

SEMINARIO DI AGGIORNAMENTO

LA PROGETTAZIONE ANTISISMICA ALLA LUCE DELLA NUOVA NORMATIVA

Strumenti e tecniche di calcolo per la libera professione

Bari, 11 Febbraio 2005



Principi base della progettazione delle strutture in c.a.

Relatore : ing. Vincenzo Nunziata

Mörsch : *“Le costruzioni in cemento armato sono tutte quelle in cui i due materiali, ferro e conglomerato di cemento, risultano uniti in modo da poter opporre insieme una resistenza statica contro le forze esterne”.*

Nervi : *“il reale ed effettivo funzionamento di una struttura iperstatica dipende da tanti e così mutevoli condizioni e circostanze esecutive, da essere a priori assolutamente indeterminato ed indeterminabile”.*

Belluzzi : *“la teoria del cemento armato è soltanto un compromesso fra la necessità di ottenere formule che consentano di sottoporre al calcolo i vari problemi della pratica, e quella di scostarsi il meno possibile dalla realtà, assai più complessa che nelle altre costruzioni”.*

- 1) il ferro sopperisce alla deficiente resistenza a trazione del calcestruzzo (che anzi nei calcoli si ritiene nulla) che offre invece una buona resistenza a compressione;
- 2) collaborazione sicura e solida tra ferro e calcestruzzo che aderiscono fortemente durante la presa, tale unione non è insidiata dalle dilatazioni termiche in quanto i due materiali presentano all'incirca lo stesso coefficiente di dilatazione;
- 3) conservazione delle sezioni piane durante la deformazione;
- 4) le sollecitazioni esterne e le deformazioni si calcolano come per i solidi omogenei; cioè si ritengono validi i risultati della teoria dell'Elasticità e della Scienza delle Costruzioni in genere

METODO CLASSICO O DELLE TENSIONI AMMISSIBILI

5) il calcestruzzo segue la legge di Hooke; cioè le tensioni e le deformazioni risultano legate da una legge di tipo lineare, e risultano proporzionali alla distanza dall'asse neutro come conseguenza del punto 3.

METODO AGLI STATI LIMITE

5) il calcestruzzo non segue la legge di Hooke; cioè le tensioni e le deformazioni risultano legate da una legge di tipo non lineare che approssima maggiormente i risultati di tipo sperimentale;

6)

a) i valori caratteristici delle resistenze dei materiali f_k vengono trasformati in valori di calcolo f_d mediante l'applicazione di opportuni *coefficienti di sicurezza* γ_m ;

b) le azioni sulle costruzioni (carichi e sollecitazioni) vengono combinate tra loro utilizzando opportuni *coefficienti parziali di sicurezza* γ_i

PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

Si definisce “stato limite” uno stato raggiunto il quale la struttura (o uno dei suoi elementi costitutivi) non soddisfa più i requisiti per i quali è stata progettata.

Gli stati limiti si classificano in:

Stati Limiti Ultimi (SLU)

Stati Limite di Esercizio

Stato limite delle Tensioni in Esercizio

Stato Limite di Fessurazione

Stato Limite di Danno (SLD)

AZIONI DI CARICO

IN CONDIZIONI STATICHE

SLU

$$F_d = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q_{k,1} + 0,7 \cdot \gamma_Q \cdot \sum_{i=2}^n Q_{k,i}$$

In presenza di più carichi accidentali

$$F_d = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q$$

In presenza di un solo carico accidentale

$$\gamma_G = 1,4 \text{ (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)}$$

$$\gamma_Q = 1,5 \text{ (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)}$$

Esempio:

permanenti solaio = $G = 5 \text{ KN/m}^2$

accidentali solaio = $Q = 2 \text{ KN/m}^2$

$$F_d = 1,4 \times 5 + 1,5 \times 2 = 10 \text{ KN/m}^2$$

permanenti solaio = $G = 4 \text{ KN/m}^2$

accidentali solaio = $Q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$

accidentali neve = $Q_2 = 0,6 \text{ KN/m}^2$

$$F_d = 1,4 \times 4 + 1,5 \times 1 + (0,7 \times 1,5) \times 0,6 = 7,73 \text{ KN/m}^2$$

IN CONDIZIONI STATICHE

SLE

$$F_d = G + Q_{k,1} + 0,7 \cdot \sum_{i=2}^n Q_{k,i}$$

Combinazioni rare

IN CONDIZIONI SISMICHE

SLU – SLD (Bozza)

$$F_d = \gamma_i \cdot E_i + G_K + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{Ki}$$

$$\gamma_i = 1,4 \div 1,2 \div 1$$

$$\psi_{2i} = 0,3 \text{ abitazione e uffici}$$

- E azione sismica (momento, taglio, sforzo normale, ecc.)
- G carichi permanenti o azioni permanenti
- Q carichi accidentali o azioni accidentali

$$E_i = \begin{cases} \pm E_x \pm 30\% E_y \\ \pm 30\% E_x \pm E_y \end{cases}$$

32 Combinazioni per impalcato

$$E_x \text{ o } E_y = \begin{cases} \sqrt{\sum_i E_i^2} \\ \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j} \end{cases}$$

SRSS (square root of square sum)

CQC (complete quadratic combination)

EFFETTI DELL'AZIONE SISMICA

$$W = G_k + \sum \psi_{Ei} Q_{ki}$$

Dove :

$$\psi_{Ei} = \psi_{2i} \cdot \varphi = 0,3 \cdot 0,5 = 0,15$$

Per edifici e piani intermedi

IN DEFINITIVA LE COMBINAZIONI MINIME DA CONSIDERARE SONO :

- 1) Azioni Statiche **SLU**
- 2) Azioni Statiche **SLE**
- 3) Azioni Sismiche **SLU**
- 4) Azioni Sismiche **SLD**

Resistenze di calcolo

Si ha rispettivamente per l'acciaio e il calcestruzzo:

$$\begin{cases} f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \\ f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,83 \cdot R_{ck}}{\gamma_c} \end{cases}$$

dove per γ_s e γ_c si assumono i valori riportati nella tabella seguente.

Tabella 3.1 – Coefficienti di sicurezza parziali

Stati Limite	Acciaio (γ_s)	Calcestruzzo (γ_c)
Ultimi	1,15	1,6
di Esercizio	1	1

Nella tabella 3.2 sono riportate le resistenze di calcolo da assumersi per l'acciaio e il calcestruzzo.

Tabella 3.2 – Resistenza di calcolo

Stati Limite	Acciaio $f_{yd} (N/mm^2)$		Calcestruzzo $f_{cd} (N/mm^2)$				
	Fe B 38 K	Fe B 44 K	$R_{ck} 20$	$R_{ck} 25$	$R_{ck} 30$	$R_{ck} 35$	$R_{ck} 40$
Ultimi	326	374	10	12	16	18	21
Esercizio	375	430	16	20	25	29	33

Esercizio1. Determinare una sezione soddisfacente per l'asta tesa della struttura di sostegno del paranco in fig.3.1, supposto che essa sia fatta con acciaio Fe B 38 K; i carichi permanenti (peso paranco e accessori) sono 1 KN e i carichi accidentali da sollevare sono 15 KN . Utilizzare sia il metodo delle Tensioni Ammissibili⁸ che quello degli Stati Limite

