

30 GIUGNO - ORE 17.30
LIBRERIA LIBRI E PROFESSIONI
(CORSO GARIBALDI 185 - SALERNO)

PRESENTAZIONE DEL
SECONDO VOLUME "LA PRATICA" DELL'OPERA

TEORIA E PRATICA STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

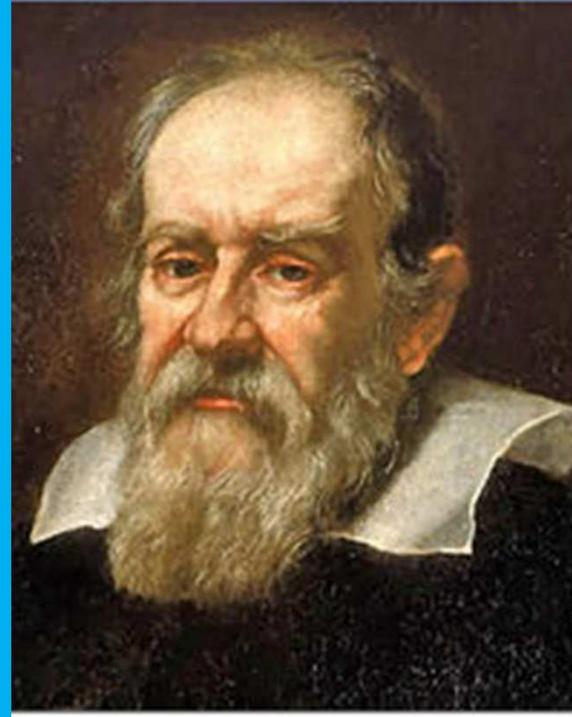
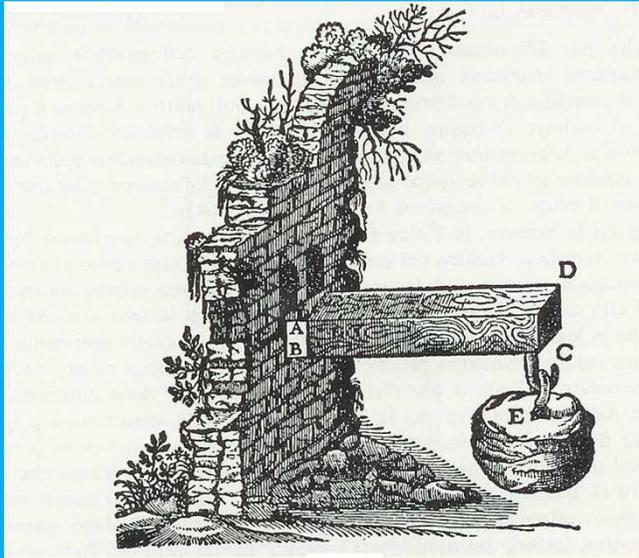


Dario Facciovio Editore

INCONTRO CON L'AUTORE **VINCENZO NUNZIATA**

VINCENZO NUNZIATA

*«A tutti coloro che sanno
e subiscono il potere di chi non sa»*

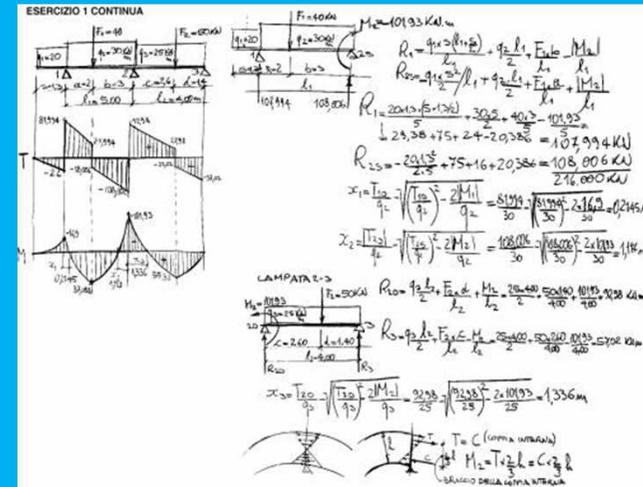


Galileo Galilei



Il mestiere dell'ingegnere strutturista.....

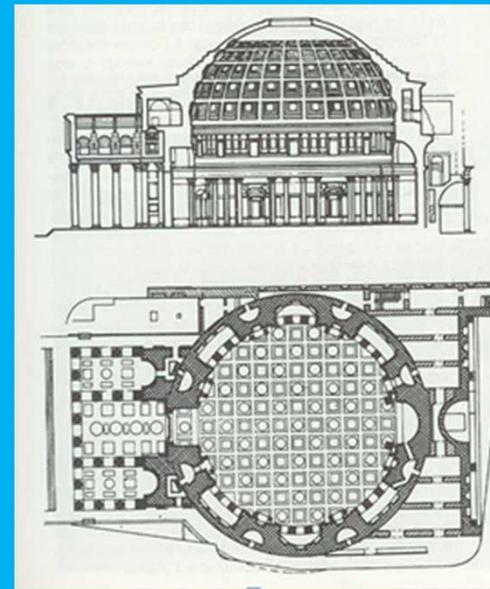
1. le capacità personali
2. la regola d'arte
3. la teoria
4. la pratica
5. le regole empiriche.



La Teoria...



Chrysler Building



Roma: Pantheon
120 d.C.

Le Capacità personali....

PARTE I

Edificio in cemento armato: analisi statica

- solai
- scale
- travi
- pilastri
- fondazioni.

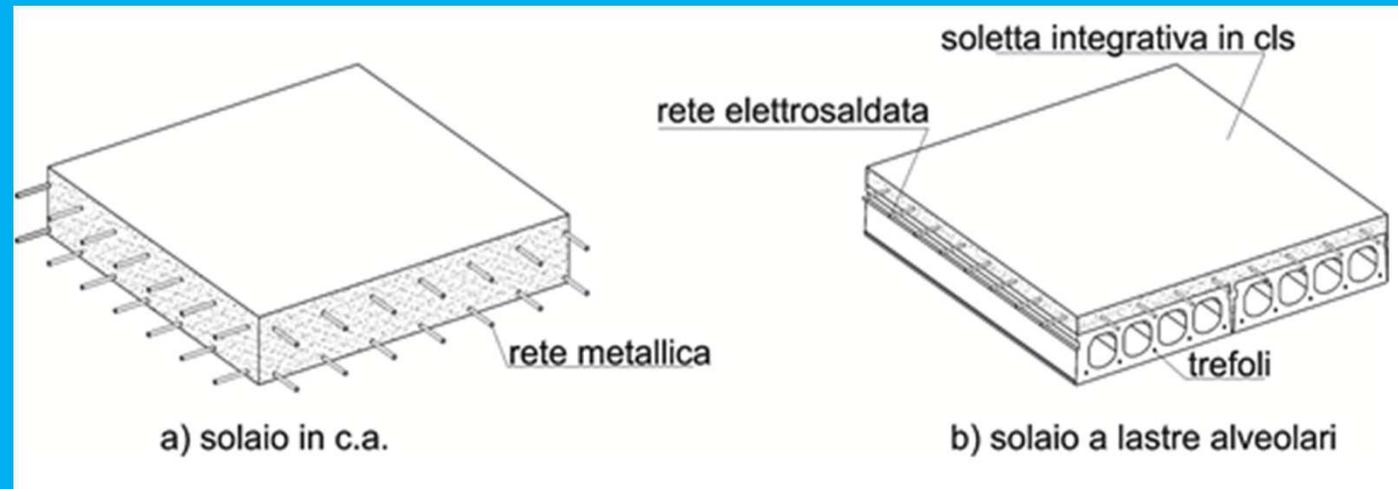
PARTE II

Edificio in cemento armato: analisi sismica

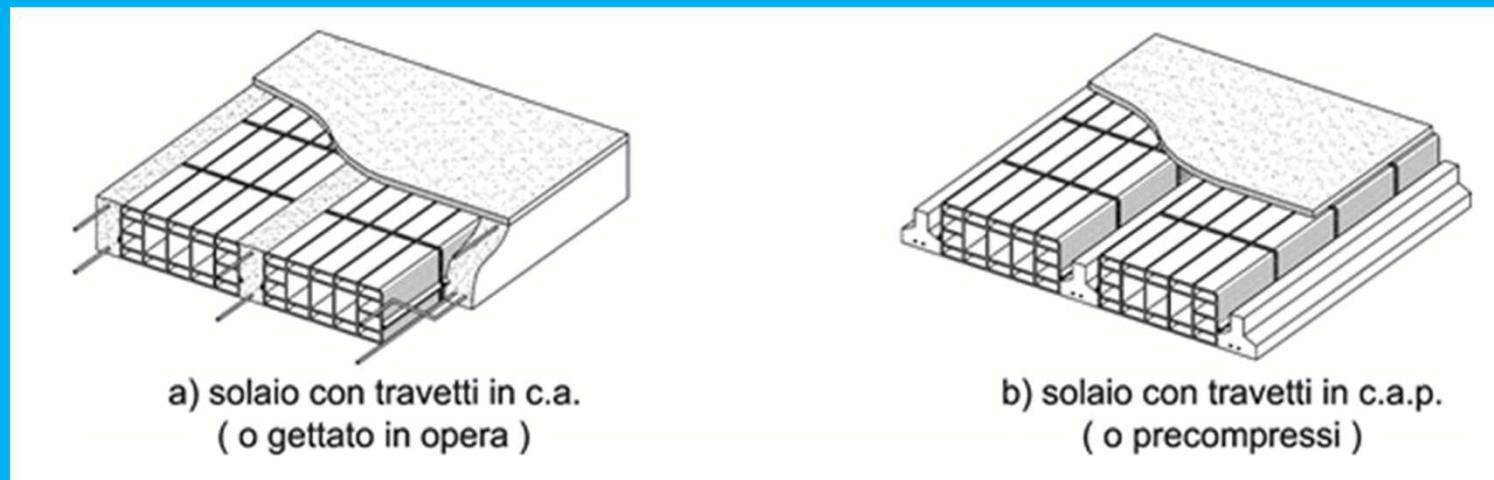
- Progetto di un edificio in c.a. in zona sismica – EC8

1. I Solai

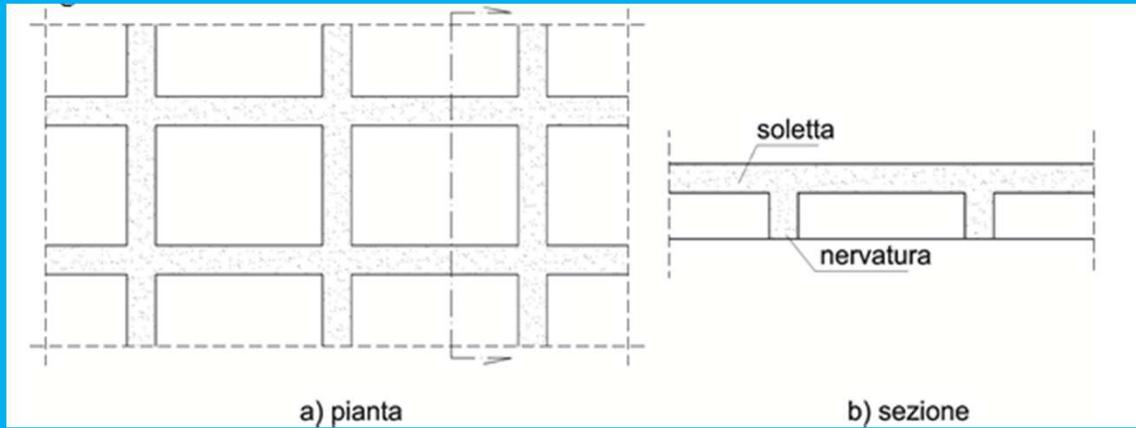
Solai a soletta piena



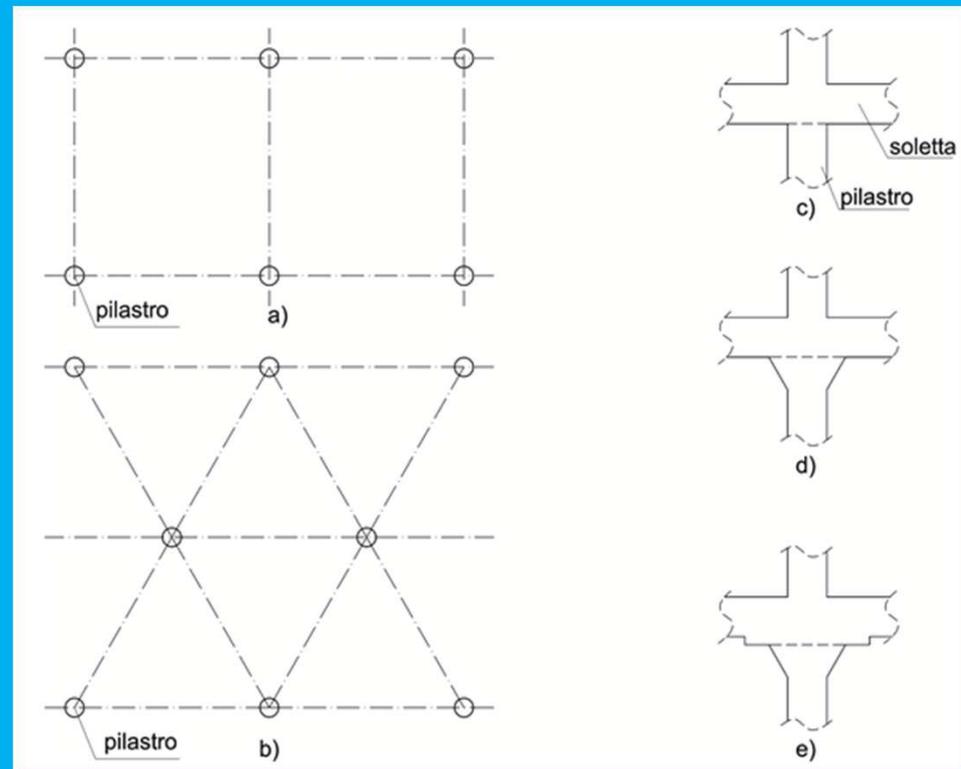
Solai misti



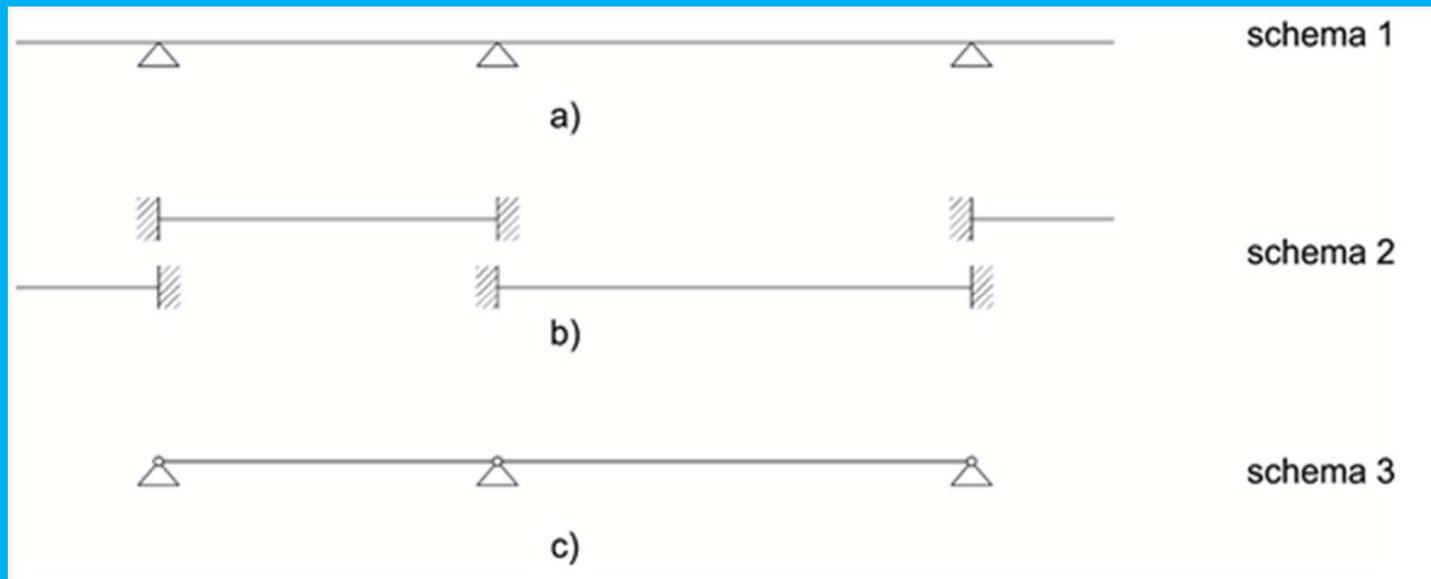
Solaio nervato (o a cassettoni)



Solaio a soletta piena o a fungo

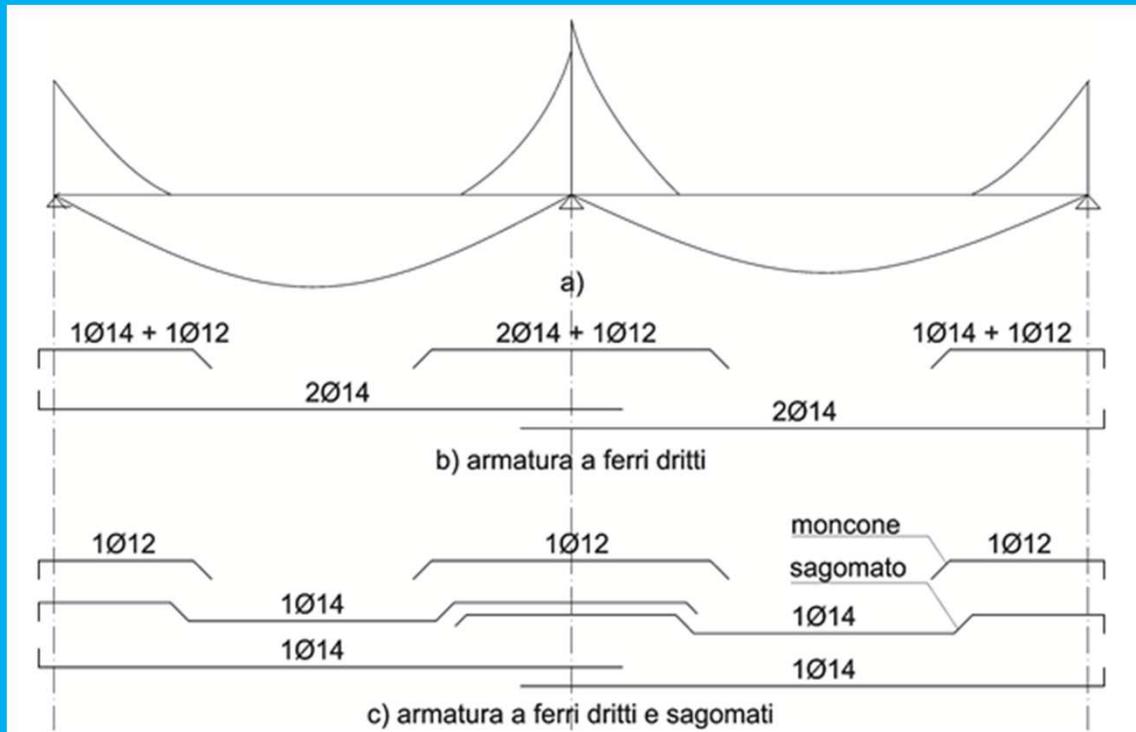


Il calcolo dei solai

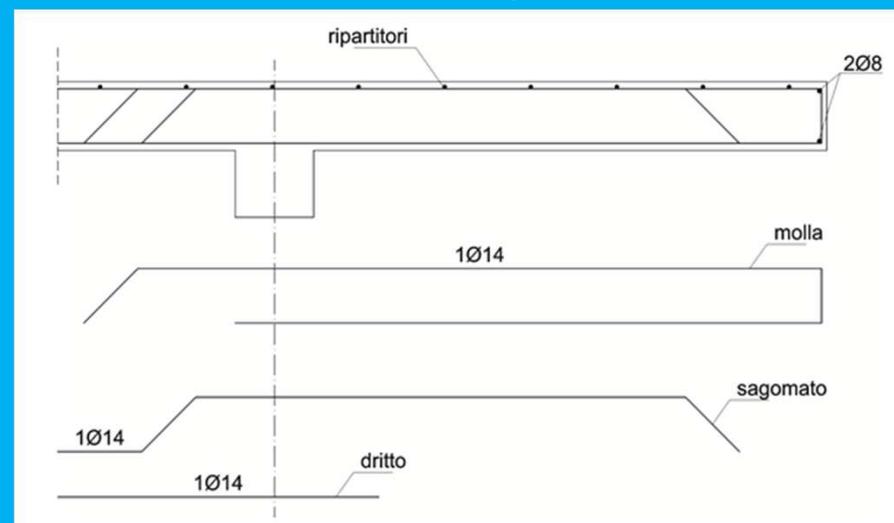


- **schema 1:** trave continua su n appoggi; tale schema approssima meglio il comportamento dei travetti in mezzeria per travi di estremità poco rigide (travi a spessore di solaio);
- **schema 2:** travi separate perfettamente incastrate agli estremi; tale schema approssima il comportamento dei travetti in prossimità dei pilastri;
- **schema 3:** travi incernierate agli estremi, con dimezzamento delle sollecitazioni; tale schema si adotta per cautelarsi da una parziale interruzione della continuità provocata dalle variazioni termiche o da eventuali cedimenti dei vincoli.

