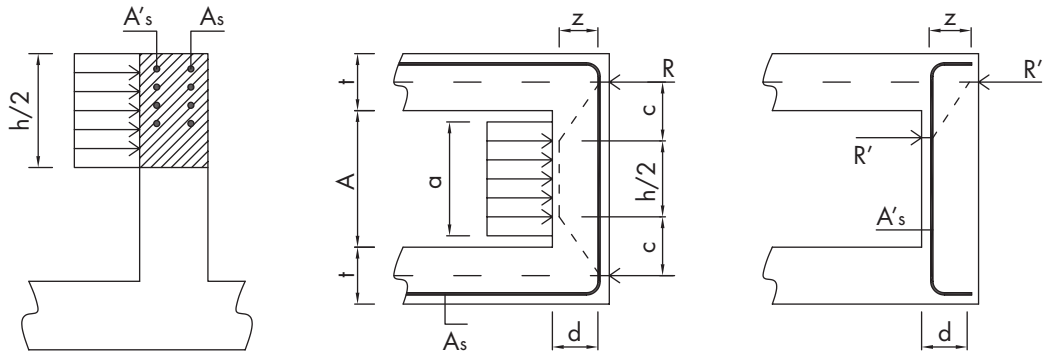


Fig. 4
Progetto dell'armatura orizzontale A_s e A'_s del setto frontale: azioni determinate mediante meccanismo tirante - puntone.



- Per i plinti realizzati mediante bicchiere prefabbricato su suola in opera, si applicano le stesse regole più sotto specificate.
- Il pozzetto può avere superficie interna liscia oppure indentata.
- Le armature devono essere progettate in modo da assicurare la trasmissione delle forze assunte nel modello ed essere correttamente ancorate.
- Le azioni di progetto M_{sd} , V_{sd} e N_{sd} sono applicate a $1/4$ dell'altezza di infissione del pilastro, a partire dal colletto del bicchiere e si considerano equivalenti a distribuzioni di forze aventi risultanti F_1 , F_2 e F_3 (Fig. 3), in particolare:

$$F_1 = \frac{3}{2} \frac{M_{sd}}{h} + V_{sd} \quad F_2 = \frac{3}{2} \frac{M_{sd}}{h} \quad F_3 = N_{sd} \quad (1)$$

- Limitazioni geometriche:
 - altezza bicchiere:
 - $\geq 1.20 \times$ lato pilastro se $M_{sd}/N_{sd} \leq 0.15 \times$ lato pilastro;
 - ≥ 2.00 se $M_{sd}/N_{sd} \leq 2.00 \times$ lato pilastro;
 - in tutti gli altri casi è consentita un'interpolazione lineare e comunque è consentita solo un'altezza $h \geq 300$ mm;
 - spessore setti bicchiere $\geq 1/3 \times$ lato

interno pozzetto, in ogni caso ≥ 100 mm. Il dimensionamento del setto frontale è effettuato in accordo con lo schema tirante-puntone di figura 4, che si ipotizza sviluppato lungo la metà superiore del bicchiere. Nelle equazioni 2, 3, 4 riportate di seguito permettono di verificare rispettivamente l'armatura orizzontale, il puntone di calcestruzzo e l'armatura verticale distribuita all'interno dei setti.

$$\text{armatura: } \frac{2 \cdot A_s (1 + \alpha) \cdot f_{yd}}{\lambda} \geq F_1 \quad (2)$$

$$\text{calcestruzzo: } \frac{2 \cdot 0.4d \cdot h \cdot f_{cd}}{2 \cdot (1 + \lambda^2)} \geq F_1 \quad (3)$$

$$\text{base: } \left(t(a+t) + \frac{E_s}{E_c} \cdot A_w \right) \cdot f_{ctd} \geq F_2 \quad (4)$$

$$\text{dove: } \alpha = \frac{A'_s}{A_s} \quad \lambda = \frac{c}{z} \quad z = 0.9d$$

$$c = \frac{A+t}{2} - \frac{a}{4}$$

Sui setti laterali si considera il contributo dei due anelli di armatura orizzontale esterna A_l ed interna A'_l . Le equazioni associate sono riportate di seguito, in accordo con AICAP (2008), che applica il metodo delle indicazioni CNR 10025/98 a un caso studio:

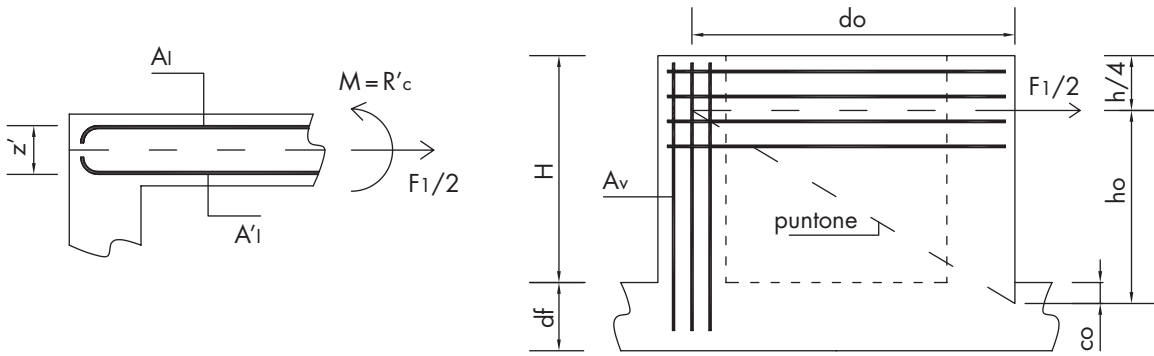


Fig. 5
Meccanismi per il dimensionamento dell'armatura orizzontale nei setti laterali (a sinistra) e dell'armatura verticale.

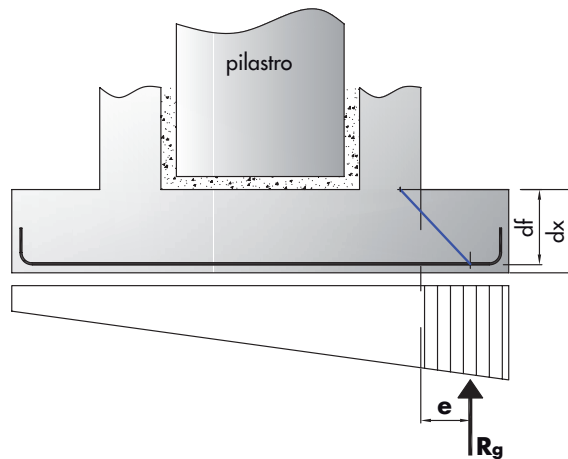


Fig. 6
Meccanismo a mensola rovescia per il dimensionamento dell'armatura della soletta.

$$\frac{2 \cdot A_l \cdot f_{yd}}{\left(\alpha \cdot \frac{c}{z'} - 1\right)} \geq F_1 \quad \frac{2 \cdot A'_l \cdot f_{yd}}{\left(\alpha \cdot \frac{c}{z'} + 1\right)} \geq F_1 \quad (5)$$

L'armatura verticale A_v , negli spigoli del bicchiere ed il relativo puntone di calcestruzzo nei setti laterali sono verificati ipotizzando che si instauri il meccanismo di figura 5.

$$\text{Armatura} \quad \frac{2 \cdot A_v \cdot f_{yd}}{\lambda_0} \geq F_1 \quad (6)$$

$$\text{Calcestruzzo} \quad \frac{2 \cdot 0.4 d_0 \cdot t \cdot f_{cd}}{1 + \lambda_0^2} \geq F_1 \quad (7)$$

$$\text{dove} \quad \lambda_0 = \frac{h_0}{d_0} = \frac{\frac{3}{4} \cdot h + c_0}{d_0} \quad \text{e} \\ c_0 = \min \left\{ 0.2 \cdot d_0; \frac{d_f}{2} \right\}$$

L'armatura della soletta è costituita da una distribuzione di barre ortogonali nelle due direzioni principali A_x e A_y . Il loro dimensionamento è effettuato imponendo il meccanismo di figura 6 e per mezzo delle seguenti equazioni:

$$\frac{A_x \cdot f_{sd}}{\lambda_x} \geq R_g \quad \text{dove} \quad \lambda_x = \frac{(e + 0.2 d_x)}{d_x} \quad (8)$$

La verifica al punzonamento è effettuata con riferimento ad un'impronta che si ottiene incrementando l'area della sezione del pilastro mediante un angolo di 33° , caratterizzata dal seguente perimetro critico:

$$u = 2a + 2b + 3\pi \cdot d_f \quad (9)$$

La condizione di verifica è sostanzialmente la stessa prevista dall'Eurocodice 2:

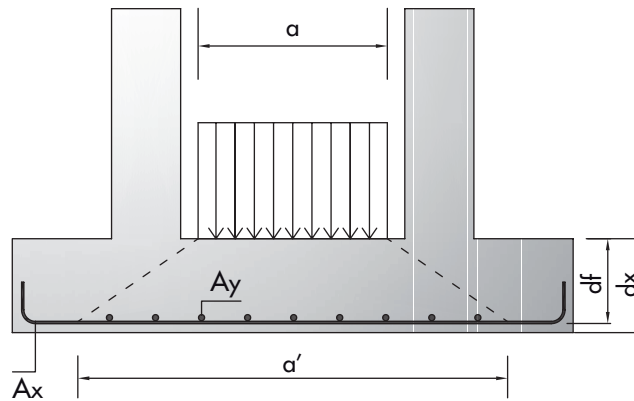
$$0.25 d_f \cdot u \cdot f_{ctd} \cdot k \cdot (1.2 + 40 \rho_f) \geq N_{sd} \cdot (1 - (\alpha' \cdot b') / A_{tot}) \quad (10)$$

dove: $k = 1.6 - d_f \geq 1$ (d_f espresso in metri);

$$\rho_f = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \leq 0.02 \quad \text{con} \quad \rho_x = A'_x / (b' d_f) \\ \text{e} \quad \rho_y = A'_y / (\alpha' d_f)$$

percentuali geometriche d'armatura nelle due direzioni comprese rispettivamente in b' e α' (armatura aggiuntiva oppure già ancorata e non più utile a flessione per lo sbalzo della soletta); $\alpha' = a + 3d_f$; $b' = b + 3d_f$; A_{tot} = area totale di fondazione.

Fig. 7
Meccanismo relativo all'effetto di punzonamento esercitato dal pilastro sulla soletta.



2.3 Mori & Pereswiet-Soltan (1981)

Il modello descritto in questo paragrafo è stato proposto circa 30 anni fa ed è basato sul metodo alle tensioni ammissibili. Esso impone la seguente limitazione sulla lunghezza di infissione h del pilastro nel pozzetto:

- se il carico è assiale $\Rightarrow h \geq 3/4 (a + b)/2$;
- se il carico è eccentrico con risultante all'interno della sezione del pilastro $\Rightarrow h \geq (a + b)/2$;
- se il carico è eccentrico con risultante all'esterno della sezione del pilastro $\Rightarrow h \geq 1,3 (a + b)/2$.

Con $h \geq 30$ cm e dove a e b sono i lati della sezione del pilastro.

L'armatura orizzontale nel bicchiere, costituita da un doppio anello, è data da:

$$A_0 = \frac{H_f}{\sigma_a} \quad (11)$$

Dove la forza orizzontale agente è $H_f = 3M/2h$, M è il momento agente e σ_a la tensione ammissibile di lavoro dell'acciaio.

L'armatura verticale, da disporre su ciascun setto in accordo con una delle configurazioni indicate in figura 9 (oppure si veda anche Fig. 10), è calcolata come:

$$A_v = \frac{M}{0.92 \cdot H \cdot \sigma_a} \quad (12)$$

L'armatura della soletta di fondazione si determina considerando la parte a sbalzo della soletta come mensola incastrata nel bicchiere soggetta ad un carico q determinato dall'Eq.13 (S è l'area della sezione della soletta e W il corrispondente modulo di resistenza). Indicato con d_f lo spessore della soletta, l'area d'acciaio necessaria è calcolata mediante l'Eq.14 in funzione del momento flettente generato dalla risultante R_g della distribuzione delle pressioni e dove con $(d_f - 2)$ si intende l'altezza utile della sezione resistente:

$$q = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} \quad (13)$$

$$A_s = \frac{R_g \cdot e}{0.92 \cdot (d_f - 2) \cdot \sigma_a} \quad (14)$$

Le sollecitazioni che possono nascere durante la fase di posizionamento del pilastro all'interno del bicchiere sono conteggiate, in via approssimata, in funzione del peso proprio P_p e dell'altezza del pilastro L , assumendo un momento:

$$M = 0.25 \cdot P_p \cdot L \quad (15)$$

Per quanto riguarda il punzonamento, il carico assiale N si diffonde nella soletta secondo un tronco di piramide con le facce inclinate di un angolo $\alpha = 45^\circ$ o 60° rispetto all'orizzontale a seconda che si sia in presenza di armatura oppure no.