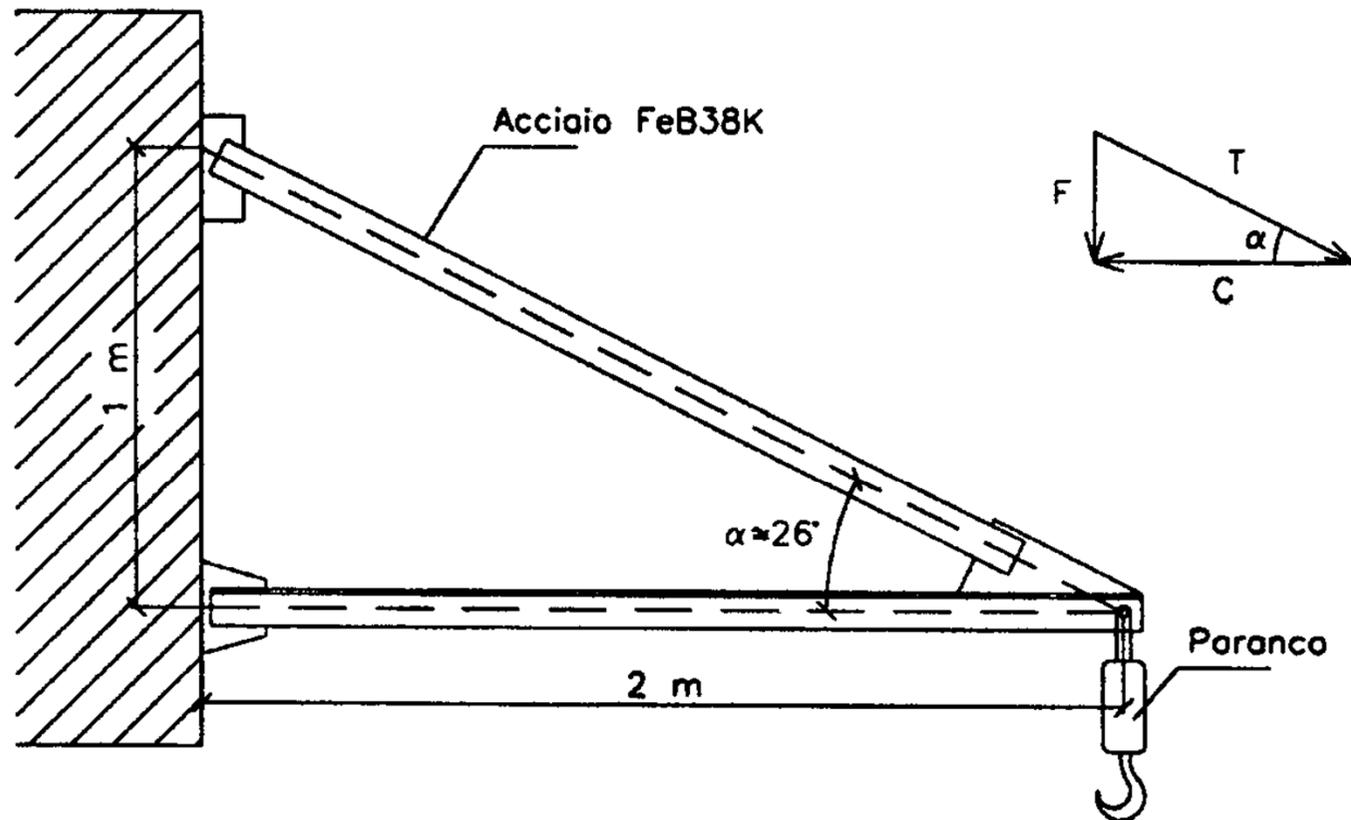


Fig. 3.1

SOLUZIONE

a) Metodo delle Tensioni Ammissibili

Il carico di progetto sarà:

$$F = 1 + 15 = 16 \text{ KN}$$

si ricava lo sforzo di trazione

$$T = \frac{F}{\sin \alpha} = \frac{16}{\sin 26^\circ} = 36 \text{ KN}$$

La sezione di acciaio occorrente, sarà:

$$A_a = \frac{T}{\sigma_{amm.}} = \frac{36 \cdot 10^3}{220} = 163 \text{ mm}^2$$

⁸ La tensione massima ammissibile per un acciaio Fe B 38 K vale $\sigma_{amm.} = 220 \text{ N/mm}^2$ (D.M. 14/02/92).

b) Metodo degli Stati Limite

si determina il carico di progetto

$$F_d = 1,4 \cdot 1 + 1,5 \cdot 15 = 23,9 \text{ KN}$$

si ricava lo sforzo di trazione

$$T = \frac{F_d}{\sin \alpha} = \frac{23,9}{\sin 26^\circ} = 54 \text{ KN}$$

La sezione di acciaio occorrente sarà:

$$A_a = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{54 \cdot 10^3}{326} = 165 \text{ mm}^2$$

I due metodi danno lo stesso risultato.

Esercizio 2. Determinare il carico massimo agente sul plinto di fondazione del serbatoio sopraelevato in fig. 3.2, utilizzando sia il metodo delle tensioni ammissibili che quello degli stati limite. I carichi accidentali da considerare sono neve = $0,6 \text{ KN/m}^2$ e il vento = 1 KN/m^2 , il peso della struttura vale 10 KN .

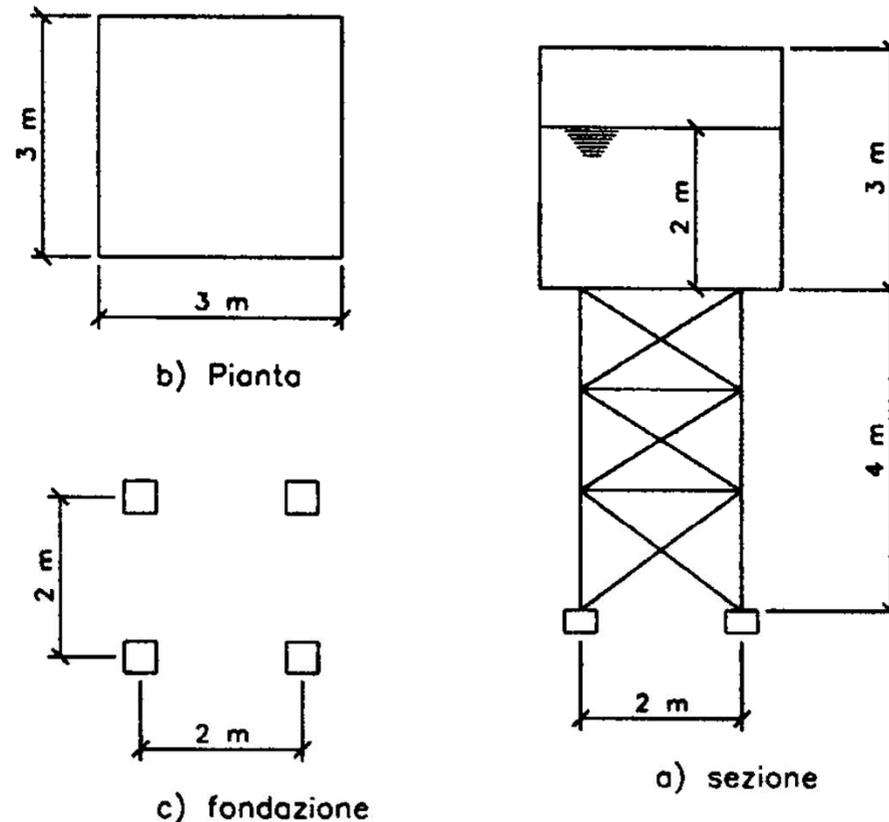


Fig. 3.2

SOLUZIONE

- Analisi Carichi

Carichi permanenti:

$$\text{Acqua } 3 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 10 = 180 \text{ KN}$$

$$\text{Peso strutture} = 10 \text{ KN}$$

$$\text{somm. } 190 \text{ KN}$$

Carichi accidentali:

$$\text{Neve } 3 \cdot 3 \cdot 0,6 = 5,4 \text{ KN}$$

$$\text{Vento } 3 \cdot 3 \cdot 1 = 9 \text{ KN}$$

a) Metodo delle Tensioni Ammissibili

Considerando i carichi agenti sulla struttura secondo lo schema riportato in fig.3.3, si ha:

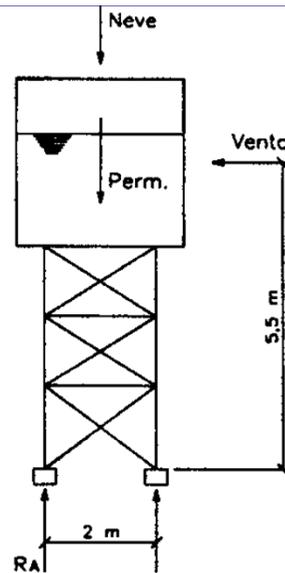


Fig. 3.3 – Schema di carico

$$R_A = \frac{190 + 5,4}{4} + \frac{9 \cdot 5,5}{2 \cdot 2} = 61 \text{ KN}$$

b) *Metodo degli Stati Limite*

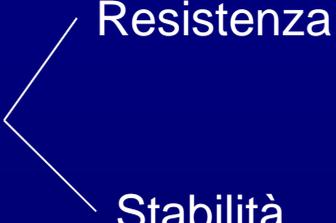
Si dovranno considerare due combinazioni di carico e verificare quella più gravosa; si ha:

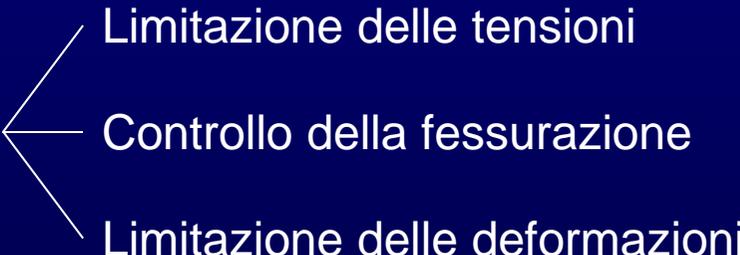
$$1) R_A = \frac{1,4 \cdot 190 + 1,5 \cdot 5,4}{4} + \frac{1,05 \cdot 9 \cdot 5,5}{2 \cdot 2} = 81 \text{ KN}$$

$$2) R_A = \frac{1,4 \cdot 190 + 1,05 \cdot 5,4}{4} + \frac{1,5 \cdot 9 \cdot 5,5}{2 \cdot 2} = 86 \text{ KN}$$

La seconda condizione è quella più gravosa, per cui sarà $R_A = 86 \text{ KN}$.