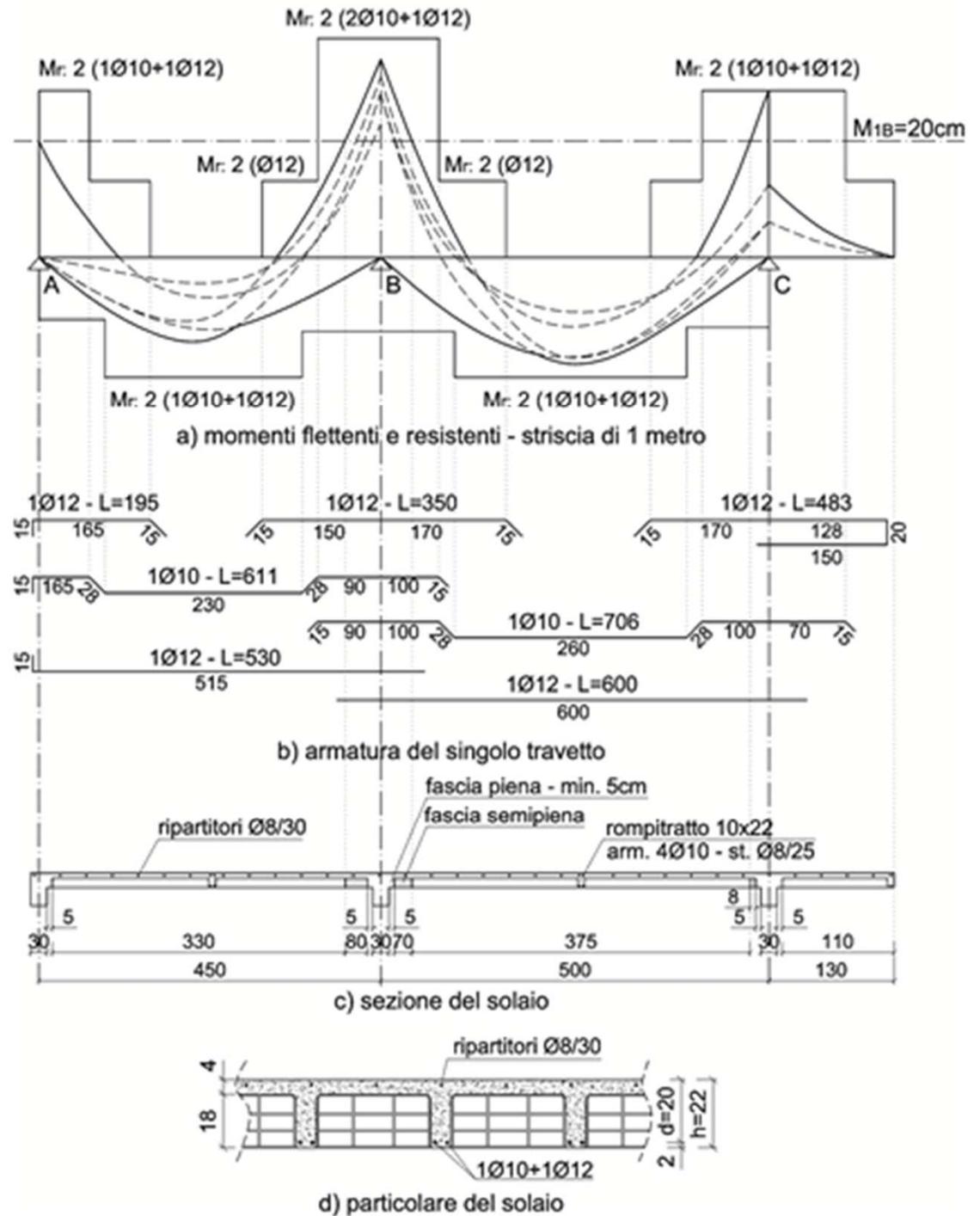
Armatura tipo solaio



Armatura tipo sbalzo



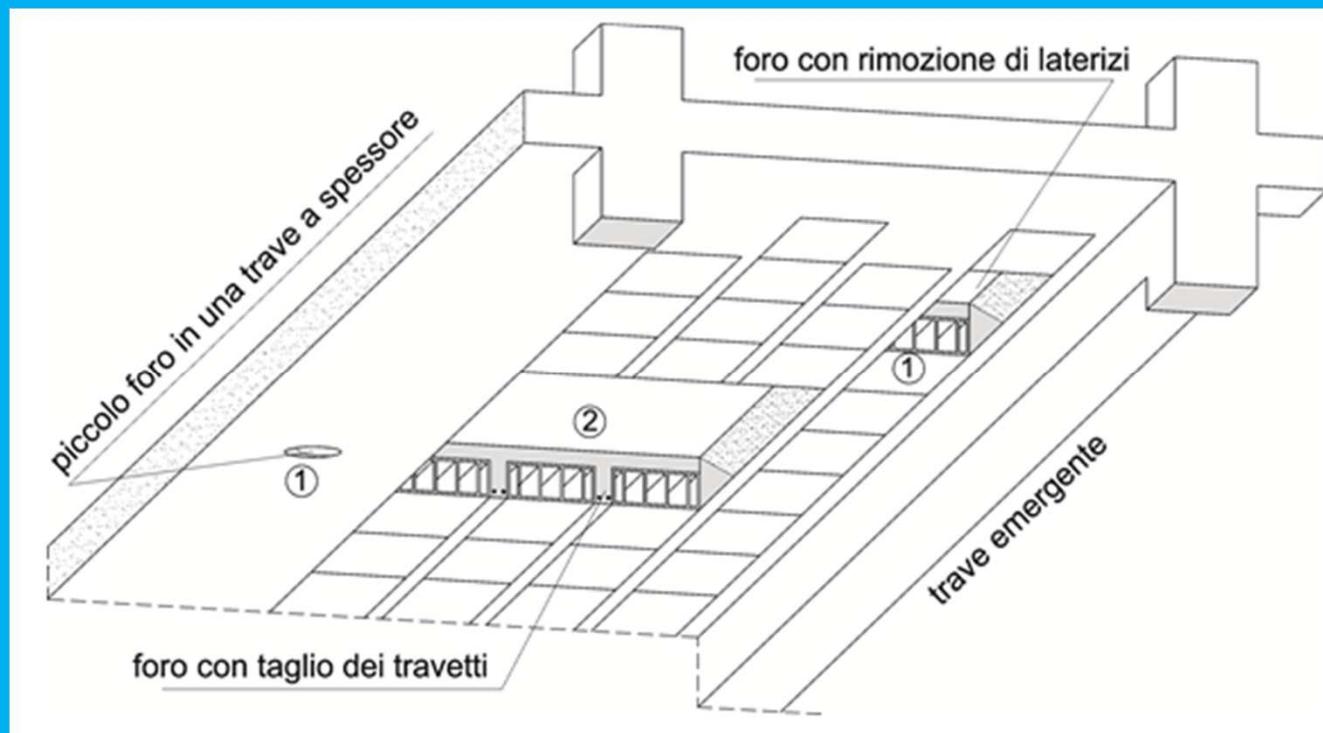
Solaio gettato in opera



Elementi secondari

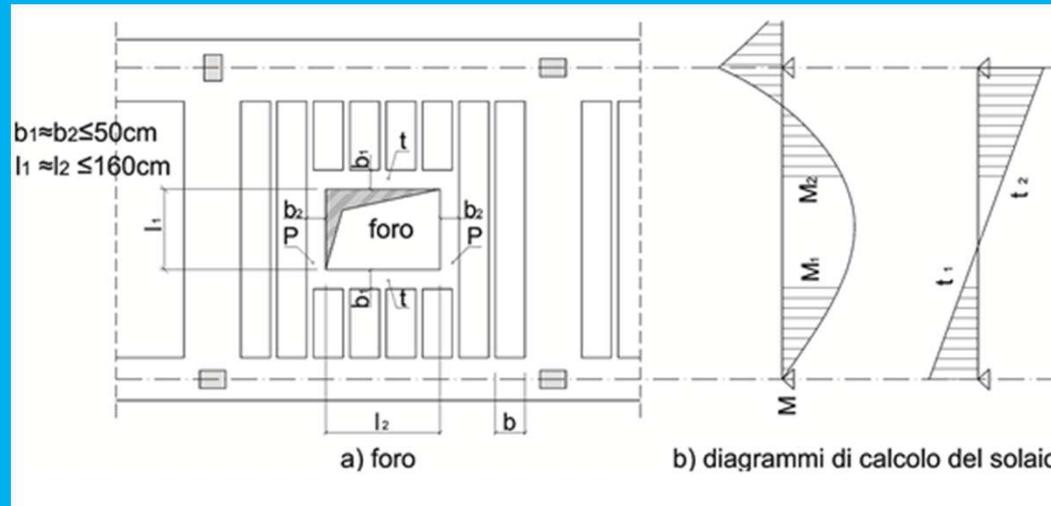
- fori
- ribassamenti
- sbalzo laterale
- sbalzo d'angolo.

Fori

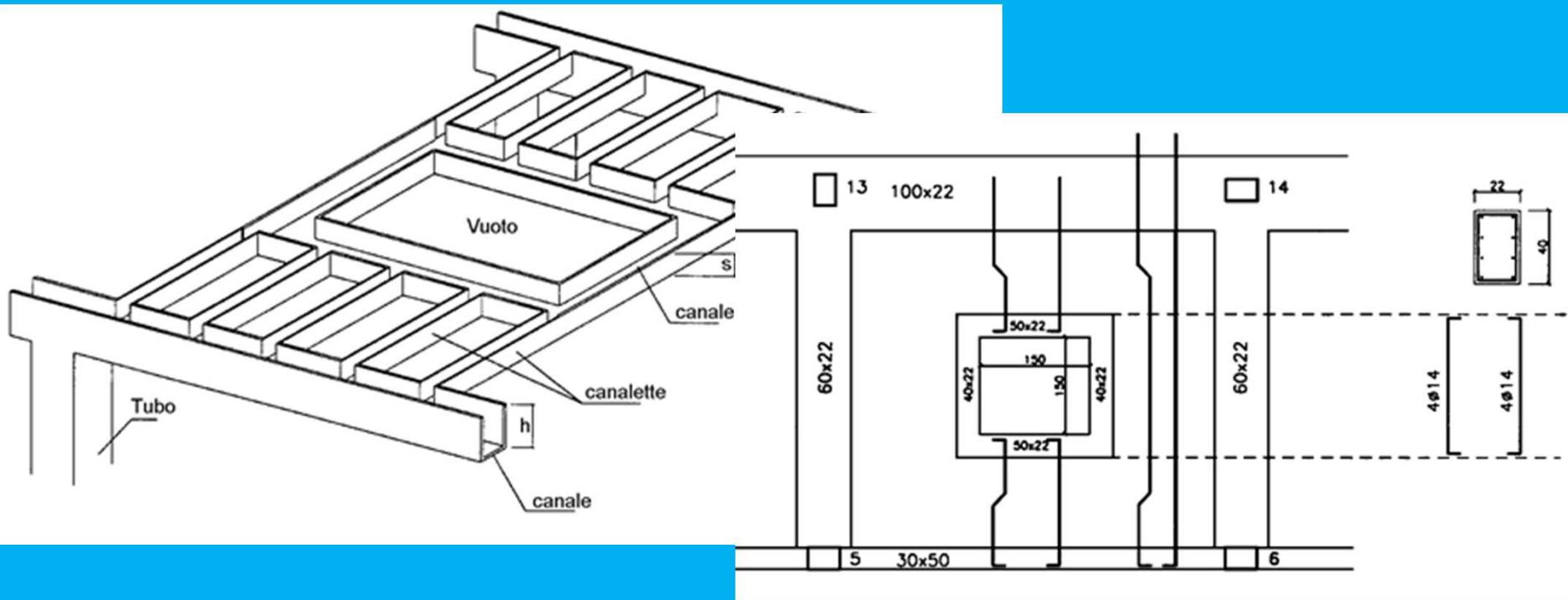


Fori: 1) non necessitano di interventi; 2) necessitano di interventi

Caso b) L'intervento non modifica lo schema strutturale

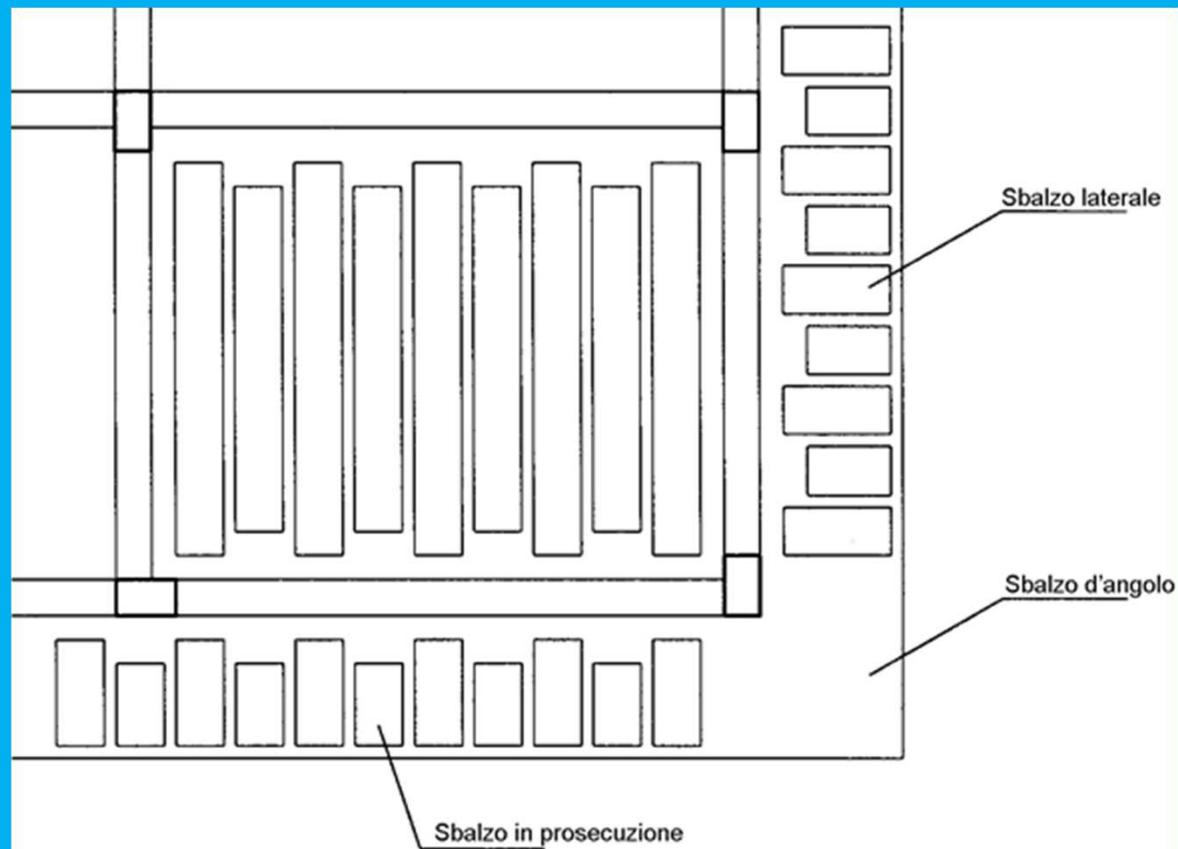


Analogia idraulica del foro

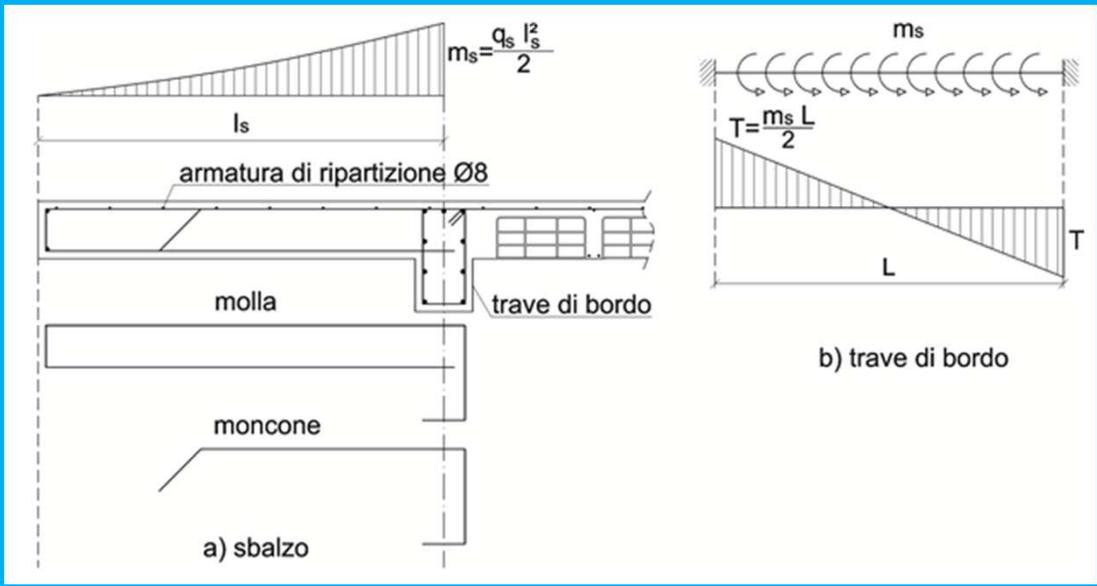


Sbalzi

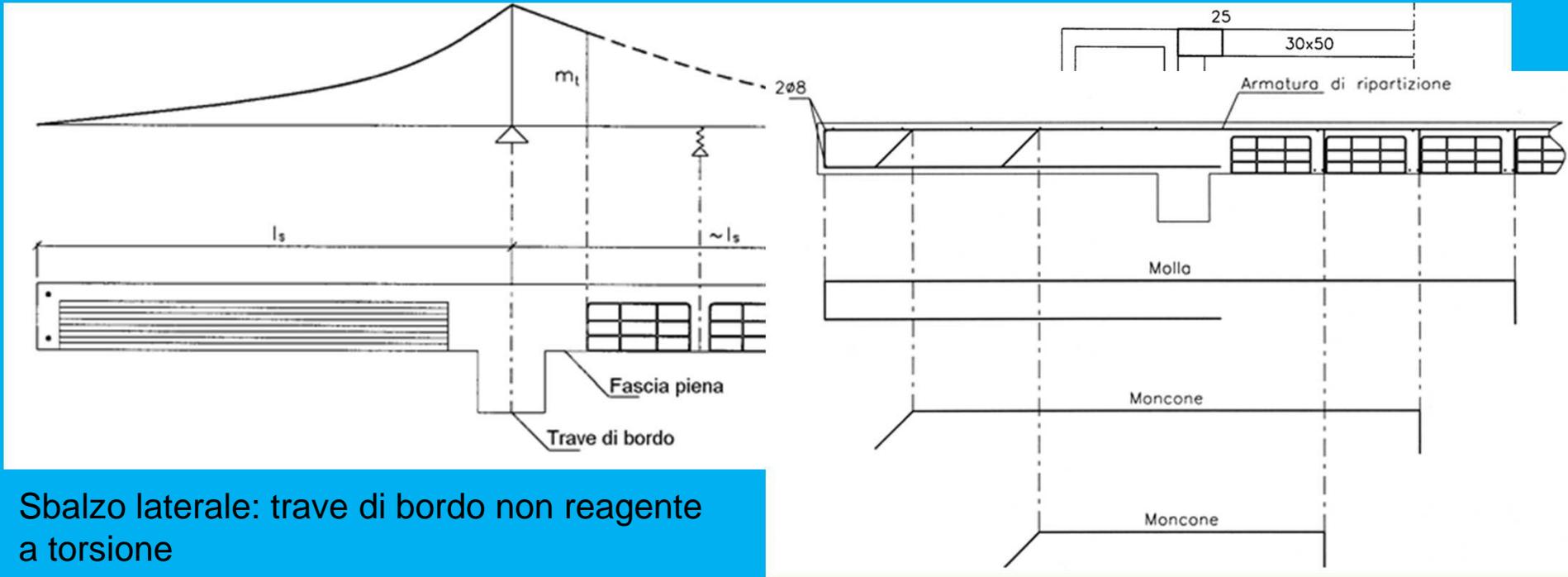
- ✓ *sbalzo in prosecuzione* dell'orditura del solaio;
- ✓ *sbalzo laterale*, ordito ortogonalmente al solaio retrostante,
- ✓ *sbalzo d'angolo*.



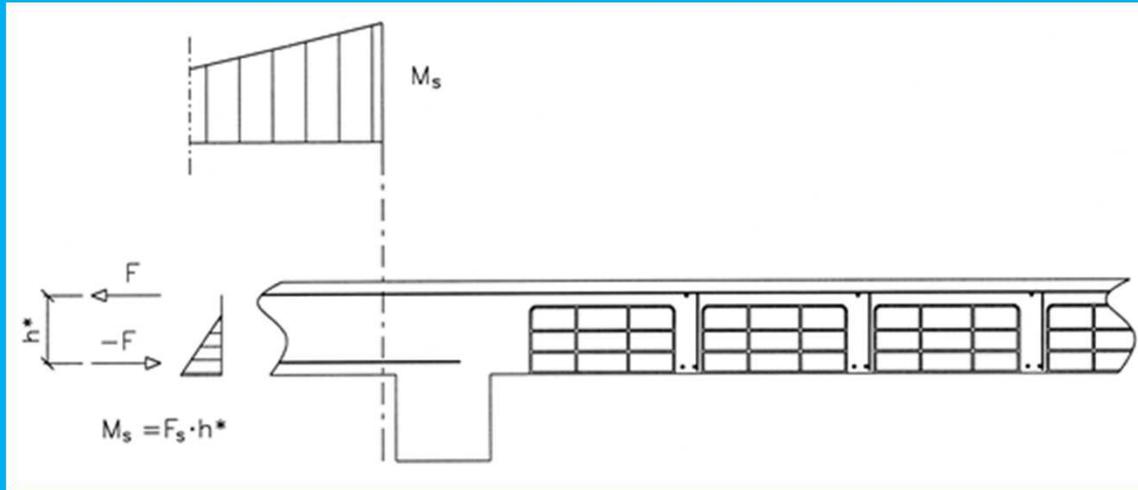
Sbalzo Laterale



Sbalzo laterale: Trave di bordo reagente a torsione



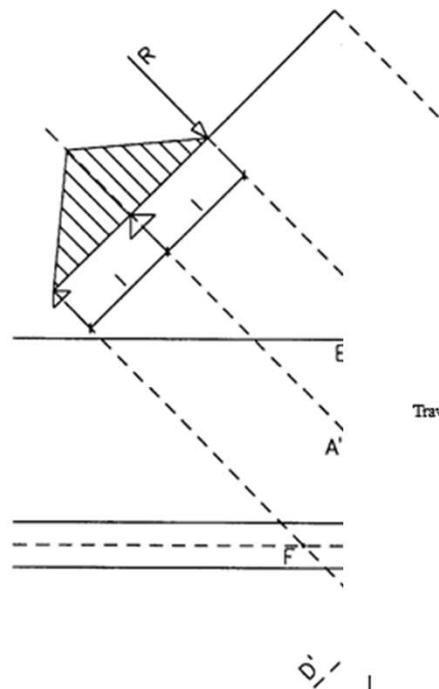
Sbalzo laterale: trave di bordo non reagente a torsione



