

### 3. STRUTTURE DI FONDAZIONE

Parte dei testi e delle figure riportati nel seguito sono tratti dai seguenti testi:

- “Tecniche di progettazione per strutture di edifici in c.a.” – A. Cinuzzi e S. Gaudiano – Casa Editrice Ambrosiana
- “Il calcolo del cemento armato” – R. Calzona e C. Cestelli Guidi – Heopli

### 3.1. Le fondazioni

Le fondazioni sono gli elementi strutturali che trasferiscono i carichi gravanti sulla struttura in elevazione al terreno sottostante.

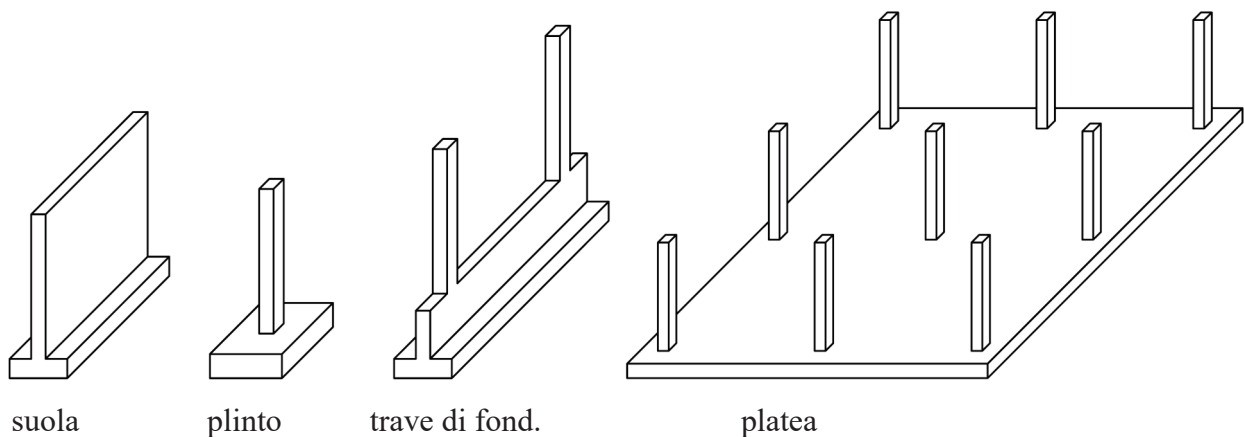
Il trasferimento di tali azioni al terreno deve essere compatibile con le caratteristiche del terreno e della struttura stessa sia in termini di **resistenza** sia in termini di **rigidezza**: le deformazioni prodotte nel terreno devono essere tali da non compromettere la stabilità e funzionalità della costruzione. Si parla di “interazione terreno-struttura”.

La scelta del tipo di fondazione viene eseguita in funzione:

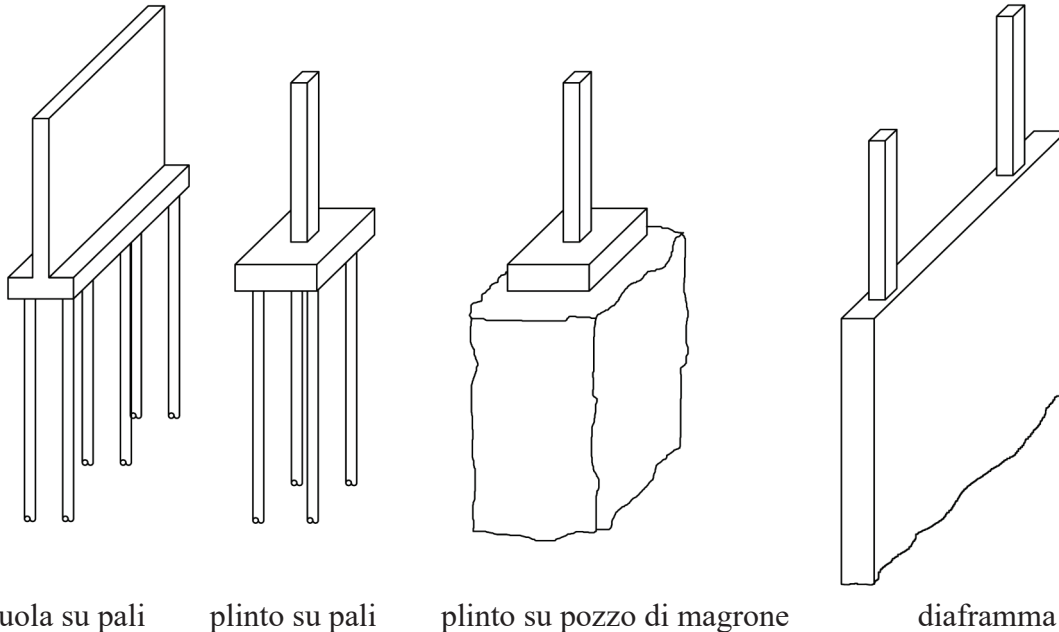
- delle caratteristiche del terreno (resistenza e deformabilità) in fase di esecuzione e in fase di esercizio (durante la vita utile dell’opera);
- delle caratteristiche delle strutture in elevazione (geometria, rigidezza, distribuzione dei carichi, destinazione d’uso);
- dell’economia dell’opera nel suo insieme;
- dell’eventuale interferenze con manufatti esistenti o futuri, non ancora realizzati.

Le fondazioni si distinguono in:

- **fondazioni superficiali o dirette**: le sollecitazioni vengono trasferite in modo diretto al terreno immediatamente sottostante alla fondazione (strato superficiale); questo avviene quando il terreno è di buone caratteristiche (roccia, flysch, ghiaie addensate) ed i cedimenti sono accettabili;



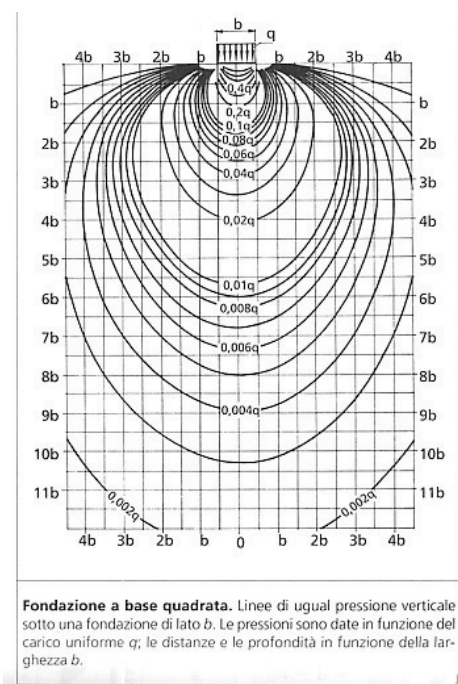
- **fondazioni profonde o indirette**: le sollecitazioni vengono trasmesse a strati di terreno più “prestanti” situati a maggiori profondità rispetto al piano di imposta delle fondazioni attraverso altri “manufatti strutturali” (pali, pozzi, diaframmi, ecc.); questo avviene quando il terreno presenta scarse caratteristiche portanti, estremamente cedevole o disomogeneo sull’area interessata dalla costruzione.



Generalmente si evitano soluzioni ibride, che contemplano porzioni di edificio fondate superficialmente e porzioni fondate su strutture profonde. In tal caso è opportuno separare i due corpi di fabbrica attraverso appositi giunti strutturali, in modo da rendere le strutture indipendenti.

La definizione della natura del terreno va ottenuta per mezzo di rilievi, indagini e prove sperimentali eseguite da un tecnico abilitato (geologo). L’ampiezza delle ricerche va proporzionata alle dimensioni, alle caratteristiche ed all’importanza dell’opera.

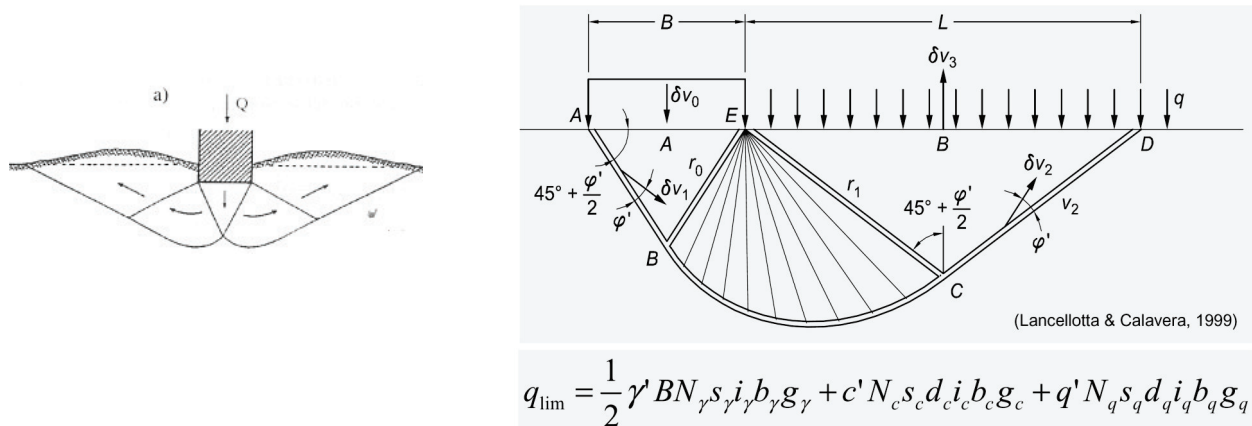
La caratterizzazione del terreno e le caratteristiche della fondazione permettono di determinare la capacità portante ultima del terreno ed il cedimento massimo riscontrabile in funzione del carico applicato.



Esistono diversi meccanismi di rottura:

- la **rottura generale** è caratterizzata dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sotto la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto; in superficie si osserva un sollevamento del terreno circostante la fondazione. Questo meccanismo è essenzialmente di tipo plastico (plateau plastico); in generale si verifica per terreno poco deformabili, quali sabbie addensate e argille consistenti.

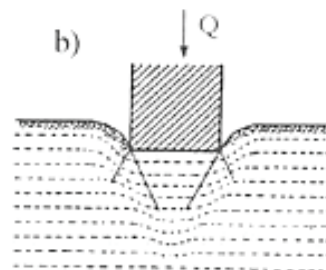
#### Formula di Brinch-Hansen (statica)



- il **punzonamento** è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita; il terreno sotto la fondazione si comprime (per diminuzione della porosità); superficialmente si osserva che il terreno subisce un abbassamento nell'intorno del perimetro della fondazione.

Questo meccanismo di rottura, plastico con incrudimento crescente, richiede una variazione di volume e può verificarsi solamente in condizione drenate, tipico di terreni deformabili, quali sabbie poco addensate, argille poco consistenti.