Definito c come la media dei lati della sezione del pilastro, la tensione tangenziale nel caso di plinto non armato si considera pari a:

$$\tau = \frac{N \cdot 0.80}{2d_f \cdot (d_f + 2c)} \quad (16)$$

Nel caso in cui $\tau_{bo} \leq \tau \leq \tau_{b1}$ occorre prevedere le armature nelle due direzioni x e y al fine di prevenire il punzonamento. Il calcolo dell'armatura è dato dalla formula:

$$2(A_a + A_b) \cdot \sigma_a = N \quad (17)$$

Il metodo proposto da Mori & Pereswiet-Soltan (1981) è basato su di un approccio che in alcune parti è stato superato dalle più recenti normative e quindi non integralmente applicabile nella sua forma originale. Esso è però di notevole interesse, perché è stato validato sperimentalmente su di un

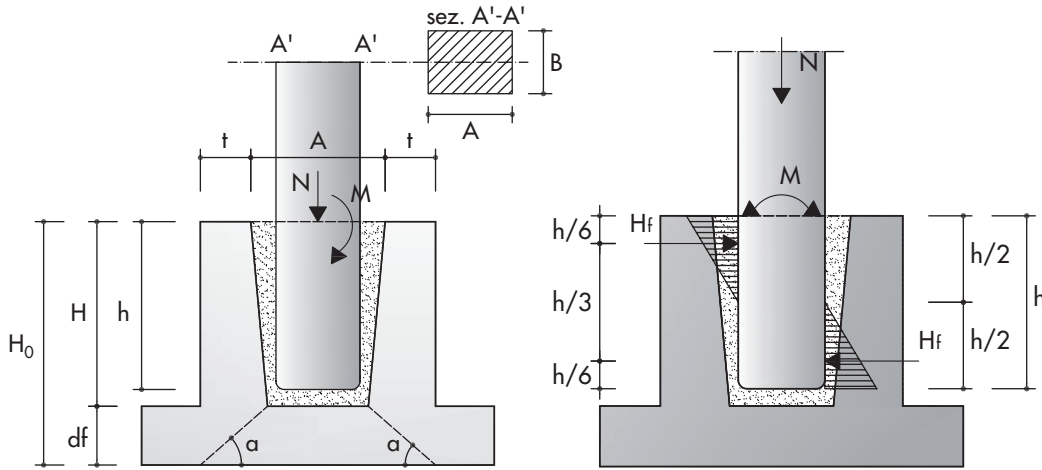


Fig. 8 Azioni sul plinto e simbologia delle dimensioni geometriche (a sinistra); schema delle zone di sollecitazione nel bicchiere (a destra), figura modificata da Mori & Pereswiet-Soltan (1981).

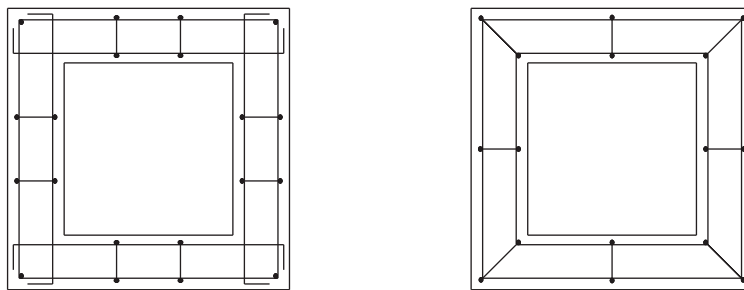


Fig. 9 Possibile disposizione dell'armatura all'interno del bicchiere (in pianta), figura modificata da Mori & Pereswiet-Soltan (1981).

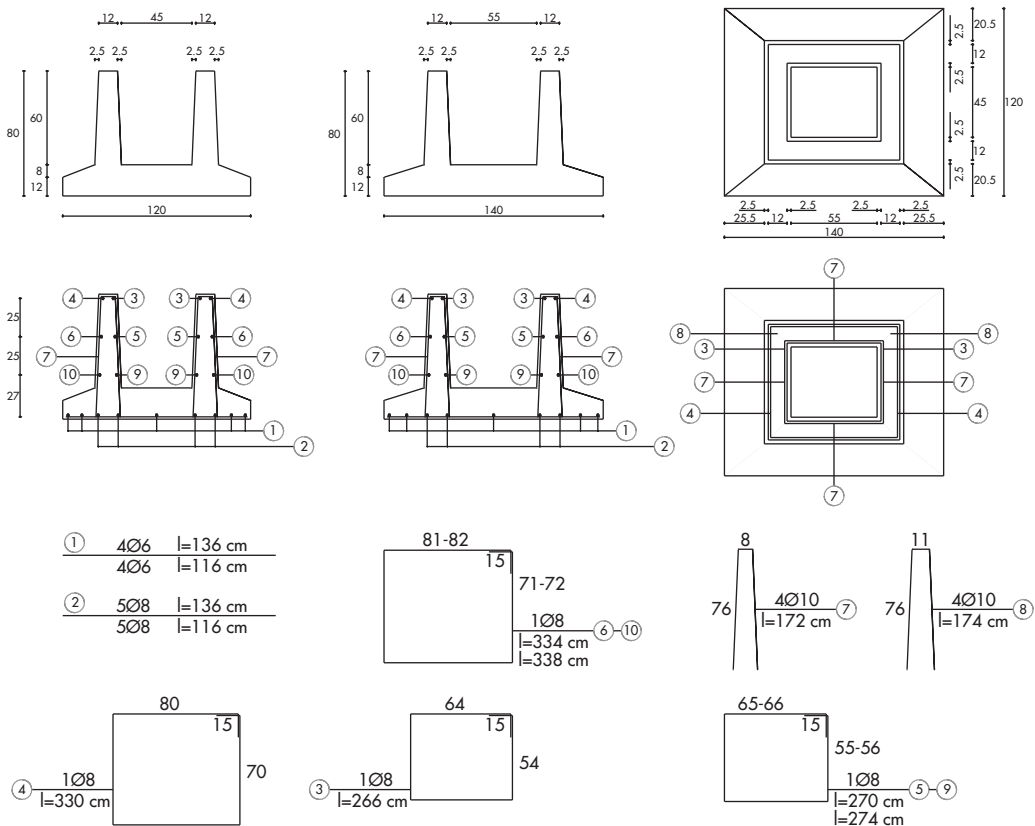


Fig. 10 Dettaglio della carpenteria e dell'armatura del plinto di prova, figura modificata da Mori & Pereswiet-Soltan (1981).

plinto dimensionato per un momento di progetto pari a 60 kNm al fine di determinare: l'effettivo carico di rottura e di incipiente fessurazione, il

meccanismo di rottura ed i punti deboli del plinto. In figura 10 e figura 11 sono riportati rispettivamente i dettagli di carpenteria ed armatura del

plinto esaminato e la relativa configurazione di prova. Quest'ultima prevede il getto di un sottoplinto massiccio in c.a. in cui sono ammassati 3 tirafondi $\phi 20\text{mm}$ ad interasse di 300mm. Un lato della soletta del plinto è quindi bloccato tramite una piastra metallica e 3 bulloni $\phi 20\text{mm}$. Il pilastro, alto 5m ed opportunamente armato, ha una sezione trasversale 50 cm x 30 cm; sulla sua sommità è applicata una fune d'acciaio collegata ad una carrucola a circa 10 m dall'asse del pilastro stesso. La forza esercitata sulla fune è rilevata mediante un dinamometro a cella idrostatica. Le prime fessurazioni oblique sulla sommità del bicchiere si riscontrano in corrispondenza di un

momento applicato pari a circa 200 kNm, pari ad un rapporto di 3.36 rispetto al momento di progetto. Aumentando la forza, si manifestano fessurazioni anche nella parte inferiore del bicchiere ed in corrispondenza della soletta che si allargano lasciando scoperta l'armatura. Il collasso avviene per un momento di circa 360 kNm, vale a dire 6 volte il momento di progetto. È opportuno ricordare che i valori dei rapporti fra momenti applicati durante la prova sperimentale e momento di progetto vanno opportunamente interpretati, in quanto il dimensionamento del plinto è affrontato mediante il metodo alle tensioni ammissibili.

Fig. 11
Configurazione di prova sul sistema pilastro-plinto, figura modificata da Mori & Pereswiet-Soltan (1981).

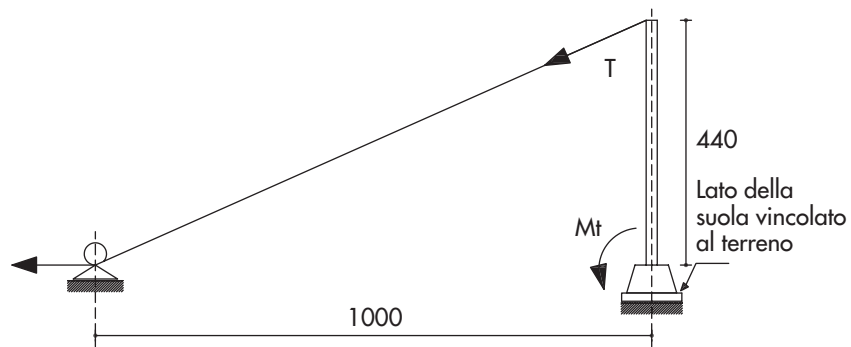


Fig. 12
Danneggiamento del plinto in corrispondenza di una forza inclinata pari a circa 8000 kg, da Mori & Pereswiet-Soltan (1981).

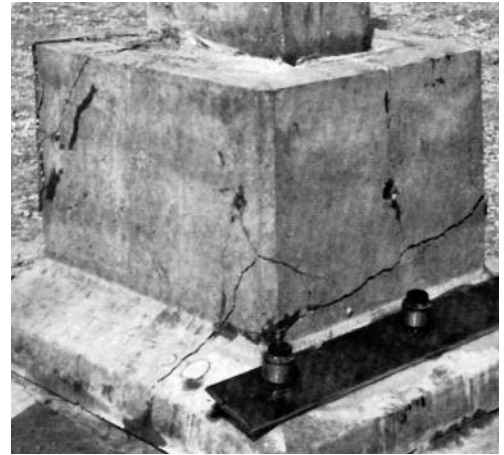
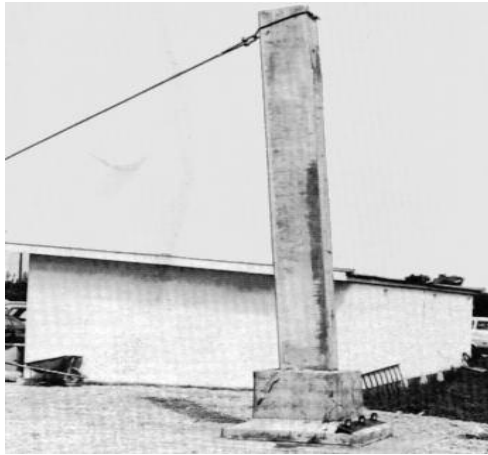
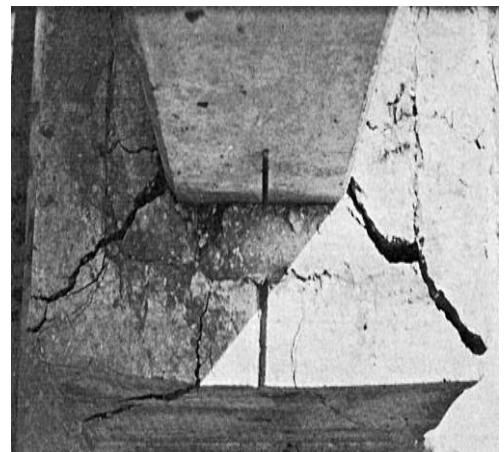


Fig. 13
Collasso del plinto per una forza inclinata pari a circa 90 kN ($M = 360 \text{ kNm}$), da Mori & Pereswiet-Soltan (1981).



2.4 Osanai et al. (1996)

Il modello di calcolo proposto da Osanai et al. (1996) è basato su di una ricerca numerico – sperimentale citata dal *fib* Bulletin n. 27 (2003) come riferimento per la progettazione di collegamenti fra pilastri e fondazioni a pozzetto in zona sismica. Le ipotesi di base sono: inibizione della resistenza a trazione del calcestruzzo, sollecitazioni di trazione assorbite da armature appositamente predisposte, forze di attrito fra pilastro e pozzetto conteggiate.

Il meccanismo di trasferimento delle sollecitazioni sismiche dal pilastro al bicchiere prevede un sistema di azioni composto dalla risultante R alla base del pilastro, da risultanti orizzontali a differenti quote del pozzetto in corrispondenza dei punti di contatto con il pilastro (C_{11} , C_{22}) e da forze orizzontali e verticali di attrito (F_{11} , F_{12} , F_{13}) su tutte le interfacce pilastro – fondazione (Figg. 14b e 14c).

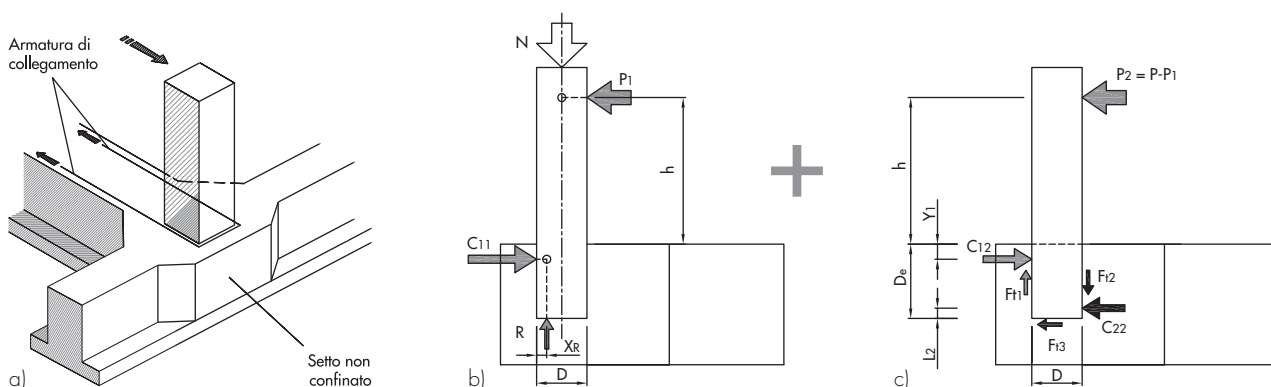
Il sistema di azioni sopra descritto può essere suddiviso in due modelli semplificati da studiare separatamente. Il modello 1 è quello che resiste all'effetto dell'azione assiale e di una parte di carico laterale, senza però tener conto delle

forze d'attrito (Fig. 14b); il modello 2 è sollecitato dalla restante parte di azione laterale e da forze d'attrito F_{11} , F_{12} , F_{13} (Fig. 14c).

Nel caso di pilastri interni, fissata una certa direzione, le travi di fondazione raccordano il plinto su entrambi i lati e la forza resistente orizzontale $C = C_{11} + C_{12}$ è trasmessa direttamente alla parte di trave compressa antistante, riducendo così le sollecitazioni di trazione nell'armatura di fondazione. Per tale motivo le migliori prestazioni si possono ottenere dall'utilizzo di un calcestruzzo ad elevata resistenza. Nel caso di un pilastro perimetrale, invece, il setto di plinto sprovvisto di trave di fondazione è soggetto a forze di trazione che devono essere sopportate da una apposita armatura ancorata nella trave di fondazione sul lato opposto (Fig. 14a). In tal caso, la nascita di notevoli sollecitazioni di trazione provoca un potenziale degrado della monoliticità del vincolo pilastro – fondazione.