Sbalzo laterale: Trave di bordo non reagente a torsione e piano rigido



Sbalzo d'angolo

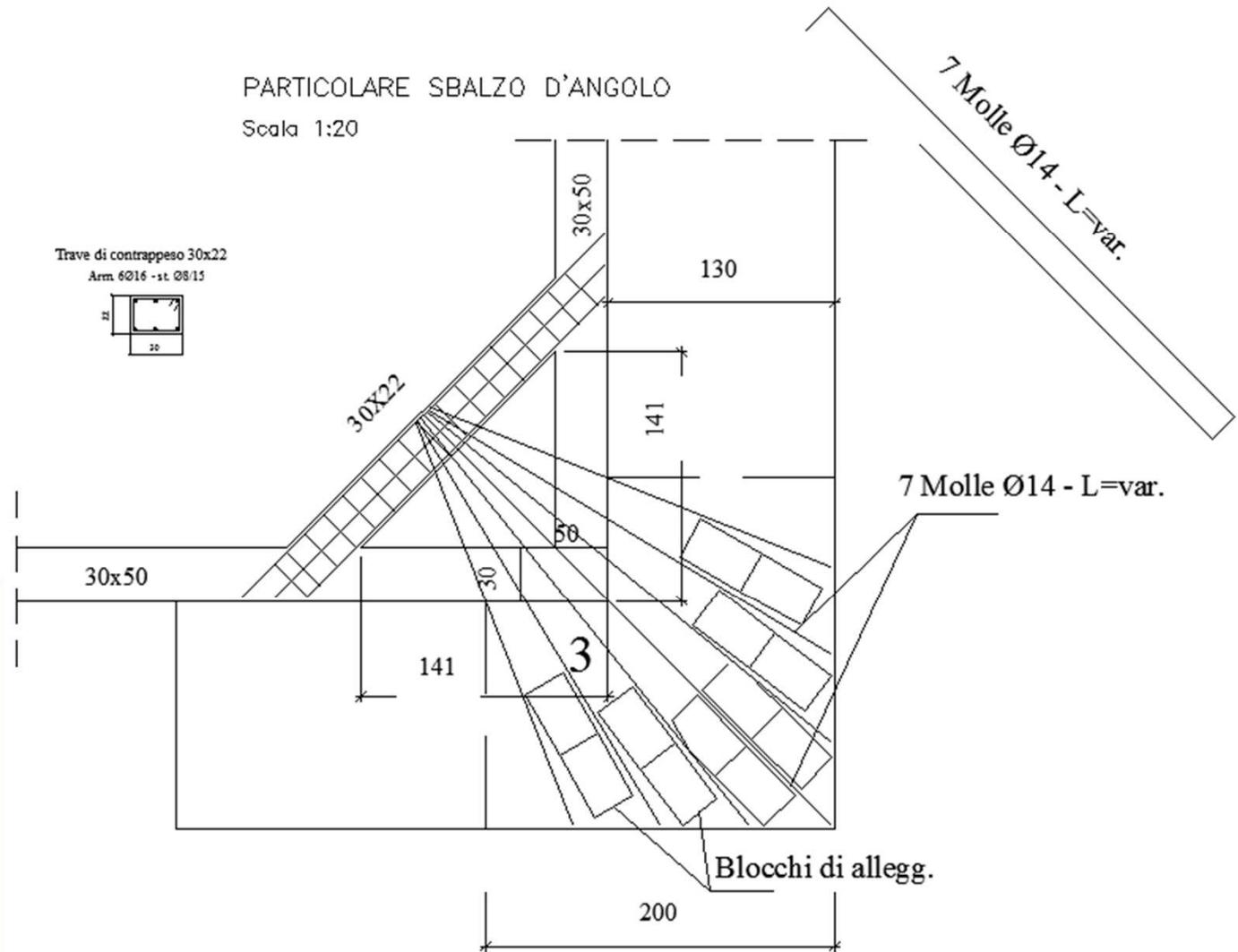


PARTICOLARE SBALZO D'ANGOLO
Scala 1:20

Trave di contrappeso 30x22
Arm 6Ø16 - st. Ø8/15

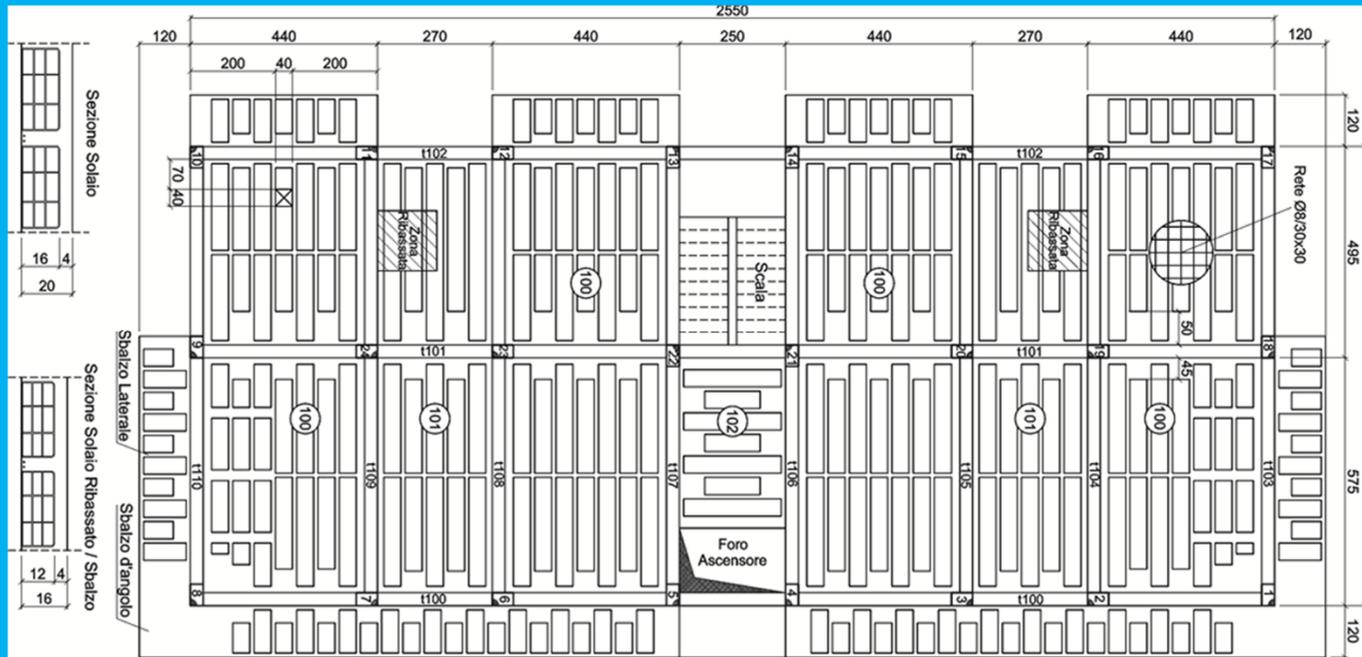


Schema statico

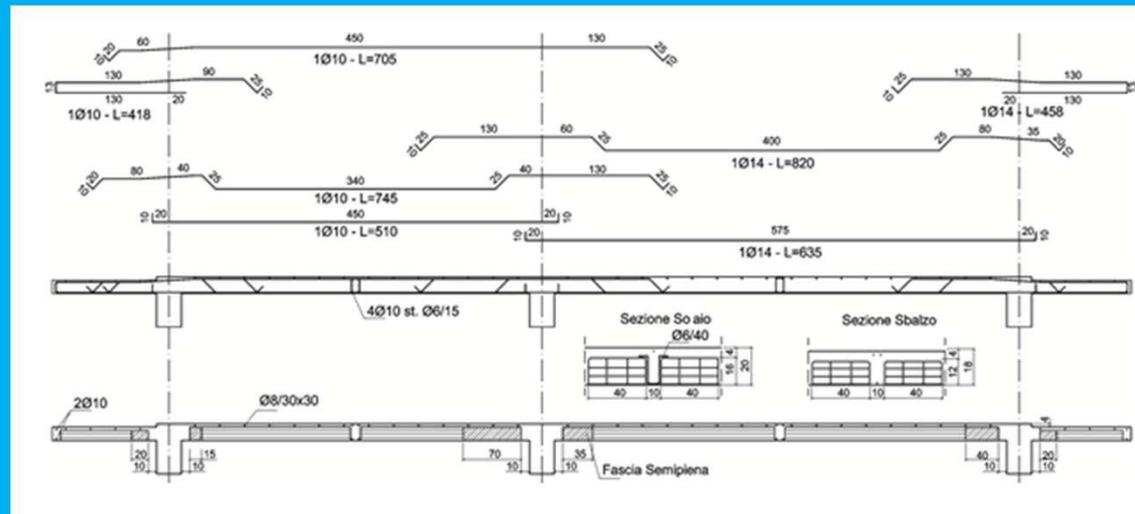


Disegni Esecutivi

Carpenteria Classica



Armatura solaio

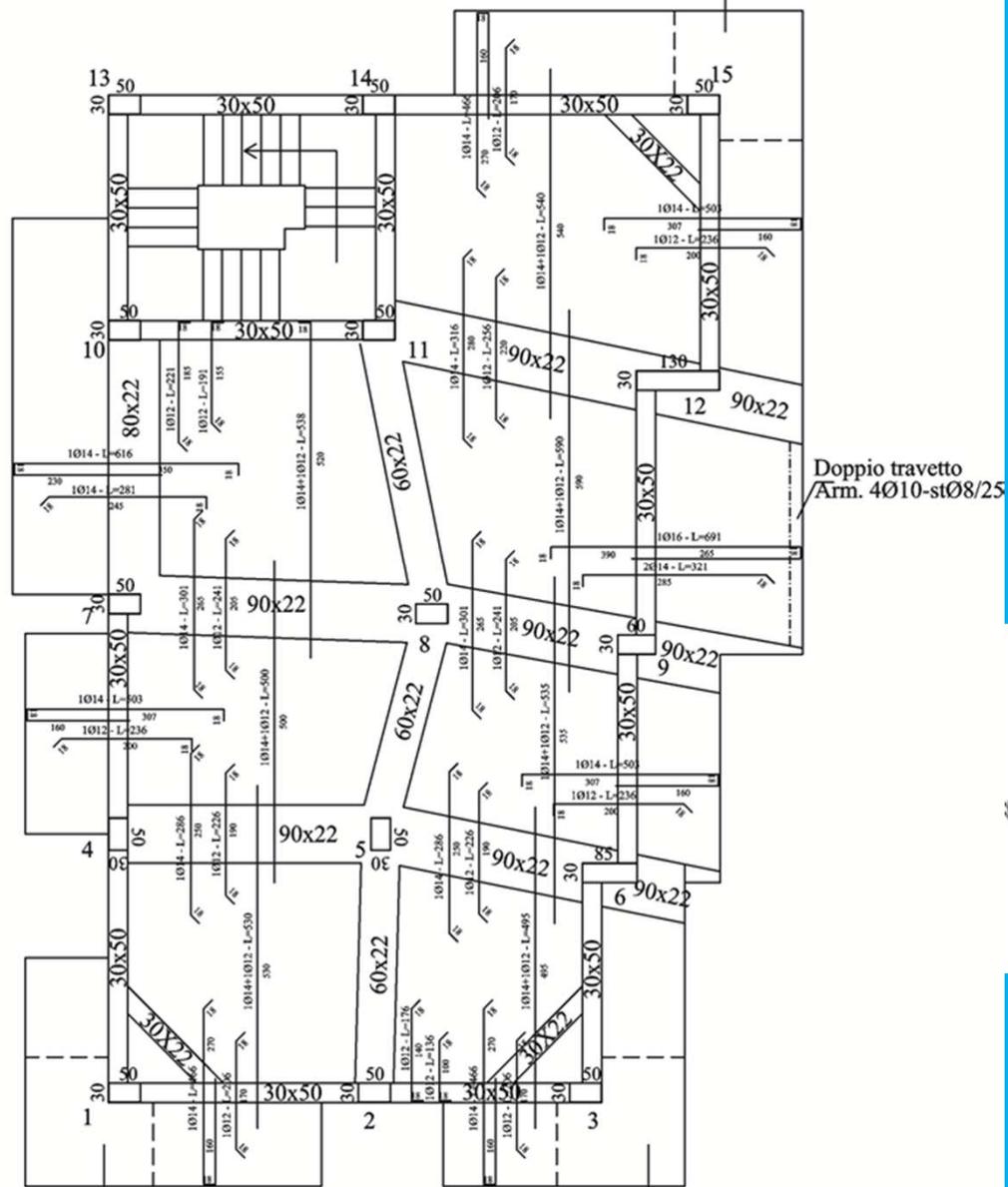


Carpenteria Semplificata

CARPENTERIA II IMPALCATO

SCALA 1:50

vedi Sbalzo D'angolo



vedi Sbalzo D'angolo

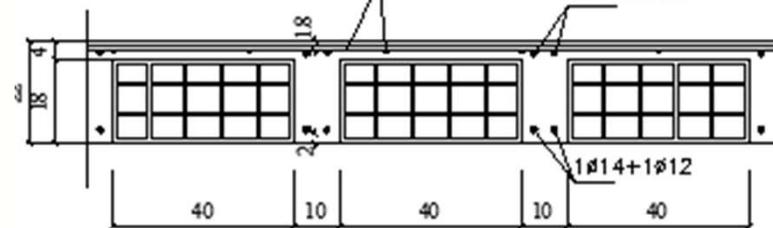
vedi Sbalzo D'angolo

Sezione Solaio Appoggio

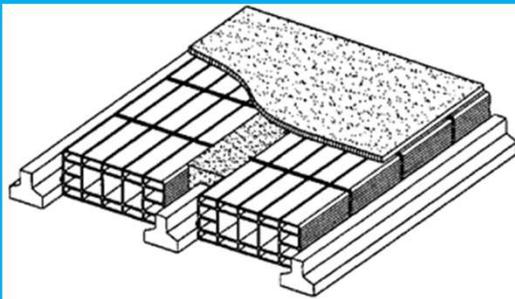
Scala 1:10

Rete ØB/30x30

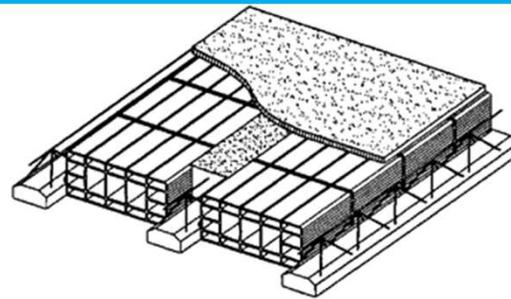
1Ø14+1Ø12



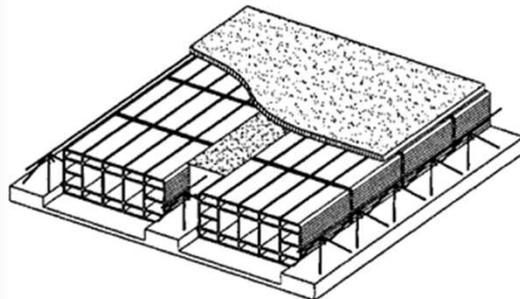
Solai prefabbricati



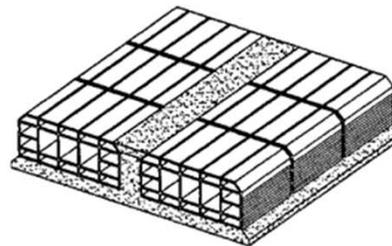
a) Solaio a travetti in calcestruzzo precompresso e blocchi in laterizio



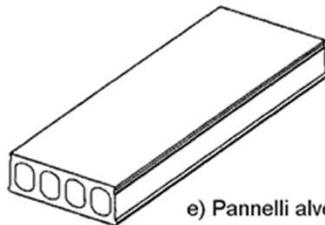
b) Solaio a travetti tralicciati in calcestruzzo precompresso e blocchi in laterizio



c) Lastre in calcestruzzo precompresso a tre tralicci e blocchi in laterizio



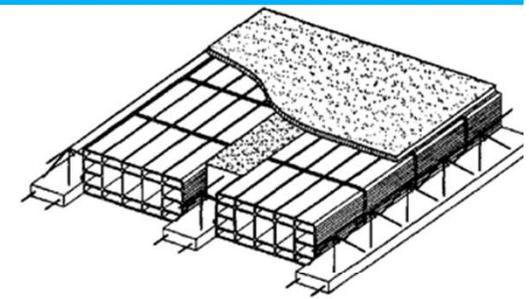
d) Pannello in latero-cemento con suolo in calcestruzzo precompresso



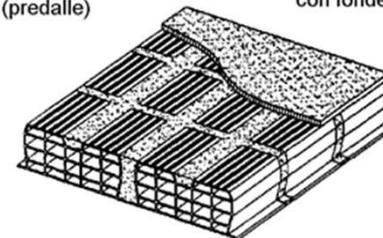
e) Pannelli alveolari in cemento armato precompresso



a) Lastre tralicciate ad armatura lenta e blocchi di laterizio (predalle)

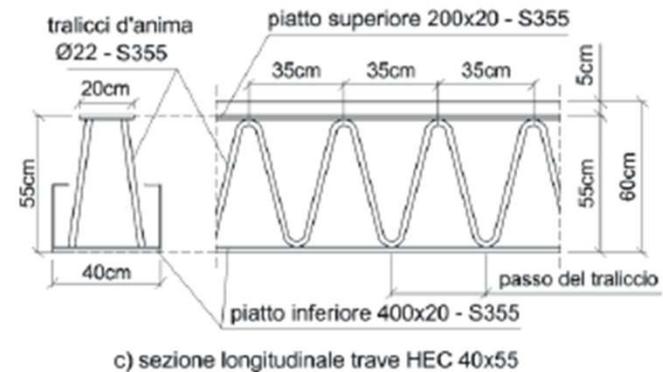
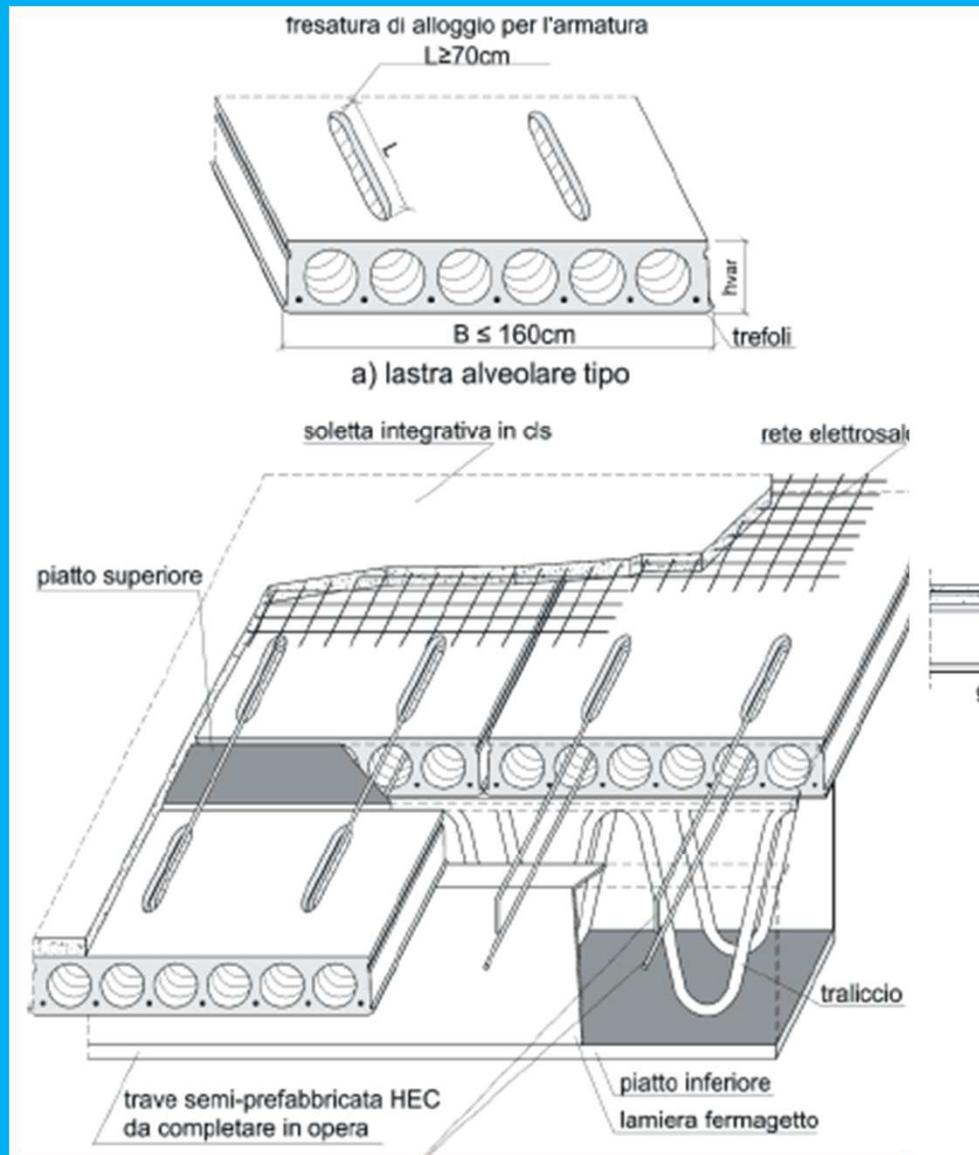


b) Solaio a travetti tralicciati ad armatura lenta con fondello in laterizio e blocchi di laterizio

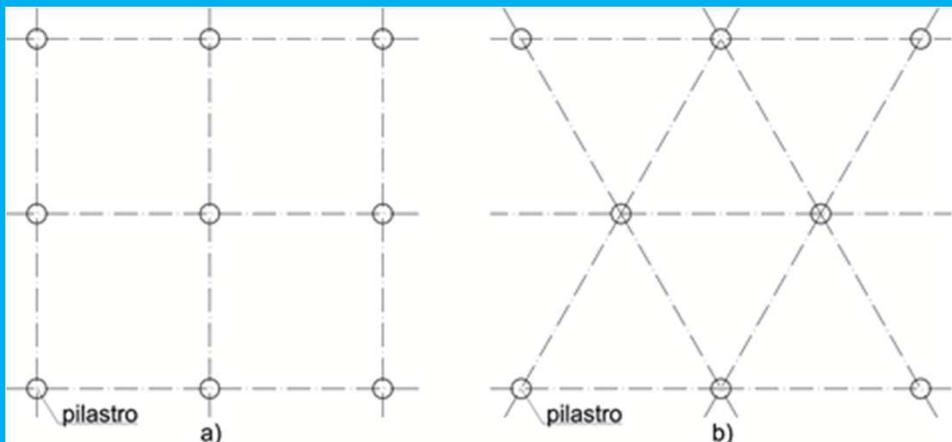


c) Pannello in latero-cemento ad armatura ordinaria

I solai alveolari

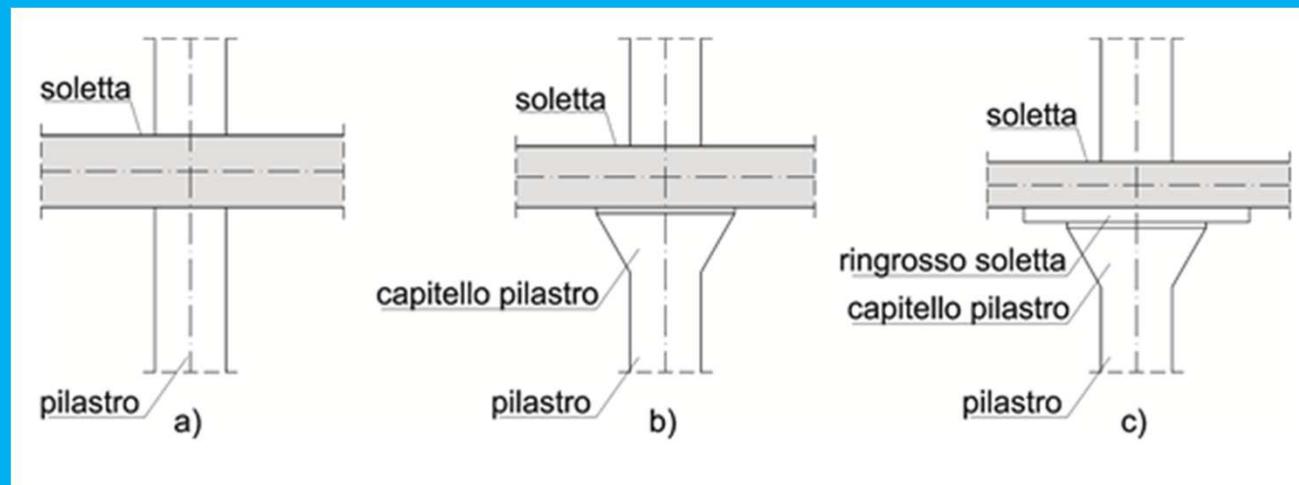


I solai a soletta piena



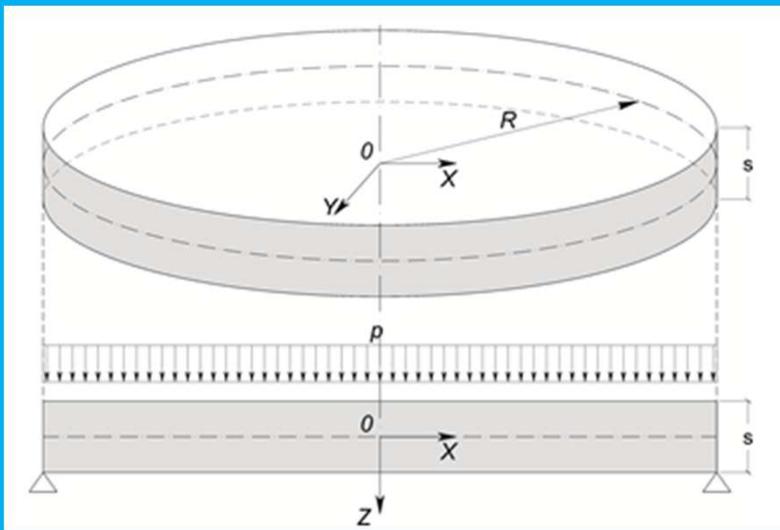
Disposizione pilastri

Solaio a fungo

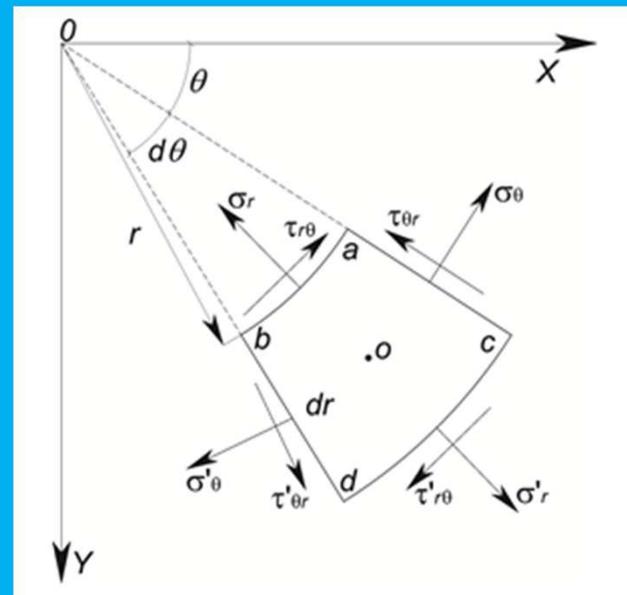


Le lastre piane: richiami di analisi teorica

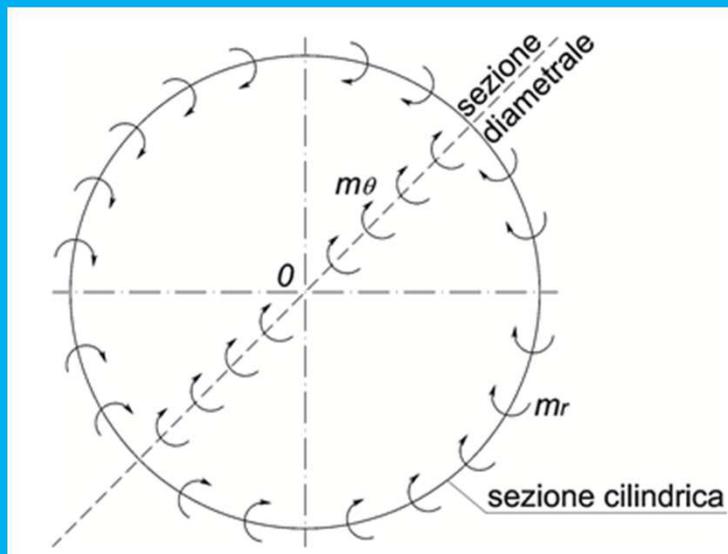
La lastra circolare



Schema di calcolo



Stato tensionale lastra circolare



Momenti flettenti agenti

Alcuni risultati significativi (O. Belluzzi, Scienza delle Costruzioni, vol. 3- pag. 86)