La formazione di uno o l'altro dei meccanismi dipende anche dalla profondità della quota di imposta delle fondazioni: al crescere della profondità si tende a passare dalla rottura generale al punzonamento.



Le caratteristiche di resistenza e di rigidità possono essere determinate attraverso espressioni proposte in letteratura (ad esempio la formulazione di Terzaghi, di Brinch-Hansen, di Vesic).

Nella tabella seguente si riportano alcuni valori indicativi e di massima per la capacità portante ultima e quella ammissibile (in esercizio) al variare del tipo di terreno.

Materiale	Qualità	Carico di rottura (kg/cm <sup>2</sup> )	Carico ammissibile (kg/cm <sup>2</sup> )
Terreni di riporto non stabilizzati	pessima	fino a 0,2	0
Limo, terre compressibili	cattiva	0,2 a 0,8	0,0 a 0,3
Terreni di riporto non stabilizzati		1,0	0,5
Terre vegetali assestate		1,0 a 1,5	0,2 a 0,5
Argille e marne porose, scisti decomposti	mediocre	0,5 a 1,5	0,5 a 0,7
Argille plastiche molto impermeabili		1,0 a 2,0	0,5 a 1,0
Sabbie argillose		2,0 a 3,0	0,6 a 1,0
Marne compatte		3,0 a 4,0	1,0 a 1,5

Materiale	Qualità	Carico di rottura (kg/cm <sup>2</sup> )	Carico ammissibile (kg/cm <sup>2</sup> )
Argille plastiche in masse compatte	discreta	3,0 a 5,0	1,5 a 2,0
Sabbie fini umide		4,5 a 5,0	1,8 a 2,5
Creta compatta (tufo)		5,0 a 6,0	2,0 a 2,8
Ghiaia e sabbia miste non scavabili		6,0 a 8,0	2,0 a 3,0
Ghiaia mista a ciottoli e sabbia, non scavabili	buona	10,0 a 12,0	3,0 a 5,0
Brecce naturali, rocce tenere in banchi rilevanti		12,0 a 15,0	8,0 a 10,0
Rocce compatte in banchi rilevanti	ottima	15,0 a 20,0	10,0 a 15,0
Rocce dure in banchi		20,0 a oltre	16,0 a 20,0

### 3.2. Le fondazioni Dirette o Superficiali

Il **D.M. 17/01/2018** al § 6.4. prescrive:

*“Le scelte progettuali per le opere di fondazione devono essere effettuate contestualmente e congruentemente con quelle delle strutture in elevazione.”*

*“La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.*

*Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d’acqua.*

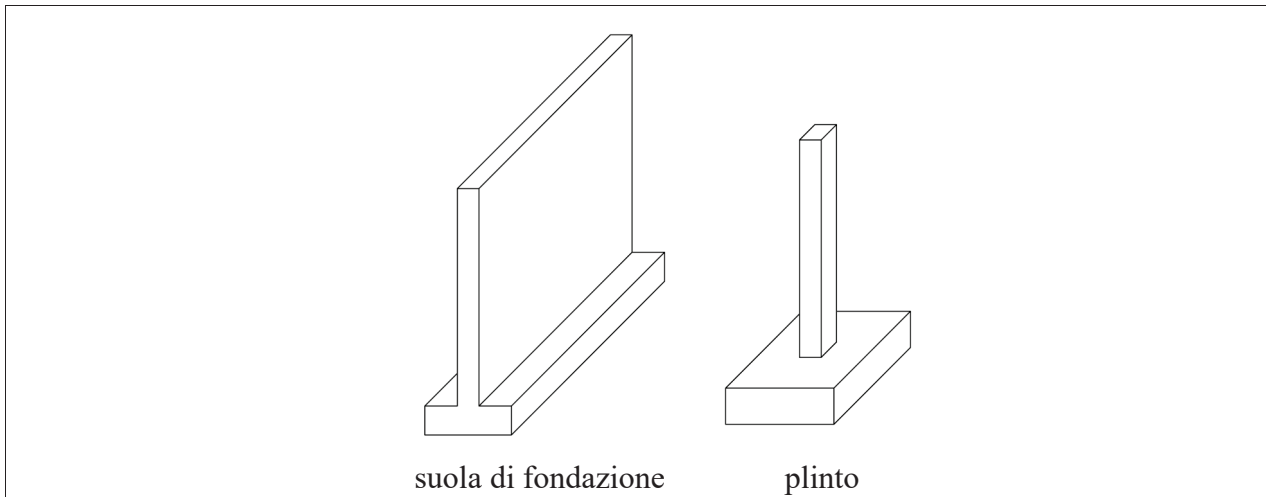
*In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese”.*

### 3.2.1. Generalità

Le fondazioni superficiali si suddividono essenzialmente in

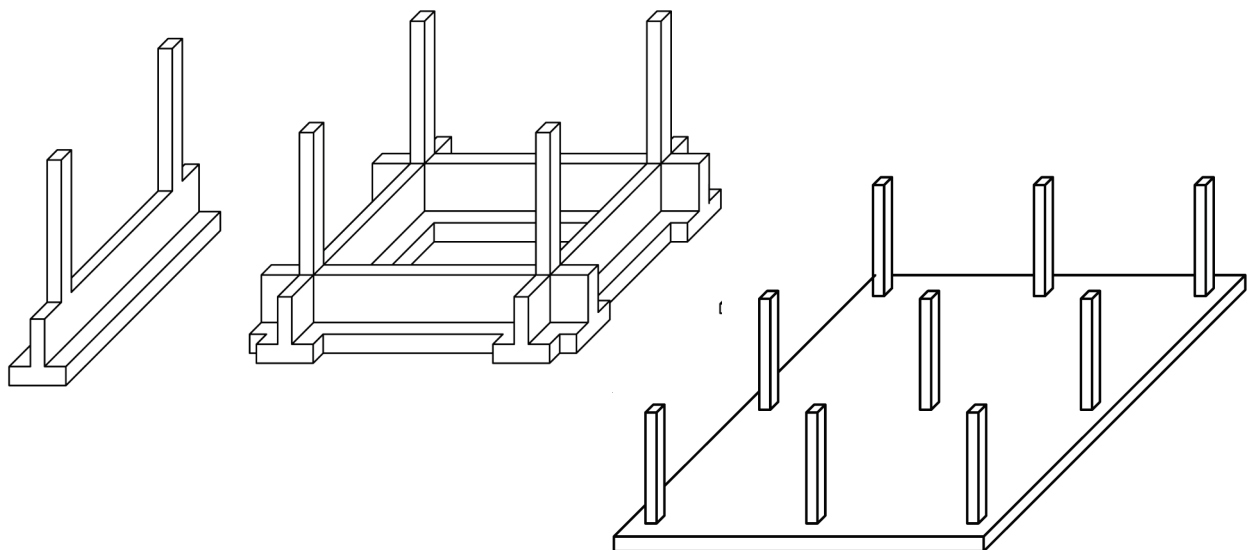
- **Fondazioni Isolate:** soles di fondazioni isolate, plinti.

Si realizzano su terreni di buone/ottime capacità portanti e ridotti cedimenti e quando i cedimenti differenziali conseguenti sono “accettabili” dalle caratteristiche della sovrastruttura.



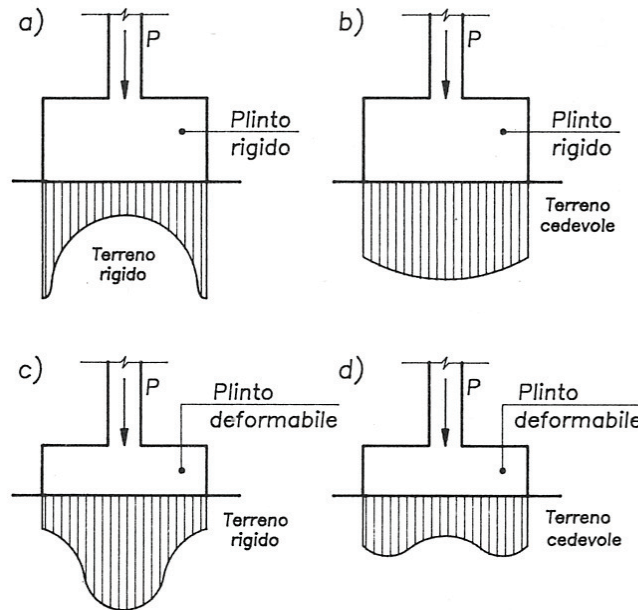
- **Fondazioni Continue:** travi di fondazione, platee, plinti collegati con travi o cordoli.

Si realizzano su terreni di buone/medie capacità portanti, quando si vuole evitare o ridurre al minimo i cedimenti differenziali.

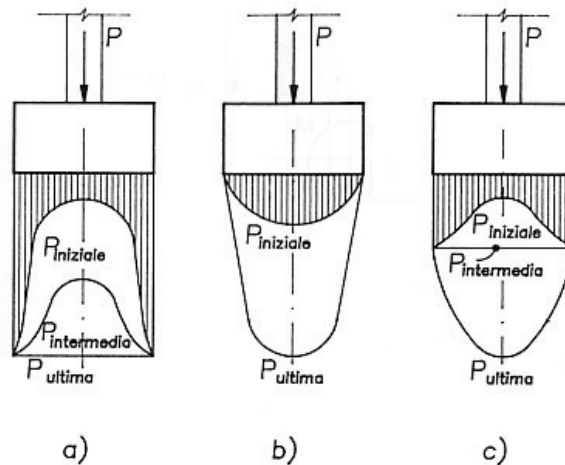


La distribuzione delle tensioni all'interfaccia fra fondazione-terreno dipende essenzialmente da:

- entità e distribuzione del carico;
- rigidità del plinto;
- rigidità e natura del terreno.



Andamento delle tensioni sul terreno in relazione alla rigidità del plinto e del terreno.  
 a) plinto e terreno rigido; b) plinto rigido e terreno cedevole; c) plinto deformabile e terreno rigido; d) plinto deformabile e terreno cedevole.



Andamento qualitativo delle pressioni di contatto al variare dell'entità del carico applicato su plinto rigido per diversi tipi di terreno.  
 a) terreno coesivo  $\phi' = 0$  in condizioni non drenate; b) terreno incoerente con  $c' = 0$ ; c) terreno con  $c' \neq 0$  e  $\phi' \neq 0$ .

Nella pratica progettuale, nel caso di strutture ordinarie si suole considerare plinto/suola rigidi ed un comportamento del terreno di tipo a molle elastiche (alla Winkler), cioè tensioni di contatto sul terreno essenzialmente uniformi.

### 3.2.2. Interazione terreno – fondazione - struttura

La progettazione delle strutture di fondazione non può essere effettuata indipendentemente da quelle in elevazioni. Il problema dell'interazione terreno – fondazione – struttura è assai complesso vista la difficoltà di elaborare un modello per il terreno che sia allo stesso tempo sufficientemente accurato e non sia eccessivamente oneroso dal punto di vista numerico.