VERIFICHE

STATO LIMITE ULTIMO (SLU)  Resistenza
Stabilità

STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)  Limitazione delle tensioni
Controllo della fessurazione
Limitazione delle deformazioni

STATO LIMITE DI DANNO (SLD) — Limitazione degli spostamenti di interpiano

STATO LIMITE ULTIMO (S.L.U)

Si considerano i seguenti diagrammi σ - ε di progetto per il calcestruzzo e l'acciaio.

Calcestruzzo

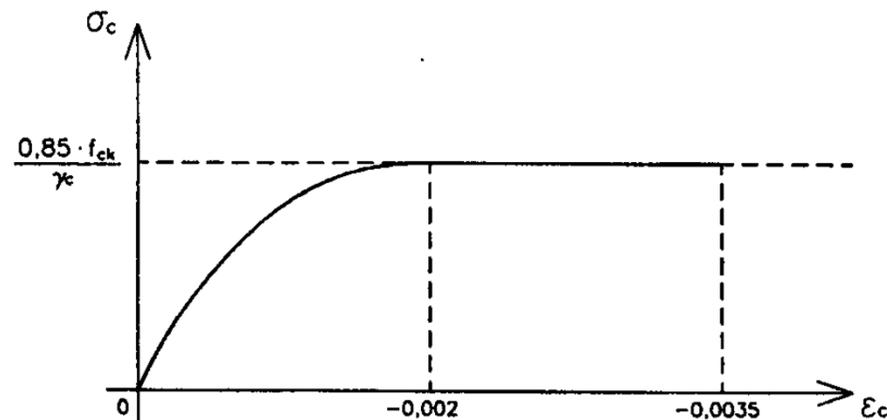


Fig. 3.4

La tensione massima di progetto, vale:

$$f_c = \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85}{1,6} \cdot f_{ck} = 0,53 \cdot f_{ck} (= 0,44 R_{ck}).$$

Per la verifica locale delle sezioni, in alternativa al diagramma parabola-rettangolo, la distribuzione delle compressioni può essere assunta uniforme con valore:

$$\frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c} = 0,53 f_{ck}$$

per un'altezza a partire dal lembo estremo compresso di:

$$0,8 \cdot x \text{ se } x \leq h$$

$$\left(\frac{x - 0,8 \cdot h}{x - 0,75 \cdot h} \right) \cdot h \text{ se } x > h$$

nella fig.3.5 sono riportati i diagrammi delle tensioni e delle deformazioni limiti con riferimento ad una sezione rettangolare.

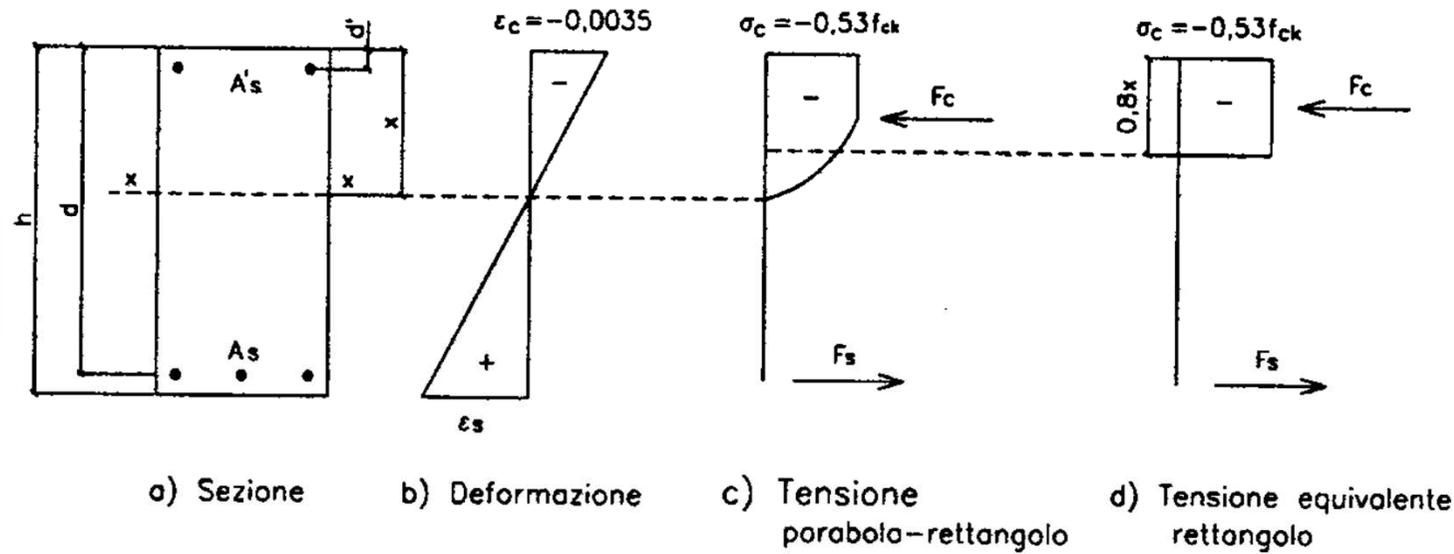


Fig. 3.5 – Tensioni e deformazioni limiti

Acciaio

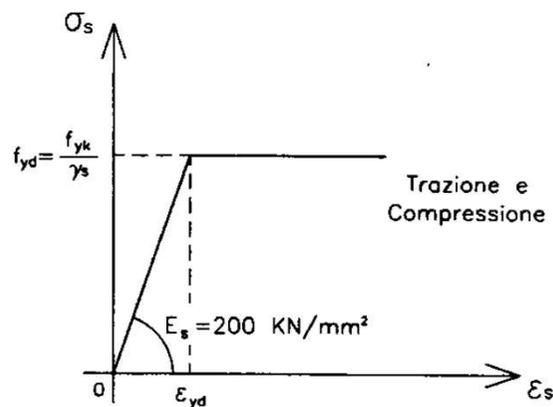


Fig. 3.6

In fase elastica si può scrivere:

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

da cui

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

In corrispondenza della tensione limite, si ha:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yk}}{E_s}$$

per l'acciaio Fe B 38 K si ha

$$f_{yk} = 375 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 326 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{375}{1,15 \cdot 200 \cdot 10^3} = 1,63\text{‰}$$

per l'acciaio Fe B 44 K si ha

$$f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 374 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{430}{1,15 \cdot 200 \cdot 10^3} = 1,87\text{‰}$$

STATO LIMITE di ESERCIZIO (S.L.E.)

Tensioni in esercizio

Il calcolo delle tensioni nella sezione, per il calcestruzzo e l'acciaio, sarà di regola eseguito assumendo un comportamento elastico lineare con sezione parzializzata e con coefficiente di omogeneizzazione per le armature posto convenzionalmente pari a $n = 15$.

I limiti imposti alle tensioni, per le combinazioni di carico rare (le sole da noi considerate), sono riportati nella tabella 3.3

Tabella 3.3 – Limiti alla stato tensionale

Materiale	Tensioni massime
Calcestruzzo compresso in ambiente aggressivo	$0,5 f_{ck}$
Calcestruzzo compresso in ambiente ordinario	$0,6 f_{ck}$
Acciaio	$0,7 f_{yk}$

Fessurazione

Si può omettere il controllo per strutture ordinarie se si assicura:

- che in ogni sezione sia presente un minimo di armatura, adeguatamente ancorata;
- che il diametro delle barre e la loro distanza così come quella delle staffe siano opportunamente limitati.

Deformazione

Salvo indicazioni specifiche (solai e zone sismiche) occorrerà rispettare i seguenti limiti:

$$f \leq \frac{L}{250} \text{ per carichi permanenti}$$

$$f \leq \frac{L}{500} \text{ per carichi accidentali}$$

SCHEDA 1

METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI

- 1) Le tensioni e le deformazioni sono legate da una legge non lineare
- 2) Si tiene conto della probabilità della presenza contemporanea di più carichi accidentali moltiplicando gli stessi per dei coefficienti
- 3) Il valore caratteristico delle resistenze di calcolo è imposto dalla normativa
- 4) Il coefficiente di sicurezza è unico in riferimento ai materiali

METODO DEGLI STATI LIMITE

- 1) Le tensioni e le deformazioni seguono la legge di Hooke
- 2) I carichi considerati sono quelli reali
- 3) La limitazione delle tensioni, il controllo della fessurazione, la limitazione delle deformazioni, sono verifiche attinenti lo Stato Limite di Esercizio (SLE)
- 4) Le combinazioni di carico da considerare per gli Stati Limite sono inferiori a quelle delle Tensioni Ammissibili

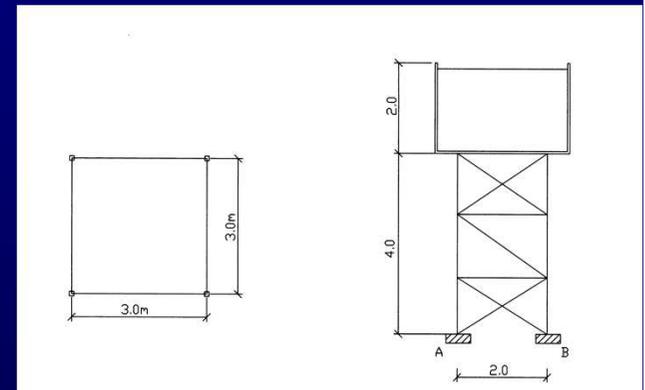
Vero Falso

Vero Falso

SCHEDA 3

Determinare le condizioni di carico che danno gli sforzi massimi nei pilastri "B" e minimi nei pilastri "A" a sostegno del serbatoio sopraelevato riportato in figura.