Lastra circolare appoggiata.

a) Carico uniforme (figura 1.105)

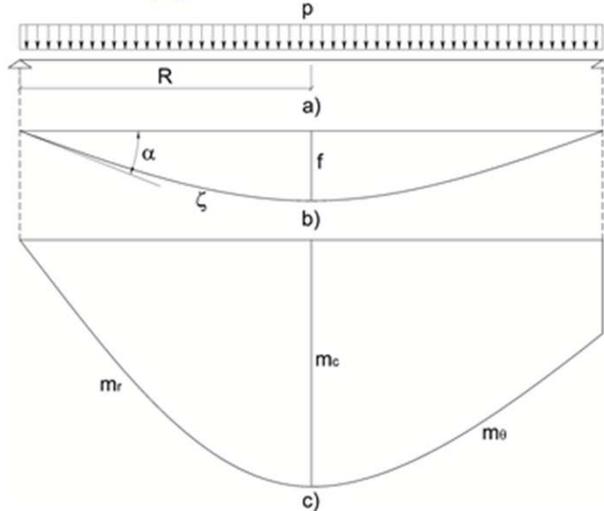


Figura 1.105 – Lastra circolare appoggiata: carico uniforme

$$m_r = (3 + \nu) \frac{p(R^2 - r^2)}{16},$$

$$m_\theta = \frac{p}{16} \left[(3 + \nu)R^2 - (1 + 3\nu)r^2 \right]$$

b) Carico concentrato nel centro (figura 1.106)

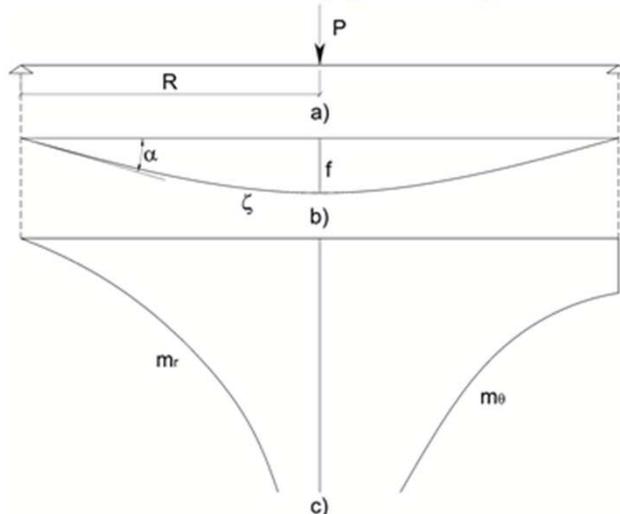


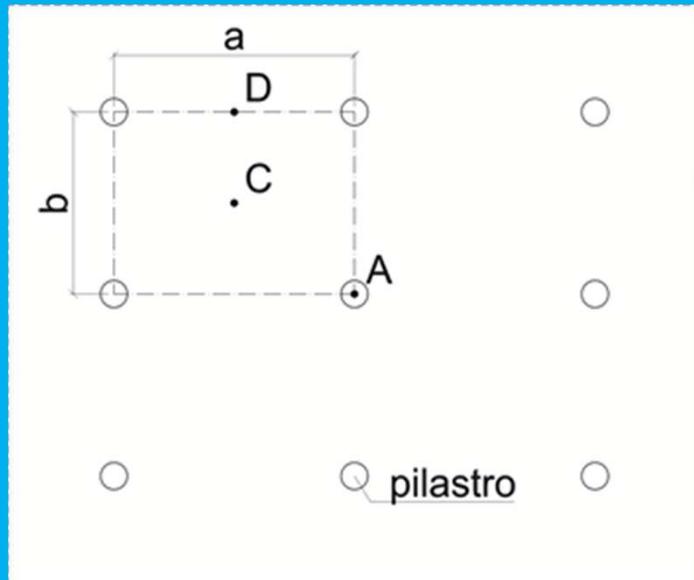
Figura 1.106 – Lastra circolare appoggiata: carico concentrato nel centro

$$m_r = (1 + \nu) \frac{P}{4\pi} \log \frac{R}{r},$$

$$m_\theta = \frac{P}{4} \left[(1 + \nu) \log \frac{R}{r} + (1 - \nu) \right]$$

La lastra continua su appoggi puntiformi. I solai a soletta piena

Sollecitazioni e deformazioni nei campi di solaio



Punto C

$$f = 0,0059pb^4 / B$$

$$m_x = m_y = 0,0276pb^2 + 0,10 \cdot 0,0276pb^2 = 0,0303pb^2$$

Punto D

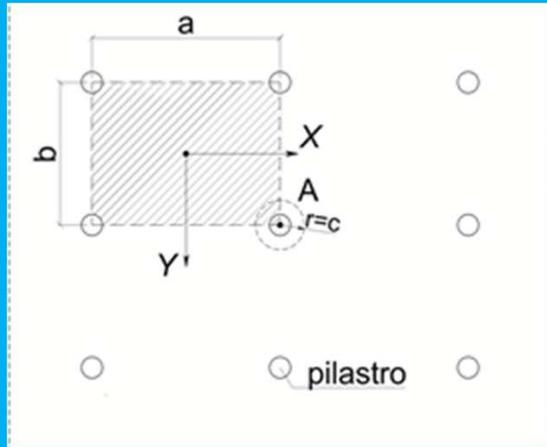
$$\zeta_D = 0,0044pb^4 / B$$

$$m_x = 0,059pb^2 - 0,10 \cdot 0,037pb^2 = 0,055pb^2$$

$$m_y = -0,037pb^2 + 0,10 \cdot 0,059pb^2 = -0,031pb^2$$

Sollecitazioni in corrispondenza dei pilastri

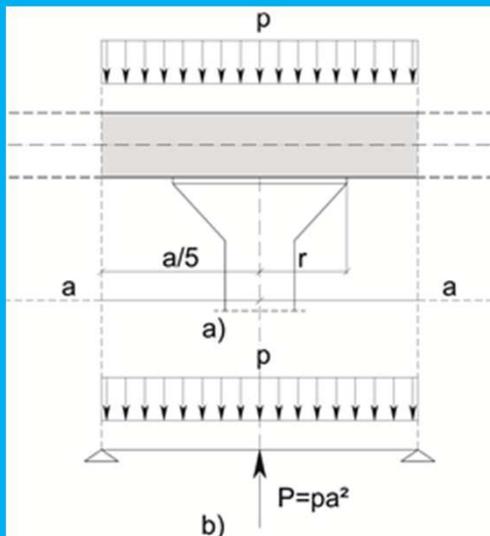
1° Metodo



- Punto A: Timoshenko

$$\begin{cases} M_x = -\frac{p \cdot a \cdot b}{4\pi} \left[(1+\nu) \log \frac{a}{c} - (\alpha + \beta\nu) \right] \\ M_y = -\frac{p \cdot a \cdot b}{4\pi} \left[(1+\nu) \log \frac{a}{c} - (\beta + \alpha\nu) \right] \end{cases}$$

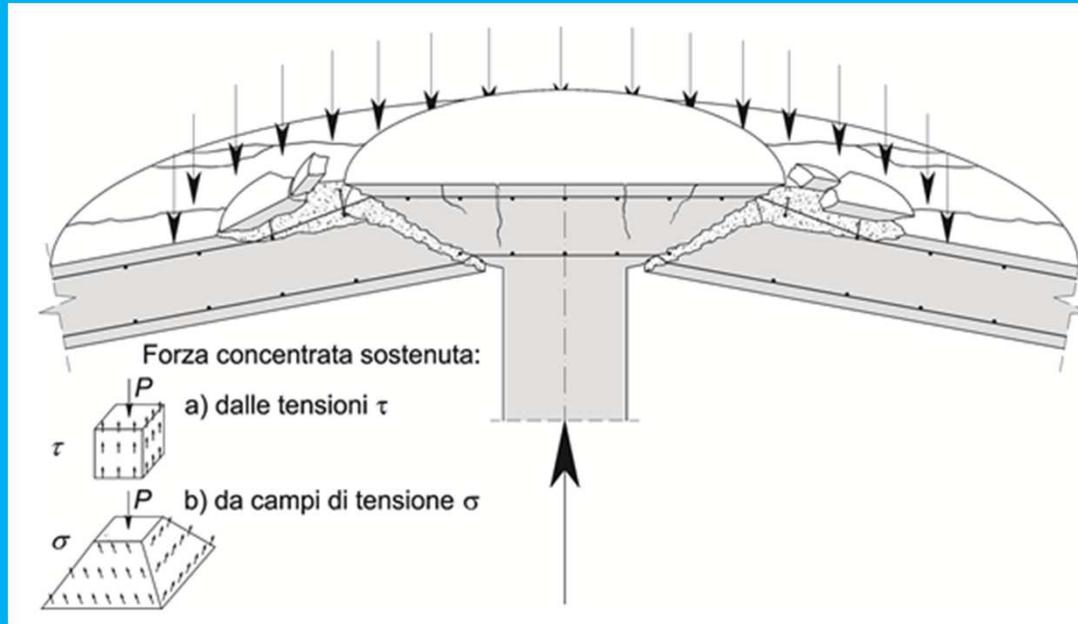
2° Metodo



- Punto A: O. Belluzzi

$$\begin{cases} m_r = (3+\nu) \frac{p(R^2 - r^2)}{16} - (1+\nu) \frac{P}{4\pi} \log \frac{R}{r} \\ m_\theta = \frac{p}{16} \left[(3+\nu)R^2 - (1+3\nu)r^2 \right] - \frac{P}{4\pi} \left[(1+\nu) \log \frac{R}{r} + (1-\nu) \right] \end{cases}$$

Punzonamento



Rottura per punzonamento

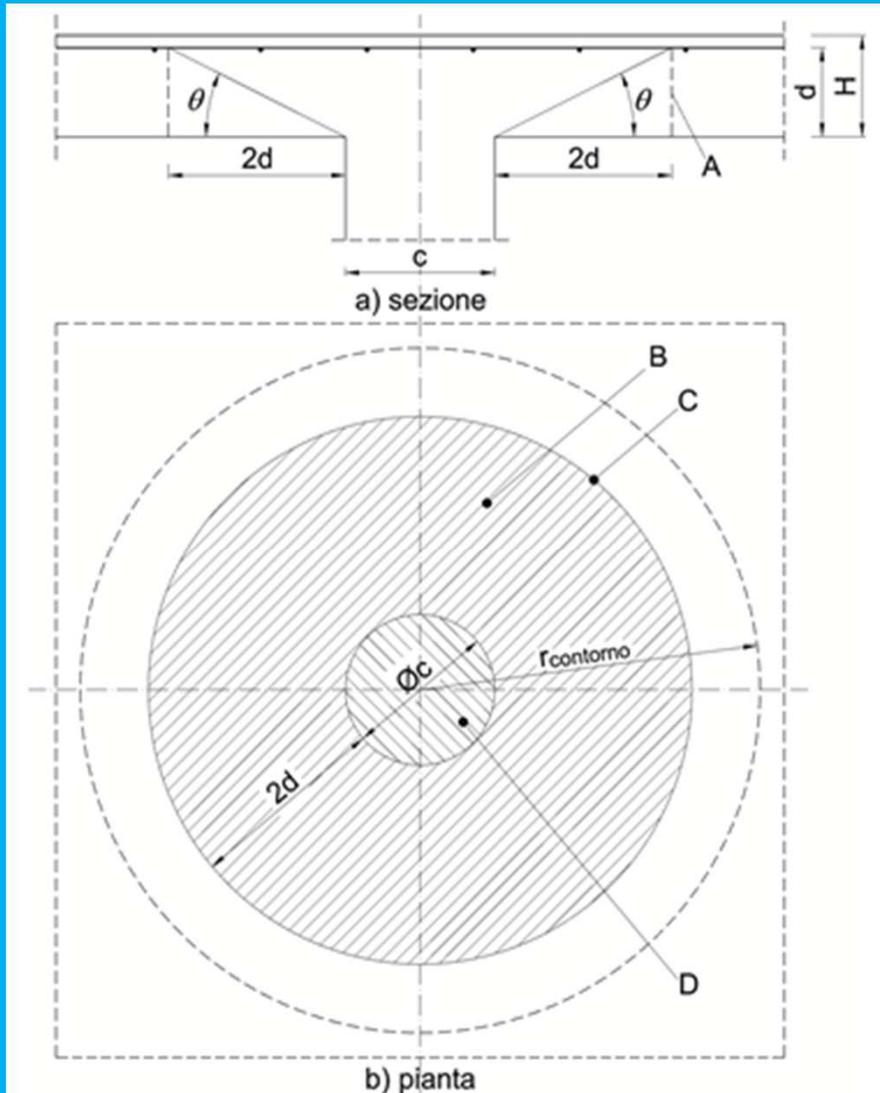


Rottura per punzonamento verificatasi in USA

Macchina punzonatrice



La verifica a punzonamento



Legenda

a) Sezione

b) Pianta

A Sezione cilindrica di base per la verifica

B Area di verifica di base A_{cont}

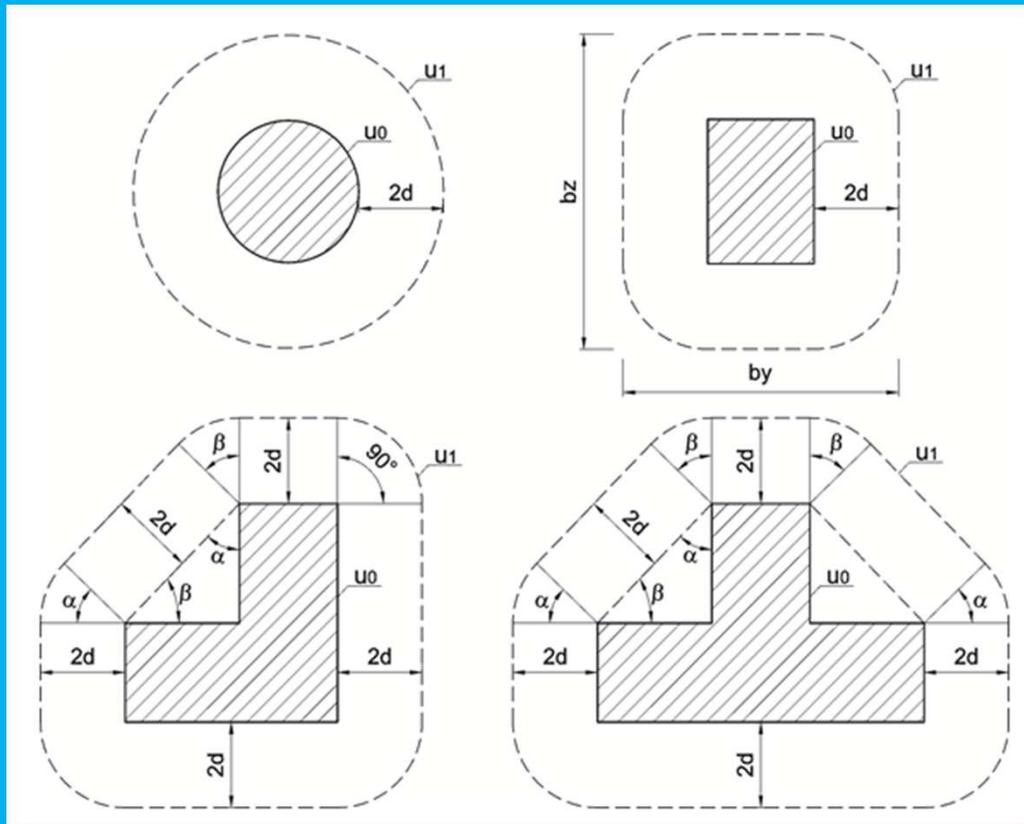
C Perimetro di verifica di base o perimetro critico, u_1