La forza di trazione complessiva C risultante in corrispondenza della connessione pilastro – fondazione è ricavabile da considerazioni di equilibrio delle forze agenti sui due modelli di figura 14b e c.

Fig. 14
Schema di trasferimento delle azioni dal pilastro alla fondazione: (a) Setto non confinato ed armatura di collegamento; (b) modello parziale 1; (c) modello parziale 2 (Osanai et al., 1996).



$$C = C_{11} + C_{12} = \frac{1}{h \cdot (L_c - L_3 + \mu_1 \cdot D)} \cdot \{M \cdot (h + D_e - L_3) + N \cdot e_c \cdot [(\mu_1 - \alpha) \cdot D - Y_1]\} \quad (18)$$

dove: μ_1 = coefficiente d'attrito pilastro - plinto
 D = lato del pilastro;
 $e_c = D/2 - x_R$, dove x_R è approssimativamente $0.4 x$, con x = lembo compresso;
 D_e = lunghezza di infissione del pilastro nel plinto;
 $\alpha = h/D$, dove h è l'altezza del pilastro, misurata dal colletto del bicchiere;
 N = azione assiale applicata;
 $M = P \cdot h$ = momento flettente applicato, dove P è la forza laterale applicata;
 Y_1 = punto di applicazione della forza di trazione C a partire dal colletto del bicchiere (= $H/4$, dove H è l'altezza del bicchiere).

$$L_c = D_e - Y_1; \quad L_3 = \frac{D_e}{6} - \frac{Y_1}{3}$$

Secondo Osanai et al (1996) le prove sperimentali effettuate hanno permesso di ricavare le seguenti ulteriori informazioni:

- la lunghezza di infissione efficace è pari ad almeno 1.5 volte la dimensione del lato maggiore della sezione del pilastro;
- il valore del coefficiente d'attrito è posto in relazione alla lunghezza di infissione del pilastro ed alla presenza di superfici sagomate o meno (Tab. 1).

Tabella 1 - Coefficienti d'attrito raccomandati da Osanai et al. (1996) per il calcolo della forza di trazione indotta dal pilastro sul setto frontale

Lunghezza di infissione ($a =$ lato pilastro)	Chiavi di taglio	Coefficiente d'attrito
$\geq 1.50 \cdot a$	assenti	1.00
$\geq 1.25 \cdot a$	presenti	1.00
$\geq 1.00 \cdot a$	presenti	0.50

3. Metodo di progettazione proposto

Il metodo di progetto proposto in questo articolo prevede che il plinto si comporti come un blocco monolitico e sia caratterizzato da una risposta pressoché elastica. La zona a comportamento non lineare è traslata al di fuori del plinto stesso, in altre parole si prevede la formazione di una cerniera plastica diffusa a partire dal colletto del bicchiere (Fig. 15c). Per questo motivo la connessione plinto-pilastro è classificabile come di tipo "b" secondo quanto indicato dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/08).

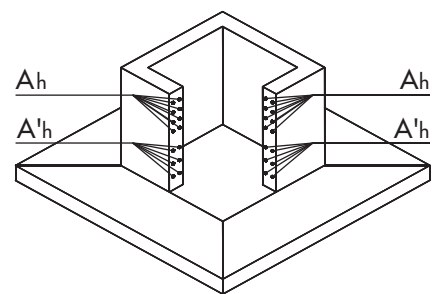
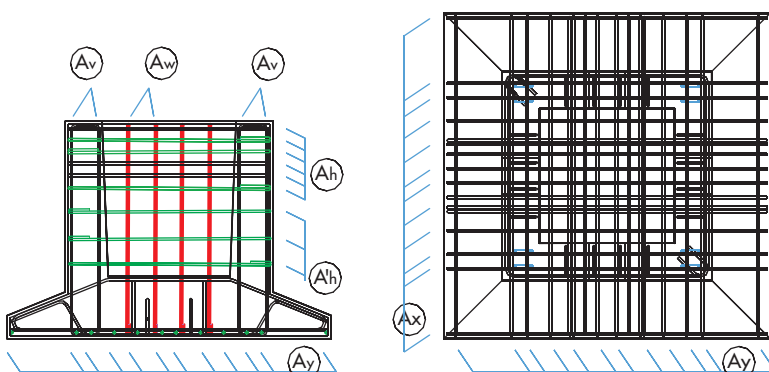
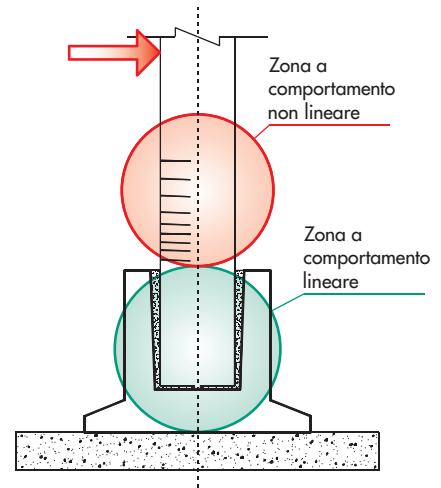
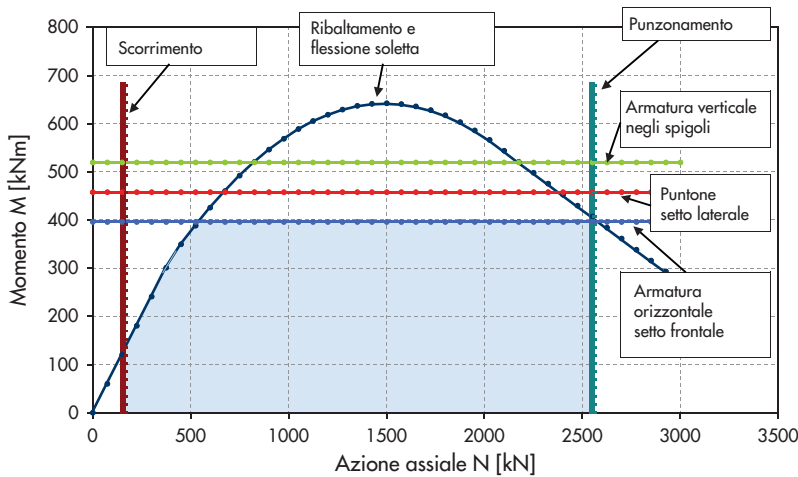
La capacità portante del generico plinto prefabbricato a bicchiere è rappresentata dal dominio $N - M$ (azione assiale - momento flettente), individuato dall'involuppo minimo di più sottodomini, ciascuno dei quali è associato ad una verifica

locale (es: setto frontale, setti laterali, soletta) oppure ad una verifica globale dell'intero plinto (es: ribaltamento, scorrimento) (Fig. 15a).

La distribuzione di armatura, pensata coerentemente ai meccanismi locali e globali ipotizzati (descritti in dettaglio più avanti), prevede barre verticali A_v concentrate negli spigoli del bicchiere ed ancorate nella suola, strati di barre orizzontali ad anello A_h e A'_h sia sul lato esterno, sia su quello interno del bicchiere, barre verticali A_w distribuite all'interno dei setti del bicchiere, barre per sopportare l'inflessione della suola (A_x e A_y) distribuite lungo le due direzioni principali, oltre all'armatura per il punzonamento (Fig. 15b).

Dato che si ipotizza una risposta pressoché lineare del sistema, non è stato ritenuto necessario sviluppare modellazioni ad elementi finiti

Fig. 15
Esempio qualitativo di dominio resistente N-M (in alto a sinistra), schema di armatura di un plinto (in basso) e posizione della cerniera plastica (in alto a destra).



particolarmente raffinate. I meccanismi locali tirante-puntone rappresentano un buon compromesso fra affidabilità dei risultati ed onere computazionale, tanto più che il metodo è anche validato sperimentalmente.

La verifica strutturale è effettuata con l'obiettivo di trasferire al terreno le azioni agenti alla base del pilastro attraverso un comportamento monolitico del plinto. Ulteriori ipotesi sono:

- i plinti prefabbricati devono essere posati su di una superficie opportunamente preparata al fine di garantire una distribuzione delle sollecitazioni quanto più uniforme possibile;
- i setti devono avere spessore minimo pari a 200 mm;
- la dimensione minima degli interstizi fra pilastro e pozzetto è di 30 mm;
- a vantaggio di sicurezza non si considera l'effetto dell'attrito pilastro-pozzetto;
- le azioni di progetto M_{sd} , V_{sd} e N_{sd} sul bicchiere sono applicate a 1/4 dell'altezza di infissione del pilastro a partire dal colletto del bicchiere e sono calcolate analogamente al caso di connessioni di tipo "b" secondo il D.M. 14/01/2008;
- le azioni risultanti relative al modello di calcolo (F_1 , F_2 e F_3) sono distribuite come in figura 16 e definite mediante l'Eq. 19.

$$F_1 = V_{sd} + \frac{3}{2} \cdot \frac{M_{sd}}{h};$$

$$F_2 = \frac{3}{2} \cdot \frac{M_{sd}}{h}; F_3 = N_{sd}$$

(19)

Come evidenziato in passato (Leonhardt, 1977), la trasmissione delle forze per aderenza e taglio fra pilastro e bicchiere è un fenomeno piuttosto complesso che viene generalmente risolto in via estremamente semplificata. Per esempio, nonostante il numero e l'inclinazione dei puntoni sulle facce laterali siano condizionati dalla presenza e dalla disposizione dell'armatura orizzontale e verticale effettivamente disposta (Fig. 17) in fase di calcolo si considera generalmente la presenza di un unico puntone equivalente.

Armatura orizzontale nel collare

Nel setto frontale del bicchiere, sollecitato dalla forza F_1 , si ipotizza l'instaurarsi di un meccanismo tirante-puntone grazie all'effetto di vincolo fornito dai setti laterali (Fig. 18). Gli sforzi di trazione e di compressione si considerano uniformemente distribuiti rispettivamente sullo spessore del setto frontale e sulla larghezza dei puntoni. Questi ultimi sono diretti lungo le diagonali del bicchiere, si sviluppano per un'altezza pari a $h/2$ e la loro larghezza di calcolo è determi-

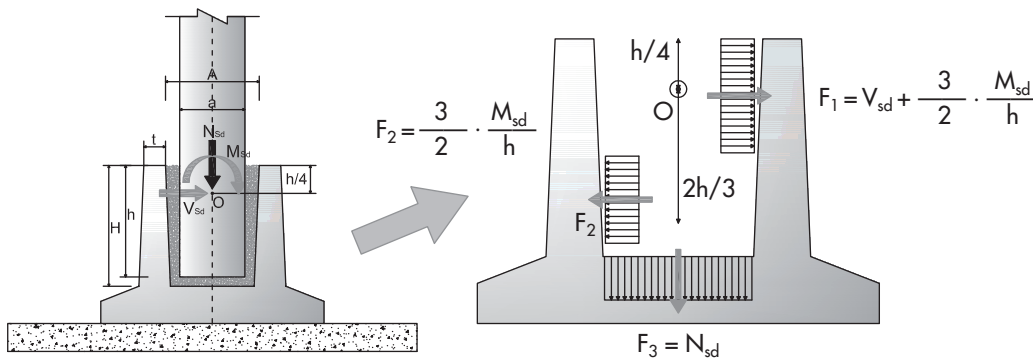


Fig. 16
Azioni di progetto (a sinistra) e azioni previste dal modello di calcolo (a destra).

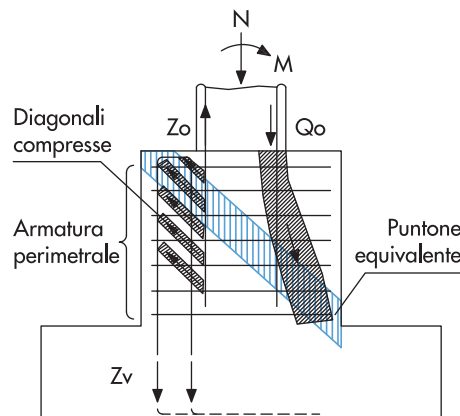


Fig. 17
Comportamento della fondazione a bicchiere per pilastri con flessione e trasmissione diretta delle forze tra bicchiere e pilastro mediante aderenza e taglio (modificata da Leonhardt, 1977).

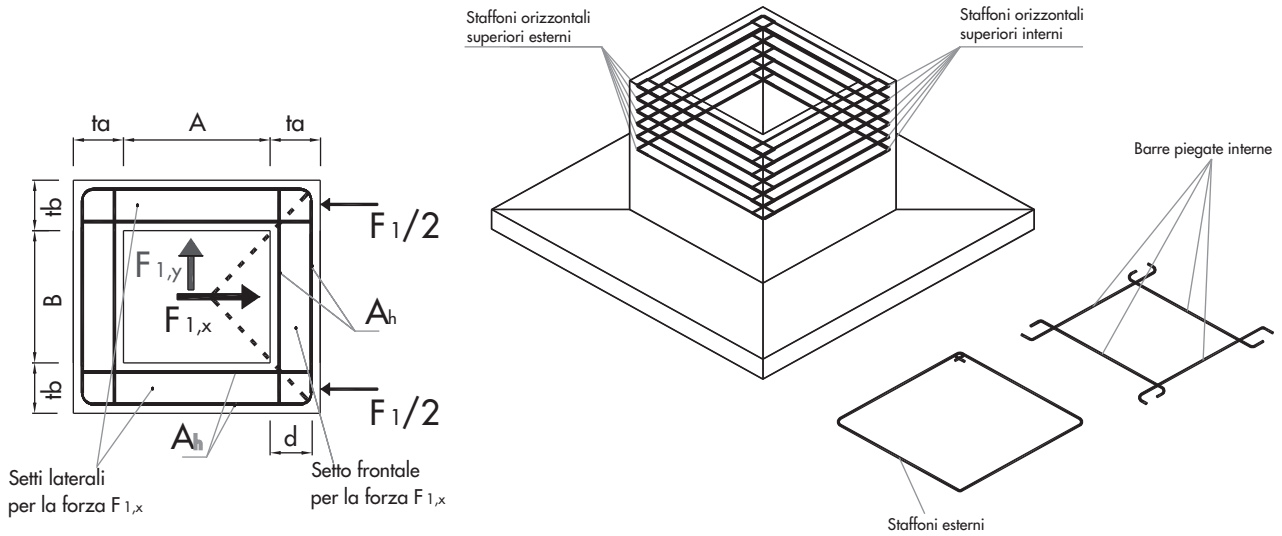


Fig. 18
Schema tirante - puntone sul setto frontale del bicchiere del plinto (visto in pianta) e disposizione dell'armatura orizzontale superiore.

nata in funzione della lunghezza di ancoraggio necessaria dell'armatura orizzontale (Fig. 19). L'armatura A_h è disposta ad anello, uno sul lato esterno ed uno su quello interno del bicchiere, e corrisponde alla maggiore fra le aree necessarie per la verifica del tirante del setto frontale o di quello dei setti laterali. Per maggior precisione, essa è l'armatura totale presente nella metà superiore di un setto del bicchiere distribuita su più strati e, per questioni pratiche, può essere realizzata ricorrendo anche a barre sagomate, purché adeguatamente ancorate, come mostrato in figura 18b.