Il peso della struttura si può trascurare; per la neve si consideri un carico di $0,6\text{kN/m}^2$, per il vento $0,48\text{kN/m}^2$.



SCHEDA 2

I momenti agenti su un pilastro dovuti ai carichi, sono i seguenti:
 $M_{perm.}=30\text{kNm}$; $M_{accid.}=2\text{kNm}$; $M_{neve}=1\text{kNm}$.
Determinare il momento di progetto.

SCHEDA 1

METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI

1) Le tensioni e le deformazioni sono legate da una legge non lineare

Vero

Falso

2) Si tiene conto della probabilità della presenza contemporanea di più carichi accidentali moltiplicando gli stessi per dei coefficienti

3) Il valore caratteristico delle resistenze di calcolo è imposto dalla normativa

4) Il coefficiente di sicurezza è unico in riferimento ai materiali

METODO DEGLI STATI LIMITE

Vero

Falso

1) Le tensioni e le deformazioni seguono la legge di Hooke

2) I carichi considerati sono quelli reali

3) La limitazione delle tensioni, il controllo della fessurazione, la limitazione delle deformazioni, sono verifiche attinenti lo Stato Limite di Esercizio (SLE)

4) Le combinazioni di carico da considerare per gli Stati Limite sono inferiori a quelle delle Tensioni Ammissibili

SCHEDA 2

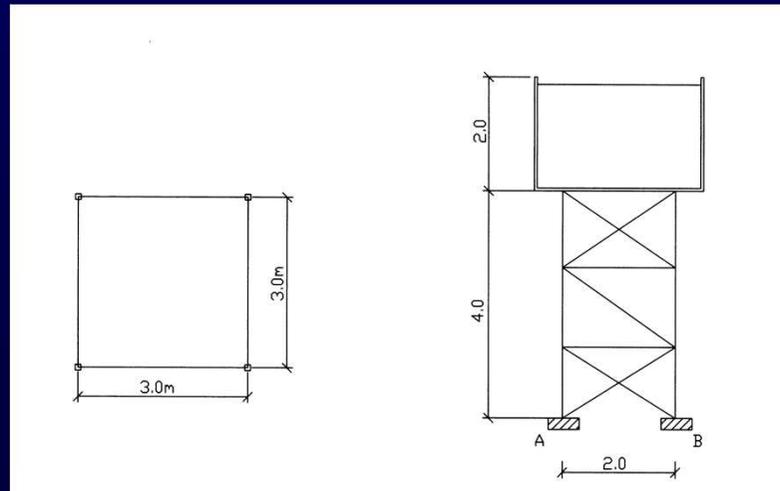
I momenti agenti su un pilastro dovuti ai carichi, sono i seguenti:
 $M_{perm.}=30\text{kNm}$; $M_{accid.}=2\text{kNm}$; $M_{neve}=1\text{kNm}$.
Determinare il momento di progetto

Soluzione.

$$M_d = 1,4 \cdot 30 + 1,5 \cdot 2 + 1,05 \cdot 1 = 45,15 \text{ kNm}$$

SCHEDA 3

Determinare le condizioni di carico che danno gli sforzi massimi nei pilastri "B" e minimi nei pilastri "A" a sostegno del serbatoio sopraelevato riportato in figura.
Il peso della struttura si può trascurare; per la neve si consideri un carico di $0,6\text{kN/m}^2$, per il vento $0,48\text{kN/m}^2$.



Soluzione

Analisi dei carichi:

-Carichi permanenti

acqua: $3 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 10 = 180kN$

-Carichi accidentali

neve: $3 \cdot 3 \cdot 0,60 = 5,40kN$

vento: $3 \cdot 2 \cdot 0,48 = 2,88kN$

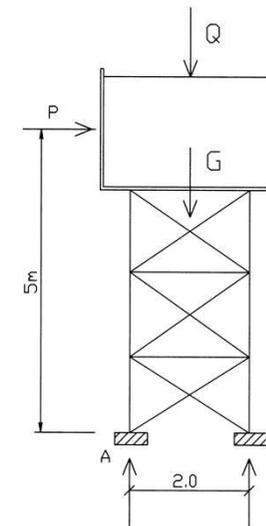
Pilastrì B

$$R_B = \frac{1,4 \cdot 180 + 1,5 \cdot 5,40}{4} + \frac{1,05 \cdot 2,88 \cdot 5}{2 \cdot 2} = 68,80kN$$

$$R_B = \frac{1,4 \cdot 180 + 1,05 \cdot 5,40}{4} + \frac{1,5 \cdot 2,88 \cdot 5}{2 \cdot 2} = 69,82kN$$

Pilastrì A

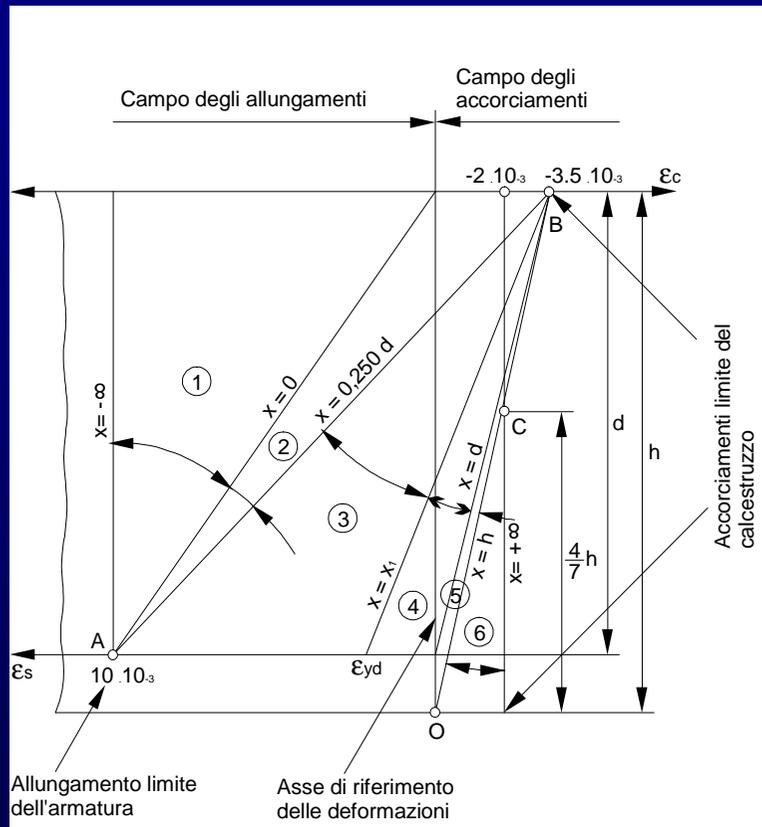
$$R_{Amin} = \frac{1,0 \cdot 180 + 0 \cdot 5,40}{4} - \frac{1,5 \cdot 2,88 \cdot 5}{2 \cdot 2} = 39,60kN$$



STATICA DEL CEMENTO ARMATO

Le ipotesi e convenzioni fondamentali su cui è basato il metodo agli Stati Limite, sono:

- a) Si considera il diagramma σ - ε non lineare, sia per il calcestruzzo che per l'acciaio, parabola-rettangolo per il primo e bilineare elastico perfettamente plastico per il secondo;
- b) Si ritiene valido il principio di conservazione delle sezioni piane, ovvero la variazione delle ε sull'altezza della sezione è lineare;
- c) Si ritiene che l'aderenza tra acciaio e calcestruzzo non venga mai meno ($\varepsilon_c = \varepsilon_s$), e che perciò i due materiali si comportino come solidali tra loro;
- d) Si conviene di trascurare la resistenza a trazione del calcestruzzo ($\sigma_{c, \text{traz.}} = 0$)