D Area caricata A_{load}

$\Gamma_{contorno}$ Ulteriore perimetro di verifica

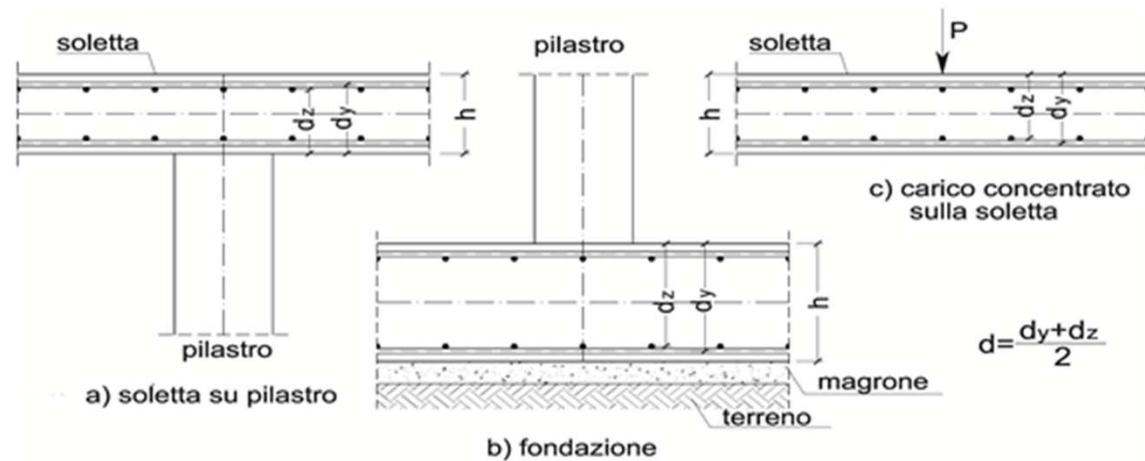
$\theta = \arctan(1/2) = 26,6^\circ$

Modello di verifica a punzonamento

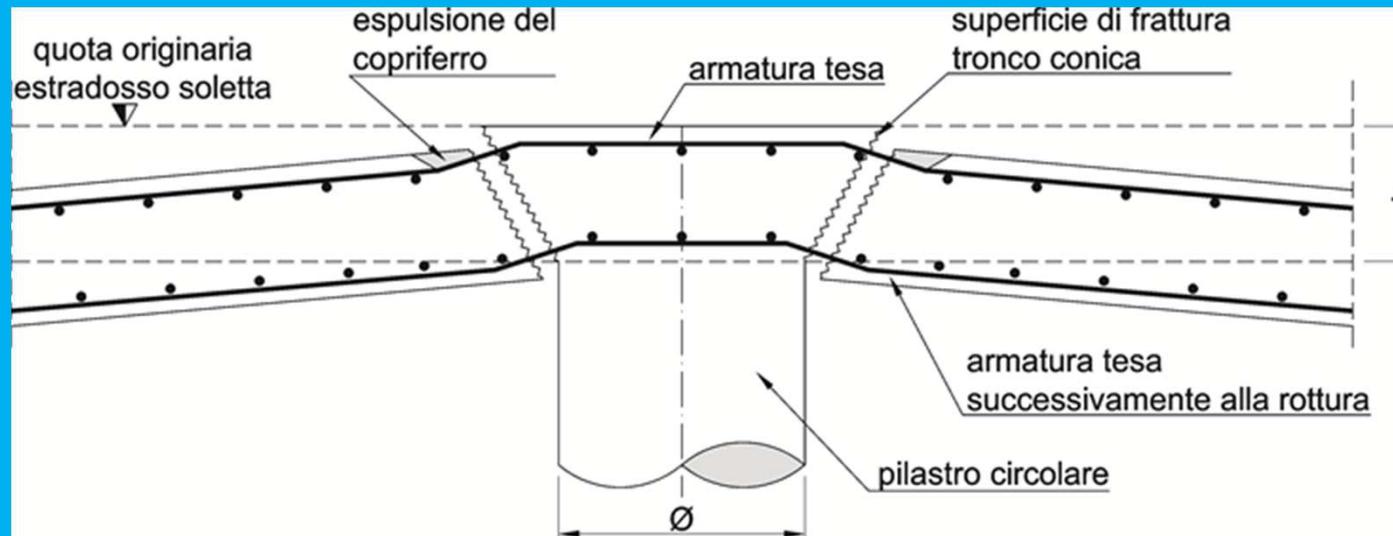


Perimetri di verifica tipici intorno ad aree caricate

Altezza utile nelle due direzioni ortogonali y e z



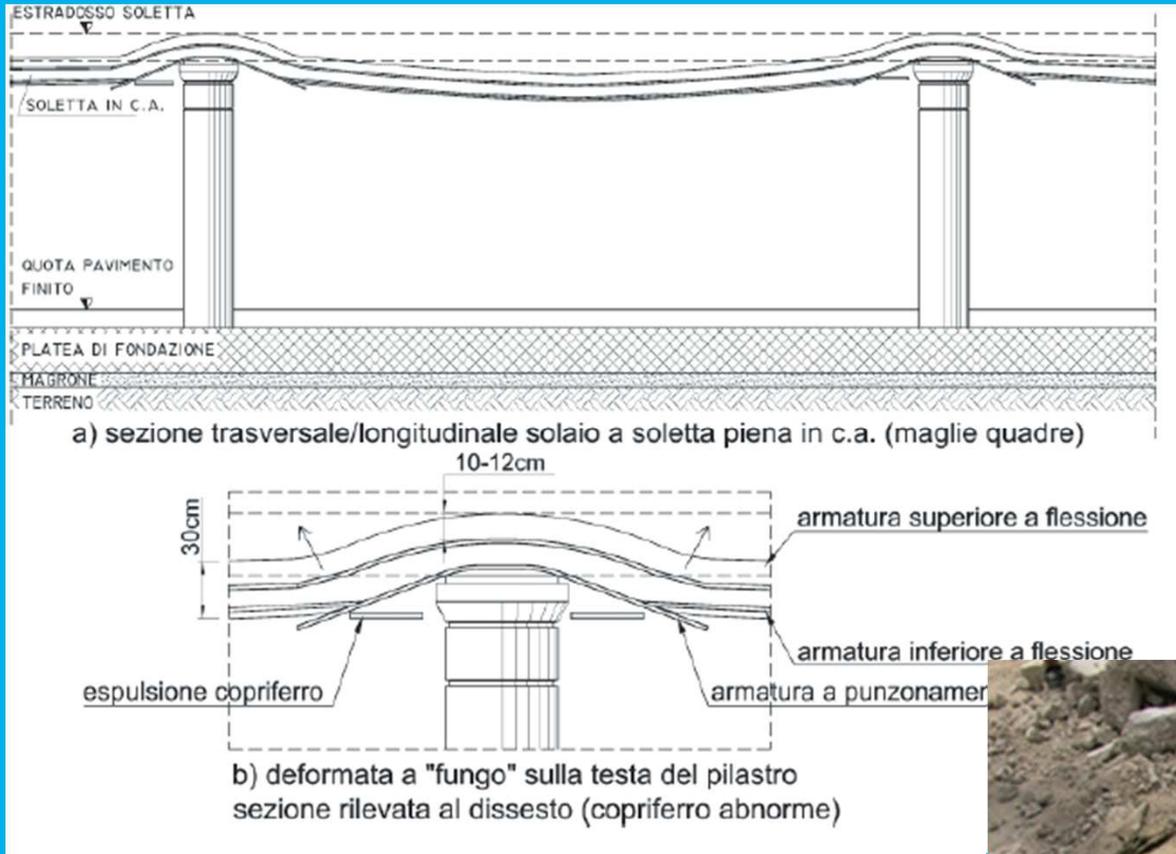
Meccanismo di rottura a punzonamento



Rottura per punzonamento



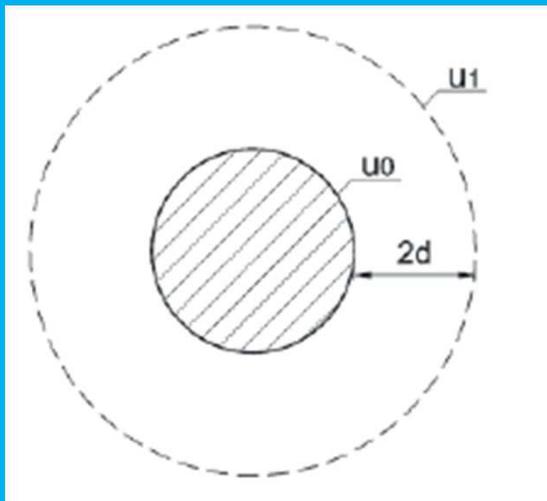
Meccanismo di rottura a flessione



Rottura per flessione

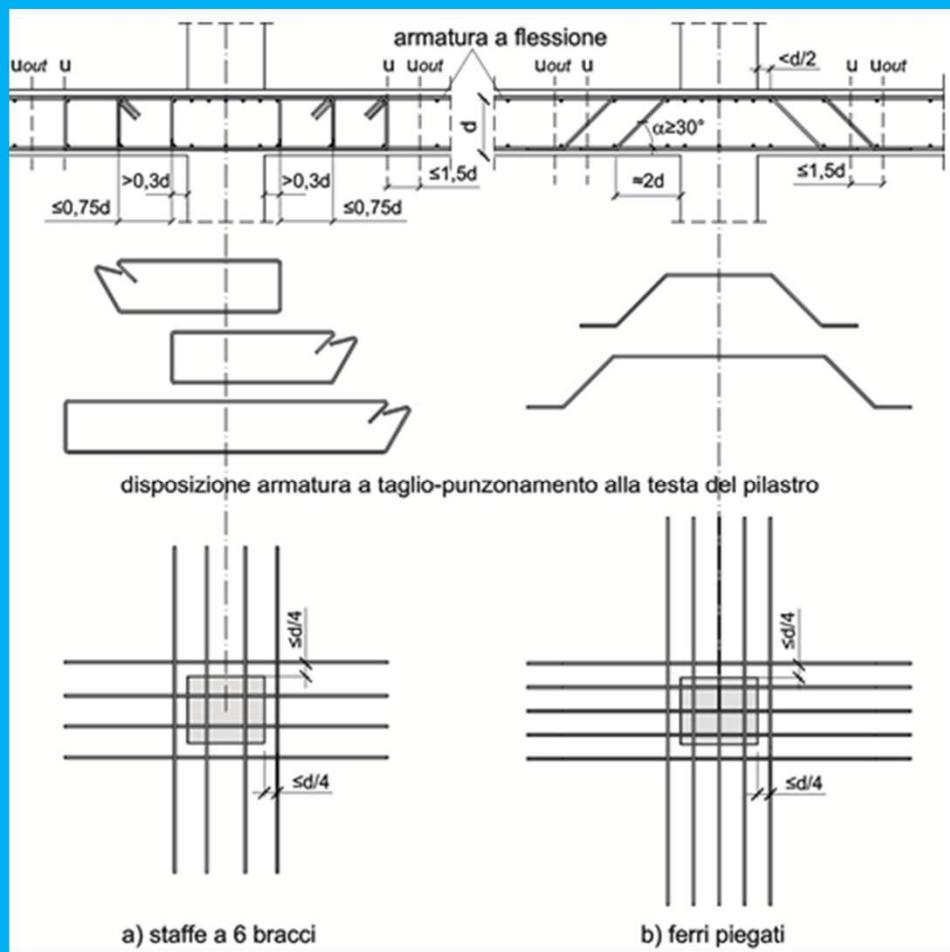


Resistenza a taglio-punzonamento



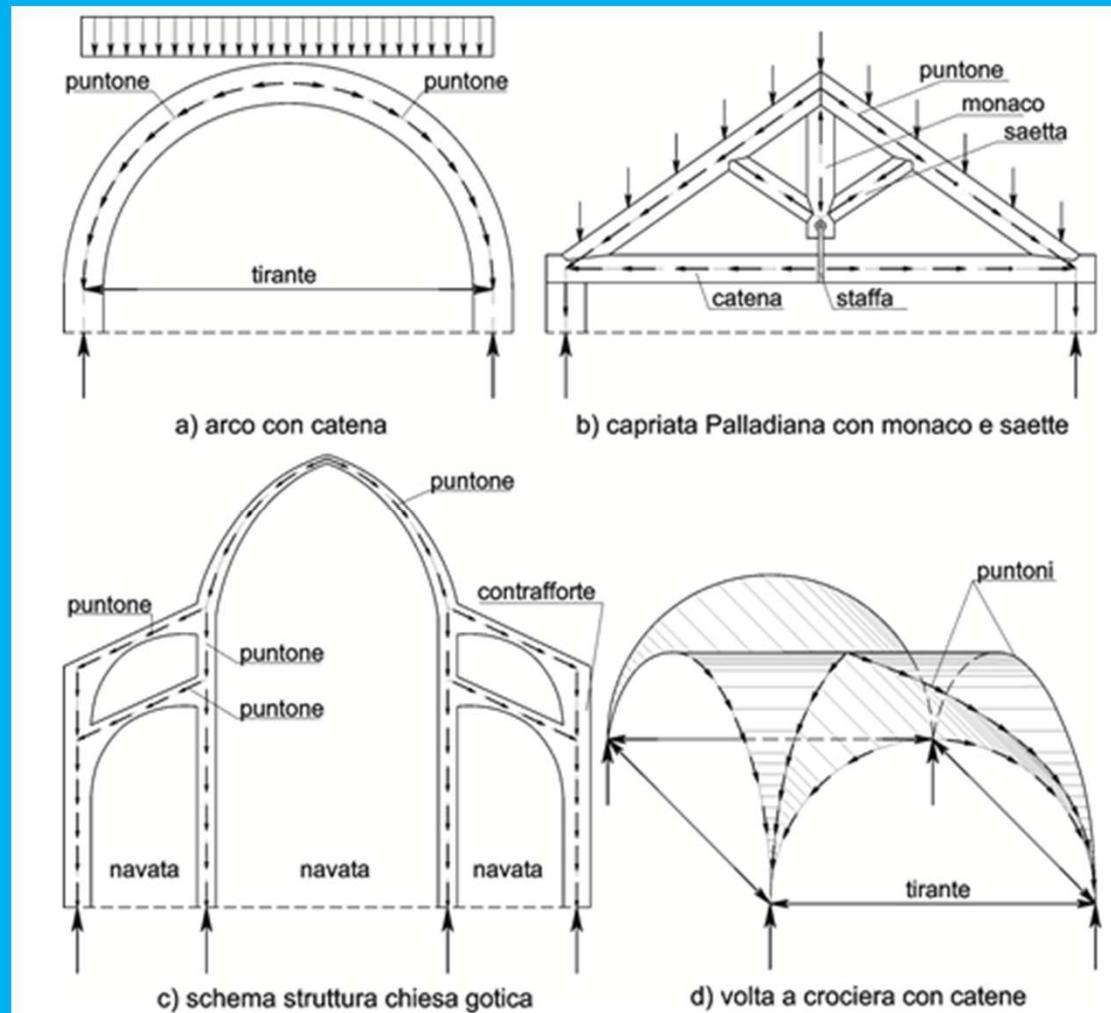
Le verifiche da effettuare sono le seguenti:

1. Lungo il perimetro del pilastro o area caricata, u_0 :
2. Lungo il perimetro di verifica di base, u_1 :



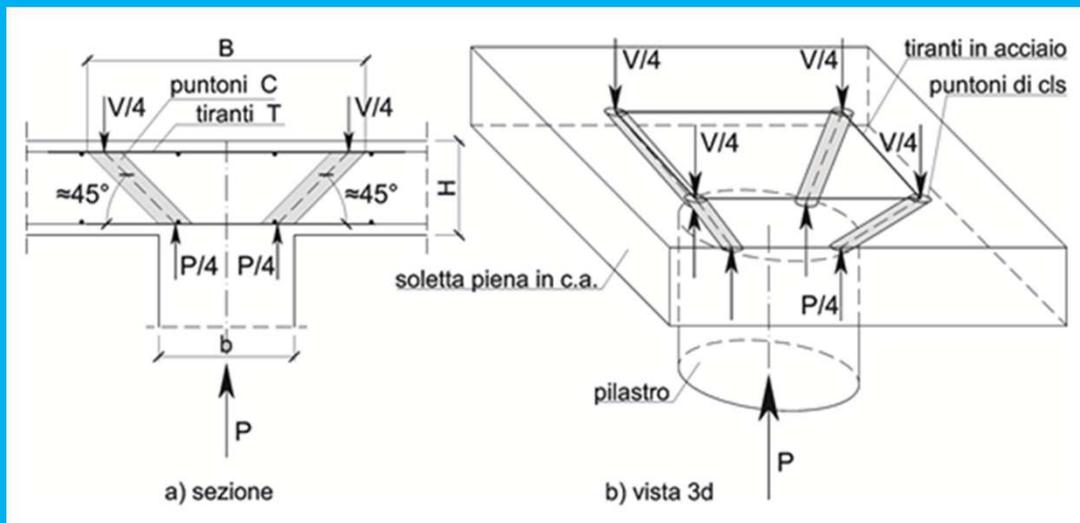
Armatura a taglio punzonamento prevista dall'EC2

Progetto con modelli tirante-puntone (strut&tie) – Punto 6.5 EC2



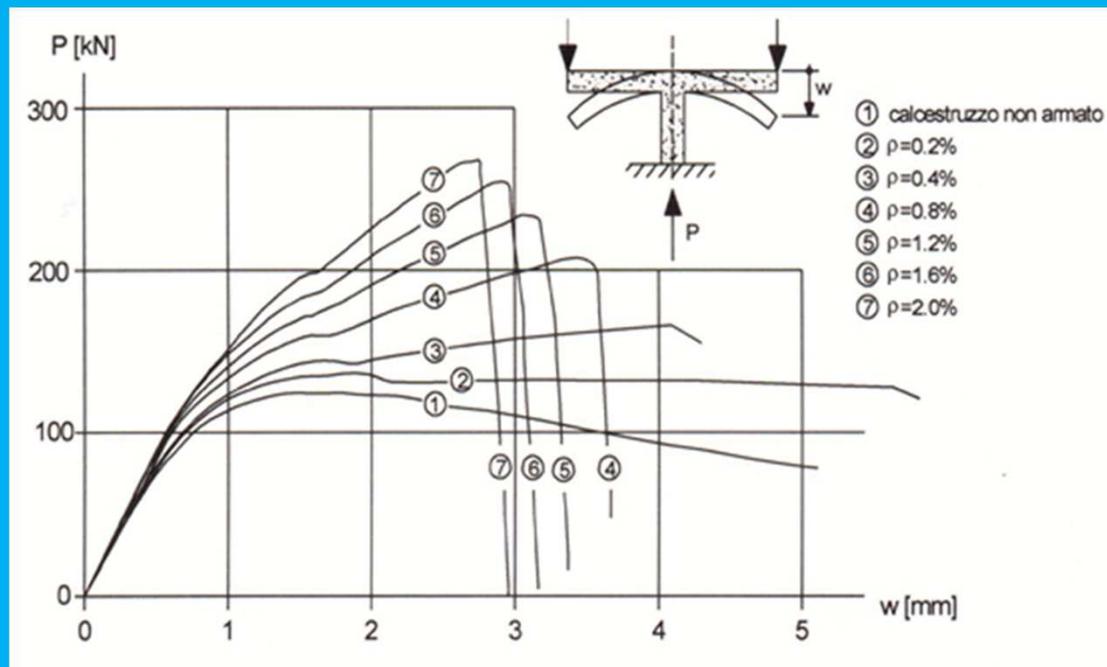
Esempi classici di modelli tirante-puntone

Modello Strut&Tie per la verifica a punzonamento

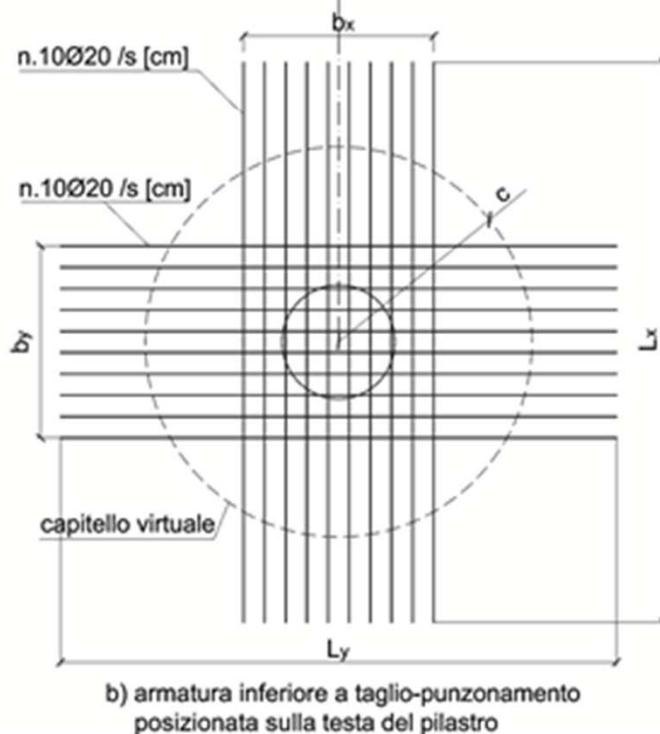
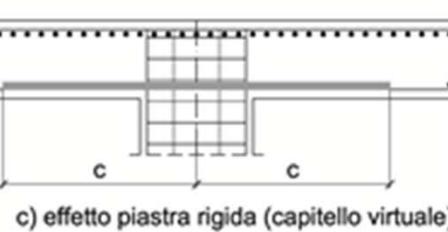
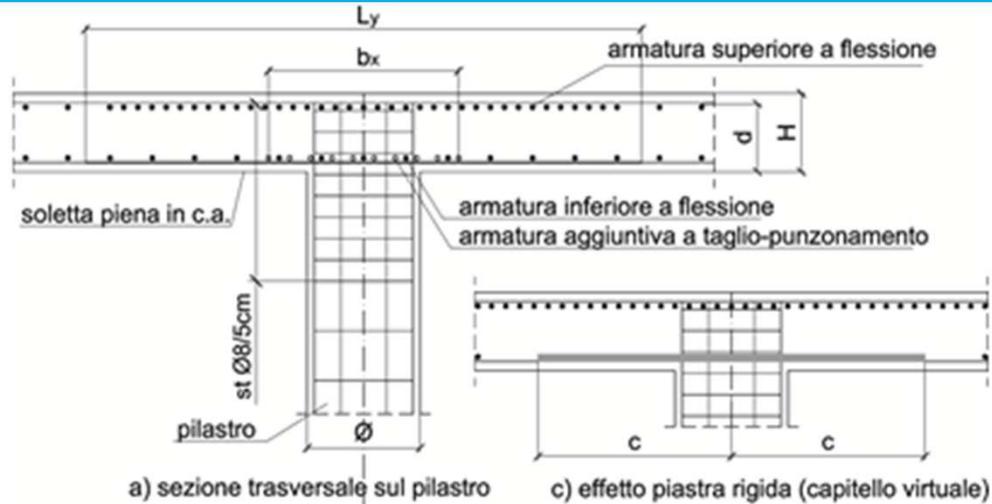


Soletta piena: modello tirante-puntone per il taglio-punzonamento

Influenza della percentuale di armatura flessionale sulla risposta a punzonamento



Armatura a punzonamento: Progetto con metodo semplificato – NO EC2



1) Verifica resistenza a compressione del calcestruzzo:

$$\sigma_c = \frac{P}{A_{imp}} \leq f_{cd}$$

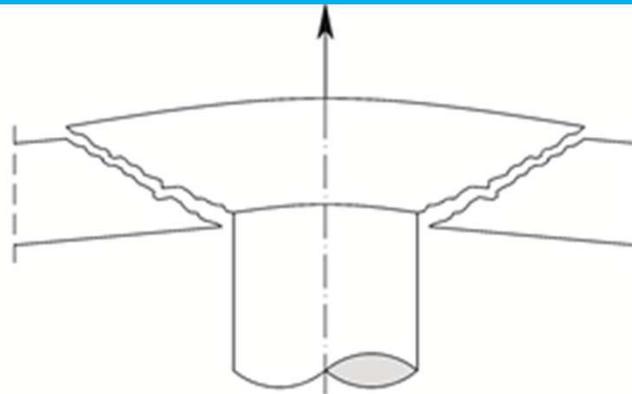
2) Verifica a taglio-tranciamento delle armature inferiori:

$$A_s = \frac{P}{\tau_v}$$

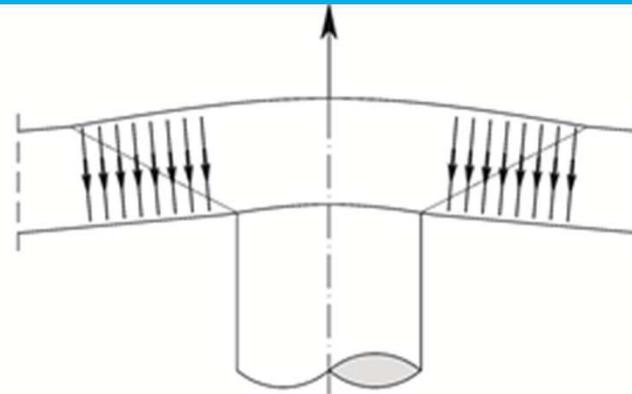
Dove

$$\tau_v = \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{450}{\sqrt{3} \cdot 1} = 260 \text{ N/mm}^2$$

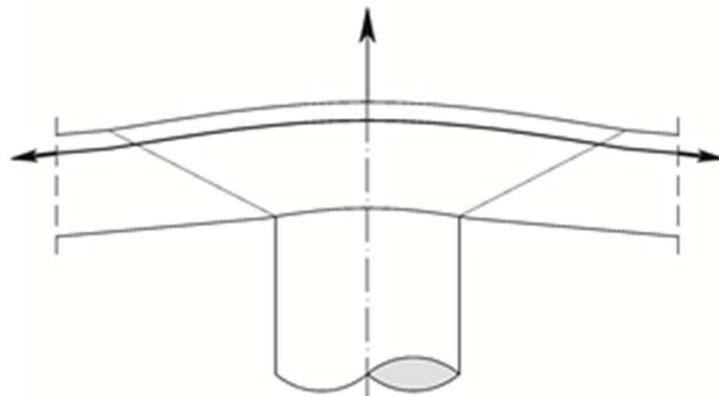
Diverse modalità per impedire la rottura a punzonamento



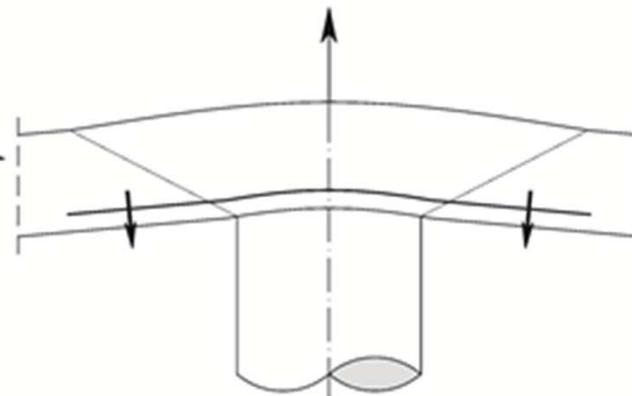
a) rottura a punzonamento
distacco del cono di cls



b) cuciture verticali (staffe o ferri piegati) atte
a impedire la rottura a punzonamento



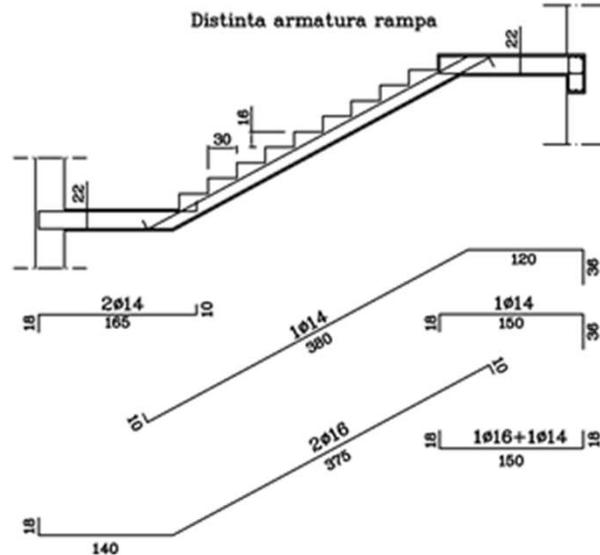
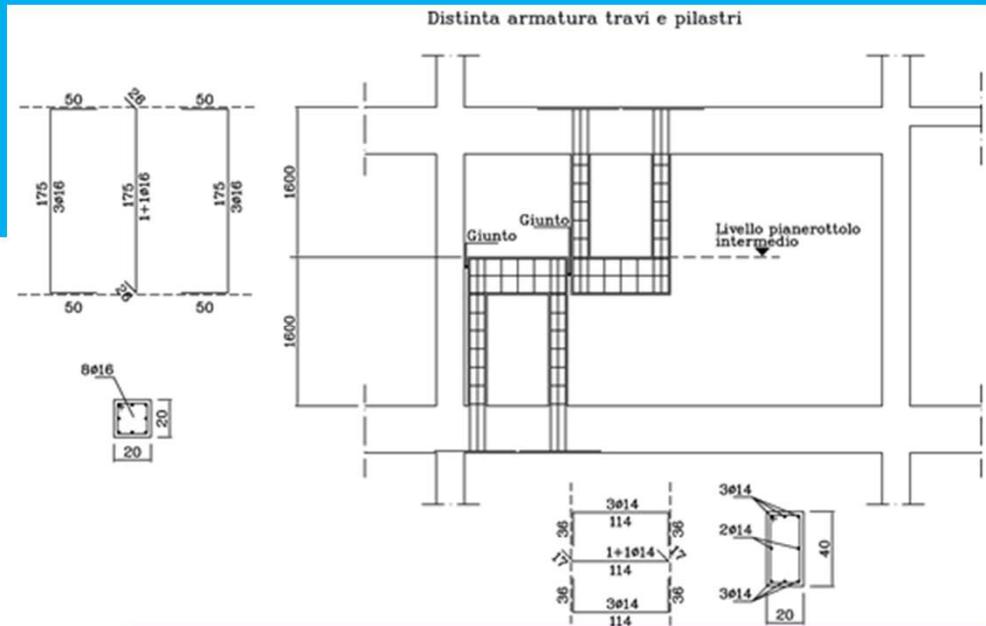
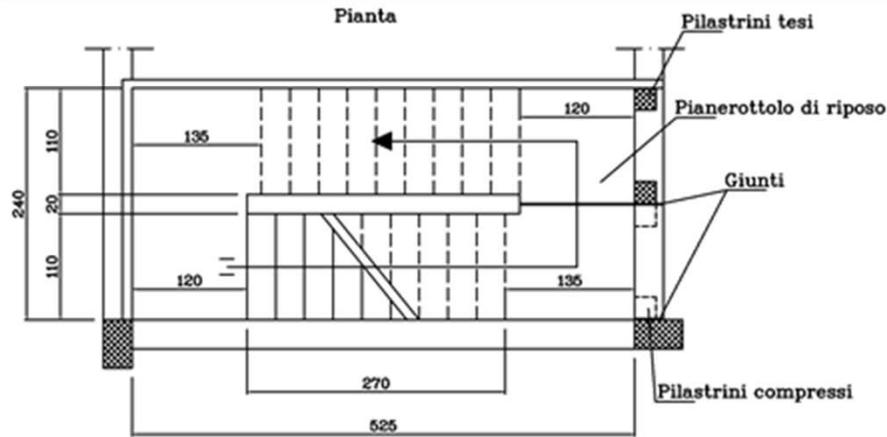
c) tiranti superiori (monconi) atti ad impedire
la rottura a punzonamento