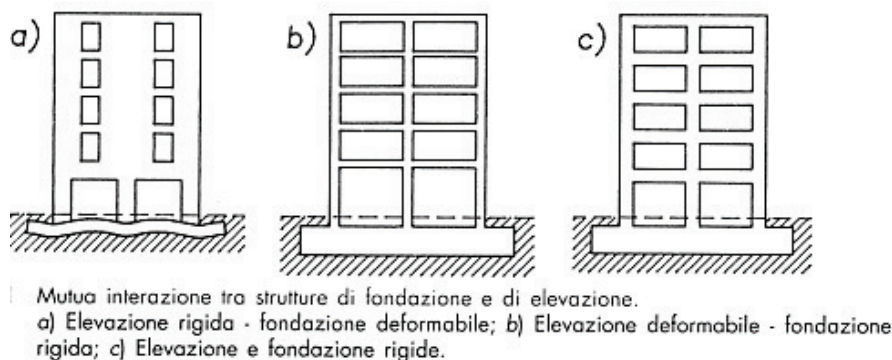
Se i prevedibili cedimenti del terreno in corrispondenza delle zone di appoggio sono sostanzialmente uguali, e quindi **non comportano apprezzabili cedimenti differenziali**, si può scindere il problema completo, trascurando il comportamento del terreno nello studio della sovrastruttura. Ciò accade quando il terreno è di buone/ottime caratteristiche portanti e poco cedevoli.

Se invece i **cedimenti differenziali non sono trascurabili**, va analizzata l'interazione reciproca, l'effetto dei cedimenti sulla struttura e, contemporaneamente, l'influenza della sollecitazioni e deformazioni della struttura sul comportamento del terreno.

Per ridurre l'entità dei cedimenti differenziali è opportuno fornire all'insieme terreno-struttura un'adeguata rigidità; in generale si hanno:

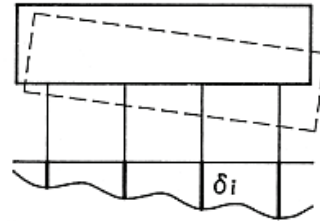
- fondazioni deformabili – struttura rigida;
- fondazioni rigide – struttura deformabile;
- fondazioni e struttura rigida, oppure entrambi deformabili.

Il comportamento del sistema terreno – fondazione – struttura dipende essenzialmente dai **relativi rapporti di rigidità**.



Il caso a) – struttura relativamente rigida e fondazione deformabile – si verifica quando le travi presentano uno spessore elevato rispetto alla luce o la struttura è costituita da pareti rigide, mentre le fondazioni sono di tipo isolato (plinti e soles). In tal caso si ha:

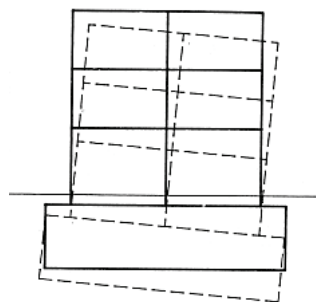
- l'insorgere di un cedimento differenziale interessa solamente la struttura in elevazione;
- l'abbassamento della fondazione in corrispondenza dei pilastri (plinti) è dipendente dalla rigidità della struttura in elevazione; se questa è rigida, gli abbassamenti sono legati da legami rigidi;
- il carico alla base dei pilastri può variare in funzione della deformabilità della fondazione e del terreno.



Il caso b) – struttura relativamente deformabile e fondazione rigida – si verifica quando le fondazioni presentano una rigidità maggiore della sovrastruttura, ad esempio quando le travi sono in spessore di solaio su luci elevate, senza pareti irrigidenti o con travi in semplice appoggio sui pilastri (struttura prefabbricata).

In tal caso si ha:

- l'insorgere di un cedimento differenziale interessa quasi esclusivamente la fondazione;
- gli abbassamenti dipendono dalla deformazione del terreno e dalla rigidità della fondazione: per una fondazione rigida si hanno spostamenti conseguenti ad un moto rigido;
- i carichi alla base dei pilastri non subiscono variazione in conseguenza di un cedimento.

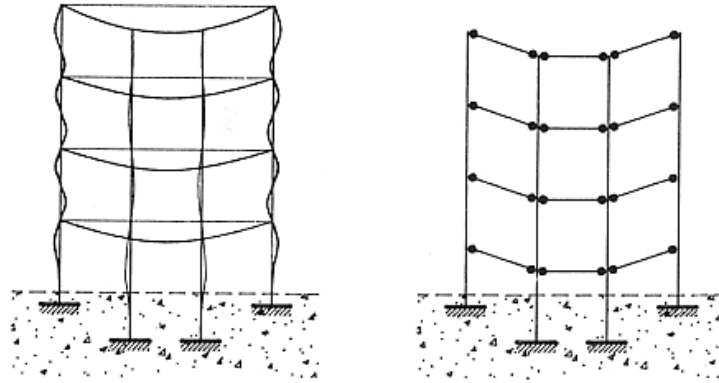


Nel caso c) – struttura e fondazione relativamente rigida – il comportamento dell'insieme dipende essenzialmente dai reciproci rapporti di rigidità.

Nel caso di struttura e fondazione relativamente cedevole gli eventuali cedimenti differenziali interessano sia la fondazione sia la struttura in elevazione e potrebbero portare anche all'inagibilità dell'edificio.

In una **struttura iperstatica**, un cedimento differenziale comporta un mutamento delle sollecitazioni in tutti gli elementi della struttura in elevazione.

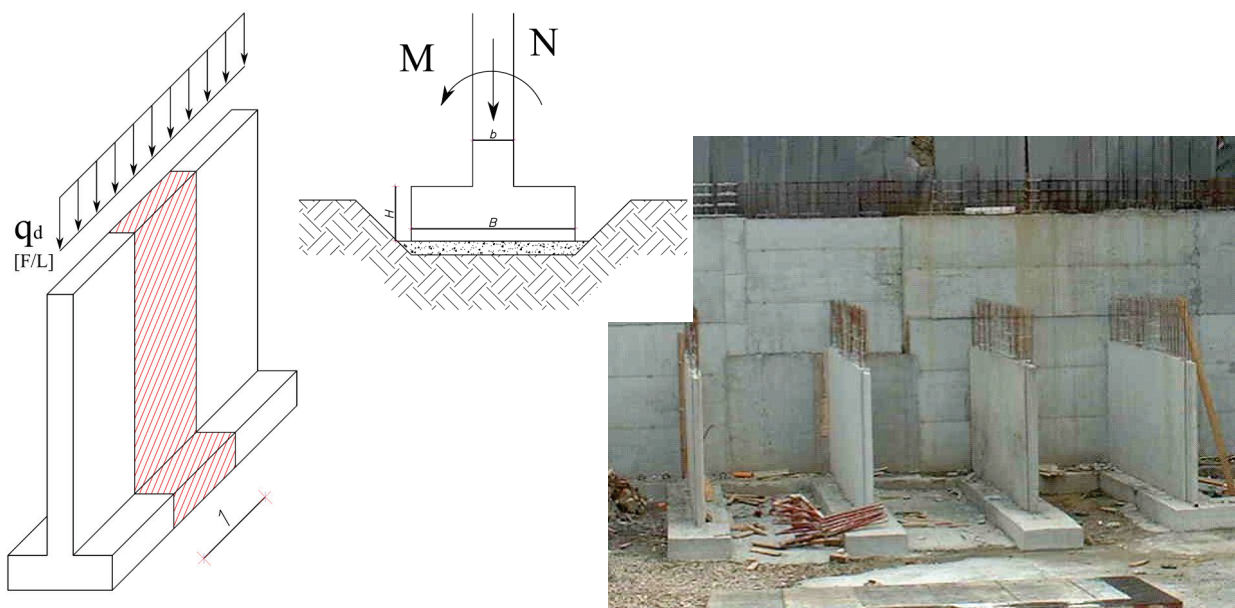
In una **struttura isostatica**, un cedimento differenziale non va ad alterare lo stato sollecitante degli elementi strutturali, a prezzo di maggiori deformazioni.



### 3.2.3. Suola di fondazione

Le soles sono le fondazioni di muri continui in c.a. o in muratura.

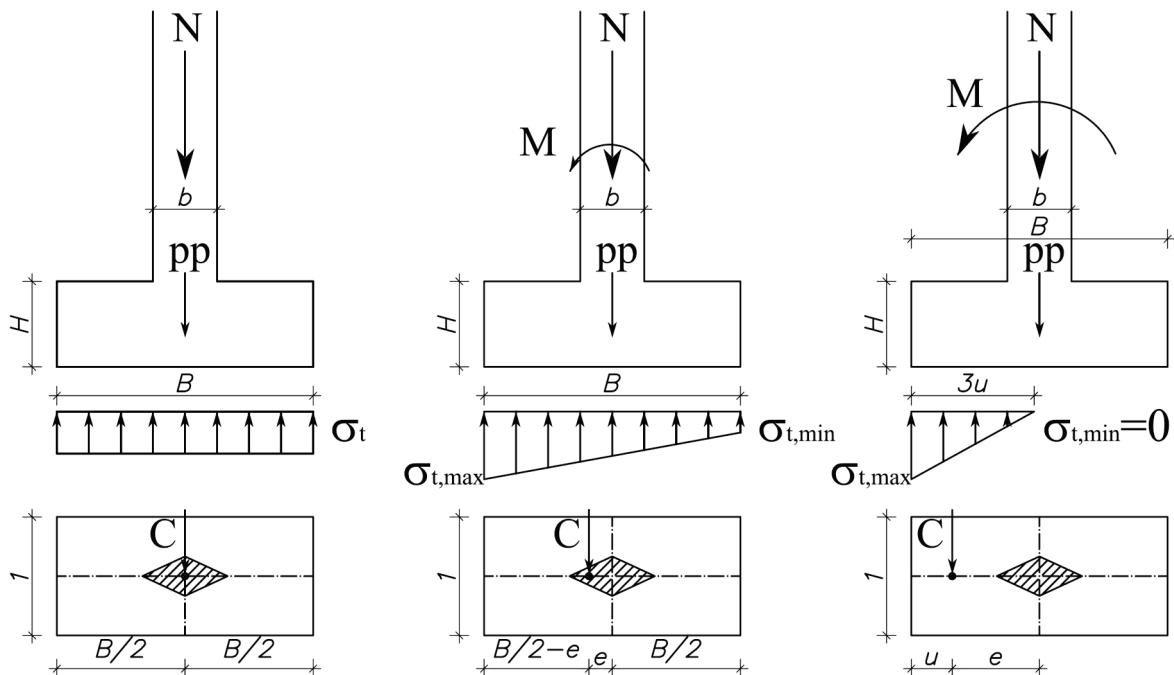
Vengono calcolate / analizzate considerando una striscia unitaria di muro e di fondazione.