In realtà, se il plinto è sollecitato da due azioni concomitanti lungo le due direzioni ortogonali, occorre tenere conto del fatto che il setto frontale per l'azione F_x è contemporaneamente setto laterale per l'altra azione in direzione perpendicolare (F_y) e quindi è necessario sovrapporre gli effetti in modo corretto (Eq. 20). Questa regola andrebbe adottata anche nel caso degli altri metodi descritti in precedenza, in modo tale che il plinto possa sopportare l'azione concomitante del sisma lungo le due direzioni ortogonali. Si prevede di posizionare un'ulteriore armatura

orizzontale distribuita nella metà inferiore del bicchiere, pari a un terzo di quella utilizzata nella parte superiore. Questa indicazione è legata al fatto che il setto frontale tende a comportarsi come una piastra vincolata su tre lati (i due setti laterali e la soletta di base).

$$A'_h = \frac{1}{3} A_{h, \min} \quad (21)$$

Verifica del puntone compresso del setto frontale
La larghezza del puntone compresso è calcolata in funzione delle lunghezze di ancoraggio minime l_{b1} e l_{b2} delle barre tese, come indicato in figura 19, misurate sugli assi delle due distribuzioni di armature ortogonali:

$$b_w = (l_{b1} - d_1) \cdot \sin \vartheta + (l_{b2} - d_2) \cdot \cos \vartheta \leq \frac{t}{\cos \vartheta} \quad (22)$$

dove $\vartheta = \arctg(1/\lambda)$, cioè 45° nel caso di plinto quadrato ($\lambda = 1$) e $l_b = (\phi \cdot f_{ys}) / (4 \cdot f_{bd})$ è la generica lunghezza di ancoraggio.

$$A_{h1} \geq \frac{1}{2 \cdot f_{ys}} (\lambda \cdot F_{1,x} + F_{1,y}) \text{ setto frontale per la forza } F_x$$

$$A_{h2} \geq \frac{1}{2 \cdot f_{ys}} (F_{1,x} + \lambda \cdot F_{1,y}) \text{ setto laterale per la forza } F_y$$

$$A_h = \max \{A_{h1}; A_{h2}\}$$

dove:

F_{1x} e F_{1y} sono le componenti della forza F_1 rispettivamente lungo x e y

$$\lambda = \max \left\{ \lambda_x; \lambda_y \right\}, \text{ con } \lambda_x = \frac{A/2 + t_a}{B/2 + t_b}, \lambda_y = \frac{B/2 + t_b}{A/2 + t_a}$$

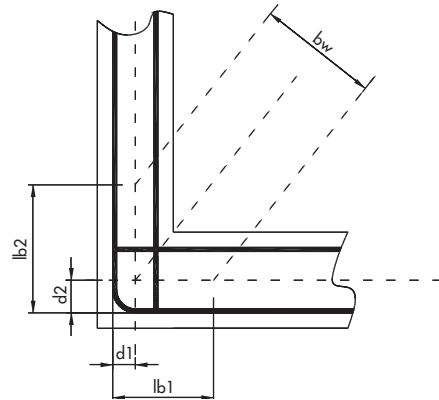


Fig. 19
Schema per la determinazione della larghezza della biella compressa del setto frontale in funzione della lunghezza di ancoraggio delle armature.

La verifica del puntone compresso del setto frontale è espressa in funzione della geometria del plinto mediante l'equazione sottostante, dove i coefficienti 0.5 e 0.85 tengono conto rispettivamente della potenziale riduzione di resistenza per effetto della fessurazione del puntone e dell'effetto dovuto alla presenza di carichi non puramente assiali di lunga durata (nel D.M. 14 gennaio 2008 il coefficiente 0.85 è già implicitamente considerato nella definizione di f_{cd}); tramite i coefficienti λ_x e λ_y si conteggiano gli effetti concomitanti delle due componenti di F_1 lungo y e x rispettivamente.

$$0.5 \cdot 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot h \geq \bar{F}/2$$

con $\bar{F} = \max \{ (F_{1,x} + \lambda_y \cdot F_{1,y}); (F_{1,y} + \lambda_x \cdot F_{1,x}) \}$ (23)

Verifica dell'armatura verticale negli spigoli e nei setti del bicchiere

Il momento di progetto è sopportato mediante un meccanismo tirante-puntone che si sviluppa sui setti laterali, vincolati ai setti frontali ed alla suola, dove il tirante è ancorato. La direzione del puntone compresso si individua congiungendo i punti A_1 e B_1 , rispettivamente definiti dall'intersezione degli assi dell'armatura verticale ed orizzontale e dall'intersezione della verticale del filo esterno del bicchiere con la base della suola, come mostrato nella figura 20 sottostante.

La formula di progetto dell'armatura verticale A_v in uno spigolo è definita imponendo una condizione di equilibrio alla rotazione:

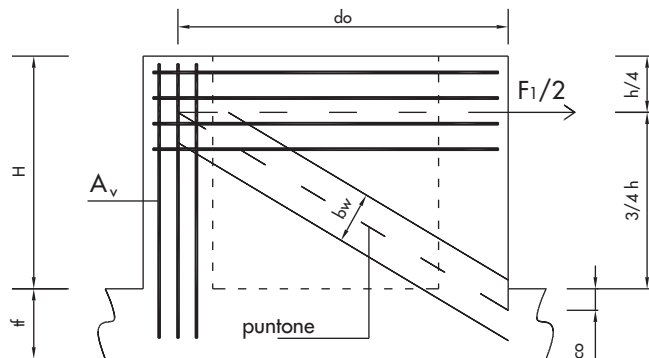
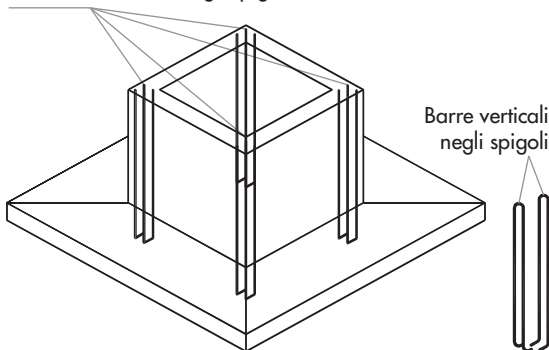


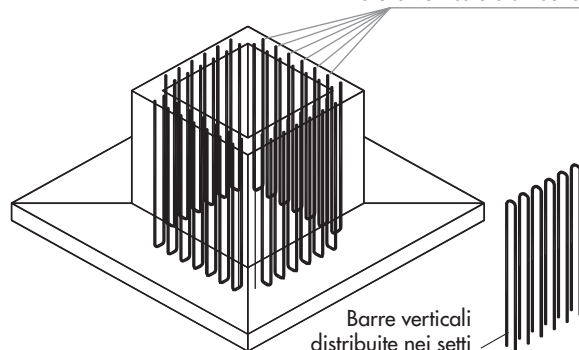
Fig. 20
Meccanismo tirante - puntone su di un setto laterale del bicchiere in direzione x o y (in alto) e distribuzione di armatura verticale A_v (in basso a sinistra) e A_w (in basso a destra)

Armatura verticale negli spigoli



Barre verticali negli spigoli

Armatura verticale distribuita



Barre verticali distribuite nei setti

$$A_v = \max \left\{ \left(\frac{F_{1,x} \cdot \lambda_{0,x}}{2 \cdot f_{yd}} \right); \left(\frac{F_{1,y} \cdot \lambda_{0,y}}{2 \cdot f_{yd}} \right) \right\}$$

dove:

$$\lambda_{0,x} = \frac{H_0 - \frac{h}{4}}{A + \frac{3}{2} \cdot t} \quad \text{e} \quad \lambda_{0,y} = \frac{H_0 - \frac{h}{4}}{B + \frac{3}{2} \cdot t} \quad (24)$$

Verifica del setto posteriore

Si prevede di posizionare un'armatura verticale A_w distribuita nei setti del bicchiere pari a quella utilizzata in uno spigolo. È da notare come questa impostazione sia particolarmente efficace nel caso di azioni ortogonali concomitanti, grazie al fatto di utilizzare come armatura a flessione sia i ferri verticali negli spigoli, sia quelli distribuiti lungo i setti. Per tale motivo, e per esigenze pratiche, si accetta che il dimensionamento sia effettuato per il momento massimo agente contemporaneamente lungo le due direzioni ortogonali del piano.

$$A_w = A_v \quad (25)$$

Verifica del puntone compresso nel setto laterale
Da una relazione puramente geometrica, si ha:

$$\text{tg} \delta_x = \frac{h_0}{(A+2t)}; \quad \text{tg} \delta_y = \frac{h_0}{(B+2t)} \quad (26)$$

La larghezza del puntone diagonale è determinata similmente all'Eq. 22 in funzione della lunghezza di ancoraggio minima delle armature presenti (Fig. 20):

$$b'_{w,x} = \left(l_{bv} - \frac{h}{4} + c \right) \cdot \sin \delta_x + \left(l_{bh} - \frac{t}{2} + c \right) \cdot \cos \delta_x$$

$$b'_{w,y} = \left(l_{bv} - \frac{h}{4} + c \right) \cdot \sin \delta_y + \left(l_{bh} - \frac{t}{2} + c \right) \cdot \cos \delta_y \quad (27)$$

dove:

c è il copriferro; l_{bv} e l_{bh} sono le lunghezze di ancoraggio delle distribuzioni di barre di armatura rispettivamente nelle direzioni verticale ed orizzontale. La verifica del puntone compresso nel setto laterale è soddisfatta mediante la seguente equazione, analoga all'Eq. 23, anche per quanto riguarda il significato dei coefficienti riduttivi (fessurazione del puntone e presenza di carichi non puramente assiali di lunga durata):

$$0.5 \cdot 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b'_{w} \cdot t \geq \bar{F}'/2$$

con $\bar{F}' = F_1/2 \max \left\{ \sqrt{(1+\text{tg}^2 \delta_x)}; \sqrt{(1+\text{tg}^2 \delta_y)} \right\}$ (28)

Verifica della soletta a flessione e verifica globale a ribaltamento

La soletta è verificata come mensola incastrata rovescia sollecitata dalla reazione del sottoplinto, la cui distribuzione si considera lineare, in funzione dei carichi applicati. L'andamento delle pressioni di contatto sulla soletta può essere schematizzato con una forma trapezoidale o triangolare a seconda che la posizione della risultante delle sollecitazioni sia interna o esterna al terzo medio della sezione.

Nel primo caso i valori estremi della distribuzione di pressione sono:

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{N_{sd}}{A \cdot B} \pm \frac{M_{sd}}{W} \quad (29)$$

dove

$M_{sd} = \max\{M_x; M_y\}$ e W è il corrispondente modulo di resistenza della sezione trasversale della soletta vista in pianta.

Nel secondo caso, la pressione massima vale:

$$\sigma_{\max} = \frac{2N_{sd}}{3 \cdot A \cdot u} \quad \text{oppure} \quad \sigma_{\max} = \frac{2N_{sd}}{3 \cdot B \cdot u} \quad (30)$$

Anche in questo caso il meccanismo resistente è di tipo tirante - puntone, come mostrato in figura 21. Ai fini della verifica si dovrà disporre un'armatura di intradosso, distribuita nelle due direzioni ortogonali della soletta, utilizzando le equazioni sottostanti; il momento resistente associato si determina mediante iterazioni successive imponendo l'uguaglianza fra la risultante R delle pressioni e l'area di acciaio A_x o A_y di calcolo.

$$\frac{A_x \cdot f_{sd}}{\lambda_x} \geq R_x; \quad \frac{A_y \cdot f_{sd}}{\lambda_y} \geq R_y \quad (31)$$

dove:

$$\lambda_x = e_x/d_x \quad \text{e} \quad \lambda_y = e_y/d_y;$$

- e_x, e_y = distanze della risultante delle pressioni rispetto al filo esterno del bicchiere in direzione x e y ;
- d_x e d_y = altezza di calcolo all'attacco della soletta con il bicchiere, rispettivamente in direzione x e y ;
- R_x e R_y = risultante delle pressioni, in direzione x e y .

Verifica a ribaltamento

La verifica globale a ribaltamento dell'intero plinto è soddisfatta imponendo che la somma dei momenti stabilizzanti sia maggiore della somma dei momenti ribaltanti.

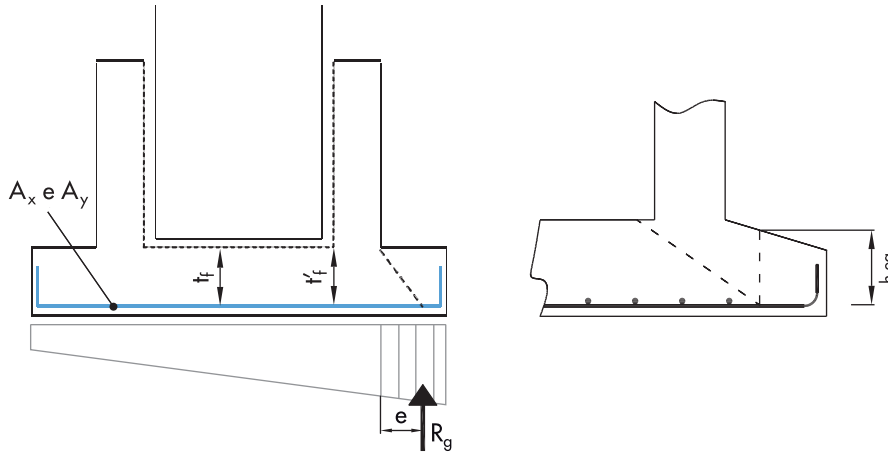


Fig. 21
Verifica dell'armatura della soletta del plinto: funzionamento a mensola rovescia incastrata.