	DEFORMAZIONI SPECIFICHE		TIPO DI SOLLECITAZIONE	TIPO DI ROTTURA
	ACCIAIO	CALCESTRUZZO		
$x = -\infty$				
① $x = 0$	10‰	--	TRAZIONE SEMPLICE O COMPOSTA	MASSIMA DEFORMAZIONE ACCIAIO TESO
② $x = 0,250 d$	10‰	$0 \leq \epsilon_c \leq 3,5‰$	FLESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	MASSIMA DEFORMAZIONE ACCIAIO TESO
③ $x = x_1$	$10‰ < \epsilon_s \leq \epsilon_{yd}$	3,5‰	FLESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	SNERVAMENTO ACCIAIO E SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO
④ $x = d$	$\epsilon_{yd} < \epsilon_s \leq 0$	3,5‰	FLESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO
⑤ $x = h$	$(\epsilon_s < 0)$	3,5‰	FLESSIONE COMPOSTA	SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO
⑥ $x = +\infty$	$(\epsilon_s < 0)$	$2‰ \leq \epsilon_c \leq 3,5‰$	COMPRESSIONE SEMPLICE O COMPOSTA	SCHIACCIAMENTO CALCESTRUZZO E SNERVAMENTO ACCIAIO COMPRESSO

Diagramma di stato

SFORZO NORMALE CENTRATO

Nel calcolo di un pilastro si possono presentare due ordini di problemi:

- a) Note le dimensioni e le armature, verificare lo sforzo normale massimo
- b) Noto lo sforzo normale, progettare una idonea sezione.

CASO A – Dati : b x h, A_s; Incognite: N

Si scrive:

$$N = f_c^* \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_s = f_c^* \cdot \left(A_c + \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_c^*} \right) = f_c^* \cdot (A_c + n' \cdot A_s)$$

$$f_c^* = 0,7 \cdot \left(\frac{0,85 \cdot f_{ck}}{1,6} \right) = 0,37 f_{ck} = 0,31 R_{ck}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15}; \quad n' = \frac{f_{yd}}{f_c^*} = 30$$

Per cui:

$$N = f_c^* (A_c + n' A_s) = f_c^* \cdot A_{c,id}$$

CASO B – Dati : N; Incognite: bxh, As

Si scrive:

$$N = f_c^* \cdot (Ac + n' \cdot \alpha \cdot Ac)$$

$$\alpha = \frac{As}{Ac} \quad (\text{secondo l'Ordinanza } 1\% \leq \alpha \leq 4\%)$$

Si ricava:

$$Ac = \frac{N}{f_c^* \cdot (1 + n' \cdot \alpha)}; \quad As = \alpha \cdot Ac$$

Esercizio. Un pilastro a sezione quadrata 30x30 è armato con 4ø16; determinare lo sforzo normale massimo che può sopportare, sapendo che esso è formato con calcestruzzo di classe Rck30.

SOLUZIONE

Assunto $f_c^* = 9$ ed $n' = 30$, si ha :

$$N = 9 \cdot (300 \cdot 300 + 30 \cdot 4 \cdot 200) = 1026 \text{ kN}$$

Con le Tensioni Ammissibili

$$\sigma_c = 0,7 \cdot \left(6 + \frac{30 - 15}{4}\right) = 6,82 \text{ N/mm}^2, \quad n = 15$$

$$N = 6,82 \cdot (300 \cdot 300 + 15 \cdot 4 \cdot 200) = 696 \text{ kN}$$

Si ha:

$$\frac{1026}{696} \cong 1,47$$

Esercizio. Un pilastro in c.a. è soggetto ad uno sforzo normale centrato dovuto ai carichi permanenti $N_g=500$ kN ed ai carichi accidentali $N_q=600$ kN. Calcolare A_c ed A_s in modo che l'area dell'acciaio sia l'1% di quella del calcestruzzo di classe Rck25

SOLUZIONE

$$\alpha = \frac{A_c}{A_s} = 0,01; \quad f_c^* = 8 \text{ N/mm}^2; \quad n' = 30$$

$$N = 1,4 \cdot 500 + 1,5 \cdot 600 = 1600 \text{ kN}$$

Per cui si ha :

$$A_c = \frac{1600 \cdot 10^3}{8 \cdot (1 + 30 \cdot 0,01)} = 153846 \text{ mm}^2; \quad A_s = 0,01 \cdot A_c = 1538 \text{ mm}^2$$

Si può assumere per il pilastro una sezione quadrata 40x40cm (160000 mm²)
Armata con 8Ø16 (1600 mm²)

Se si fosse adoperato il metodo delle Tensioni Ammissibili, si sarebbe avuto:

$$N = 500 + 600 = 1100 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 0,7 \cdot \left(6 + \frac{25 - 15}{4}\right) = 5,95 \text{ N/mm}^2$$

$$n = 15; \quad \alpha = 0,01$$

per cui

$$A_c = \frac{1100 \cdot 10^3}{5,95 \cdot (1 + 15 \cdot 0,01)} = 160760 \text{ mm}^2; \quad A_s = 0,01 \cdot A_c = 1607 \text{ mm}^2$$