**Verifica del terreno**

Noto il carico sollecitante e le caratteristiche del terreno, si inizia a dimensionare la suola.  
La larghezza della suola B è funzione delle caratteristiche portanti del terreno e quindi della verifica del terreno.

- a) La suola può essere sollecitata solo da un carico verticale centrato, a cui viene aggiunto il peso proprio della fondazione stessa, e questo comporta una tensione nel terreno uniforme  $\sigma_t$ ;
- b) se accanto al carico N c'è anche una sollecitazione flessionale M, il terreno sarà soggetto ad un carico trapezoidale ( $\sigma_{t,max}$  ,  $\sigma_{t,min}$ ) o al limite triangolare ( $\sigma_{t,max}$  , 0). La forma del diagramma dipende dalla posizione del centro di pressione C, cioè dall'eccentricità "e" rispetto al baricentro.
- c) Se l'eccentricità è tale che il carico N è fuori dal nocciolo d'inerzia, la sezione di contatto si parzializza (il terreno non reagisce a trazione).



$$\sigma_{t,sd} = \frac{N_{sd} + pp}{B \times 1} \leq f_{t,Rd}$$

$$\sigma_{t,sd} = \frac{N_{sd} + pp}{B \times 1} \pm \frac{M_{sd}}{1 \times B^2 / 6} \leq f_{t,Rd}$$

$$\sigma_{t,sd} = \frac{2 \times (N_{sd} + pp)}{3 \times 1 \cdot u} \leq f_{t,Rd}$$

## Classificazione

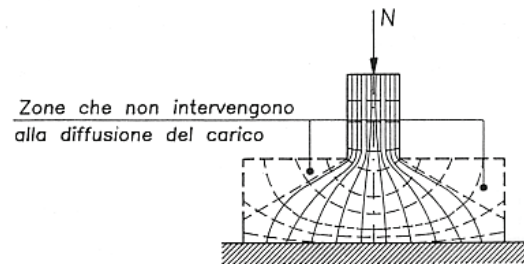
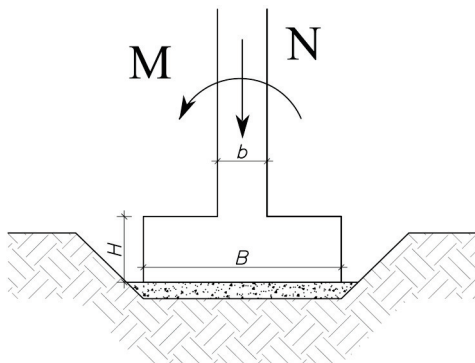
Per calcolare il peso proprio della fondazione (pp) si deve fissare anche l'altezza H.

Le soles di fondazione si classificano in base all'altezza:

**Suole MASSICCE**, quando  $H \geq \frac{3}{4}(B - b)$

**Suole RIGIDE**, quando  $\frac{1}{4}(B - b) \leq H < \frac{3}{4}(B - b)$

**Suole FLESSIBILI**, quando  $H < \frac{1}{4}(B - b)$



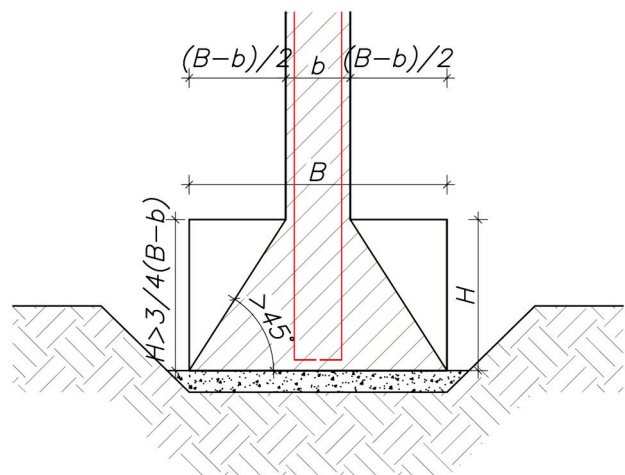
## Progetto delle soles di fondazione

### Suole MASSICCE:

La struttura di fondazione (suola) si definisce massiccia quando  $H \geq 3/4(B-b)$ .

In questo caso la fondazione è molto tozza, le isostatiche di compressione subiscono una leggera deviazione perciò le tensioni di trazione sono molto modeste e riescono ad essere riprese dal calcestruzzo senza particolare armatura.

La fondazione non viene armata; l'unica armatura di calcolo presente sono le riprese o chiamate della muratura superiore in c.a.



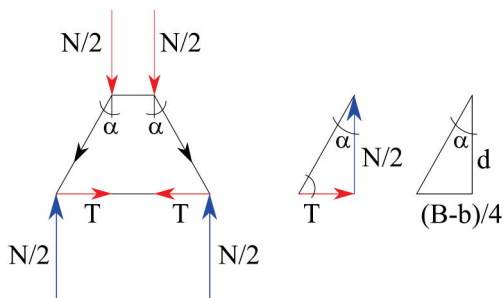
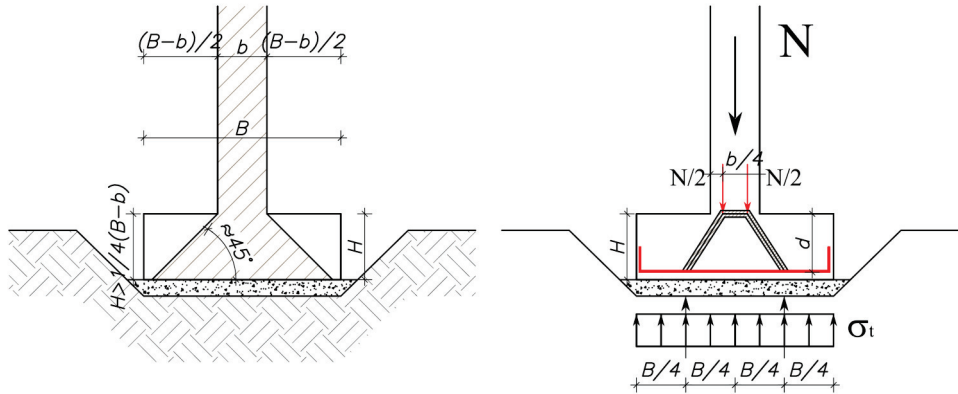
Suole RIGIDE:

La struttura di fondazione (suola) si definisce rigida quando  $H \geq 1/4(B-b)$ .

In questo caso la fondazione è tozza, e viene dimensionata facendo riferimento ad uno schema a traliccio del tipo **Tirante-Puntone**;

le deviazioni che subiscono le isostatiche di compressione generano elevate tensioni di trazione che devono essere riprese da un'adeguata armatura disposta inferiormente.

In questo calcolo non viene messo in conto il peso proprio del plinto, in quanto si scarico direttamente al suolo in maniera distribuita e uniforme, senza generare ulteriori tensioni.

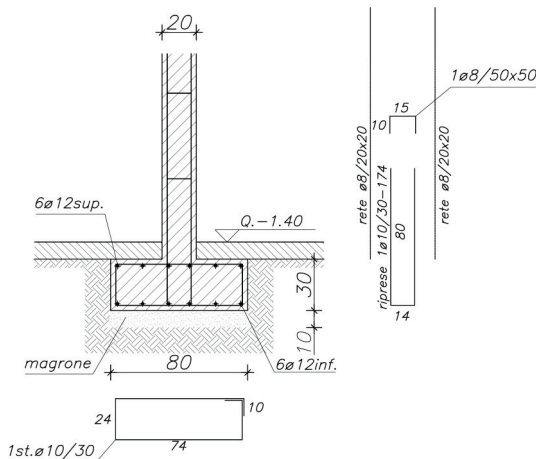


$$T_{sd} = \frac{N_{sd}}{2} \operatorname{tg} \alpha \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{(B-b)/4}{d}$$

$$T_{sd} = \frac{N_{sd}}{2} \frac{(B-b)/4}{d} = \frac{N_{sd}}{8} \frac{(B-b)}{d}$$

$$A_{s,\min} = \frac{T_{sd}}{f_{sd}^*} = \frac{N_{sd}}{8} \frac{(B-b)}{d \cdot f_{sd}^*} \quad [\text{mm}^2/\text{m}]$$

$$(f_{sd}^* \leq 0.85 f_{sd})$$



Trattandosi di un meccanismo tirante-puntone, lo sforzo di trazione rimane costante lungo tutto il tratto, quindi la barra va adeguatamente ancorata.

Accanto alle armature di calcolo si suole prevedere anche un'armatura superiore e longitudinale a correre al fine di costituire una **gabbia di armatura** che "confina/contiene" il calcestruzzo. Infine vengono predisposte le riprese o chiamate della muratura superiore in c.a.

**N.B.**

Nelle fondazioni è preferibile far lavorare le barre d'armatura ad una tensione non troppo elevata, al di sotto dei valori di progetto al fine di evitare o ridurre al minimo la fessurazione, trattandosi di un ambiente generalmente umido: un valore consueto è pari al 85% della tensione di progetto.

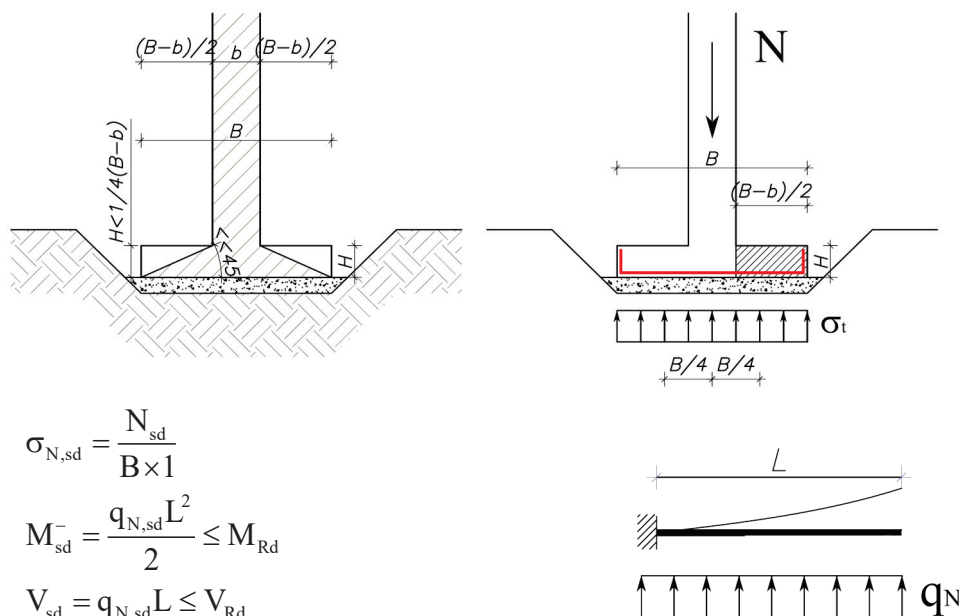
Trattandosi di strutture Tozze, modellate con un traliccio del tipo tirante-puntone, non si eseguono verifiche a taglio.