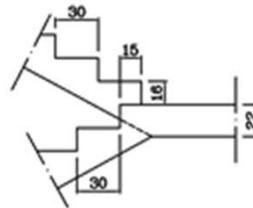
d) spinotti o biette inferiori (monconi) atti ad
impedire la rottura a punzonamento

2. Le Scale

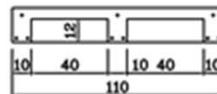
La scala appesa



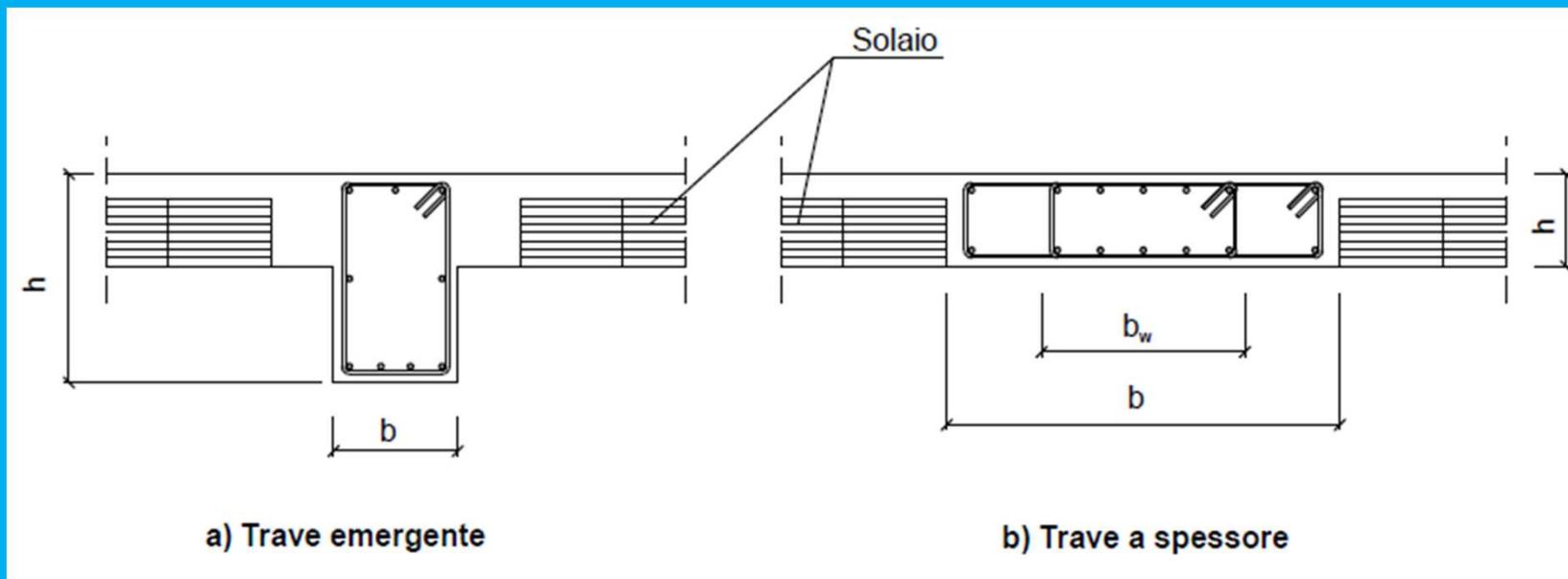
Dettaglio sfalsamento



Sezione trasversale rampa

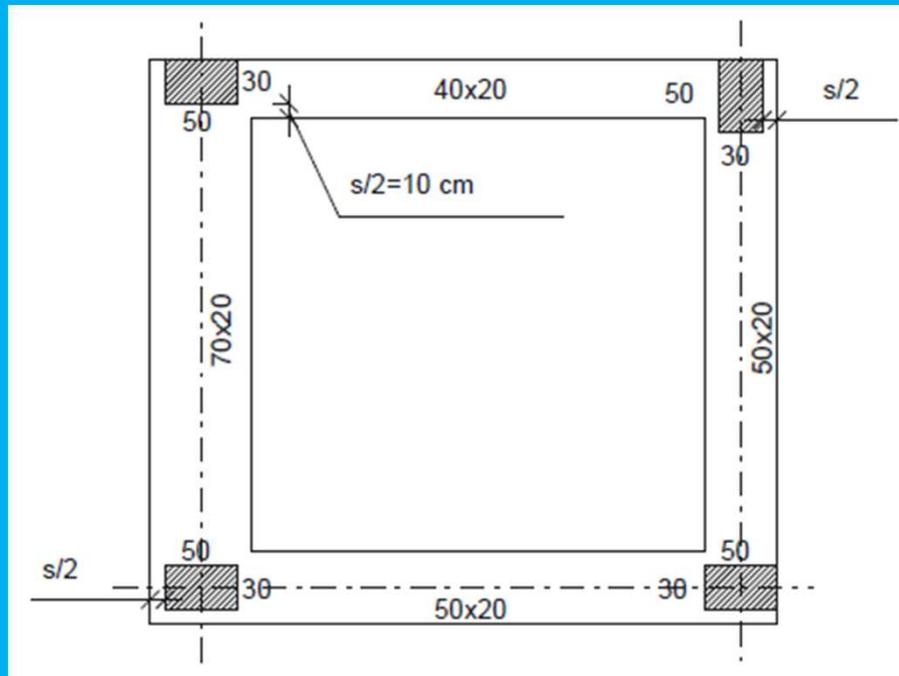


3. Le Travi



Tipologie travi in c.a.

Le NTC al punto 7.4.6.1.1 recitano: “la larghezza b della trave deve essere ≥ 20 cm e, per le travi basse comunemente denominate ‘a spessore’, deve essere non maggiore della larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell’altezza della sezione trasversale della trave stessa, risultando non maggiore di due volte bc , essendo bc la larghezza del pilastro ortogonale alla trave.”



Dimensioni massime travi a spessore NTC

Il punto 5.4.1.2.1 (3) P l'EC8 recita: “ per sfruttare l'effetto favorevole della compressione nella colonna sull'aderenza delle barre orizzontali che passano nel nodo, la larghezza b_w di una trave sismica principale deve soddisfare la seguente espressione:

$$b_w \leq \min (b_c + h_w ; 2b_c)$$

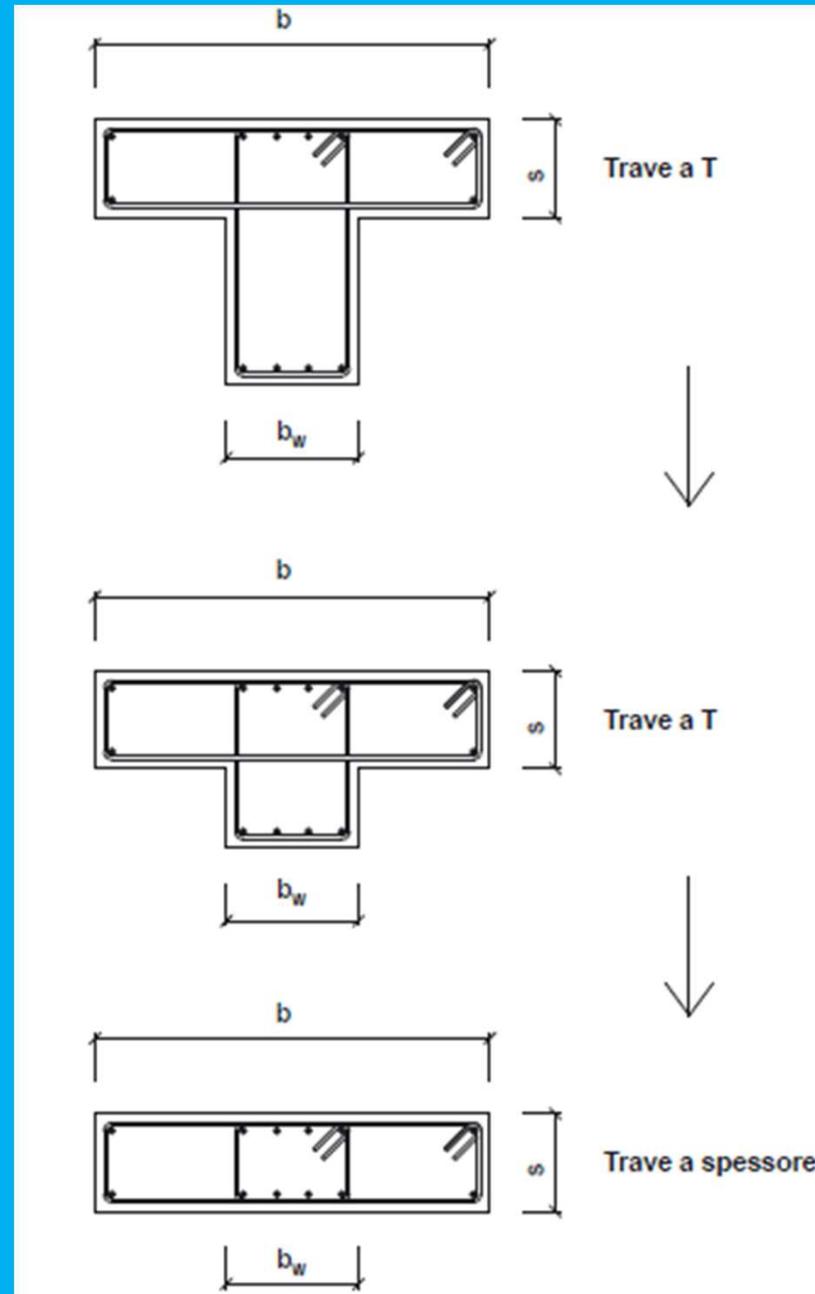
dove

h_w è l'altezza della trave

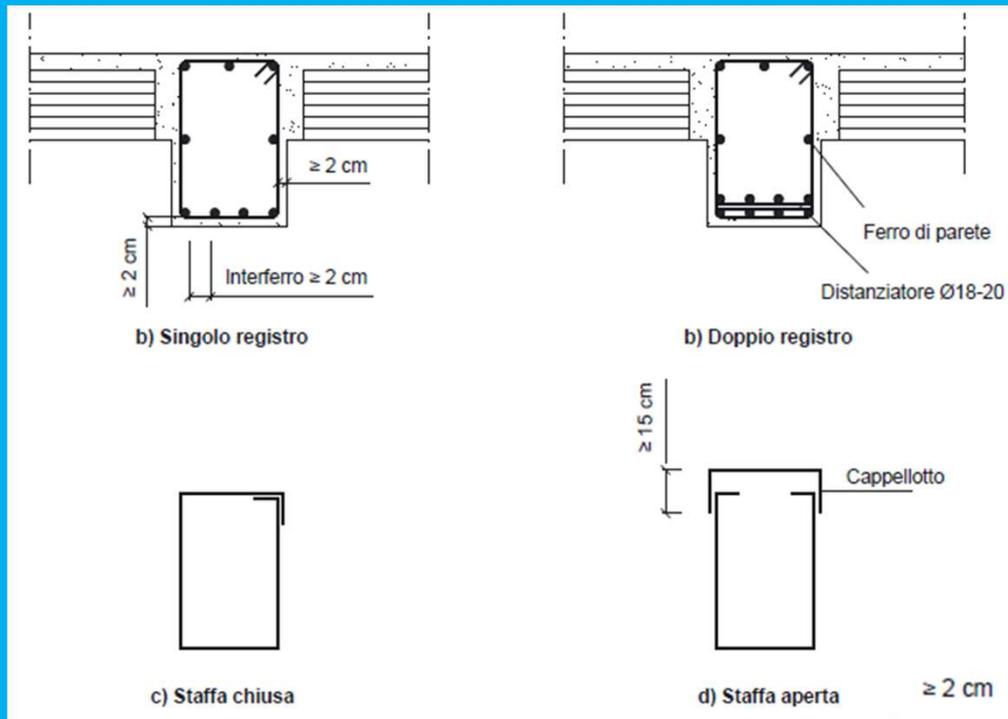
b_c è la larghezza del pilastro ortogonale all'asse della trave

b_w è la larghezza dell'anima della trave.

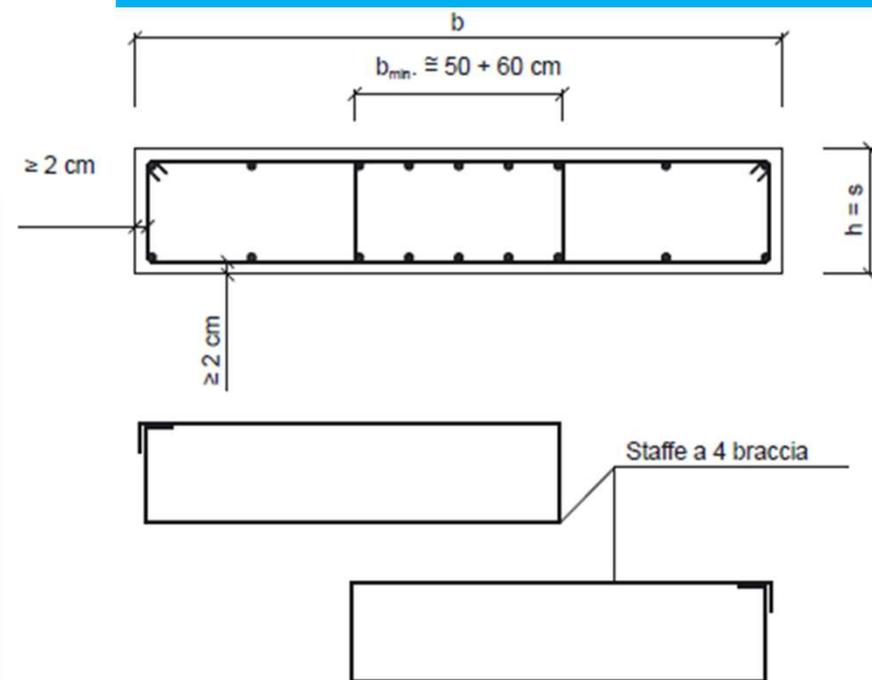
Trasformazione della trave a T in trave a spessore



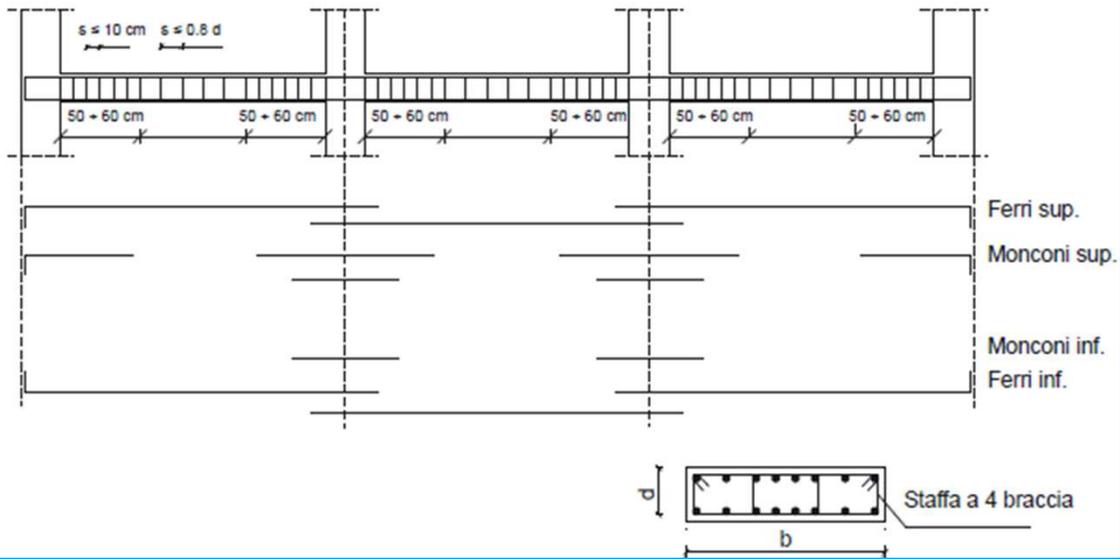
Dettagli armature



Sezione trasversale travi emergenti

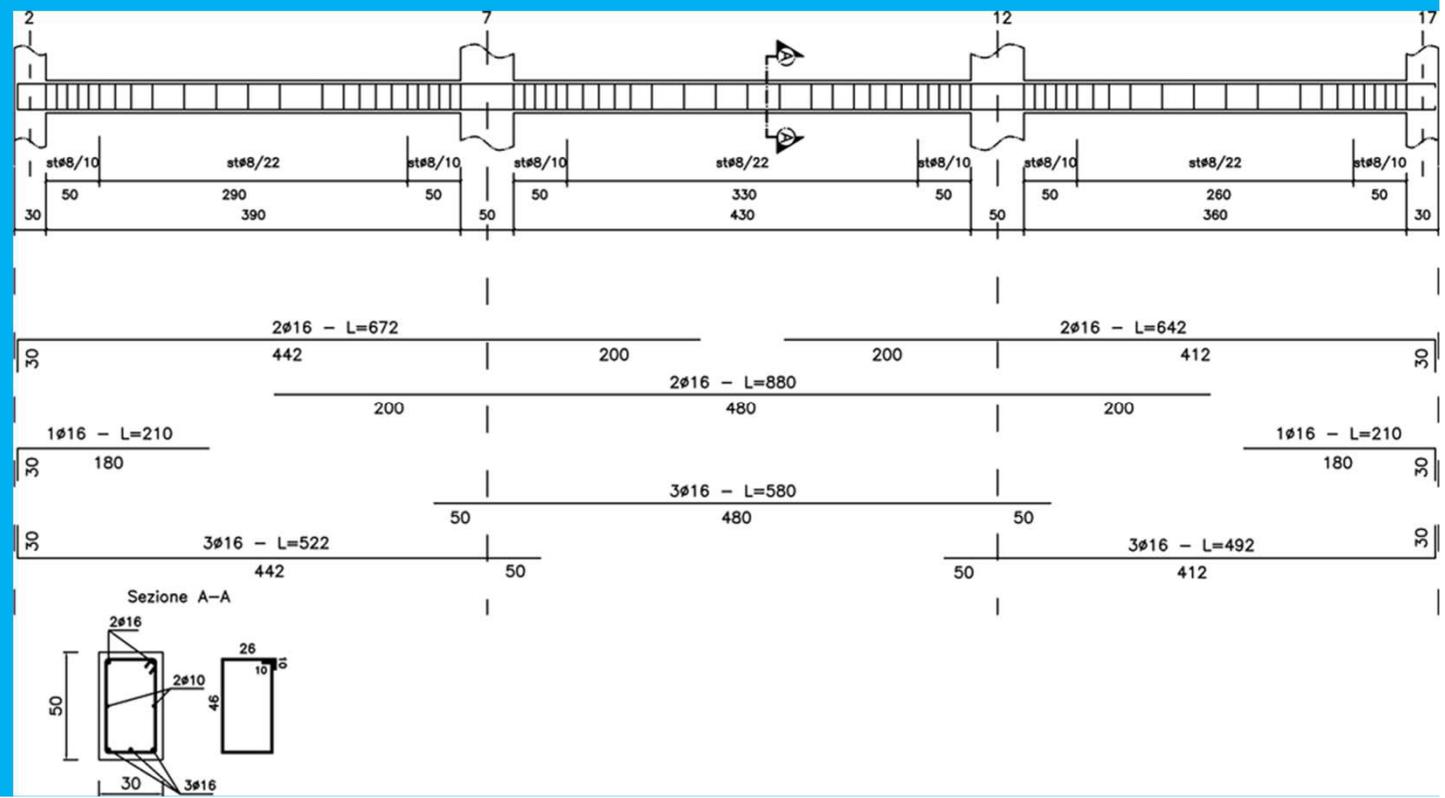


Sezione trasversale travi a spessore



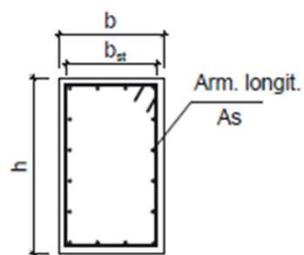
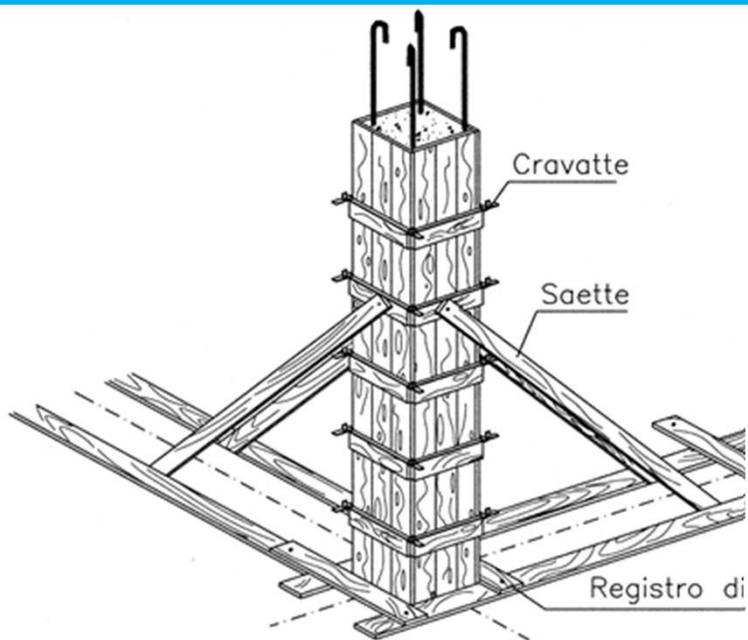
Disposizione armatura tipo

Trave 2-7-12-17

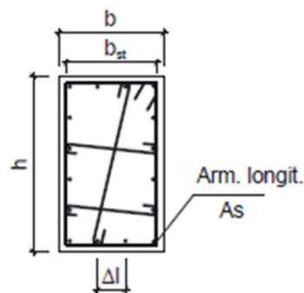


4. I Pilastri

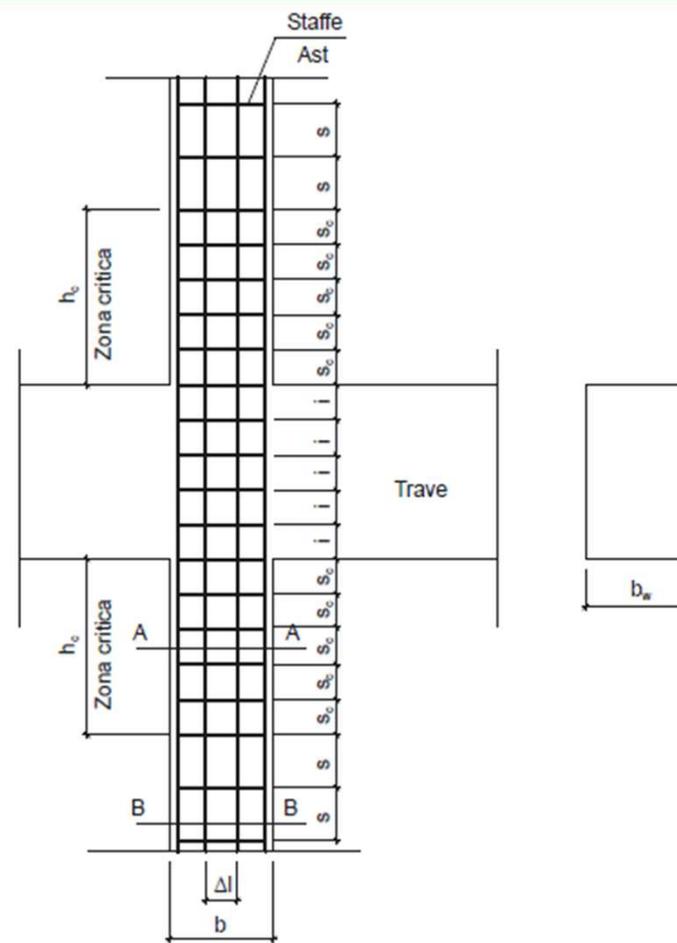
Elementi della cassaforma



a) Sez. B - B



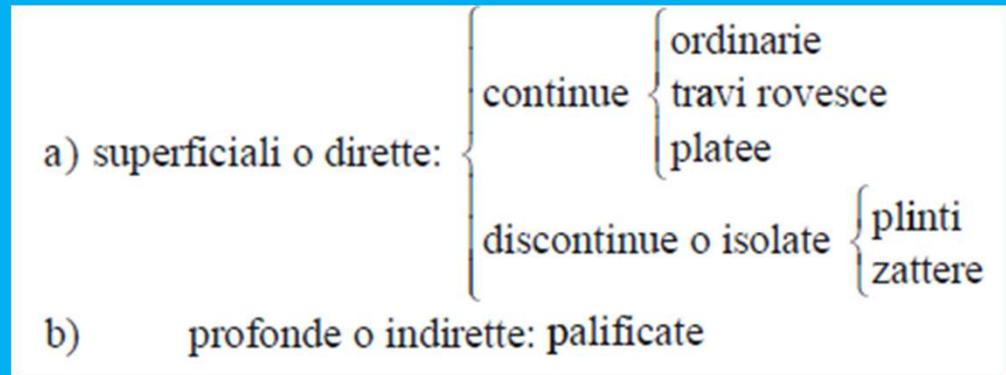
b) Sez. A - A



c) Sezione pilastro

Armatura pilastri

5. Le Fondazioni



Trincea per la determinazione della stratigrafia e della presenza di falde acquifere

Le verifiche

Gruppi di coefficienti parziali

- A1 e A2 per le azioni
- M1 e M2 per i parametri geotecnici
- R1, R2 e R3 per le resistenze.