Verifica a scorrimento

La verifica globale a scorrimento si effettua considerando il carico assiale di calcolo ed un coefficiente d'attrito calcestruzzo - calcestruzzo pari a 0.35.

Verifica a punzonamento

L'effetto di punzonamento da verificare è duplice ed è dato sia dal carico trasmesso dal pilastro sulla suola, sia da quello trasmesso dalla suola sul sottoplinto. Le indicazioni di riferimento sono tratte dall' Eurocodice 2 (§6.4), basato su un procedimento piuttosto laborioso. Per tale motivo, nonostante il lettore possa leggere direttamente la fonte stessa, si ritiene utile riportare nel seguito un riassunto delle principali informazioni necessarie per la verifica.

Il taglio dovuto al punzonamento sul perimetro critico di riferimento è determinato mediante la seguente formula:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d_f} = \left(1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \right) \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d} \quad (32)$$

dove: M_{Ed} e V_{Ed} sono le azioni di calcolo sull'elemento soggetto a punzonamento;
 d è l'altezza della sezione efficace calcolata in corrispondenza del perimetro di riferimento;
 u_1 è la lunghezza del perimetro di riferimento;
 k è un coefficiente geometrico definito nella tabella 6.1 dell'Eurocodice 2;
 W_1 corrisponde alla distribuzione di taglio come rappresentato in figura 6.19 dell'Eurocodice 2.

Per pilastri rettangolari, il coefficiente β dell'Eq. 32 può essere calcolato con la seguente equazione semplificata:

$$\beta = 1 + 1.8 \cdot \sqrt{\left(\frac{e_x}{L'_y} \right)^2 + \left(\frac{e_y}{L'_x} \right)^2} \quad \text{[A] pilastri interni con eccentricità lungo le due direzioni}$$

$$\beta = \frac{u_1}{u^*_1} + k \cdot \frac{u_1}{W_1} \cdot e_{par} \quad \text{[B] pilastri perimetrali con eccentricità lungo le due direzioni} \quad (33)$$

$$\beta = \frac{u_1}{u^*_1} \quad \text{[C] pilastri d'angolo con eccentricità lungo le due direzioni}$$

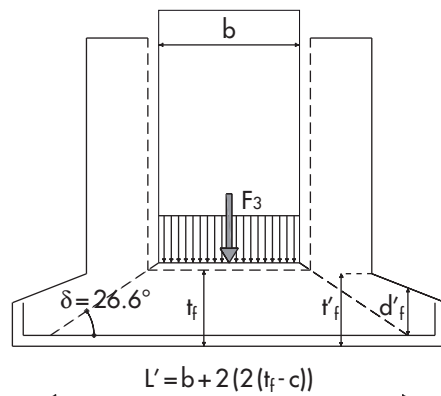


Fig. 22
Meccanismo di rottura per punzonamento (in accordo con Eurocodice 2).

dove: e_x e e_y sono le eccentricità dei carichi lungo x e y (rapporto fra momento ed azione assiale M_{Ed}/V_{Ed});
 L'_x e L'_y sono le dimensioni del perimetro di controllo, come definito in figura 6.13 dell'Eurocodice 2 (nel caso di pilastro quadrato $L'_x = L'_y = a \cdot 2 \cdot 2 (t_f - c)$);
 u_1 e u^*_1 sono definiti nelle figure 6.15 e 6.20 (a) dell'Eurocodice 2.

Nel caso di strutture in cui la stabilità laterale non dipenda da uno schema statico a telaio fra orizzontamenti e pilastri e per luci che non differiscano per più del 25%, è possibile applicare un'ulteriore semplificazione: nel caso

$$\begin{aligned} \beta &= 1.15 \text{ [A] pilastri interni} \\ \beta &= 1.40 \text{ [B] pilastri perimetrali} \\ \beta &= 1.50 \text{ [C] pilastri d'angolo} \end{aligned} \quad (34)$$

La resistenza di un elemento di calcestruzzo senza armatura specifica è pari a:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp})$$

Dove: f_{ck} è in MPa; $C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0, \text{ con } d \text{ in mm}$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0.02 \text{ dove } \rho_{lx} = \frac{A_{sp,x}}{L'_x \cdot d_f}; \rho_{ly} = \frac{A_{sp,y}}{L'_y \cdot d_f}$$

$$k_1 = 0.1$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^2 \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \quad (35)$$

La resistenza di un elemento di calcestruzzo con armatura specifica a punzonamento è pari a:

$$\begin{aligned} V_{Rd,cs} &= 0.75 \cdot V_{Rd,c} + 1.5 \cdot \frac{d_f}{s_r} A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot k \cdot \\ &\cdot \left(\frac{1}{u_1 \cdot d_f} \right) \cdot \sin(\alpha) \end{aligned} \quad (36)$$

Dove: A_{sw} = area di un perimetro di armatura specifica a punzonamento;
 s_r = distanza radiale fra i perimetri di armatura;
 $f_{ywd,ef} = 250 + 0.25 \cdot d_f \leq f_{ywd}$ [MPa];
 α = angolo di inclinazione dell'armatura rispetto al piano della soletta

La condizione di verifica al punzonamento è duplice:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad \text{con riferimento al perimetro critico } u_1$$

$$V_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d_f} \leq V_{Rd,max} \quad \text{con riferimento al perimetro critico } u_0$$

$$\text{Dove } V_{Rd,max} = 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

$$u_0 = \begin{cases} 2 \cdot (c_1 + c_2) & \text{pilastro interno} \\ c_2 + 3d_f \leq c_2 + 2c_1 & \text{pilastro perimetrale} \\ 3d_f \leq c_1 + c_2 & \text{pilastro d'angolo} \end{cases}$$

c_1 e c_2 sono i lati della sezione del pilastro, come rappresentato in fig. 6.20 (Eurocodice 2)

$$v = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \text{ con } f_{ck} \text{ in MPa} \quad (37)$$

Una volta verificato il comportamento monolitico del plinto attraverso il soddisfacimento delle precedenti verifiche, può risultare vincolante l'ulteriore verifica a punzonamento dell'impronta del plinto sul sottoplinto, a meno di prevedere uno sbalzo molto modesto della sottofondazione (per esempio paragonabile al suo spessore).

Prove sperimentali

Allo scopo di validare il metodo proposto, sono state progettate due prove sperimentali identiche su sistemi plinto-pilastro da effettuare in laboratorio. Il plinto è caratterizzato da un'altezza totale di 120 cm, pozzetto da 90 cm, spessore dei setti 20 cm e suola quadrata di lato 180 cm. L'armatura è dimensionata in accordo con il metodo proposto per resistere ad azioni di progetto pari a: $N_{sd} = 500$ kN, $M_{sd} = 300$ kNm (Fig. 23). In realtà, come già specificato, la particolare disposizione di armatura verticale negli spigoli e nei setti del bicchiere può consentire al plinto di sopportare tale valore di momento agente contemporaneamente lungo le due direzioni ortogonali.

All'interno del plinto è infisso un pilastro a sezione quadrata di lato 50 cm e altezza complessiva di 415 cm, opportunamente armato in modo tale da rispondere in campo elastico e non interagire con la risposta del plinto durante la prova.

Per quanto riguarda i materiali, sono stati utilizzati un calcestruzzo $R_{ck} = 40$ MPa per i plinti ed i pilastri, malta di riempimento equivalente a $R_{ck} = 25$ MPa ed acciaio FeB 44k (l'acciaio B450C non è stato considerato perché le prove sono state effettuate prima dell'entrata in vigore del D.M. 14/01/08).

La configurazione di prova (Fig. 24a) prevede il

sistema plinto-pilastro sollecitato da un carico assiale costante pari a 500 kN e da una storia di spostamento orizzontale di carico e scarico quasi statico di ampiezza massima 180 mm (rapporto spostamento/altezza pilastro = 6%) applicato alla sommità del pilastro. Un sistema anti-ribaltamento, composto da travi metalliche di riscontro mantenute in posizione mediante barre post-tese vincolate al piastrone del laboratorio, è posizionato su di un lato della suola del plinto.

Le prove sono state terminate poco oltre il drift 6% (rapporto fra spostamento in testa al pilastro, 180 mm, e distanza fra il colletto del bicchiere ed il punto di applicazione della forza orizzontale, 2.80 m) in corrispondenza del quale si è riscontrata la rottura del setto posteriore, caratterizzata dalla presenza di una fessura orizzontale qualche centimetro al di sopra della soletta, progressivamente ampliata al crescere dello spostamento.

Ingegnieristicamente è più importante soffermare l'attenzione sui risultati relativi a drift inferiori. In particolare, in corrispondenza della resistenza

massima (spostamento rispetto ad un sistema fisso = 103 mm, forza = 220 kN, pari a circa 2.1 volte quella di progetto), si ha il pilastro non ancora snervato ed un quadro fessurativo del plinto relativamente poco sviluppato (Fig. 24c e d). La risposta fortemente non lineare del sistema (Fig. 25) è giustificata dal fatto che il pilastro, danneggiando il riempimento di malta, ha potuto compiere una rotazione rigida all'interno del pozzetto. Lo spostamento associato può essere stimato assumendo che lo spostamento totale sia dato dal contributo delle seguenti componenti: spostamento pseudo-elastico del pilastro (20 mm, Fig. 25), spostamento pseudo-elastico del plinto (< 3 mm), spostamento dovuto alla fessura alla base del bicchiere (≈ 50 mm) ed infine spostamento incognito dovuto alla rotazione del pilastro nel pozzetto. Quest'ultimo, calcolato per differenza, è pari a circa 30 mm.

Applicando lo stesso approccio al livello di drift 2%, si ha che la componente di spostamento in sommità del pilastro dovuto alla rotazione di quest'ultimo nel pozzetto è pari al 20% dello

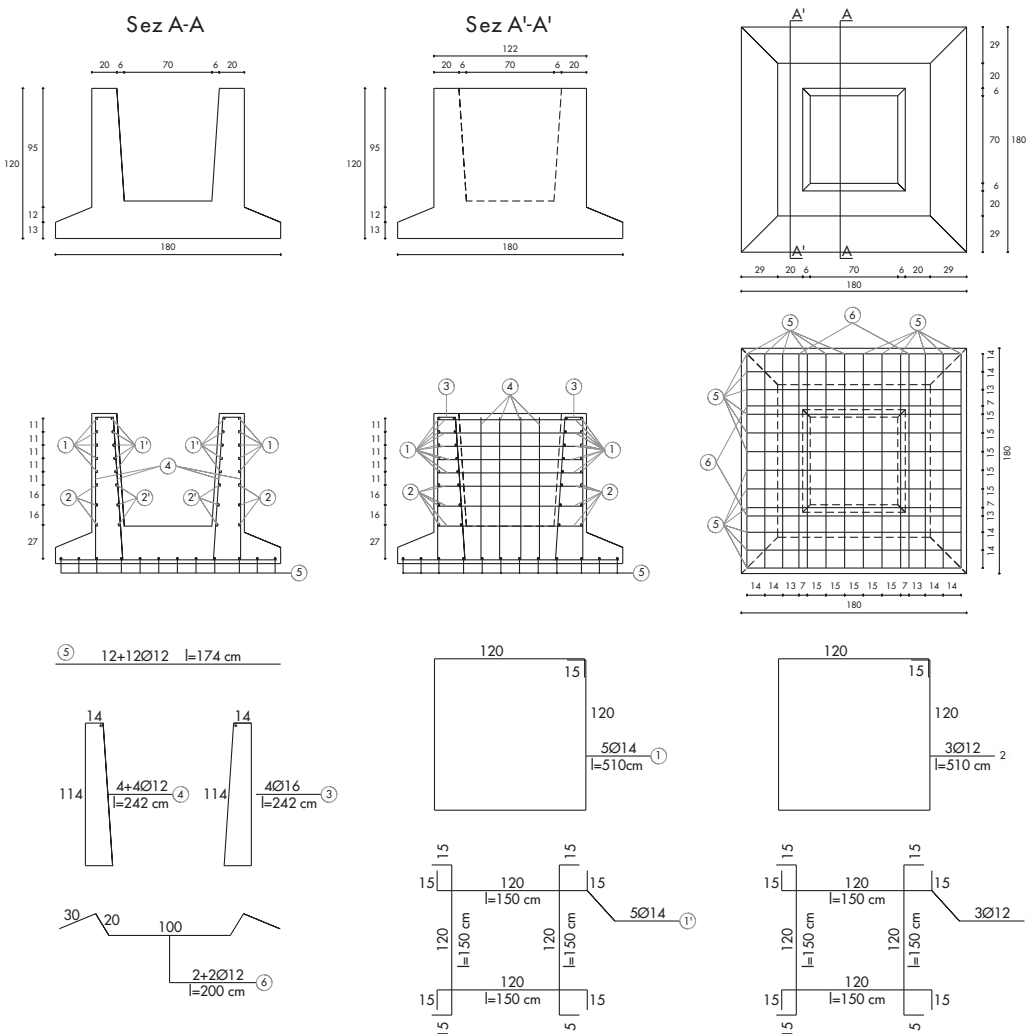
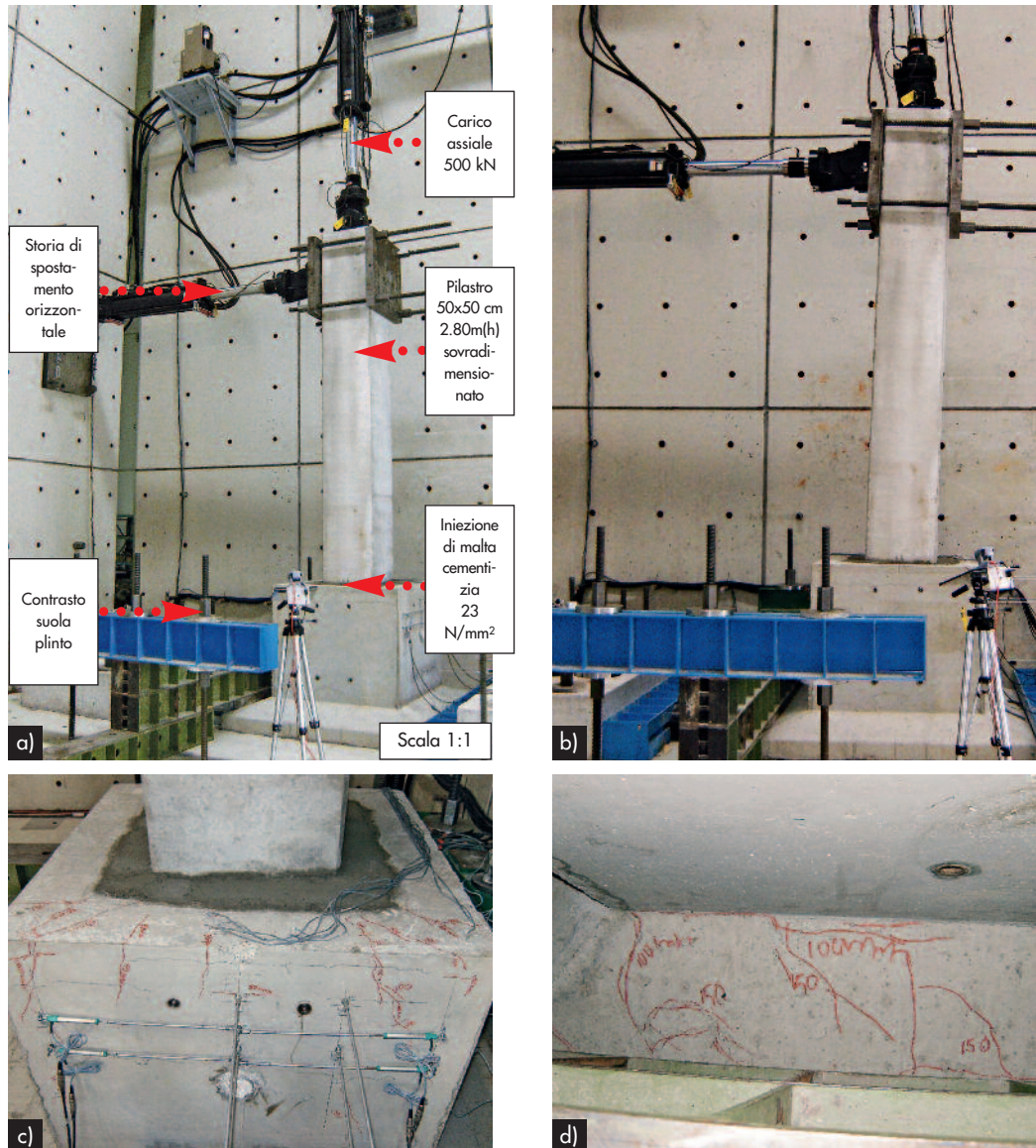