Suole FLESSIBILI:

La struttura di fondazione (suola) si definisce flessibile quando  $H < 1/4(B-b)$ .

In questo caso la suola si comporta come una **mensola snella**, quindi viene dimensionata e verificata a momento flettente e a taglio, similmente ad una trave.

Anche in tal caso, vanno previste le armature superiori (compresse), quelle longitudinali e quelle di ripresa per completare la gabbia di armatura.



$$\sigma_{N,sd} = \frac{N_{sd}}{B \times 1}$$

$$M_{sd}^- = \frac{q_{N,sd} L^2}{2} \leq M_{Rd}$$

$$V_{sd} = q_{N,sd} L \leq V_{Rd}$$

Anche in questo caso, le armature tese sono sollecitate solamente dalla tensione del terreno dovuta al carico N applicato alla suola, e non dal peso proprio della fondazione.

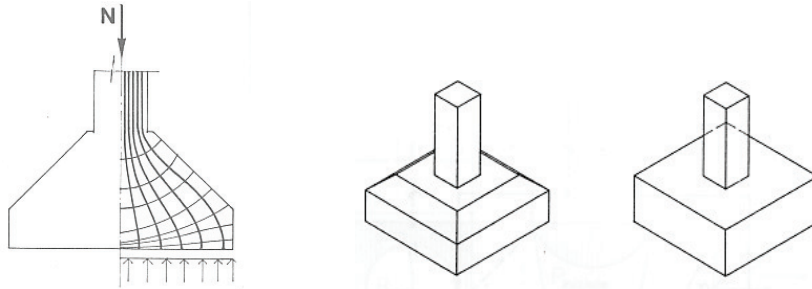
L'armatura a taglio è generalmente costituita da "ferri piegati" che assolvono anche la funzione di armature nei confronti del punzonamento (vedi paragrafi successivi).

### 3.2.4. Plinto di fondazione

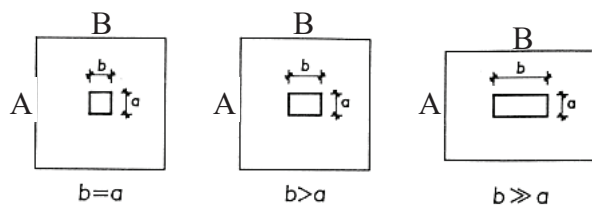
I plinti sono le fondazioni di pilastri in c.a. (raramente pilastri in muratura - elementi modesti).

I plinti si utilizzano quando:

- le caratteristiche del terreno sono tali da non dar luogo ad apprezzabili cedimenti, anche in condizione di elevate tensioni;
- i carichi provenienti dalla struttura in elevazione non sono così elevati da comportare plinti di dimensioni eccessivamente grandi;
- le distanze fra i pilastri sono tali che i plinti sono sufficientemente distanti fra loro.



I plinti hanno in genere una forma in pianta quadrata o rettangolare a seconda della forma del pilastro. Nel caso di pilastri rettangolari si fanno i **plinti omotetici ai pilastri**, cioè in proporzione  **$B : b = A : a$** , dove A e B sono i lati del plinto, a e b sono i lati del pilastro



OMOTETIA:

$$\frac{B}{b} = \frac{A}{a}$$

A

### Classificazione

Similmente alle soole, anche il plinti si classificano in funzione dell'altezza H.

**Plinti MASSICCI**, quando

$$H \geq \frac{3}{4}(B-b) \quad H \geq \frac{3}{4}(A-a)$$

**Plinti RIGIDI**, quando

$$\frac{1}{4}(B-b) \leq H < \frac{3}{4}(B-b)$$

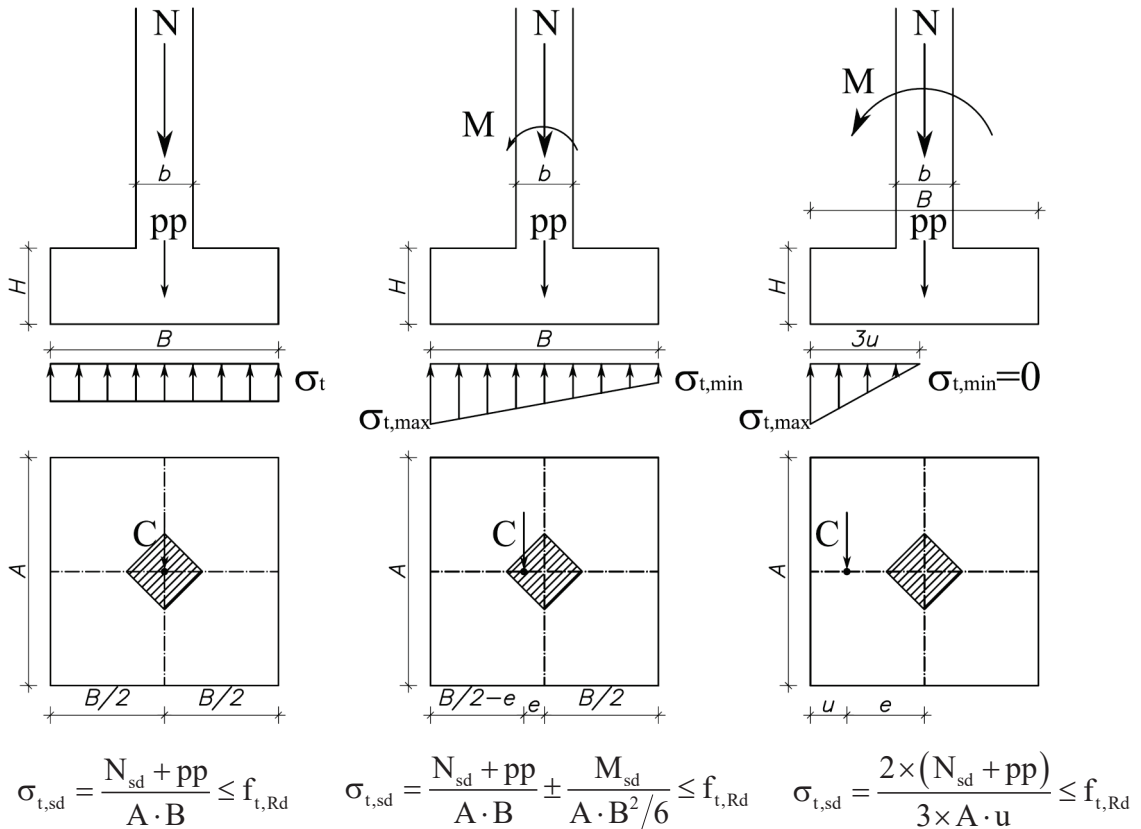
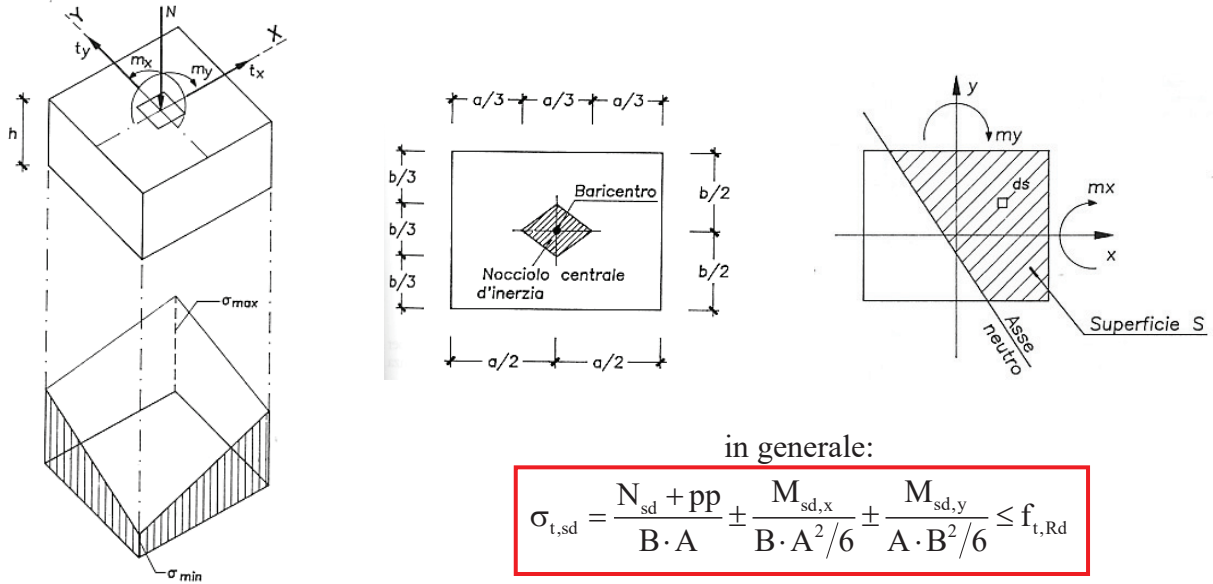
$$\frac{1}{4}(A-a) \leq H < \frac{3}{4}(A-a)$$

**Plinti FLESSIBILI**, quando

$$H < \frac{1}{4}(B-b) \quad H < \frac{1}{4}(A-a)$$

**Verifica del terreno**

Nel caso di un plinto, la verifica delle tensioni sul terreno viene svolta considerando in generale tutte le sollecitazioni provenienti dal pilastro ( $N$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ ) ed il peso proprio del plinto. In base a questa verifica si determinano le dimensioni in pianta A e B del plinto.



Progetto dei plinti

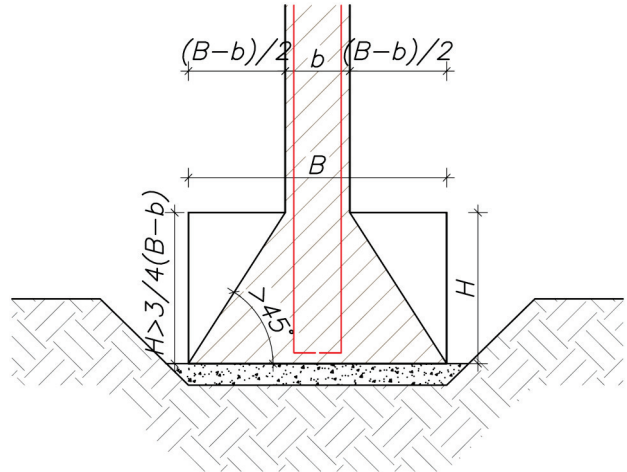
Si procede analogamente alle soles, con la sola attenzione di ripetere la procedura nelle due direzioni in pianta (A e B)

Plinti MASSICCI:

La struttura di fondazione (plinto) si definisce massiccia quando  $H \geq 3/4(B-b)$  e  $H \geq 3/4(A-a)$ .