Approcci progettuali

Approccio 1	{	Combinazione 1: più severa per le strutture
		+
		Combinazione 2: più severa per la geotecnica
Approccio 2	{	Combinazione unica: sia per le verifiche strutturali
		che geotecniche

Tabella 5.2. Coefficienti parziali per le azioni o loro effetto

Carichi	Effetto	Coefficienti parziali γ_F	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili*	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

* Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad esempio i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 5.4. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_m	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_g	1,0	1,0

Tabella 5.5. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Approccio 2 – Fondazioni superficiali

- (A1 + M1 + R3).

Secondo tale approccio, ad esempio, per il calcolo della capacità portante della fondazione allo stato limite ultimo (SLU) e in presenza di un solo tipo di carichi permanenti e accidentali si procede nel seguente modo:

$$\text{A1) Azioni} = F_d = 1,3 \cdot G + 1,5 \cdot Q$$

$$\text{M1) Parametri geotecnici} \begin{cases} \varphi_d = \varphi'_k / 1 \\ c_d = c'_k / 1 \\ \gamma_d = \gamma / 1 \end{cases} \quad \text{R3) Resistenza} = R_d = \frac{R}{2,3}$$

Per la verifica dovrà risultare:

$$F_d \leq R_d$$

Fondazione su pali

Le norme tecniche (NTC) hanno introdotto fondamentali novità nella progettazione delle fondazioni su pali, riportate di seguito:

- coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche di pali soggetti a carichi assiali differenziati in funzione della tecnica esecutiva (pali infissi, trivellati e a elica continua) e della componente della resistenza base, laterale in compressione, totale e laterale in trazione, (tabella 5.6); tale differenziazione non è prevista per pali soggetti a carichi trasversali (tabella 5.8);
- determinazione del valore caratteristico della resistenza in funzione dell'approfondimento delle indagini (numero di prove di carico e numero delle verticali indagate) e della variabilità dei risultati (valore medio e valore minimo);
- possibilità di determinare la resistenza caratteristica del palo attraverso i risultati di prove dinamiche di progetto ad alto livello di deformazione su pali pilota;
- possibilità di tener conto di fondazioni miste a platea su pali e di pali come riduttori di cedimento;
- possibilità di eseguire prove di carico su pali pilota di diametro inferiore ai pali di progetto;
- numero minimo di prove di carico di collaudo in funzione del numero di pali.

Tabella 5.6. Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza	Simbolo (γ_R)	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale *	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,3	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) Da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 5.8. Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di prove di carico	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Approccio 2

- Combinazione: (A1 + M1 + R3) per (STR) + (GEO).

b) metodi di calcolo analitici:

$$R_{ck} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3} ; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$
$$R_{tk} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3} ; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

dove

R_{ck}, R_{tk} sono le resistenze caratteristiche a compressione e trazione

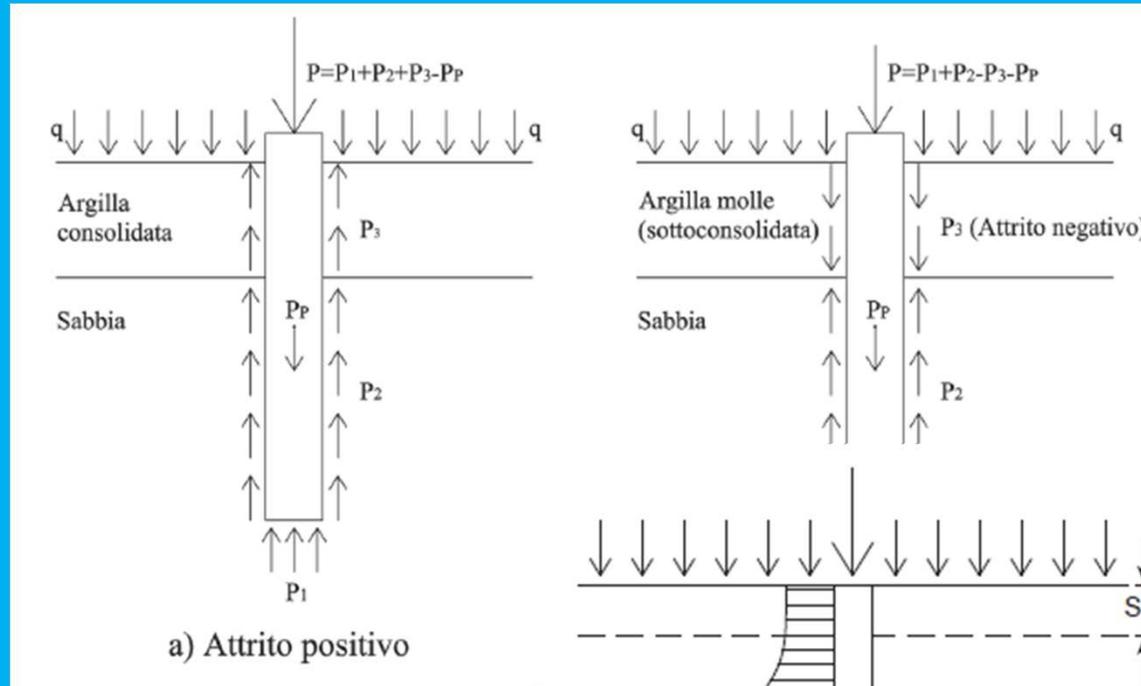
$R_{c,cal}, R_{t,cal}$ sono le resistenze di calcolo relative alla singola verticale di indagine

ξ sono fattori di correlazione riportati in tabella 5.8.

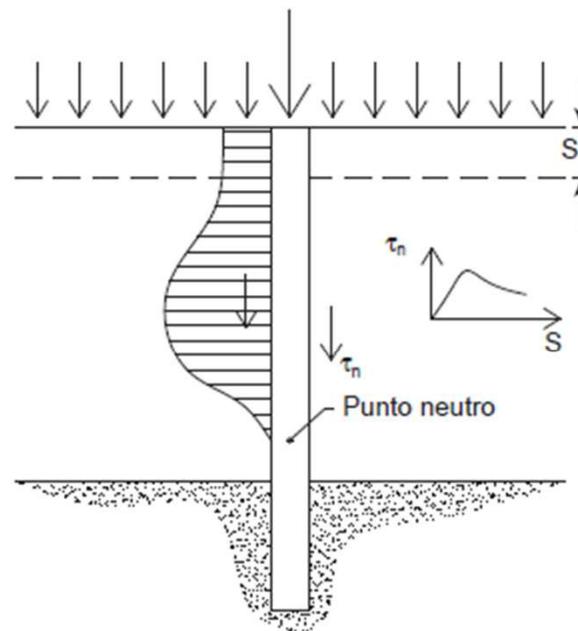
Per la resistenza di progetto a compressione di un palo trivellato ricavata analiticamente utilizzando i parametri geotecnici dedotti da n. 1 verticale di indagine e considerando il valore medio, per l'Approccio 2 si avrà:

$$R_d = \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3 \cdot \gamma_R}$$

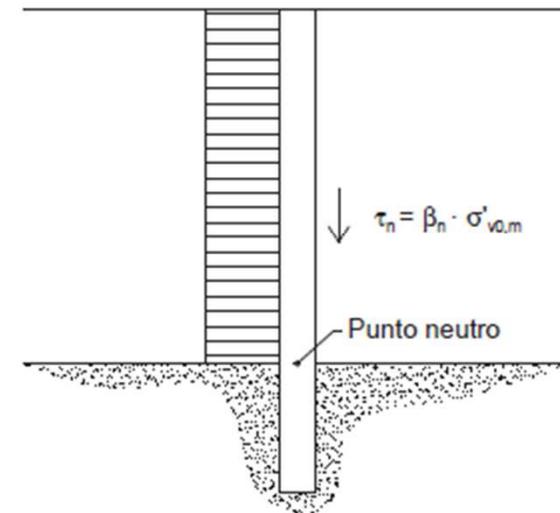
Attrito negativo



a) Attrito positivo



a) Tensioni reali



b) Modello semplificato

Valutazione dell'attrito negativo

$$\tau_n = \beta_n \cdot \sigma'_{v0,m}$$

dove

$\sigma'_{v0,m}$ è la tensione verticale media per il tratto considerato

β_n è un fattore (coefficiente di Lambe) che può assumere i valori riportati in tabella 5.37, in funzione dei terreni attraversati.

Tabella 5.37. Fattori β_n

Terreni	β_n
Sabbie	0,35÷0,5
Limi	0,25÷0,35
Argille	0,20÷0,25

In condizioni limite il fattore amplificativo delle azioni, nel caso in questione dell'attrito negativo, sarà il medesimo di quello applicato ai carichi permanenti: γ_G .

6. Progetto di un edificio in c.a. in zona sismica – EC8

Gazzetta Ufficiale n. 73 del 27.03.2013 (Supplemento ordinario n. 21) ha pubblicato il Decreto 31 luglio 2012 «Approvazione delle Appendici Nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici».

Il programma degli Eurocodici Strutturali comprende le seguenti norme, generalmente composte da un certo numero di Parti (circa 3500 pagine !):

EN 1990 Eurocodice: Basis of Structural Design

EN 1991 Eurocodice 1: Actions on structures

EN 1992 Eurocodice 2: Design of concrete structures

EN 1993 Eurocodice 3: Design of steel structures

EN 1994 Eurocodice 4: Design of composite steel and concrete structures

EN 1995 Eurocodice 5: Design of timber structures

EN 1996 Eurocodice 6: Design of masonry structures

EN 1997 Eurocodice 7: Geotechnical design

EN 1998 Eurocodice 8: Design of structures for earthquake resistance

EN 1999 Eurocodice 9: Design of aluminium structures

Metodi di analisi e criteri di verifica

Classi di duttilità:

- L (bassa)
- DCM (duttilità media)
- DCH (duttilità alta)

Al fine di garantire la duttilità necessaria per le classi di duttilità M e H, si devono soddisfare per ogni classe disposizioni specifiche per tutti gli elementi strutturali. Si utilizzano per ogni classe valori differenti del coefficiente di comportamento q , in relazione alla differente duttilità disponibile relativa alle due classi di duttilità.

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5$$

Tabella 6.1. Valori base del coefficiente di comportamento, q_0 , per sistemi regolari in elevazione

Tipologia strutturale	DCM	DCH
Sistema a telaio, sistema doppio, sistema a pareti accoppiate	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$
Sistema a pareti disaccoppiate	3,0	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$
Sistema flessibile torsionalmente	2,0	3,0
Sistema a pendolo capovolto	1,5	2,0

Per edifici che non sono regolari in elevazione, si raccomanda che il valore di q_0 sia ridotto del 20%.

a) telai o sistemi doppi equivalenti a telaio:

- edifici a un piano: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$;
- telai multipiano a una campata: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$;
- telai multipiano a più campate o strutture doppie equivalenti a telaio: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$.

b) sistemi a parete o sistemi doppi equivalenti a parete:

- sistemi a parete con solo due pareti disaccoppiate per direzione orizzontale: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$;
- altri sistemi a pareti disaccoppiate: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$;
- sistemi doppi equivalenti a parete o sistemi a pareti accoppiate: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$.

Vincoli geometrici: TRAVI

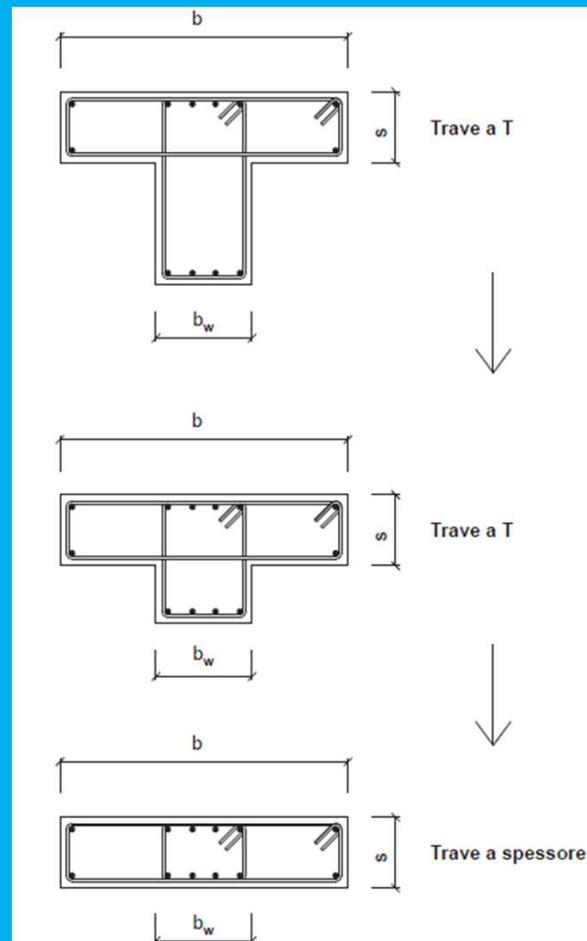
$$b_w \leq \min (b_c + h_w; 2b_c)$$

dove

b_w è la larghezza dell'anima di una trave

h_w è l'altezza della trave

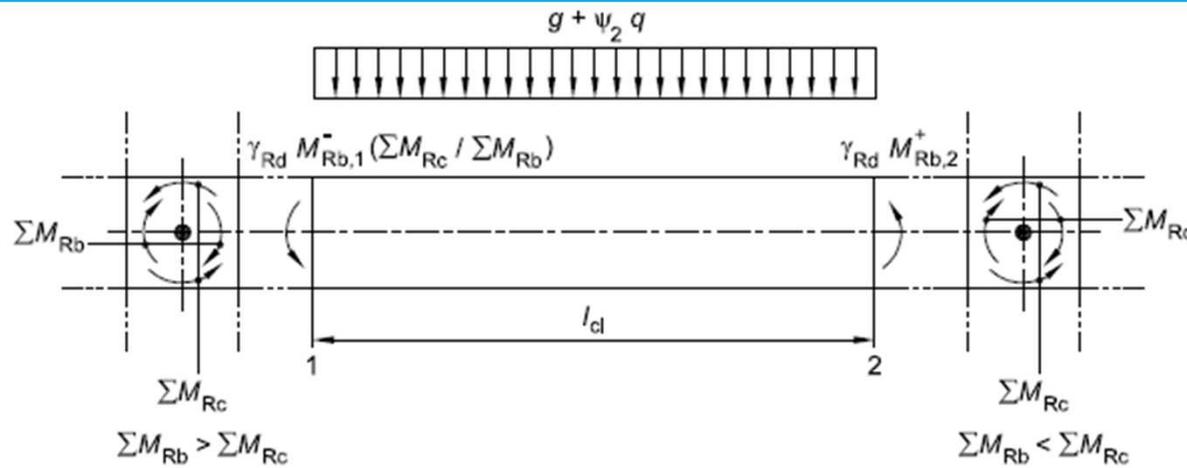
b_c è la maggiore dimensione trasversale della colonna normale all'asse longitudinale della trave.



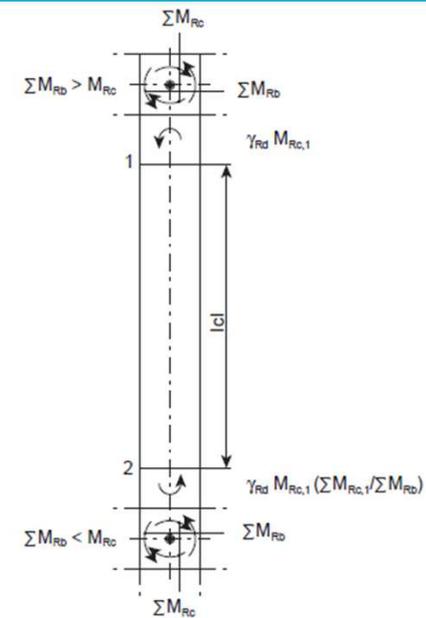
Gerarchia delle resistenze o Capacity design

In travi e pilastri l'azione di taglio di progetto deve essere determinata in accordo con regole di progettazione secondo la capacità, sulla base dell'equilibrio sotto riportato:

Travi



Pilastri



Fondazioni

Per le fondazioni di singoli elementi verticali (pareti o colonne) si dovrà verificare la seguente condizione:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot E_{F,E}$$

dove

γ_{Rd} è il coefficiente di sovrarresistenza, preso uguale a 1,0 per $q \leq 3$, o uguale a 1,2 altrimenti

$E_{F,G}$ è l'effetto dell'azione dovuto alle azioni di tipo non-sismico incluse nella combinazione delle azioni per la situazione sismica di progetto

$E_{F,E}$ è l'effetto dell'azione ottenuto dall'analisi dell'azione sismica di progetto

Ω è il valore di $(R_{di}/E_{di}) \leq q$ della zona dissipativa o dell'elemento i della struttura che ha la più alta influenza sull'effetto E_F considerato, dove

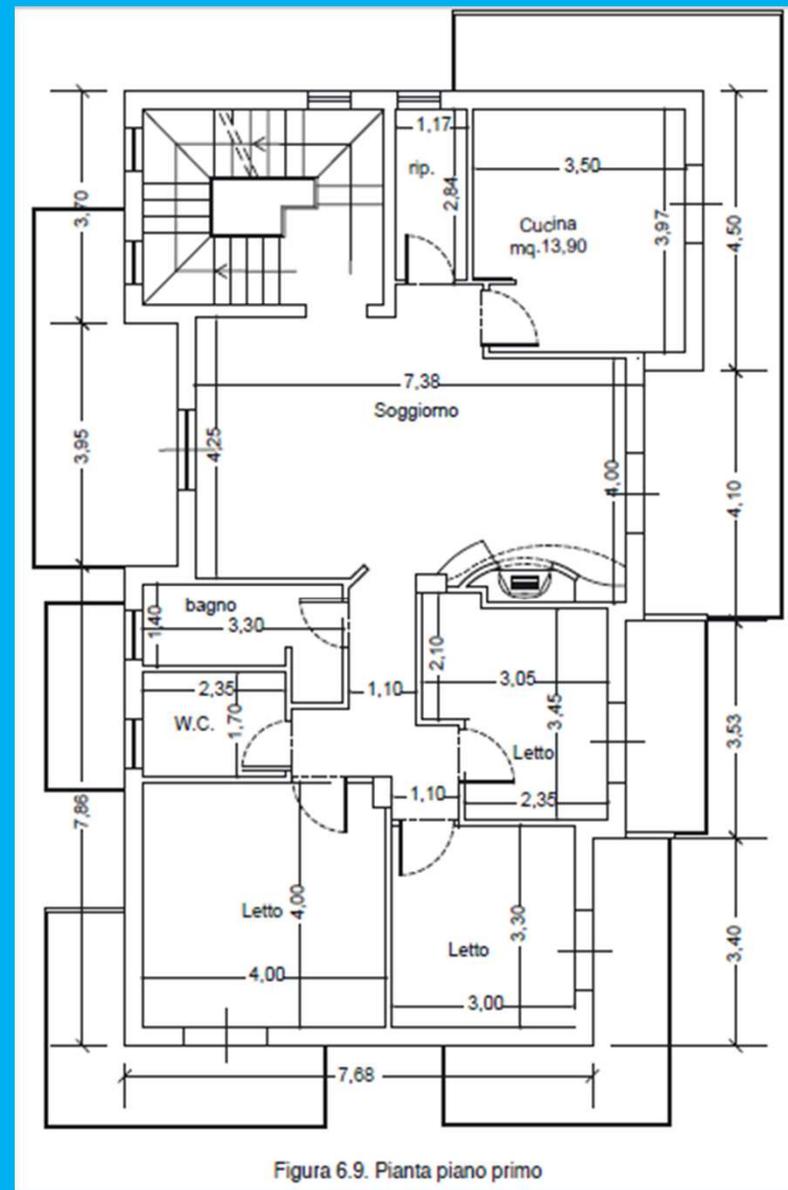
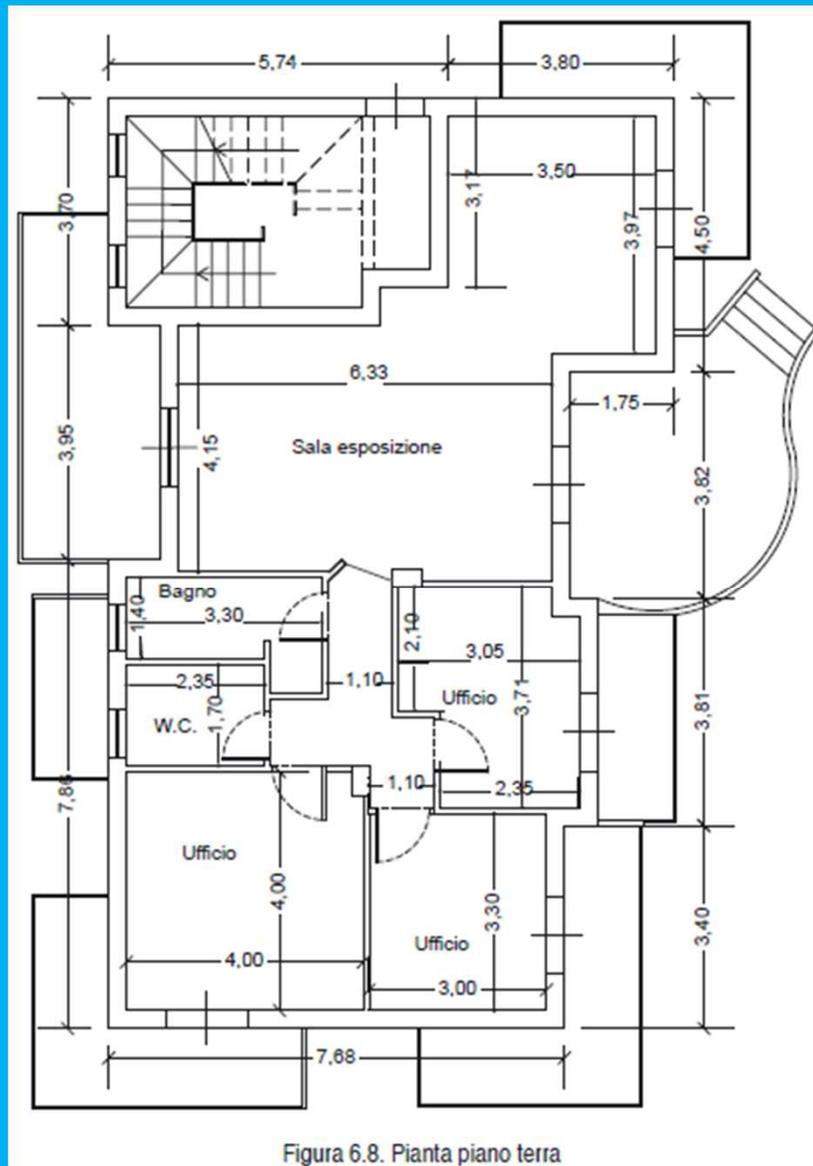
R_{di} è la resistenza di progetto della zona o dell'elemento i