Fig. 23
Geometria ed armatura del plinto studiato sperimentalmente ($N_{sd}=500\text{kN}$, $M_{sd}=300\text{kNm}$).

Fig. 24
 (a) Configurazione di prova;
 (b) deformata del sistema pilastro-plinto durante la prova al 2% di drift;
 (c) quadro fessurativo rilevato sul setto frontale del plinto dopo l'applicazione del drift 4%;
 (d) quadro fessurativo rilevato sul setto posteriore e del plinto e sulla soletta dopo l'applicazione del drift 4%.



spostamento totale, vale a dire circa 0.4% in termini di drift. L'informazione più importante è quella relativa alle condizioni di progetto: in questo caso la componente di spostamento dovuto alla rotazione del pilastro all'interno del pozzetto è pari a 0.2% in termini di drift.

In fase di calcolo si assume sempre che il pilastro sia incastrato nel bicchiere. I risultati sopra descritti mostrano come tale ipotesi sia garantita dal modesto quadro fessurativo, ma non dal materiale di riempimento (pur di qualità elevata rispetto a quanto si possa garantire normalmente in cantiere), il quale, danneggiandosi, impone lo stesso effetto di una rotazione iniziale alla base del pilastro tale per cui $\text{tg}(\alpha) = 0.002$. Il degrado dell'incastro alla base comporta una riduzione della capacità resistente, una redistribuzione delle azioni sulla struttura ed un incremento del livello di spostamento.

Un ulteriore aspetto da rimarcare è dato dall'ef-

fetto dovuto all'attrito tra le pareti laterali del pilastro e quelle del pozzetto. Per quantificare più chiaramente l'effetto dell'attrito in termini di riduzione della forza di trazione sul setto frontale del pozzetto a parità di momento agente, l'Eq. 18 è stata applicata al caso del plinto in esame. Il risultato è riportato nel grafico di figura 26, in cui la forza di trazione C è espressa in funzione del momento agente M per tre diversi valori del coefficiente d'attrito ($\mu = 0, 0.5$ e 1) e dell'altezza dei pilastri. Si può notare come a parità di momento agente (300 kNm) è possibile riscontrare riduzioni di forza laterale di trazione fino a circa 50% fra il caso ad attrito nullo ($\mu = 0$) e quello ad attrito unitario ($\mu = 1$). L'effetto attrito, in ogni caso, non è considerato nel metodo di calcolo proposto a causa dell'incertezza relativa alla qualità del riempimento che viene effettivamente garantita in fase di costruzione.

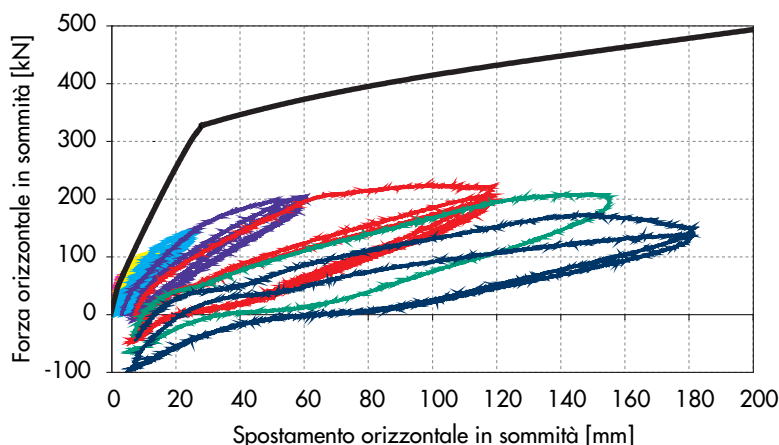


Fig. 25
Curva sperimentale taglio alla base del pilastro - spostamento in sommità relativa alla seconda prova. La curva nera rappresenta, invece, la predizione numerica della risposta del solo pilastro, sovrapposta ai cicli sperimentali al fine di controllare la permanenza in campo elastico del pilastro stesso.

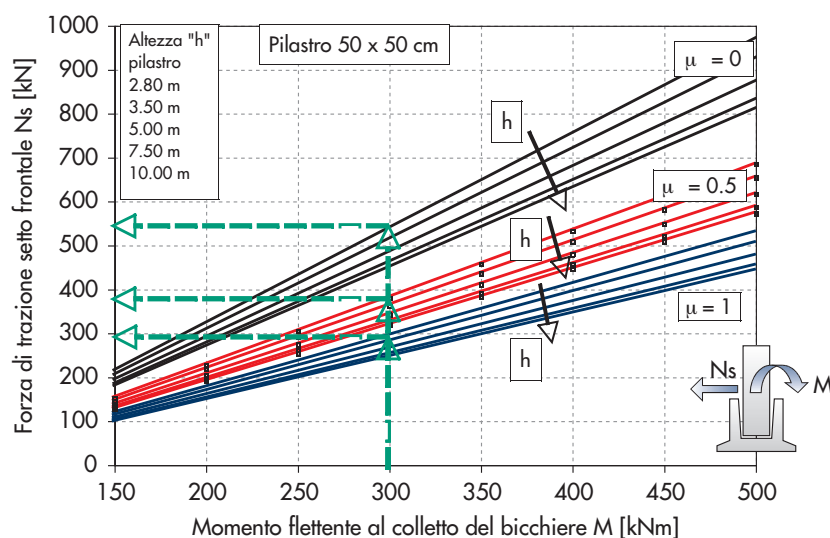


Fig. 26
Andamento della forza di trazione sul colletto del plinto prefabbricato analizzato in laboratorio in funzione del momento applicato ed al variare del coefficiente d'attrito μ e dell'altezza del pilastro h .

4. Esempio di calcolo

In questo paragrafo è effettuato il dimensionamento di un caso studio mediante i diversi metodi descritti in precedenza. La struttura di riferimento è prefabbricata in c.a. e caratterizzata dalla presenza di pilastri monolitici incastrati alla base ed incernierati alle travi di piano. I pilastri, aventi altezza pari a 9 m a partire dal colletto del bicchiere e sezione quadrata, sono stati dimensionati in modo tale da limitare sia gli spostamenti associati allo stato limite di danno, sia gli effetti del second'ordine; in particolare è stato imposto: per i primi uno spostamento massimo pari a 1% dell'altezza, per i secondi un coefficiente di sensitività massimo $\theta = 0.10$. La sezione, pertanto, calcolata con calcestruzzo C45/55 ed acciaio B450C, ha un lato di 60 cm ed una percentuale di armatura longitudinale $\rho_l = 1.51\%$. Le azioni di progetto sul plinto sono determinate imponendo la gerarchia delle resistenze fra il pilastro ed il plinto stesso in accordo con il §7.2.5 delle NTC2008. In particolare, al carico assiale calcolato secondo la combinazione del §3.2.4 sono associati i valori dei momenti resistenti della sezione di attacco del pila-

stro e dei corrispondenti tagli. Tali valori sono quelli minimi previsti dal §7.2.5.

$$N_{Ed} = 560 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = 557 \text{ kNm}; M_{Ed,y} = 354 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,x} = 62 \text{ kN}; V_{Ed,y} = 41 \text{ kN}$$

Le caratteristiche dei materiali utilizzati per il plinto sono riportati in tabella 2:

Tabella 2 Caratteristiche dei materiali di riferimento per la progettazione del plinto (NTC2008)

- Calcestruzzo per plinti prefabbricati:
 - $R_{ck} = 40 \text{ MPa}$
 - $f_{ck} = R_{ck} \cdot 0.83 = 33.20 \text{ MPa}$
 - $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20 \text{ MPa}$
 - $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 18.8 \text{ MPa}$
 - $f_{ctm} = 0.30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 3.1 \text{ MPa}$
 - $f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 2.17 \text{ MPa}$
 - $f_{ctd} = f_{ctk} / 1.5 = 1.45 \text{ MPa}$
 - $E_c = 22000 \cdot \sqrt[3]{f_{cm} / 10} = 36643 \text{ MPa}$
- Acciaio: B450C
 - $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
 - $f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 391 \text{ MPa}$
 - $E_s = 210000 \text{ MPa}$

4.1 Dimensionamento mediante il metodo proposto

Data la notevole eccentricità dei carichi (es: $M_{Ed,x}/N_{Ed} = 557/560 = 0.99$ m), è sensato attendersi che il meccanismo predominante sia il ribaltamento rigido, dipendente dal rapporto fra la larghezza della suola e l'altezza del bicchiere. Indipendentemente da questa considerazione, la prima scelta progettuale effettuata è la *definizione dell'altezza del pozzetto* mediante un criterio ragionevole (es: 1/10 dell'altezza del pilastro e comunque non inferiore a 1.5 volte il lato maggiore della sezione del pilastro stesso). In questo caso, essendo la sezione del pilastro quadrata di lato 60 cm, si è scelta una lunghezza di 90 cm. Questo dato permette di definire il sistema di forze agenti:

$$F_{1,x} = V_{sd,x} + \frac{3 M_{sd,x}}{2 h} = 62 + \frac{3 \cdot 557}{2 \cdot 0.90} = 990 \text{ kN};$$

$$F_{2,x} = \frac{3 M_{sd,x}}{2 h} = \frac{3 \cdot 557}{2 \cdot 0.90} = 928 \text{ kN};$$

$$F_{1,y} = V_{sd,y} + \frac{3 M_{sd,y}}{2 h} = 41 + \frac{3 \cdot 354}{2 \cdot 0.90} = 631 \text{ kN};$$

$$F_{2,y} = \frac{3 M_{sd,y}}{2 h} = \frac{3 \cdot 354}{2 \cdot 0.90} = 590 \text{ kN};$$

$$F_3 = N_{sd} = 560 \text{ kN}$$

È ora possibile calcolare la *larghezza L di tentativo della suola e lo spessore t_f di tentativo della stessa all'attacco del bicchiere* mediante un equilibrio alla rotazione tra forze stabilizzanti (carico assiale, peso plinto) e forze ribaltanti (momento flettente, taglio) attorno ad uno spigolo. Tramite l'Eq. 38 si ottengono rispettivamente valori pari a 2250 mm e 300 mm.

$$\frac{\sum M_S}{\sum M_R} = \frac{(N_{Ed} + P \cdot P_{plinto}) \cdot L/2}{M_{Ed} + [V_{Ed} \cdot (H + t_f - h/4)]} \quad (38)$$

Per quanto riguarda le armature e le verifiche sui puntone, fissato uno spessore dei setti pari a 270 mm, un valore di copriferro di 30 mm e ricordando che il plinto è simmetrico ($\lambda = 1$), l'*armatura orizzontale* nei setti è calcolata imponendo la condizione:

$$A_h = A_{h1} \geq \frac{1}{2 \cdot f_{yd}} (\lambda \cdot F_{1,x} + F_{1,y}) = \frac{1 \cdot 990 + 631}{2 \cdot 391} = 2073 \text{ mm}^2$$

Si dispongono pertanto, nella metà superiore del bicchiere, 5 staffoni interni ed altrettanti esterni