In questo caso la fondazione è molto tozza, le isostatiche di compressione subiscono una leggera deviazione perciò le tensioni di trazione sono molto modeste e riescono ad essere assorbite dal calcestruzzo senza particolare armatura.

La fondazione non viene armata; l'unica armatura di calcolo presente sono le riprese o chiamate della muratura superiore in c.a.



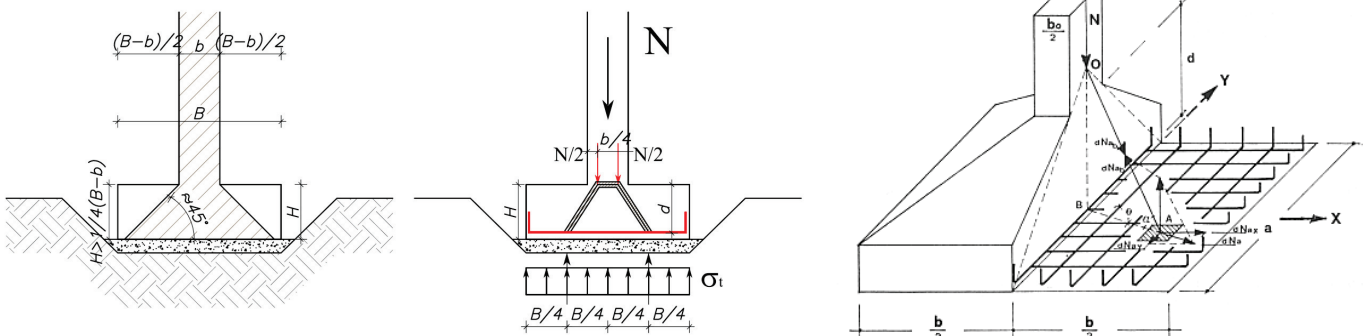
Plinti RIGIDI:

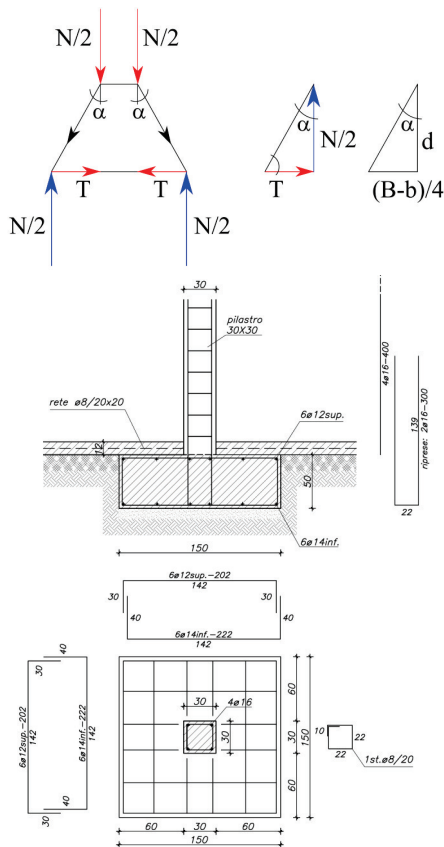
La struttura di fondazione (plinto) si definisce rigida quando  $H \geq 1/4(B-b)$  e  $H \geq 1/4(A-a)$ .

In questo caso la fondazione è tozza, e viene dimensionata facendo riferimento ad uno schema a traliccio del tipo **Tirante-Puntone in ciascuna direzione x e y;**

le deviazioni che subiscono le isostatiche di compressione generano elevate tensioni di trazione che devono essere riprese da un'adeguata armatura disposta inferiormente.

Anche in questo caso non viene messo in conto il peso proprio del plinto, in quanto si scarica direttamente al suolo.





$$T_{sd} = \frac{N_{sd}}{2} \operatorname{tg} \alpha \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{(B-b)/4}{d}$$

$$T_{sd,x} = \frac{N_{sd}}{2} \frac{(B-b)/4}{d} = \frac{N_{sd}}{8} \frac{(B-b)}{d} \quad \text{dir. x}$$

$$T_{sd,y} = \frac{N_{sd}}{2} \frac{(A-a)/4}{d} = \frac{N_{sd}}{8} \frac{(A-a)}{d} \quad \text{dir. y}$$

$$A_{s,x \min} = \frac{T_{sd}}{f_{sd}^*} = \frac{N_{sd}}{8} \frac{(B-b)}{d \cdot f_{sd}^*} \quad [\text{mm}^2/\text{m}]$$

$$A_{s,y \min} = \frac{T_{sd}}{f_{sd}^*} = \frac{N_{sd}}{8} \frac{(A-a)}{d \cdot f_{sd}^*} \quad [\text{mm}^2/\text{m}]$$

Trattandosi di un meccanismo tirante-puntone, lo sforzo di trazione rimane costante lungo il tratto, quindi la barra va adeguatamente ancorata.

**Le armature inferiori vengono distribuite uniformemente in pianta.**

Accanto alle armature di calcolo (inferiori) si suole prevedere anche un'armatura superiore nelle due direzioni (eventualmente in quantità minore) al fine di costituire una **gabbia di armatura** che "confina/contiene" il calcestruzzo. Infine vengono predisposte le riprese o chiamate del pilastro superiore in c.a.

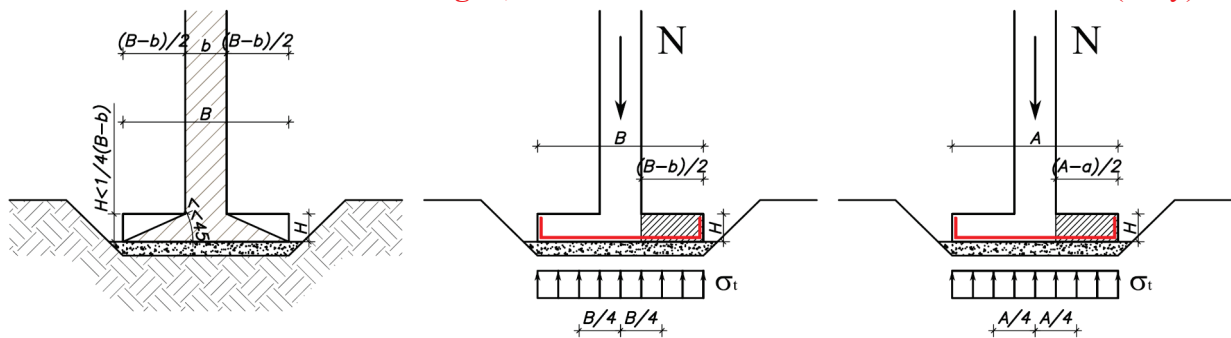
**N.B.**

Nelle fondazioni è preferibile far lavorare le barre d'armatura ad una tensione non troppo elevata, al di sotto dei valori di progetto, al fine di evitare o ridurre al minimo la fessurazione, trattandosi di un ambiente generalmente umido: un valore consueto è pari al 85% della tensione di progetto.

Trattandosi di strutture Tozze, modellate con un traliccio del tipo tirante-puntone, **non si eseguono verifiche a taglio.**

Plinti FLESSIBILI:

La struttura di fondazione (plinto) si definisce flessibile quando  $H < 1/4(B-b)$  o  $H < 1/4(A-a)$ . In questo caso il plinto si comporta come una **mensola snella**, viene quindi dimensionata e verificata a momento flettente e a taglio, similmente ad una trave in ciascuna direzione (x e y).



$$\sigma_{N,sd} = \frac{N_{sd}}{B \times A}$$

$$q_{N,sd,x} = \sigma_{N,sd} \times A$$

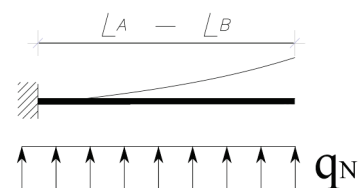
$$M_{sd,x}^- = \frac{q_{N,sd,x} L_B^2}{2} \leq M_{Rd,x}$$

$$V_{sd,x} = q_{N,sd,x} L_B \leq V_{Rd,x}$$

$$q_{N,sd,y} = \sigma_{N,sd} \times B$$

$$M_{sd,y}^- = \frac{q_{N,sd,y} L_A^2}{2} \leq M_{Rd,y}$$

$$V_{sd,y} = q_{N,sd,y} L_A \leq V_{Rd,y}$$



In questo caso l'armatura non viene distribuita uniformemente, ma il **50% viene disposto in corrispondenza del pilastro su una larghezza  $(B+2H)$  ossia  $(A+2H)$**  - mensola più rigida -, mentre il restante 25%+25% viene posizionato lateralmente.

Vengono previste anche le armature superiori (compresse) e quelle di ripresa per completare la gabbia di armatura

Anche in questo caso, le **armature tese sono sollecitate solamente dalla tensione del terreno dovuta al carico N applicato al plinto**, e non dal peso proprio della fondazione.

**L'armatura a taglio** è generalmente costituita da "ferri piegati" che assolvono anche la funzione di armature nei confronti del punzonamento (vedi paragrafi successivi).

OSSERVAZIONI:

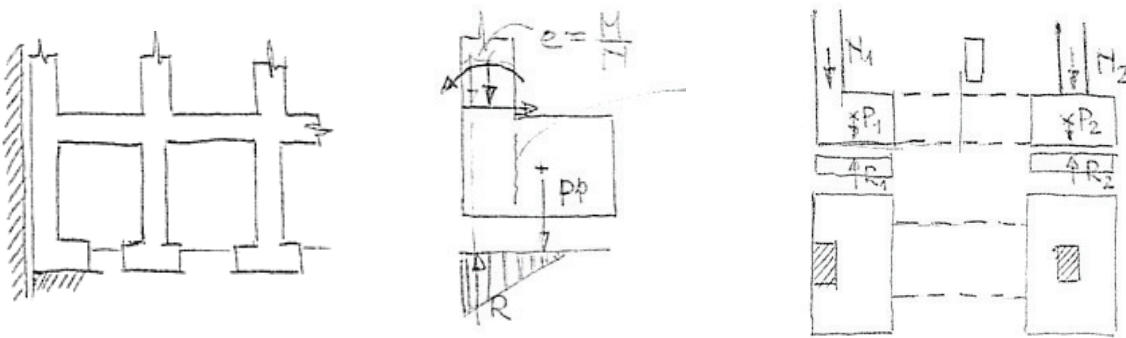
1. Nelle fondazioni non risparmiare sull'acciaio;
2. Aumentare il copriferro rispetto ad altre strutture in c.a.;
3. Utilizzare diametri  $\phi$  delle armature discretamente grossi;
4. Limitare la tensione di lavoro  $f_{sd}^*$ , ad un valore inferiore al 85% del valore di progetto;
5. Il peso proprio della fondazione non incide sul meccanismo resistente tirante-puntone, in quanto si scarica direttamente al suolo.