A cui corrisponde una sezione 40x40 ed una armatura 8 ϕ 16

FLESSIONE RETTA

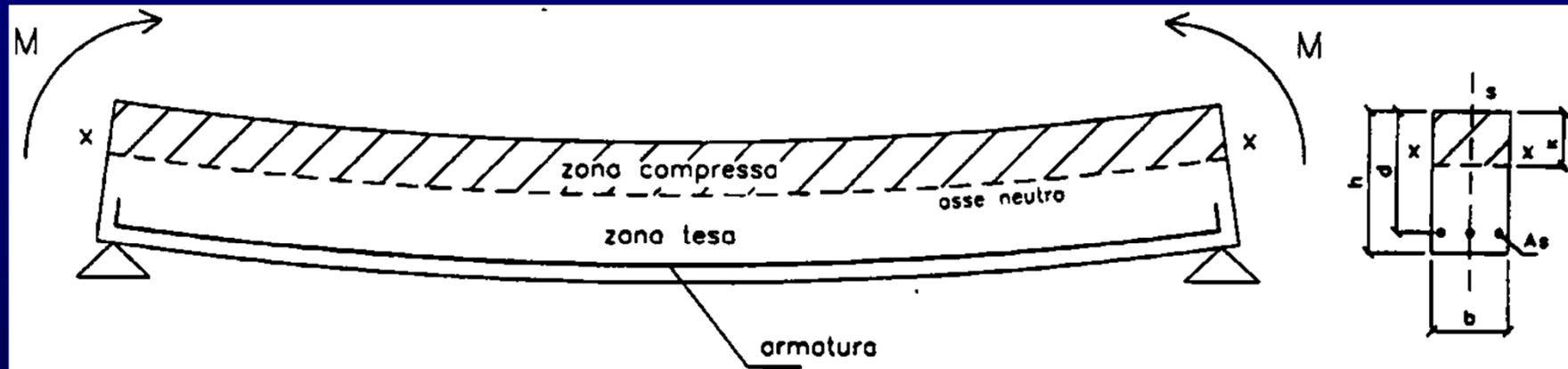


Fig. 3.1 – Trave sollecitata a flessione retta

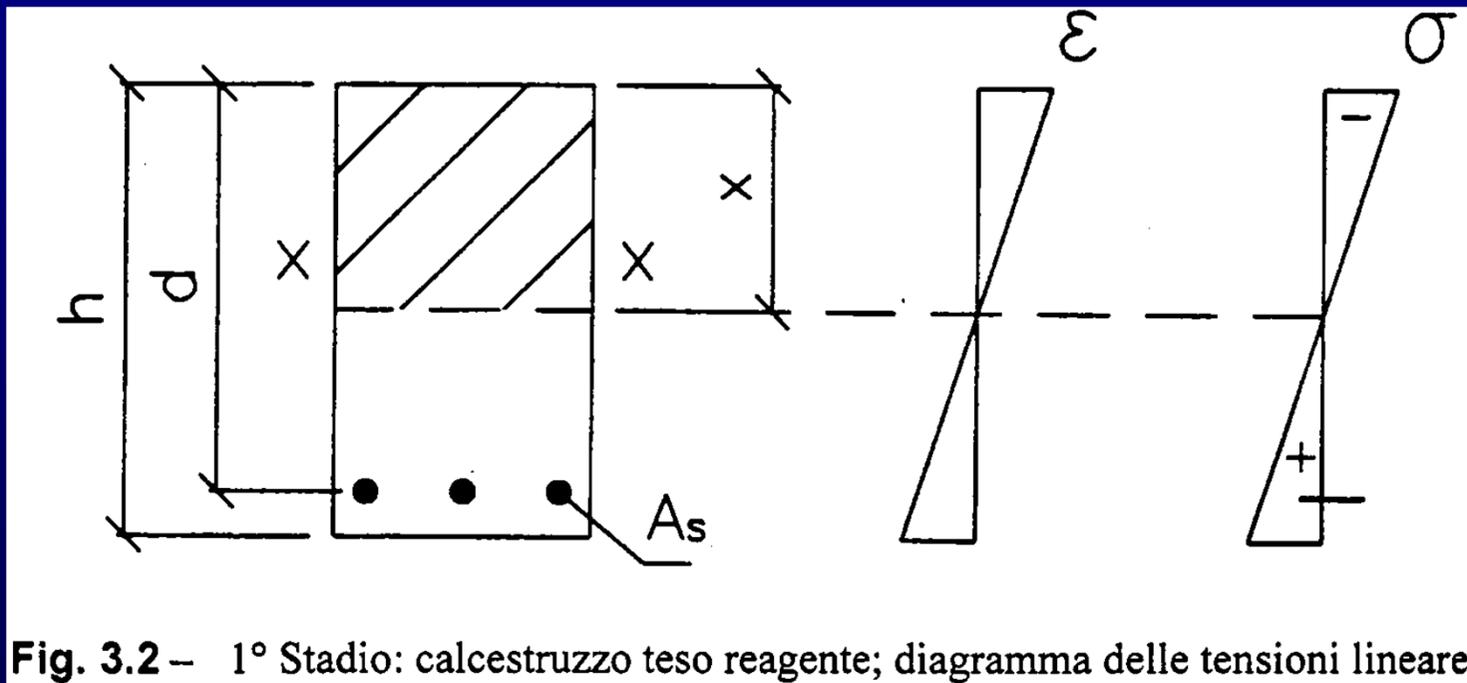


Fig. 3.2 – 1° Stadio: calcestruzzo teso reagente; diagramma delle tensioni lineare

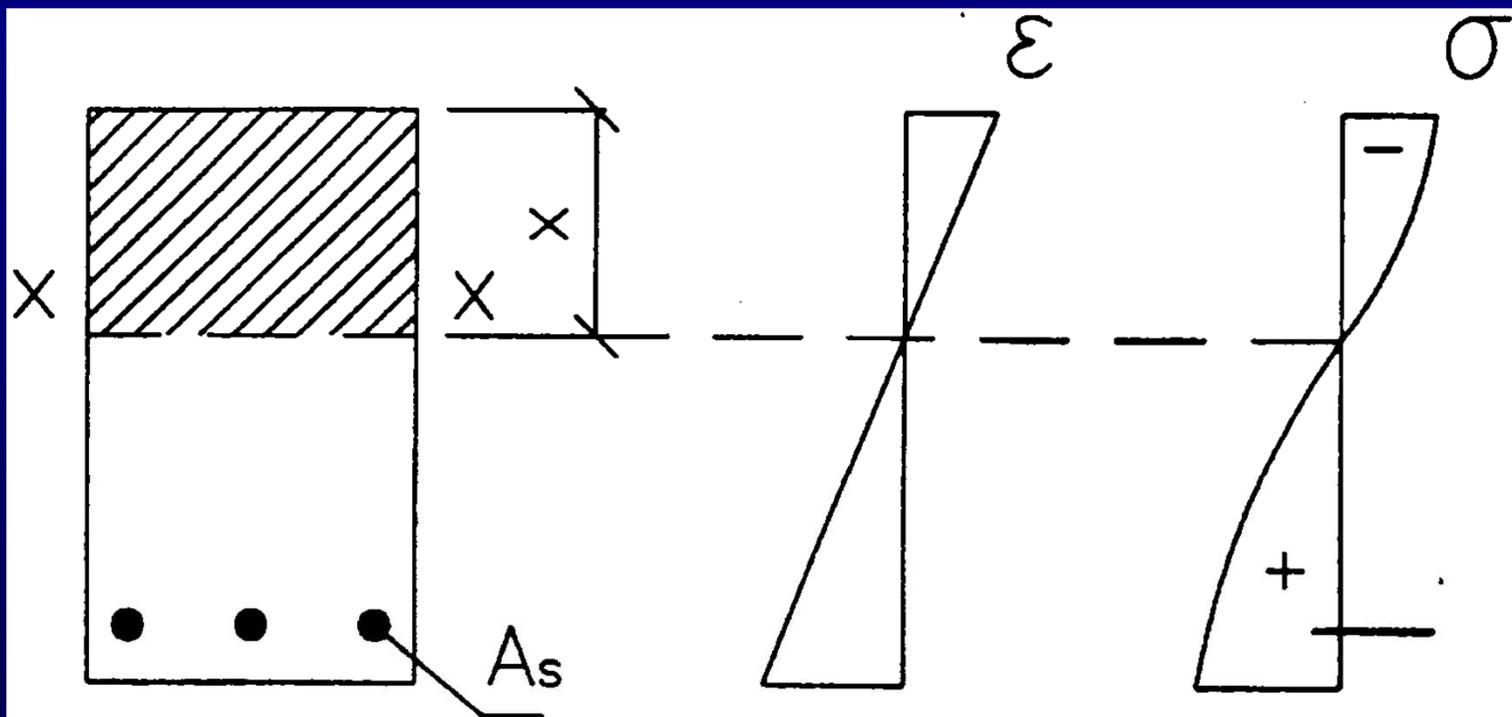


Fig. 3.3 – 2° Stadio: calcestruzzo teso reagente; diagramma delle tensioni non lineare.

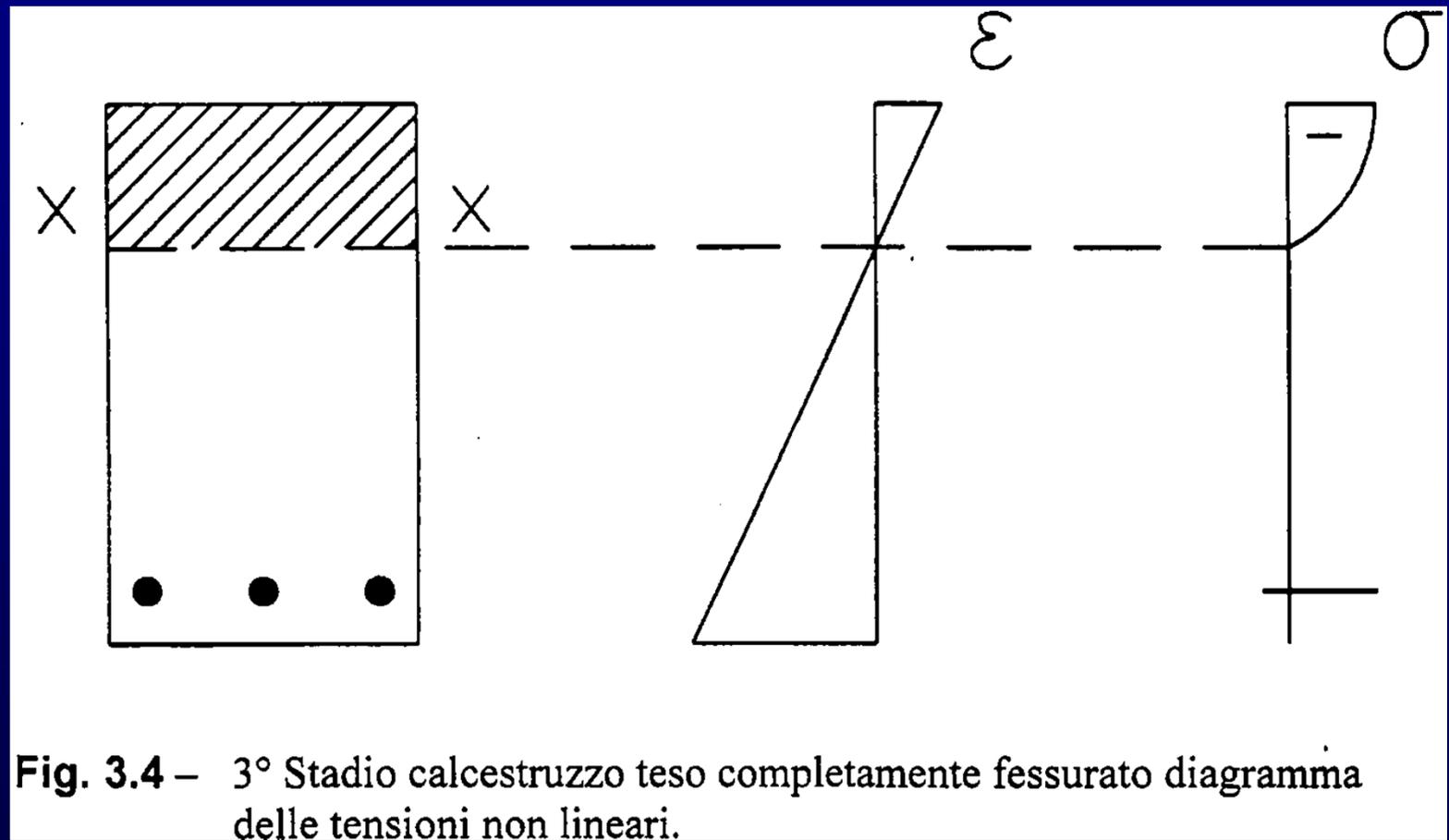
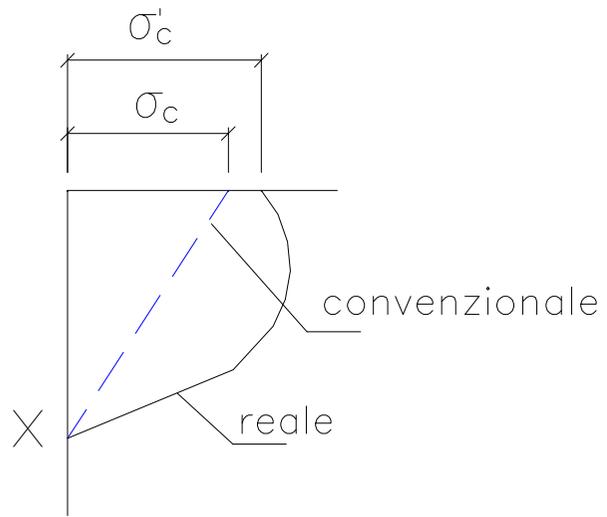
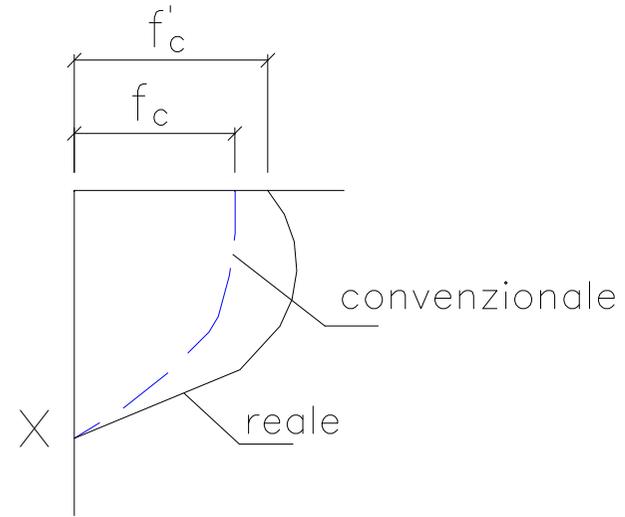