$\Phi 16$ mm. Nella metà inferiore si dispone un'armatura $A'_h = A_h/3$ corrispondente a $2+2\Phi 14$ mm. L'*armatura verticale in uno spigolo* è data da:

$$A_v = \max \left\{ \left(\frac{F_{1,x} \cdot \lambda_{0,x}}{2 \cdot f_{yd}} \right); \left(\frac{F_{1,y} \cdot \lambda_{0,y}}{2 \cdot f_{yd}} \right) \right\} = 1076 \text{ mm}^2,$$

$$\text{con } \lambda_{0,x} = \frac{H_0 - \frac{h}{4}}{A + \frac{3}{2} \cdot t} = \frac{1250 - \frac{900}{4}}{800 + \frac{3}{2} \cdot 270} = 0.85$$

Si dispone pertanto, un'armatura A_v costituita da 4 barre verticali $\Phi 18$ mm concentrate in ciascuno spigolo. L'*armatura verticale distribuita nei setti* deve rispettare la condizione $A_w = A_v$, pertanto si dispongono 4+4 barre $\Phi 12$ mm. Per quanto riguarda le verifiche locali sul calcestruzzo, ricordando che il coefficiente 0.85 è incluso nella definizione di f_{cd} , si ha:

- *puntone setto frontale:*

$$0.5 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot h \geq \frac{\bar{F}}{2} = \frac{(F_{1,x} + \lambda_y \cdot F_{1,y})}{2} \rightarrow$$

$$\rightarrow 1615 \text{ kN} > 802 \text{ kN}$$

- *puntone diagonale:*

$$0.5 \cdot f_{cd} \cdot b'_w \cdot t \geq \frac{\bar{F}'}{2} = \frac{F_{1,x}}{2} \cdot \sqrt{(1 + \text{tg}^2 \delta_x)} \rightarrow$$

$$\rightarrow 1388 \text{ kN} > 362 \text{ kN}$$

Dove le variabili di calcolo assumono i seguenti valori:

- $l_{bh} = 505$ mm lunghezza di ancoraggio minima (setto frontale)
- $b_w = 523$ mm spessore puntone di calcolo (setto frontale)
- $b_{w,max} = 191$ mm spessore puntone massimo (setto frontale)
- $\lambda = 1$ rapporto di forma in pianta
- $\delta = 0,75$ rad inclinazione puntone
- $l_{bv} = 568$ mm lunghezza di ancoraggio minima (setto laterale)
- $b'_w = 547$ mm spessore puntone di calcolo (setto laterale)

La *verifica della suola a flessione* è effettuata mediante l'equazione 31, in cui il momento resistente è calcolato per iterazioni successive in funzione della risultante delle pressioni R. Tale equazione è stata risolta tramite un foglio elettronico ed il risultato è rappresentato direttamente dalla parte non lineare del dominio resistente di figura 27. L'*armatura nella suola* è costituita da 18+18 barre $\Phi 12$ mm poste lungo le due direzioni ortogonali.

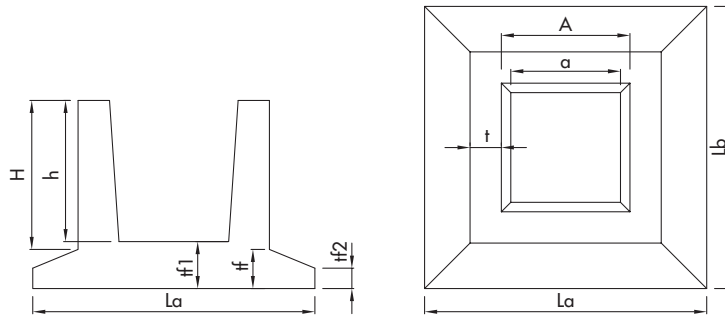
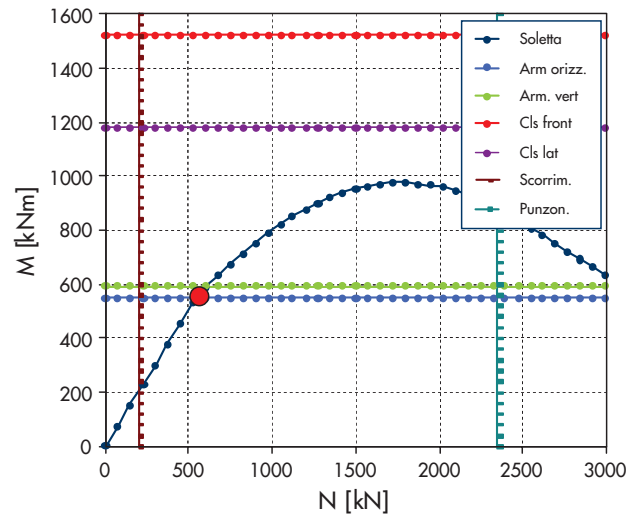


Tabella 3 - Riepilogo della geometria del plinto

Lato del pilastro a sezione quadrata [mm]			600
Altezza pilastro [m]			9.00
a [mm]	700	t [mm]	300
A [mm]	800	t _f [mm]	300
b [mm]	= a	t _{f1} [mm]	350
B [mm]	= A	t _{f2} [mm]	150
h [mm]	900	La [mm]	2250
H [mm]	950	Lb [mm]	= La
Sbalzo sottoplinto [mm]			300
Spessore sottoplinto [mm]			250



Le verifiche a punzonamento pilastro-suola e suola-sottoplinto si effettuano in accordo con l'Eurocodice 2, ipotizzando di considerare un pilastro interno, tale per cui $\beta = 1.15$ in via semplificata. Per la determinazione dell'azione di progetto per unità di lunghezza del perimetro critico è necessario calcolare preventivamente l'altezza efficace d_f ed il perimetro critico u_1 ; in sequenza:

$$L' = a + 2 \cdot (2 \cdot (t_f - c)) = 600 + 2 \cdot (2 \cdot (350 - 30)) = 1880 \text{ mm}$$

$$d_f = \left[\frac{L - L'}{2} \cdot (t_f - t_{f2}) / \left(\frac{L - B}{2} - t \right) + t_{f2} - c \right] = 181 \text{ mm}$$

$$u_1 = 4 \cdot a + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot d_f) = 4675 \text{ mm}$$

$$v_{Ed} = (\beta \cdot V_{Ed}) / (u_1 \cdot d_f) = (1.15 \cdot 560000) / (4675 \cdot 181) = 0.76 \text{ N/mm}^2$$

La resistenza dell'elemento privo di armatura specifica è:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} = \frac{0.18}{1.50} \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0.0030 \cdot 33.2)^{\frac{1}{3}} + 0.1 \cdot \frac{560 \cdot 10^3}{600^2} = 0.67 \text{ N/mm}^2$$

Dove la percentuale di armatura passante ρ_1 è stata determinata conteggiando, a vantaggio di sicurezza, solo il 50% dell'armatura longitudinale collaborante (50% di $18\Phi 12\text{mm} = 1008\text{mm}^2$):

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_x \rho_y} = \sqrt{\left(\frac{A'_x}{L'_y \cdot d'_f} \right) \cdot \left(\frac{A'_y}{L'_x \cdot d'_f} \right)} = \sqrt{\left(\frac{1008}{1880 \cdot 181} \right) \cdot \left(\frac{1008}{1880 \cdot 181} \right)} = 0.0030$$

Tale resistenza deve comunque rispettare la condizione:

$$v_{Rd,c} \geq \left(0.035 \cdot k^2 \cdot f_{ck}^{\frac{3}{2}} + 0.1 \cdot \frac{N_{Ed}}{A_c} \right) = \left(0.035 \cdot 2^2 \cdot 33.2^{\frac{3}{2}} + 0.1 \cdot \frac{560 \cdot 10^3}{600^2} \right) = 0.73 \text{ N/mm}^2 \rightarrow v_{Rd,c} = 0.73 \text{ N/mm}^2$$

Il plinto necessita di armatura specifica, in quanto la resistenza dell'elemento di solo calcestruzzo è minore dell'azione di progetto.

La resistenza dell'elemento provvisto di armatura specifica a punzonamento, ipotizzata inclinata a 45° , è data dall'equazione 36. Imponendo che la resistenza sia pari alla domanda ed invertendo tale equazione, si ricava il rapporto A_{sw}/s_r

Fig. 27
Dominio resistente del plinto progettato mediante il metodo proposto e confronto con domanda N (azione assiale) - M (momento flettente).

con il quale si definisce l'armatura di progetto:

$$\frac{A_{sw}}{s_r} = \frac{V_{Ed} - 0.75 \cdot V_{Rd,c}}{1.5 \cdot d_f \cdot f_{ywd,ef} \cdot k \cdot \left(\frac{1}{u_1 \cdot d_f}\right) \cdot \sin(\alpha)} =$$

$$= \frac{0.76 - 0.75 \cdot 0.73}{1.5 \cdot 181 \cdot 295 \cdot 2 \cdot \left(\frac{1}{4675 \cdot 181}\right) \cdot \sin(45^\circ)} =$$

$$= 1.587 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\rightarrow A_{sw} = 1.587 \cdot 150 = 238 \text{ mm}^2$$

Si dispongono 2+2 barre sagomate $\Phi 12\text{mm}$, abbondanti rispetto all'area di progetto ($A_{sw,eff} = 896 \text{ mm}^2$). Per completare la verifica a punzonamento, occorre controllare il rispetto della condizione $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ in corrispondenza del perimetro critico u_0 . Nell'effettuare questo passaggio, si suppone sempre di considerare un pilastro interno.

$$V_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d_f} = \frac{1.15 \cdot 560 \cdot 10^3}{2400 \cdot 181} = 1.48 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd,max} = 0.5 \cdot 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} =$$

$$= 0.5 \cdot 0.6 \cdot \left(1 - \frac{33.2}{250}\right) \cdot 18.8 = 4.89 \text{ N/mm}^2$$

La verifica a punzonamento è quindi soddisfatta. È utile ricordare che nel caso di pilastri di bordo o di spigolo, la domanda è incrementata da valori di β più elevati (1.4, 1.5) e che il perimetro critico è determinato mediante formule differenti da quella utilizzata nel caso di pilastro interno. Si omette la verifica a punzonamento della suola del plinto nei confronti del sottoplinto.

Per quanto riguarda la *verifica a scorrimento*, fissato un coefficiente d'attrito calcestruzzo - calcestruzzo f pari a 0,35 e calcolato il peso proprio del plinto, che risulta pari a 55kN, la verifica a scorrimento è soddisfatta dalla condizione riportata di seguito. È da notare come il carico assiale discende dalla combinazione sismica con carichi gravitazionali, senza tenere conto degli effetti della componente verticale dello spettro.

$$N_{Sd} + N_{plinto} \geq \frac{1.3 \cdot V_{Sd}}{f} \rightarrow 560 + 55 \geq \frac{1.3 \cdot 62}{0.35}$$

$$\rightarrow 615 \geq 230$$

In questo esempio pratico ci si limita al solo plinto, per cui il *dimensionamento del sottoplinto* è omesso. In ogni caso, una scelta ottimale per la determinazione dell'impronta del sottoplinto è di ricorrere al metodo di Brinch-Hansen (es: Lancellotta-Calavera, 1999) utilizzando un coefficiente

di sicurezza sufficientemente elevato (es: 3.00). La verifica dell'armatura longitudinale al lembo inferiore può essere effettuata ipotizzando che il tratto sporgente del sottoplinto si comporti come una mensola rovescia con sollecitazione costante sul lato terreno. Mediante il metodo di Brinch-Hansen è possibile tenere conto dell'eccentricità e dell'inclinazione dei carichi, della profondità del piano di posa e della forma della fondazione.

4.2 Dimensionamento secondo CNR 10025/98

Il plinto è di seguito progettato e verificato secondo le indicazioni fornite dalla CNR 10025/98 "Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in calcestruzzo". Poiché i pilastri hanno i lati di 600 mm, il rapporto $M_{Sd}/N_{Sd} = 557/560 = 0.99$ risulta compreso tra i limiti 0,15 l (dove l = lato del pilastro) e 2 l, di conseguenza la lunghezza di inghisaggio h dovrà essere compresa tra 1,2 l e 2 l ossia: $0,72 \leq h \leq 1.20$ m. La seconda limitazione prevede che lo spessore del setto non sia inferiore a 1/3 del lato interno del pozzetto o comunque ≥ 10 cm. Per quanto riguarda la lunghezza di inghisaggio, si adotta la media dei valori indicati, cioè 1.00 m, mentre lo spessore del setto è posto pari a 270 cm ($> 800/3 = 267$ mm). Si adotta un copriferro di 30 mm. Le dimensioni del pozzetto in pianta sono 700 mm sul fondo e 800 mm al colletto del bicchiere. Le azioni agenti sulla colonna si trasferiscono al plinto attraverso le forze F_1 , F_2 e F_3 riportate di seguito:

$$F_{1,x} = V_{Sd,x} + \frac{3 M_{Sd,x}}{2 h} = 62 + \frac{3 \cdot 557}{2 \cdot 1.00} = 898 \text{ kN};$$

$$F_{2,x} = \frac{3 M_{Sd,x}}{2 h} = \frac{3 \cdot 557}{2 \cdot 1.00} = 836 \text{ kN};$$

$$F_{1,y} = V_{Sd,y} + \frac{3 M_{Sd,y}}{2 h} = 41 + \frac{3 \cdot 354}{2 \cdot 1.00} = 572 \text{ kN};$$

$$F_{2,y} = \frac{3 M_{Sd,y}}{2 h} = \frac{3 \cdot 354}{2 \cdot 1.00} = 531 \text{ kN};$$

$$F_3 = N_{Sd} = 560 \text{ kN}$$

Dimensionamento del setto frontale:

- si anticipa che per soddisfare la verifica del puntone è necessario aumentare lo spessore dei setti al valore $t = 390$ mm e che per soddisfare la verifica della base, tale spessore deve essere ulteriormente aumentato a $t = 510$ mm;
- $\alpha = A'_s/A_s = 1$
- $\lambda = \frac{A+t}{0.9d} = \frac{800+510}{0.9 \cdot 480} = \frac{600}{4} = 1.17$

- Armatura orizzontale:

$$A_s \geq \frac{\max\{F_{1,x}; F_{1,y}\} \cdot \lambda}{2 \cdot (1 + \alpha) \cdot f_{yd}} = 672 \text{ mm}^2 \rightarrow$$

$$\rightarrow (A_s + A'_s) = 1344 \text{ mm}^2$$

(4+4 staffoni orizzontali $\Phi 16$ mm nella metà superiore di ogni setto)

puntone:

$$\frac{2 \cdot 0.4d \cdot \frac{h}{2} \cdot f_{cd}}{1 + \lambda^2} = 1525 \text{ kN} > F_1$$

base:

$$\left(t(a+t) + \frac{E_s}{E_c} \cdot A_w \right) \cdot f_{ctd} \geq F_2 \rightarrow$$

$$\rightarrow A_w = 4020 \text{ mm}^2$$

(10+10 barre verticali $\Phi 16$ mm in ogni setto).