3.2.5. Plinto eccentrico e casi particolari

Nel caso di strutture realizzate a confine o in adiacenza ad altre costruzioni si fa ricorso alla realizzazione di plinti eccentrici, in cui lo sforzo normale del pilastro non è centrato sull'impronta del plinto sul terreno.

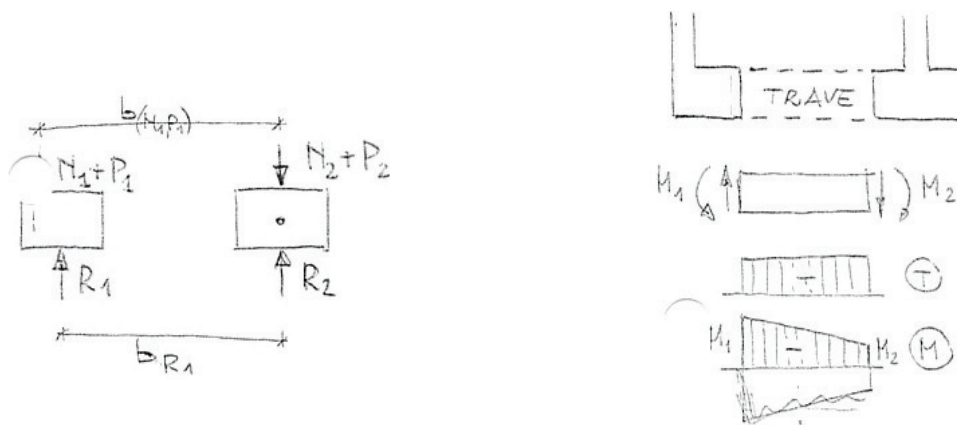
Questo comporta una notevole eccentricità della sollecitazione sul terreno, con elevati picchi di tensione che vanno considerati con attenzione.

Se le sollecitazioni risultano eccessive, bisogna "ri-centrare" il carico collegando il plinto a quello adiacente attraverso una trave.



Ipotesi:

- distribuzione costante degli sforzi nel terreno al di sotto dei due plinti;
- si trascura l'appoggio della trave sul terreno



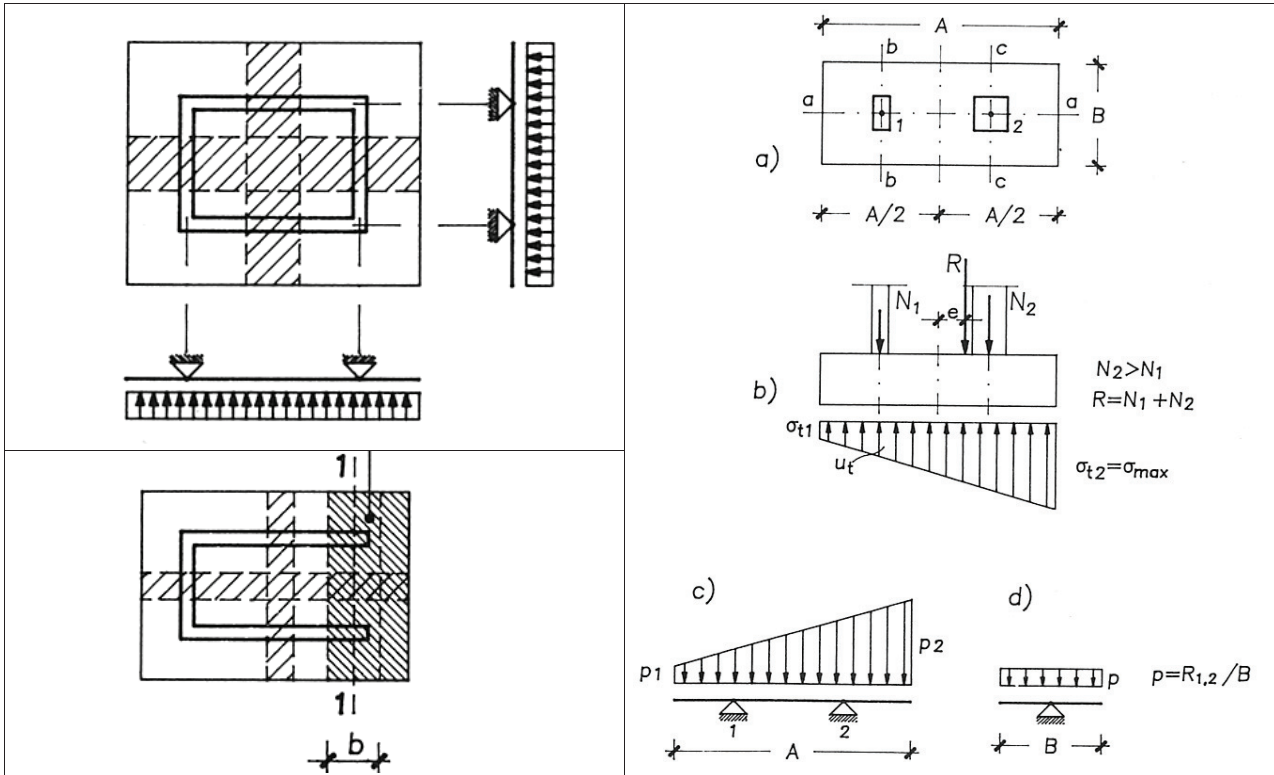
ricavo  $R_1$  e  $R_2$  dalle equazioni di equilibrio:

eq. traslazione  $R_1 + R_2 = (N_1 + P_1) + (N_2 + P_2)$

eq. rotazione  $R_1 b_1 - (N_1 b_{N1} + P_1 b_{P1}) = 0$

consegue che  $R_1 > (N_1 + P_1)$  e  $R_2 < (N_2 + P_2)$  e si determinano anche le sollecitazioni ( $M$ ,  $V$ ) nella trave di collegamento.

Casi particolari:



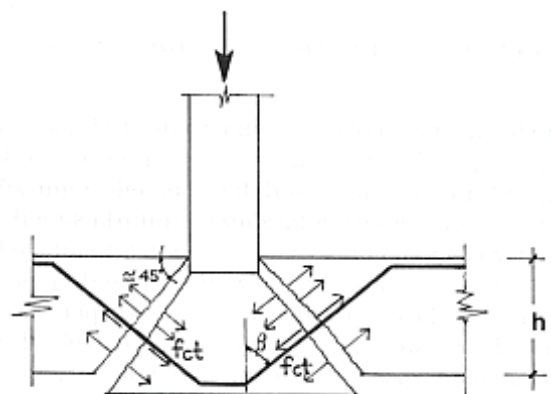
3.2.6. Il Punzonamento

3.2.6.1. Il punzonamento di piastre e solette

Il punzonamento è un fenomeno tridimensionale prodotto da una forza applicata su una piccola superficie in una struttura bidimensionale piana. Esso provoca la rottura per taglio-punzonamento con traslazione di una porzione di struttura nella direzione della forza.

L'evento si verifica nelle piastre/solette in prossimità degli appoggi o di carichi concentrati, nei plinti bassi e nelle platee.

Trattandosi di una rottura a taglio, le direzioni principali di trazione sono inclinate a 45° rispetto alla direzione della forza, come indicato in figura.

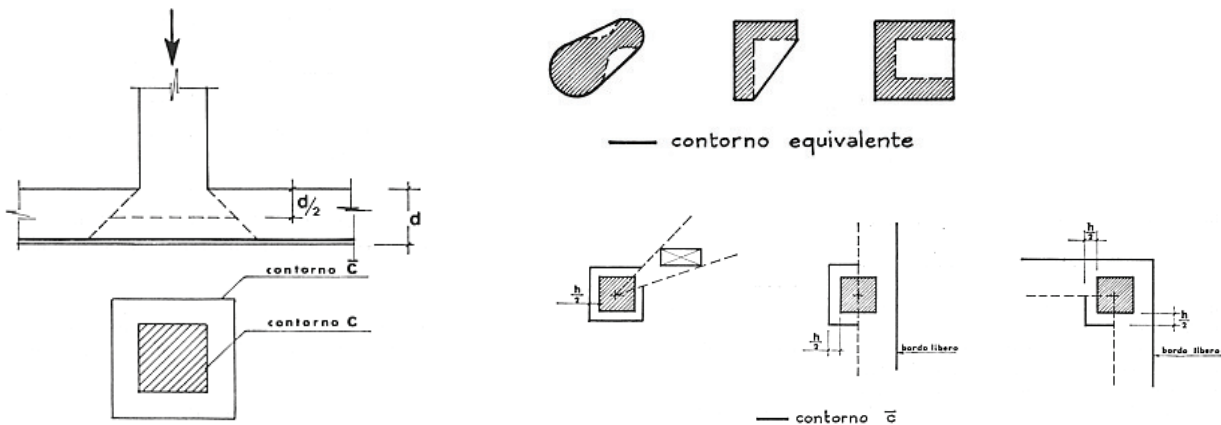


Dall'equilibrio alla traslazione si può determinare la forza ultima di rottura in assenza di armatura:

$$P_u = f_{ct} \frac{\sqrt{2}}{2} S \quad S = u \cdot d$$

dove:

- S è la superficie di contorno dell'elemento che trasla
- u è il perimetro del contorno  $\bar{c}$  misurato a metà altezza utile
- d è l'altezza utile.



Seconda la normativa, la verifica a punzonamento consiste in:

$$F_{sd} \leq 0.5 f_{ctd} u \cdot h$$

dove:

- $f_{ctd}$  è la resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo;
- u è il perimetro del contorno ottenuto mediante una ripartizione a 45° a partire dal contorno effettivo fino al piano medio della lastra (h/2);
- h è lo spessore della lastra.