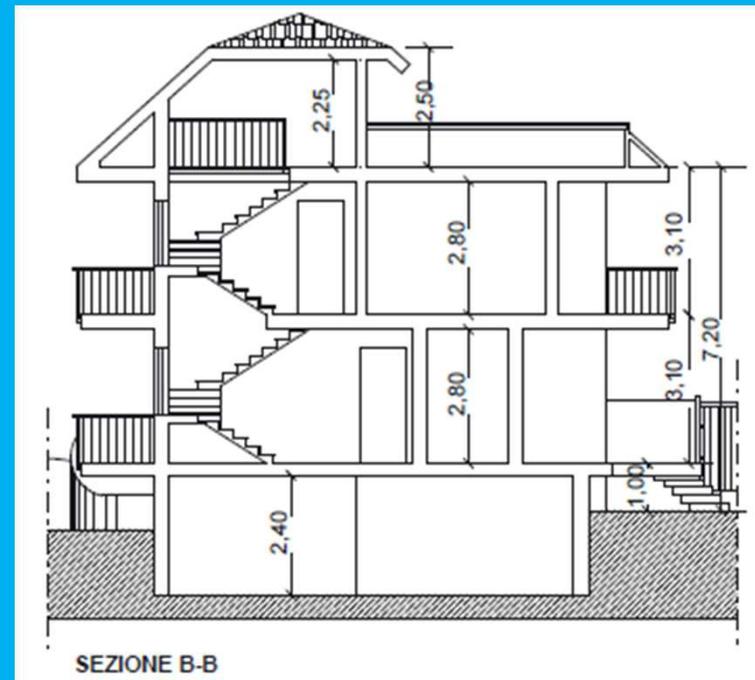
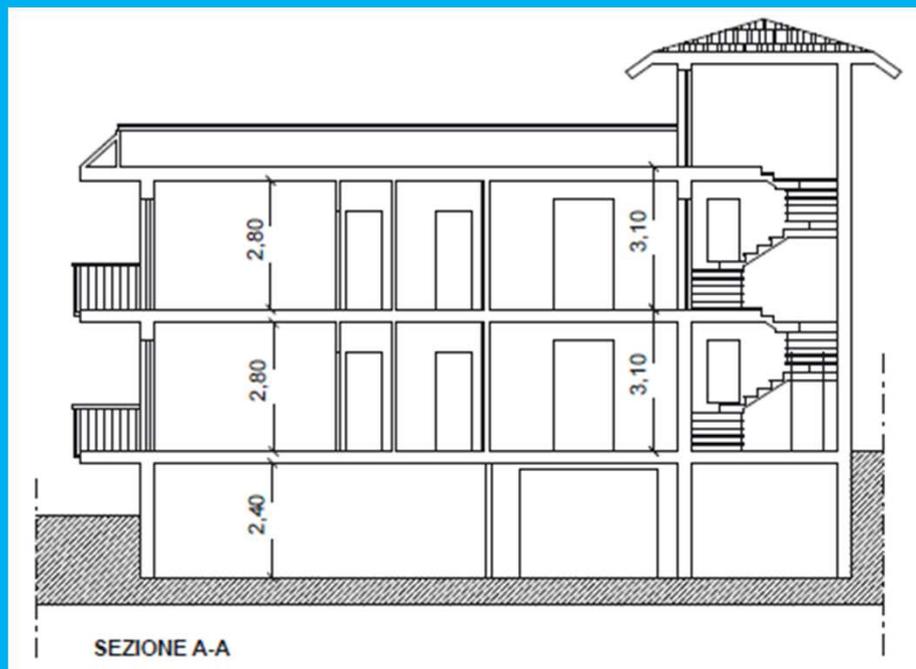
E_{di} è il valore di progetto dell'effetto dell'azione sulla zona o sull'elemento i nella situazione sismica di progetto.

Progettazione semplificata

$$E_{Fd} = E_{F,G} + 1,4 \cdot 1 \cdot E_{F,E}$$

Esempio di progettazione di un edificio in c.a. in zona sismica – EC8





Carichi

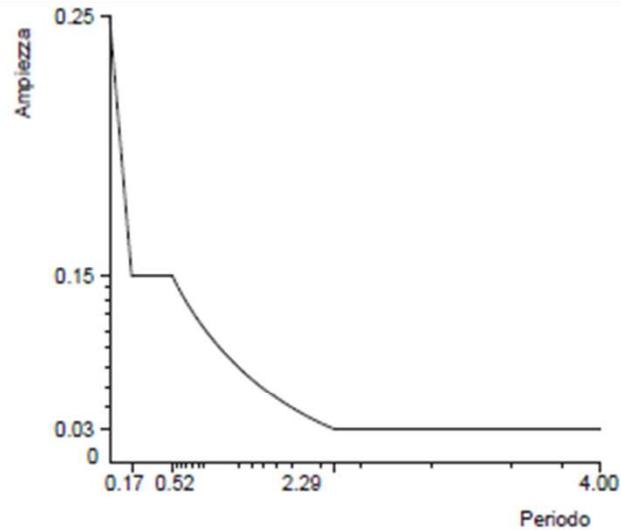
Tabella 6.2. Carichi distribuiti

Peso proprio solaio 18 + 4 cm	2,70 kN/m ²
Sovraccarichi permanenti	2,55 kN/m ²
Accidentali	2,00 kN/m ²
Sovraccarichi permanenti sbalzi	1,55 kN/m ²
Accidentali sbalzi e scala	1,55 kN/m ²
Tamponature	2,50 kN/m ²
Sovraccarichi permanenti copertura	1,55 kN/m ²
Accidentali copertura	1,00 kN/m ²

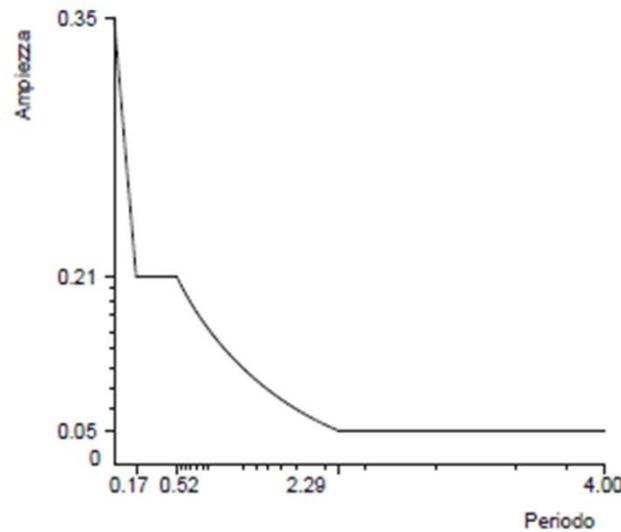
Azione sismica

- SLV: stato limite di salvaguardia della vita
- SLD: stato limite di danno.

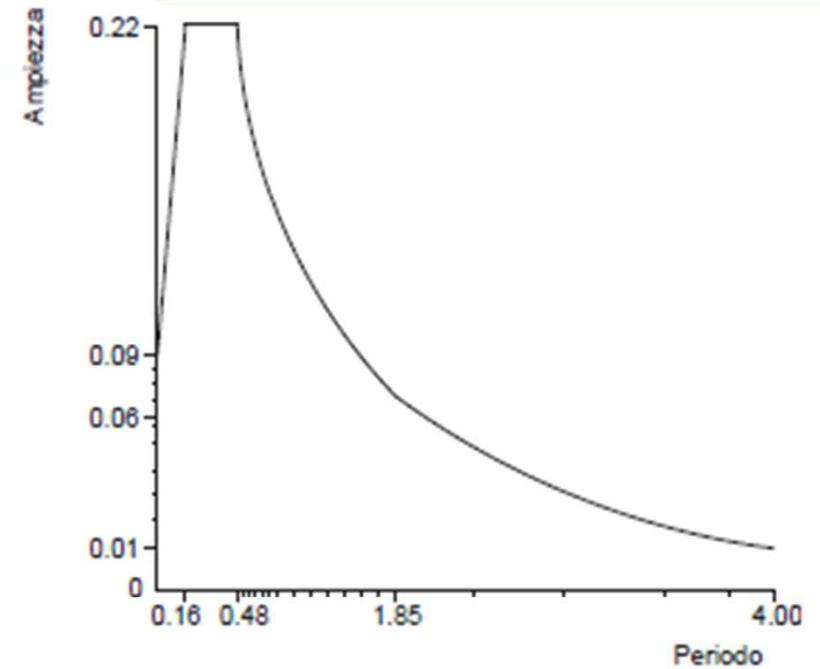
Spettri di progetto



Spettro di progetto $S_d(T)$ per (SLV) - struttura in elevazione



Spettro di progetto $S_d(T)$ per (SLV)_{FON} - struttura in fondazione: coefficiente di sovraresistenza $\gamma_{Rd} = 1,4$



Spettro di progetto $S_d(T)$ per (SLD) - struttura in elevazione

Modellazione, calcolo e verifiche

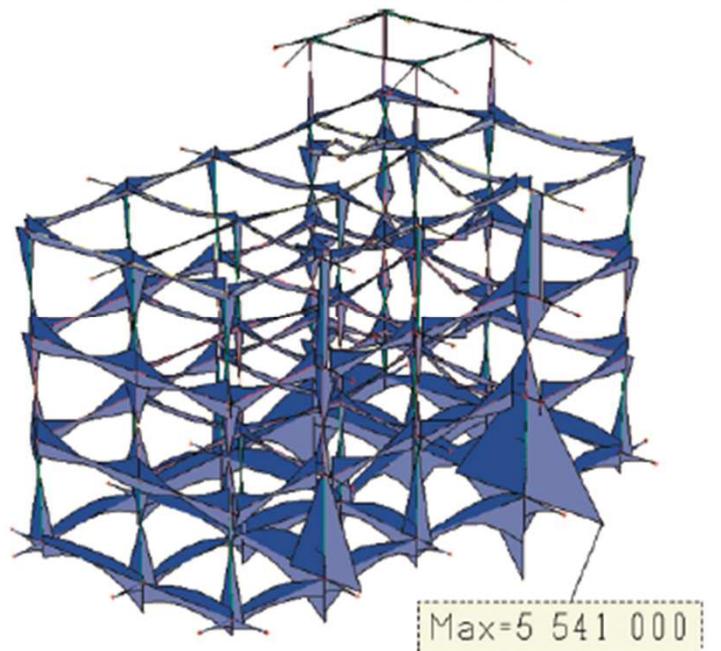
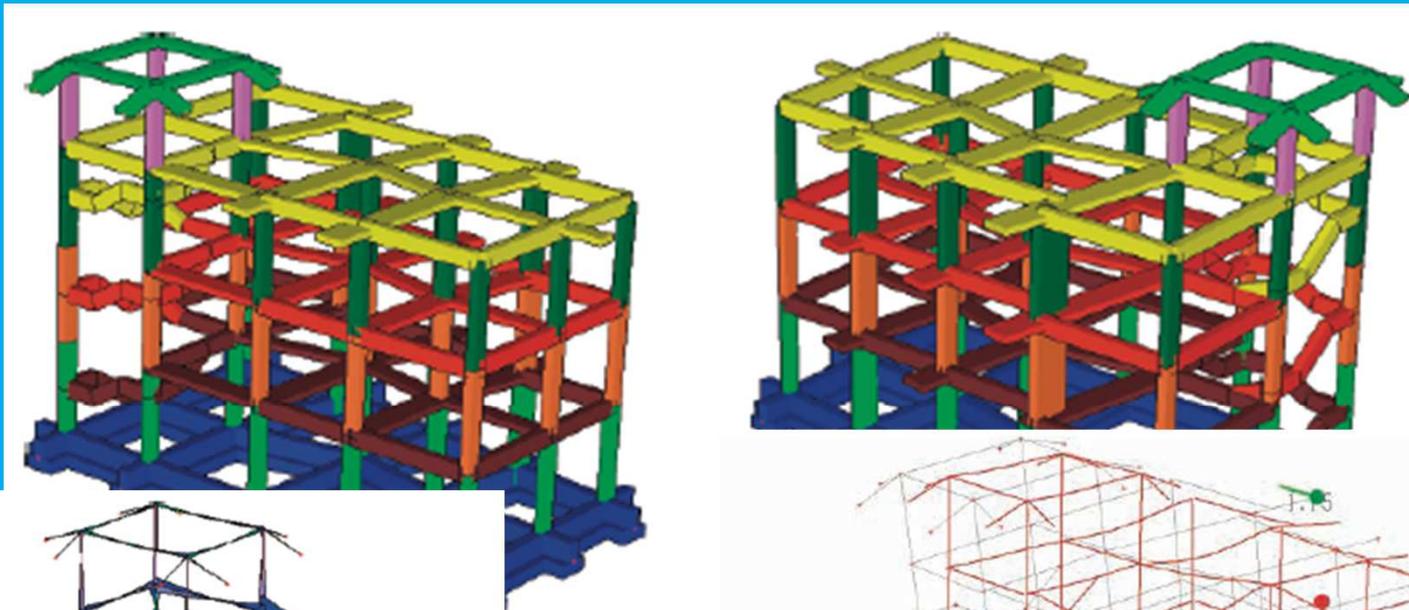


Figura 6.18. Momento flettente M_z , SLV

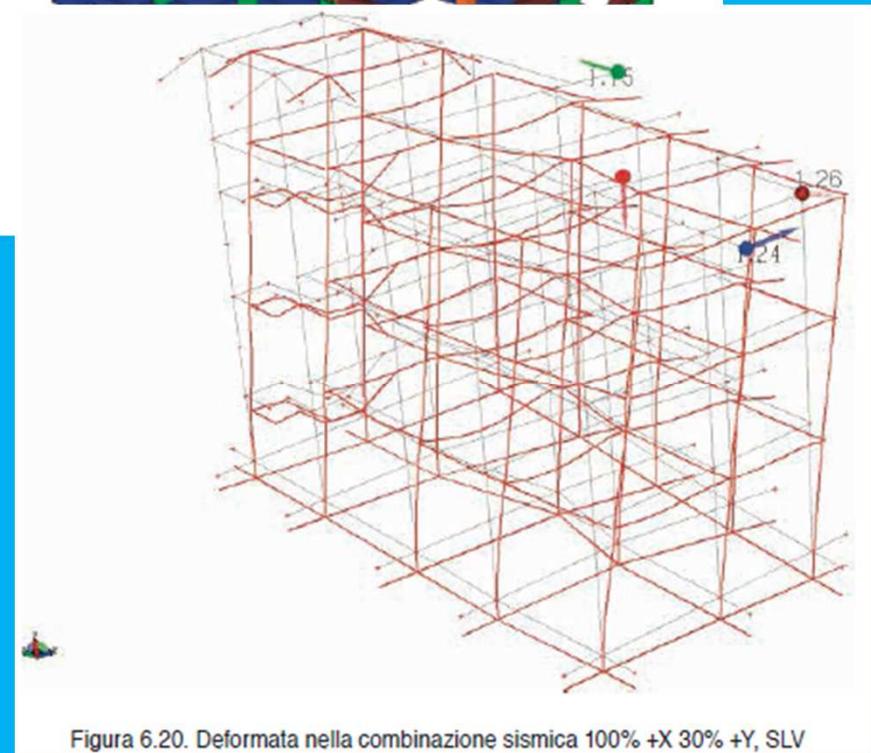


Figura 6.20. Deformata nella combinazione sismica 100% +X 30% +Y, SLV

Disegni esecutivi

CARPENTERIA II IMPALCATO
SCALA 1:50

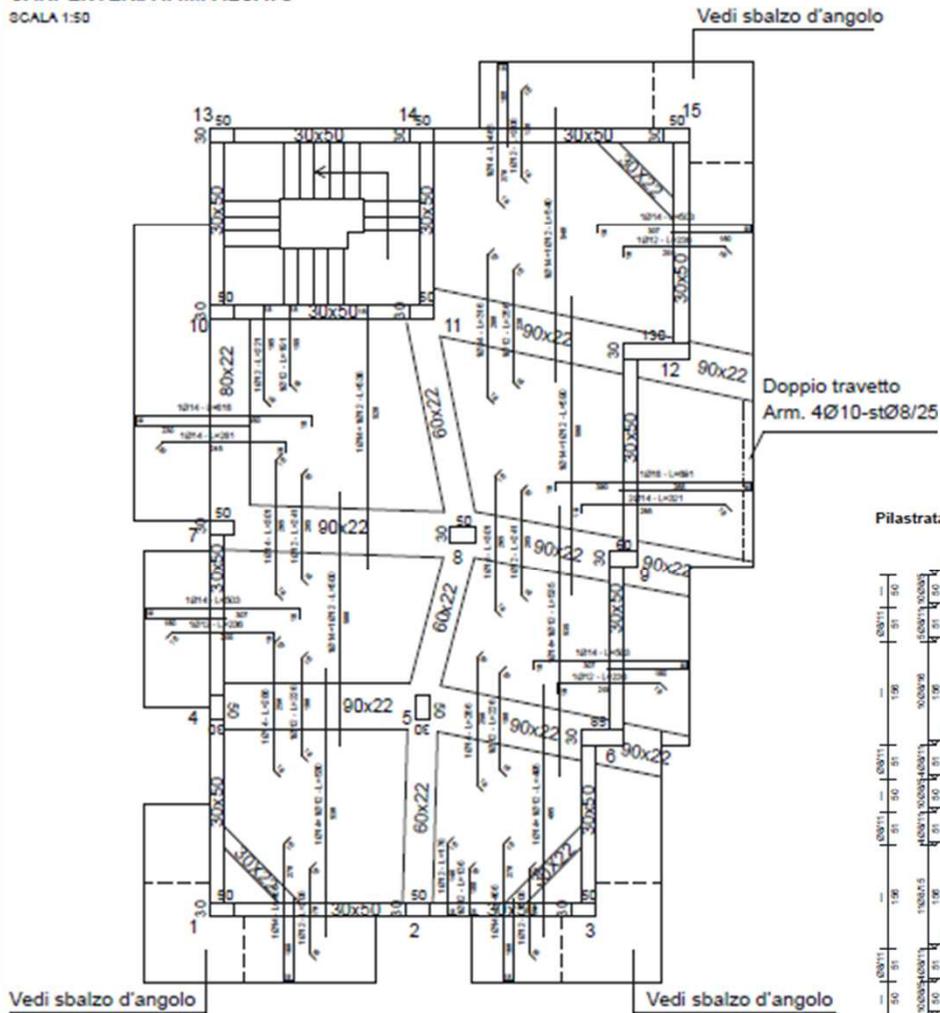
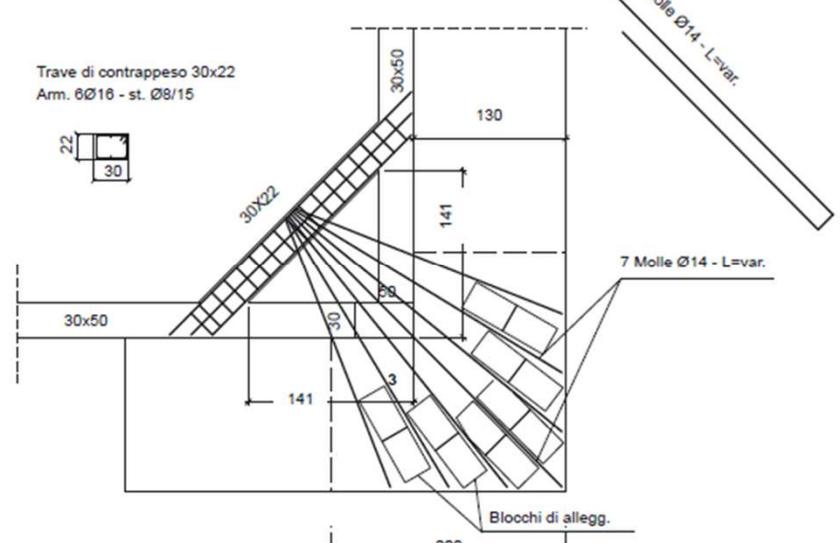
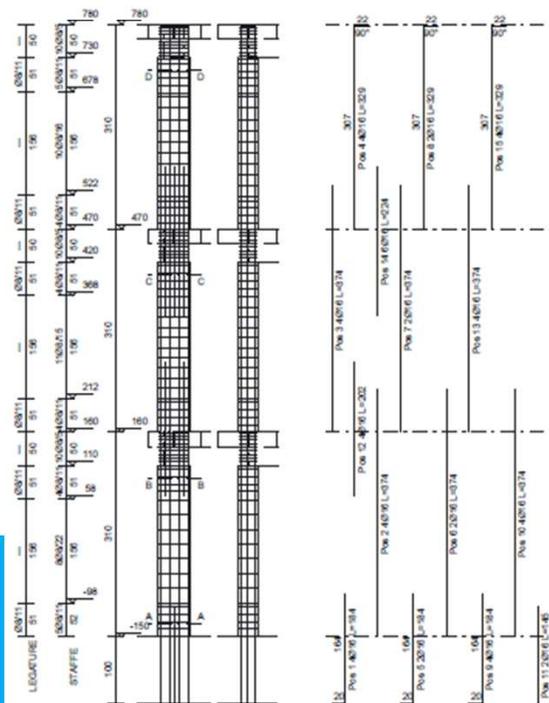


Figura 6.26. Carpenteria di piano semplificata

PARTICOLARE SBALZO D'ANGOLO
Scala 1:20



Pilastrata n. 7



- Sez D-D a quota 710 - Staffe Ø8 L=164 cm
 - Pk 4 4Ø16 da 470 a 777
 - Pk 6 2Ø16 da 470 a 777
 - Pk 15 4Ø16 da 470 a 777
 - n. 5 Legature Ø6 Lungh=48
- Sez C-C a quota 400 - Staffe Ø8 L=164 cm
 - Pk 2 4Ø16 da 190 a 534
 - Pk 7 2Ø16 da 190 a 534
 - Pk 13 4Ø16 da 190 a 534
 - Pk 14 6Ø16 da 190 a 534
 - n. 8 Legature Ø6 Lungh=48
- Sez B-B a quota 90 - Staffe Ø8 L=164 cm
 - Pk 2 4Ø16 da -150 a 224
 - Pk 6 2Ø16 da -150 a 224
 - Pk 10 4Ø16 da -150 a 224
 - Pk 12 4Ø16 da 95 a 267
 - n. 8 Legature Ø6 Lungh=48
- Sez A-A a quota -130 - Staffe Ø8 L=164 cm
 - Pk 2 4Ø16 da -150 a 224
 - Pk 6 2Ø16 da -150 a 224
 - Pk 10 4Ø16 da -150 a 224
 - Pk 11 2Ø16 da -250 a -105
 - n. 5 Legature Ø6 Lungh=48

E la storia continua...