Le dimensioni L_x e L_y in pianta della suola e lo spessore t_f di attacco della stessa al bicchiere vengono calcolati mediante un equilibrio alla rotazione tra forze stabilizzanti (carico assiale, peso plinto) e forze ribaltanti (momento flettente, taglio) attorno ad uno spigolo. Tramite l'equazione 38 si ottengono rispettivamente valori pari a 2250 mm e 300 mm.

Dimensionamento del setto laterale:

$$c = \frac{A+t}{2} - \frac{a}{4} = \frac{800+510}{2} - \frac{600}{4} = 505 \text{ mm}$$

$$\alpha = A'_1/A_1 = 1$$

- armatura orizzontale esterna:

$$A_1 \geq \frac{\max\{F_{1,x}; F_{1,y}\}}{2 \cdot f_{yd}} \left(\alpha \cdot \frac{c}{z'} - 1 \right) =$$

$$= \frac{898000}{2 \cdot 391} \cdot \left(1 \cdot \frac{505}{0.9 \cdot 480} - 1 \right) = 194 \text{ mm}^2$$

- armatura orizzontale interna:

$$A'_1 \geq \frac{\max\{F_{1,x}; F_{1,y}\}}{2 \cdot f_{yd}} \left(\alpha \cdot \frac{c}{z'} + 1 \right) =$$

$$= \frac{898000}{2 \cdot 391} \cdot \left(1 \cdot \frac{505}{0.9 \cdot 480} + 1 \right) = 2491 \text{ mm}^2$$

$$c_0 = \min \left\{ 0.2 \cdot d_0; \frac{d_f^2}{2} \right\} = 150 \text{ mm} \rightarrow$$

$$\rightarrow \lambda_0 = \frac{h_0}{d_0} = \frac{\frac{3}{4} \cdot h + c_0}{d_0} = \frac{\frac{3}{4} \cdot 1000 + 150}{1565} = 0.575$$

- armatura verticale:

$$A_v \geq \frac{F_1 \cdot \lambda_0}{2 \cdot f_{yd}} = 660 \text{ mm}^2$$

- puntone setto laterale:

$$\frac{2 \cdot 0.4d_0 \cdot t \cdot f_{cd}}{1 + \lambda_0^2} = 4625 \text{ kN} \geq F_1$$

È da notare che il dimensionamento è stato finora effettuato considerando una sola direzione, nel senso che non si sono considerate azioni concomitanti ortogonali.

Per quanto riguarda il dimensionamento dell'armatura della soletta, si procede calcolando l'andamento delle pressioni alla base e l'entità della forza risultante R_g in funzione dell'eccentricità dei carichi.

Nel caso in esame, considerando il carico assiale totale dato dalla somma di N_{Ed} con il peso proprio del plinto, l'eccentricità dei carichi è esterna al terzo medio, per cui la sezione è parzializzata:

$$\sigma_{t,max} = \frac{2N_{Ed}}{3 \cdot \left(\frac{L_a}{2} - e' \right) \cdot L_b} = \frac{2 \cdot 560 \cdot 10^3}{3 \cdot \left(\frac{2250}{2} - 990 \right) \cdot 2250} =$$

$$= 1.23 \text{ MPa, dove } e' = \frac{557}{560} = 0.99 > \frac{2250}{6} \text{ m}$$

La pressione è distribuita linearmente e si annulla su una profondità di $3(L_a/2 - e') = 0.405 \text{ m}$, pertanto il valore di pressione in corrispondenza dell'attacco della suola con il bicchiere vale $\sigma_b = 1.23 - (1.23/405) \cdot (2250 - 800 - 2 \cdot 510)/2 = 0.58 \text{ MPa}$ e quindi la risultante è: $R_g = (1.23 + 0.58)/2 \cdot (2250 - 800 - 2 \cdot 510)/2 \cdot 1000 = 195 \text{ kN/m}$ L'armatura minima, da disporre in egual misura all'intradosso della soletta lungo le due direzioni ortogonali è pari a:

$$A_{x,y} \geq \frac{R_g \cdot (e' + 0.2d_x)/d_x}{f_{yd}} =$$

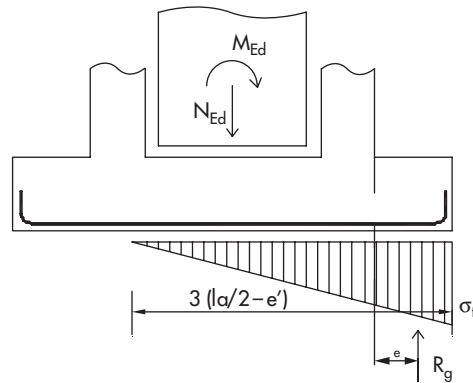
$$= \frac{195000 \cdot (990 + 0.2 \cdot 300)/300}{391} = 1745 \text{ mm}^2/\text{m}$$

4.3 Dimensionamento secondo il metodo di Mori & Peterwiet-Soltan (1981)

Il metodo in questione è originariamente basato su di un calcolo alle tensioni ammissibili in campo statico, senza particolari considerazioni legate al criterio di gerarchia delle resistenze. Per tale motivo, un confronto non è possibile, a meno di utilizzare le stesse azioni di progetto discendenti dalla capacità resistente del pilastro e le stesse caratteristiche di resistenza e deformazione dei materiali utilizzate per i precedenti metodi.

Le azioni sul bicchiere perciò sono: $N_{Ed} = 560 \text{ kN}$; $M_{Ed,x} = 557 \text{ kNm}$; $M_{Ed,y} = 354 \text{ kNm}$; $V_{Ed,x} = 62 \text{ kN}$; $V_{Ed,y} = 41 \text{ kNm}$

Fig. 28
Distribuzione delle pressioni
sulla soletta.



L'altezza del pozzetto dev'essere $> 1.3 \times$ lato pilastro, perciò si impone $h_p = 0.80$ m
L'azione H_f , agente sul setto frontale, vale:

$$H_f = \frac{M_{Ed}}{h_p} = \frac{557}{0.8} = 696 \text{ kN}$$

Calcolo dell'armatura orizzontale:

$$A_{o2} = \frac{H_f}{f_{yd}} = \frac{696000}{391} = 1780 \text{ mm}^2$$

Calcolo dell'armatura verticale:

$$A_{v2} = \frac{M_{Ed}}{0.92 \cdot h_p \cdot f_{yd}} = \frac{557 \cdot 10^6}{0.92 \cdot 800 \cdot 391} = 1935 \text{ mm}^2$$

5. Conclusioni

Nel presente articolo sono state analizzate le principali problematiche relative al dimensionamento di plinti a bicchiere, prefabbricati o gettati in opera, in zona sismica.

In particolare, nella parte iniziale è stata evidenziata la relazione che lega il valore delle azioni di progetto, determinate mediante il criterio di gerarchia delle resistenze, alla tipologia strutturale di riferimento.

Sono state successivamente illustrate le principali caratteristiche sia di metodi di calcolo esistenti, sviluppati in ambiti progettuali maggiormente legati a casi statici, sia di un metodo esplicitamente pensato per il progetto in zona sismica, aggiungendo, dove disponibili, informazioni provenienti da prove sperimentali. Il lavoro è completato da un esempio pratico riguardante il dimensionamento di un plinto mediante i differenti metodi descritti.

Sembra opportuno evidenziare, a conclusione del lavoro, come il metodo proposto in questo articolo faccia riferimento alle più recenti indicazioni normative (NTC2008, Eurocodici) e sia

Non sono presenti indicazioni per conteggiare gli effetti dell'azione concomitante in direzione perpendicolare a quella appena considerata; non si riportano, di conseguenza, ulteriori calcoli per la determinazione dell'armatura aggiuntiva.

Per quanto riguarda la determinazione delle dimensioni in pianta della soletta e della relativa armatura, così come per la verifica a punzonamento, i metodi utilizzati non sono atualizzabili e non vengono riproposti in questo contesto. Il metodo per la determinazione delle dimensioni in pianta della soletta, in particolare, potrebbe risultare pesantemente conservativo in zona sismica, soprattutto in presenza di forti eccentricità dei carichi, e condurre di conseguenza a dimensionamenti non realistici.

esplicitamente pensato per il dimensionamento in zona sismica, dove l'azione di progetto è caratterizzata dalla presenza di due componenti agenti ortogonalmente fra loro. Le prove sperimentali effettuate sono state efficaci per la valutazione dell'effettivo stato fessurativo del plinto, così come per la quantificazione della rotazione fra pilastro e bicchiere al colletto di quest'ultimo. Ulteriore lavoro sembra necessario per determinare con precisione un estremo inferiore dello spessore dei setti, così come sembra importante ricavare ulteriori informazioni da prove sperimentali biassiali.

L'applicazione pratica del metodo CNR ha evidenziato come tale metodo possa essere maggiormente efficace in campo statico, in quanto il calcolo in zona sismica è risultato molto conservativo nella determinazione dello spessore dei setti del bicchiere e di alcune armature, in particolare di quella verticale distribuita nei setti stessi e di quella orizzontale nei setti laterali. La verifica a punzonamento si rifà a riferimenti meno attuali dell'Eurocodice 2.

Il metodo proposto da Mori e Pereswiet-Soltan

(1981) sembra anch'esso efficace in campo statico (come ampiamente dimostrato dalle prove sperimentali effettuate). In campo sismico, invece, l'approccio utilizzato, sviluppato in un contesto non più recente, non sembra completamente attualizzabile.

Entrambi i due ultimi metodi commentati non forniscono indicazioni riguardanti l'effetto delle azioni ortogonali concomitanti, per cui nell'esempio di calcolo l'armatura è stata calcolata per la sollecitazione lungo una sola direzione.

Si lasciano al Lettore confronti sui risultati ed ulteriori valutazioni riguardanti l'opportunità e la bontà delle scelte adottate nell'ambito dei singoli metodi descritti.

Ringraziamenti

Parte del lavoro descritto è stato finanziato dalla Protezione Civile Italiana nell'ambito del Progetto Esecutivo 2005-2008 Ricerca n. 6 "Valutazione numerico-

Per concludere, è da notare che il progetto dei plinti in zona sismica non può trascurare il fatto che sia necessario collegare i plinti stessi mediante cordoli in c.a. per inibire gli effetti degli spostamenti differenziali del terreno sulla struttura. Questo aspetto può diventare particolarmente problematico per due motivi: a) nel caso di grandi luci (es: 20 m) il cordolo diventa in realtà una trave; b) se i plinti sono prefabbricati è necessario prevedere il collegamento cordolo-plinto.

Nel caso di bicchieri gettati o prefabbricati su platea in opera, le verifiche a ribaltamento rigido e a flessione della soletta possono essere automaticamente soddisfatte.

sperimentale della risposta sismica di strutture prefabbricate in c.a. e sottosistemi strutturali".

I provini sono stati prodotti ed assemblati dalla Cielle Prefabbricati di Casteggio (PV).

Bibliografia

ACI (American Concrete Institute) - Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05), 2004.

AICAP - Progettazione sismica di edifici in calcestruzzo armato - Guida all'uso dell'Eurocodice 2 con riferimenti alle Norme Tecniche D.M. 14.1.2008 - Volumi 1 e 2, Edizioni Pubblicamento, 2008.

CNR 10025/84 - Istruzioni per il progetto, l'esecuzione e il controllo delle strutture prefabbricate in conglomerato cementizio e per le strutture costruite con sistemi industrializzati, Roma, 1985.

CNR 10025/98 "Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in calcestruzzo", Roma, 2000.

Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni.

Decreto Ministeriale 6 gennaio 1996 - Norme Tecniche per le Costruzioni in Zone Sismiche.

DIN 1045-1, Concrete, reinforced and prestressed concrete structures - Part 1: Design and construction, 2001.

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617.

CEN (2004) - Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, EN 1992-1-1, December 2004.

CEN (2004) - Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 5: Foundations, *retai-*

ning structures and geotechnical aspects, EN 1998-5, December 2004.

fib, Bulletin 27 - Seismic design of precast concrete building structures, October 2003, 262 pages

Lancellotta R., Calavera J. (1999) - Fondazioni, McGraw Hill.

Leonhardt F. (1977) - C.a. & c.a.p. calcolo di progetto e tecniche costruttive - L'armatura nelle costruzioni in cemento armato, Vol. III, Edizioni Tecniche ET, Milano, 1977.

Mori A., Pereswiet-Soltan S. (1981) - Plinto prefabbricato a bicchiere della ditta Caprese, 1° parte", *La Prefabbricazione*, Rivista mensile della prefabbricazione e della Industrializzazione dell'edilizia, Milano, ITEC, 1981a.

Mori A., Pereswiet-Soltan S. (1981) - Plinto prefabbricato a bicchiere della ditta Caprese, 2° parte", *La Prefabbricazione*, Rivista mensile della prefabbricazione e della Industrializzazione dell'edilizia, Milano, ITEC, 1981b.

Nunziata V. - Teoria e pratica delle strutture in cemento armato", Dario Flaccovio Editore.

Osana Y., Watanabe F., Okamoto S. (1996) - Stress Transfer Mechanism of Socket Base Connections with Precast Concrete Columns", *ACI Structural Journal*, V.93, No. 3, May-June 1996.

O.P.C.M. n. 3274 del 23/03/2003 - Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento, sismico degli edifici, e successive integrazioni.