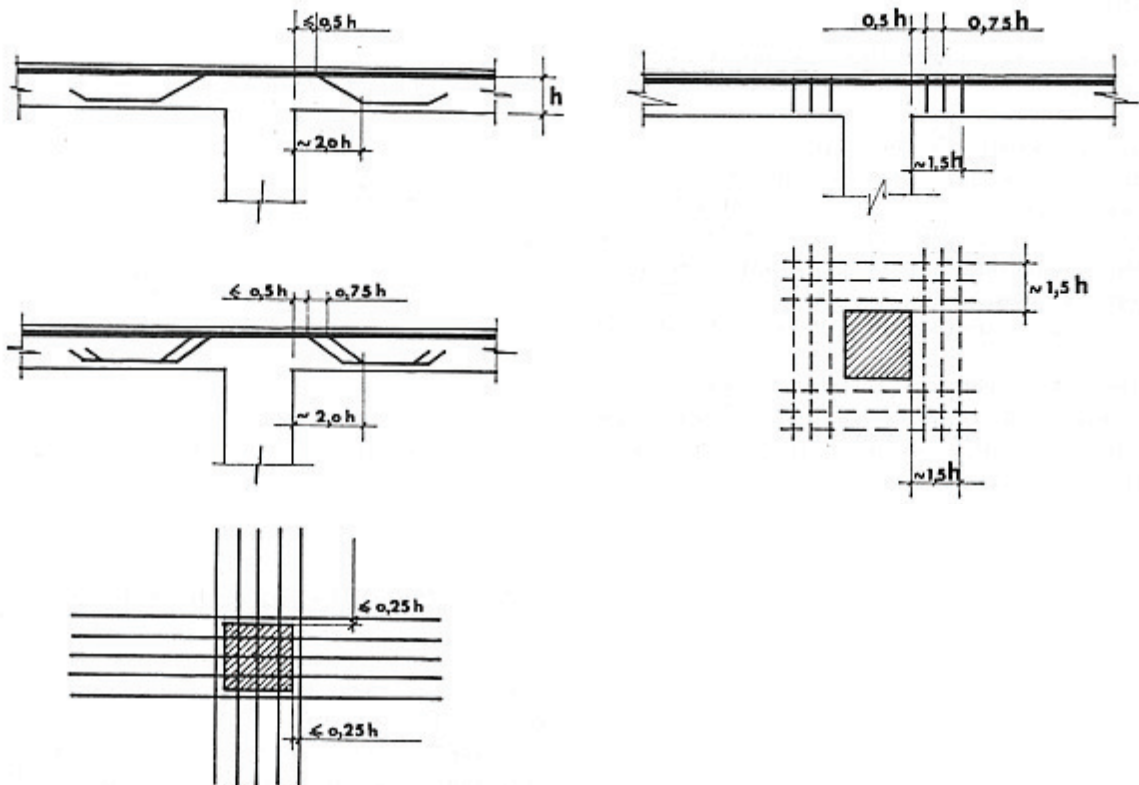
Nel caso in cui la resistenza del calcestruzzo non sia sufficiente, va disposta un'apposita armatura che riprenda l'intera azione sollecitante  $F_{sd}$ .

$$F_{sd} \leq A_s \cdot f_{sd} \cdot \cos \beta$$

dove:

- $A_s$  è l'area totale di armatura che interseca le lesioni;
- $f_{sd}$  è la tensione di calcolo delle armature;
- $\beta$  è l'inclinazione delle armature rispetto alla linea di azione di  $F_{sd}$ ;

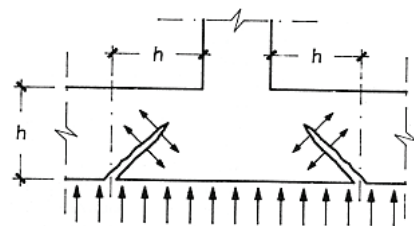
se  $\beta = 45^\circ$ , quindi si ha:  $F_{sd} \leq A_s \cdot f_{sd} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}$ , cioè  $A_{s,min} = \frac{F_{sd} \cdot \sqrt{2}}{f_{sd}}$



### 3.2.6.2. Il punzonamento di plinti e platee

Nei plinti bassi e nelle platee è necessario eseguire anche la verifica “al punzonamento”, perché, non essendo in genere presenti ferri piegati o staffe, quando si raggiunge il valore di rottura del calcestruzzo per trazione si ha il collasso della struttura.

La rottura avviene secondo una superficie tronco-conica nel caso di pilastro circolare, tronco-piramidale nel caso di pilastro quadrato/rettangolare, con inclinazione a  $45^\circ$  a partire dal perimetro del pilastro.



Solitamente si esegue la progettazione del plinto in modo che l'altezza  $H$  sia tale da NON richiedere specifica armatura a punzonamento.

In prima approssimazione si può eseguire la verifica con il carico  $N$  proveniente dal pilastro

$$N_{sd} \leq N_{p,Rd}$$

ma in realtà il carico che punzona il plinto è solo una sua aliquota, cioè  $N_p < N$ .

Il carico di punzonamento  $N_p$  è pari alla differenza fra il carico totale del pilastro  $N$  e quello scaricato direttamente al suolo sotto la proiezione (generalmente) a  $45^\circ$  del pilastro stesso, ovvero pari alla tensione di lavoro del terreno sull'area d'impronta depurata dalla proiezione a  $45^\circ$  del pilastro.



$$N_{p,sd} \leq N_{p,Rd} = 0.5 \cdot f_{ctd} \cdot u \cdot h$$

$$u = 2(a + h) + 2(b + h)$$

$h$  = altezza plinto / spessore platea

$$N_{p,sd} = \sigma_{t,sd} [A \cdot B - (a + 2h)(b + 2h)]$$

$$\sigma_{t,sd} = \frac{N}{A \cdot B} \quad (\text{escluso p.p. plinto})$$

Se la verifica non è soddisfatta si può:

- aumentare lo spessore  $h$  della fondazione, se lo è conveniente economicamente e dal punto di vista realizzativo – soluzione più utilizzata – ;
- disporre specifica armatura per il punzonamento, che [riprenda l'intera azione sollecitante  \$N\_{p,sd}\$](#) :

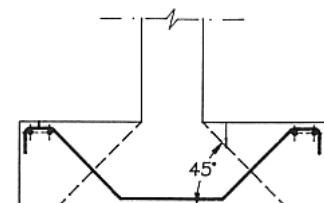
$$N_{p,sd} \leq A_s \cdot f_{sd} \cdot \cos \beta$$

dove:

$A_s$  è l'area totale di armatura che interseca le lesioni;

$f_{sd}$  è la tensione di calcolo delle armature;

$\beta$  è l'inclinazione delle armature rispetto alla linea di azione di  $F_{sd}$ ;



frequentemente  $\beta = 45^\circ$ :

$$F_{sd} \leq A_s \cdot f_{sd} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2},$$

cioè

$$A_{s,min} = \frac{F_{sd} \cdot \sqrt{2}}{f_{sd}}$$

3.2.7. Esempio

Consideriamo un pilastro quadrato (30x30) soggetto alle seguenti sollecitazioni:

$$N_{sdu} = 778.09 \text{ kN} \quad M_{sdu} = 13.88 \text{ kNm} \quad e = 18 \text{ mm}$$

La fondazione del pilastro è di tipo a plinto rigido isolato, posato su un terreno con portata in esercizio di  $\sigma_{t,Rde} = 0.2 \text{ Mpa}$  e portata allo SLU pari a  $\sigma_{t,Rdu} = 0.3 \text{ MPa}$ .

**Predimensionamento**

Data la sezione quadrata del pilastro si adotta anche per il plinto una sezione quadrata (omotetia).

$$B = \sqrt{A} = \sqrt{\frac{N_{sdu}}{\sigma_{t,Rdu}}} = \sqrt{\frac{778.09 \times 10^3}{0.30}} = 1610 \text{ mm}$$

si adotta **B = 1800 mm** (considerando anche il pp. del plinto)

plinto rigido

$$h \geq (B - b) / 4 =$$

$$h \geq (1800 - 300) / 4 = 375 \text{ mm}$$

si adotta **h = 400 mm**

d = 350 mm    d' = 50 mm    (maggiore protezione per l'armatura)

**Verifica del terreno**

$$N_{sdu} = 778.09 \text{ kN} \quad M_{sdu} = 13.88 \text{ kNm} \quad e = 18 \text{ mm}$$

peso proprio

$$pp = (1.80 \times 1.80 \times 0.40 \times 25) \times 1.3 = 42.12 \text{ kN}$$

eccentricità terreno

$$e = M_{sdu} / (N_{sdu} + pp) = 13.88 \times 10^6 / [(778.09 + 42.12) \times 10^3] = 16.9 \text{ mm}$$

$$\lambda = B / 6 = 1800 / 6 = 300 \text{ mm} \quad \implies \text{sezione tutta compressa}$$

verifica terreno

$$\sigma_{t,sdu} = \frac{N_{sdu} + pp}{B \times B} \pm \frac{M_{sdu}}{W} = \frac{(778.09 + 42.12) \times 10^3}{1800 \times 1800} \pm \frac{13.88 \times 10^6}{\frac{1800 \times 1800^2}{6}} = \left\{ \begin{array}{l} 0.267 \\ 0.239 \end{array} \right\} < \sigma_{t,Rdu} = 0.30 \text{ MPa}$$

**Dimensionamento e verifica armature:**

$$T_{sdu} = \frac{1}{2} N_{sdu} \cdot \text{tg} \alpha = \frac{N_{sdu} (B - b)}{8 \cdot d}$$

$$T_{sdu} = \frac{778.09 \times 10^3 \times (1800 - 300)}{8 \times 350} = 416.83 \text{ kN}$$

armature inferiori  $A_{s,min} = T_{sdu} / f_{sd}^* = 416.83 \times 10^3 / 0.85 \times 374 = 1311 \text{ mm}^2$   
**si adotta 9  $\phi$  14**  $A_s = 1386 \text{ mm}^2$  OK  
 $T_{Rdu} = 1386 \times 374 = 518.36 \text{ kN} > F_{su}$

tensione lavoro  $f_{su} = T_{sdu} / A_s = 416.8 \times 10^3 / 1386 = 301 \text{ MPa}$

**verifica punzonamento:**

$$N_{p,sd} = \sigma_{t,sd} [B \times B - (b + 2h)^2] =$$

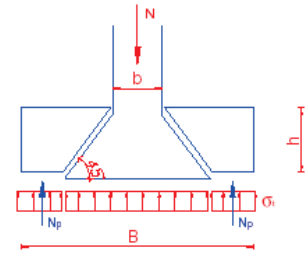
$$\sigma_{t,sd} = \frac{N_{sdu}}{B \times B} = \frac{778.09 \times 10^3}{1800 \times 1800} = 0.24 \text{ MPa}$$

$$N_p = 0.24 \times [(1800 \times 1800) - (300 + 2 \times 400)^2] = 487.20 \text{ kN}$$

$$N_{p,Rd} = 0.5 \cdot f_{ctd} \cdot u \cdot h$$

$$u = 2(a + h) + 2(b + h) = 2 \times (300 + 400) \times 2 = 2800 \text{ mm}^2$$

$$N_{p,Rd} = 0.5 \cdot f_{ctd} \cdot u \cdot h = 0.5 \times 1.01 \times 2800 \times 400 = 565.60 \text{ MPa} \quad (\text{C20/25})$$



OK