Fig. 3.4 – 3° Stadio calcestruzzo teso completamente fessurato diagramma delle tensioni non lineari.



a) Tensioni Ammissibili



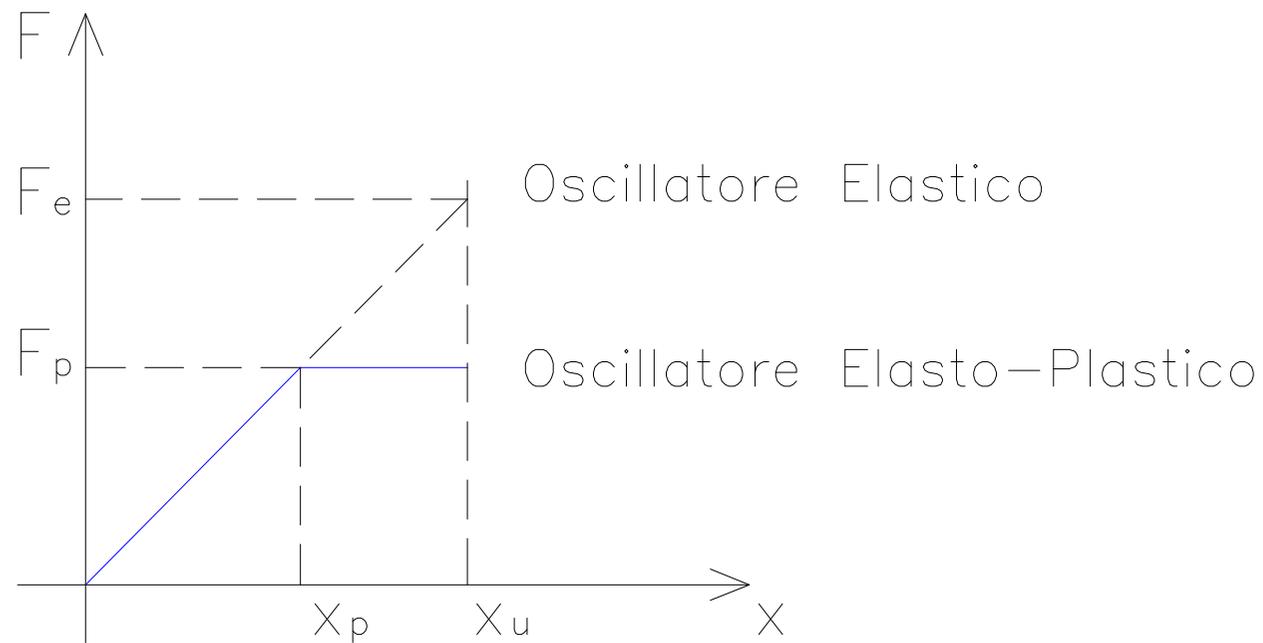
b) Stati Limite

Diagrammi delle tensioni a rottura del calcestruzzo

Per una corretta progettazione di una struttura si dovrà garantire una rottura di tipo duttile, questo perché:

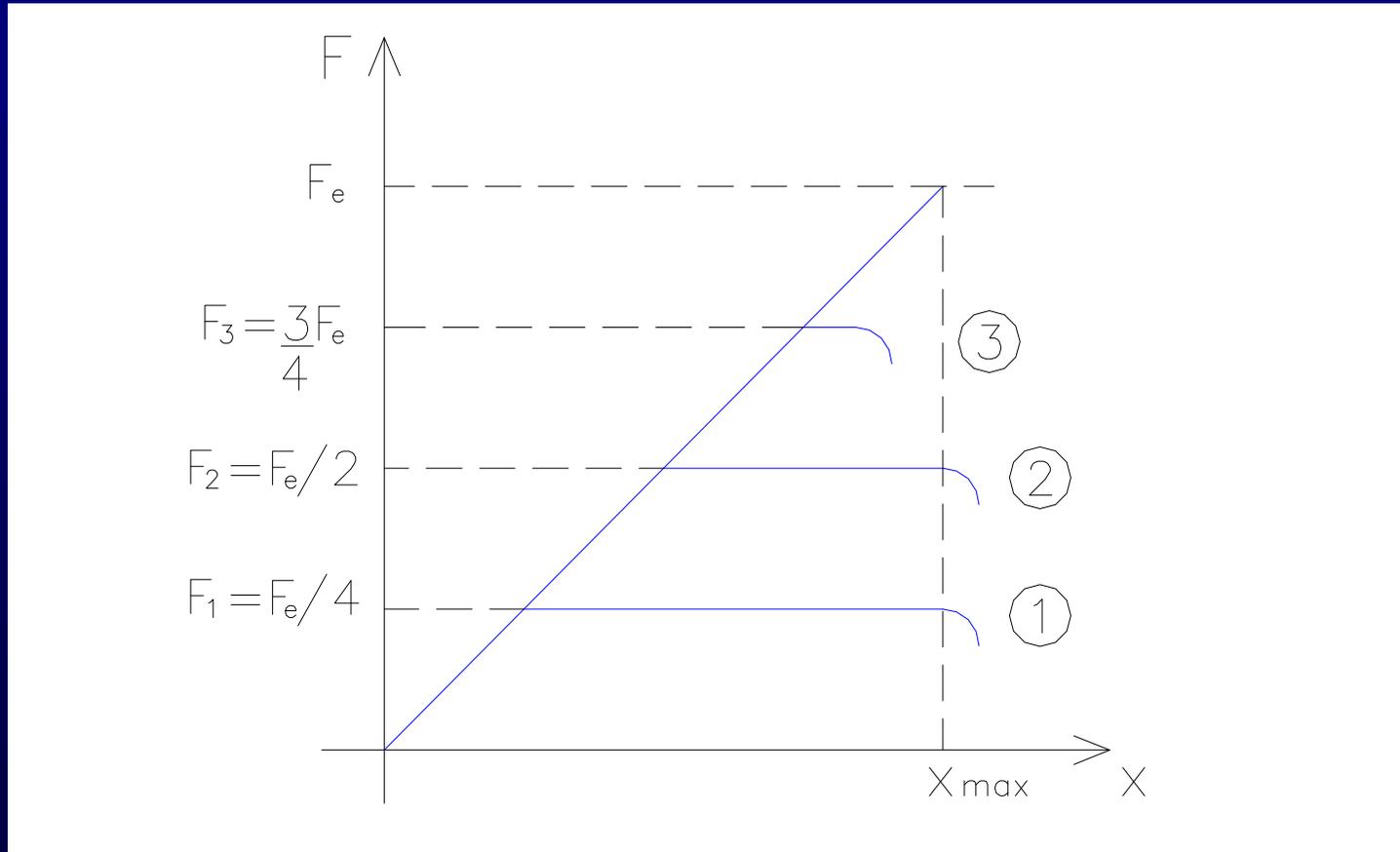
- a) la rottura fragile avviene improvvisamente senza segni premonitori che consentirebbero di prendere gli opportuni provvedimenti (puntellamento, sgombero, ecc.);
- b) nelle strutture iperstatiche, la duttilità delle sezioni consente la formazione delle cosiddette “cerniere plastiche” che permettono una redistribuzione dei momenti flettenti rispetto all’analisi elastica iniziale, questa redistribuzione è prevista dall’EC2 anche in assenza di cerniere plastiche;
- c) in zona sismica la duttilità è un fattore importantissimo che consente di dissipare energia cinetica, prevenendo quindi un crollo rovinoso di tipo fragile.

SUL CONCETTO DI DUTTILITA'

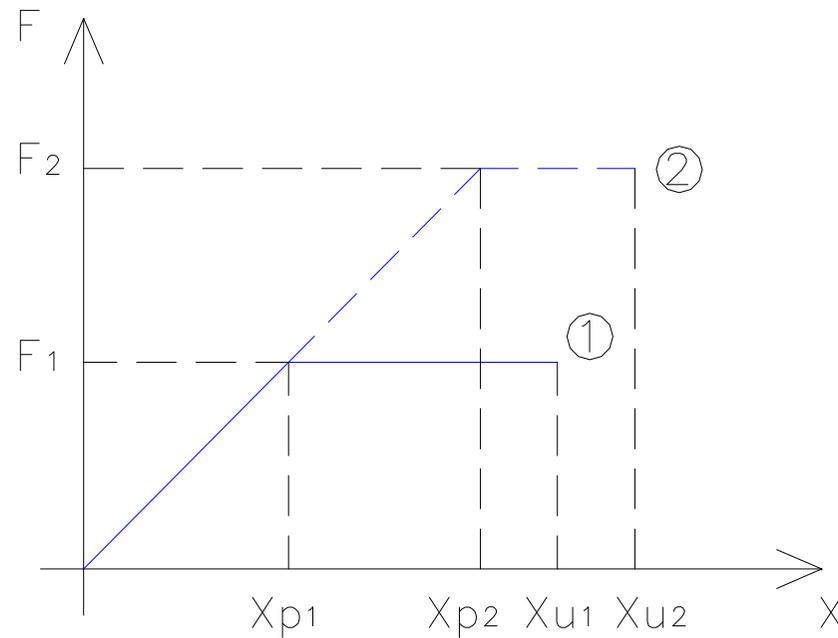


$$\text{DUTTILITA}' = \mu = X_u / X_p = F_e / F_p$$

Forze (o carichi) di progetto in funzione dello spostamento massimo richiesto e della duttilità.



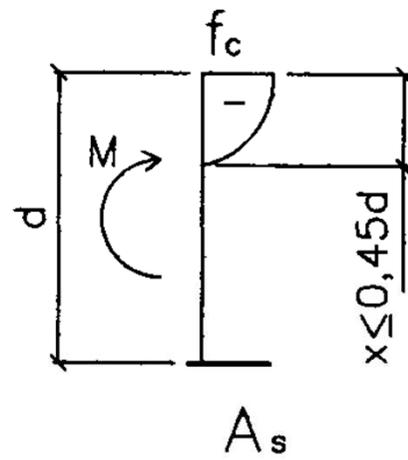
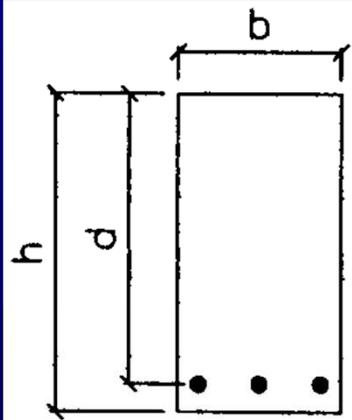
DUTTILITA' - RESISTENZA - SICUREZZA



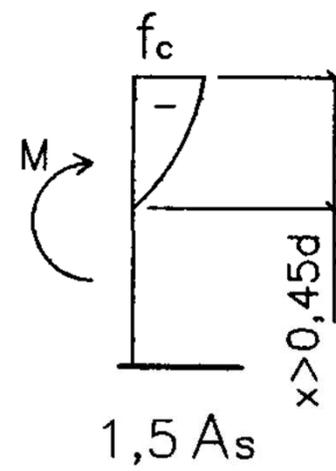
$$\mu_1 = X_{u1} / X_{p1}; \quad \mu_2 = X_{u2} / X_{p2}$$

$$X_{u2} > X_{u1}$$

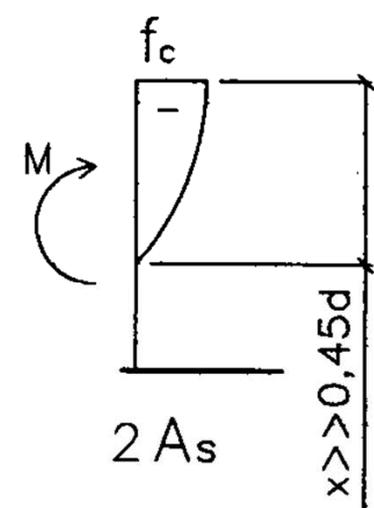
$$\mu_2 < \mu_1$$



a)



b)



c)

Sezione rettangolare con armatura semplice. Calcolo di verifica

Dati: $b \times h$, A_s , M_d . - Incognite: M_r
Verificare $M_d \leq M_r$

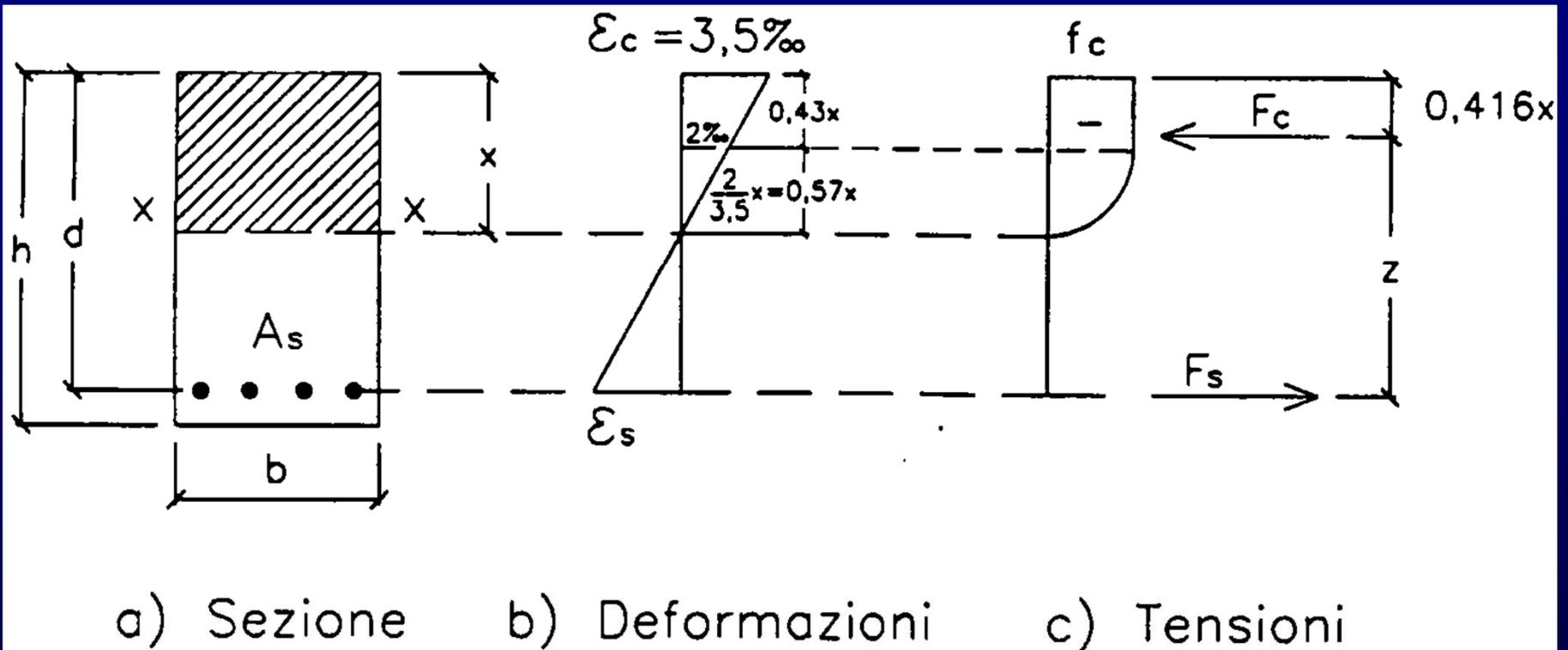
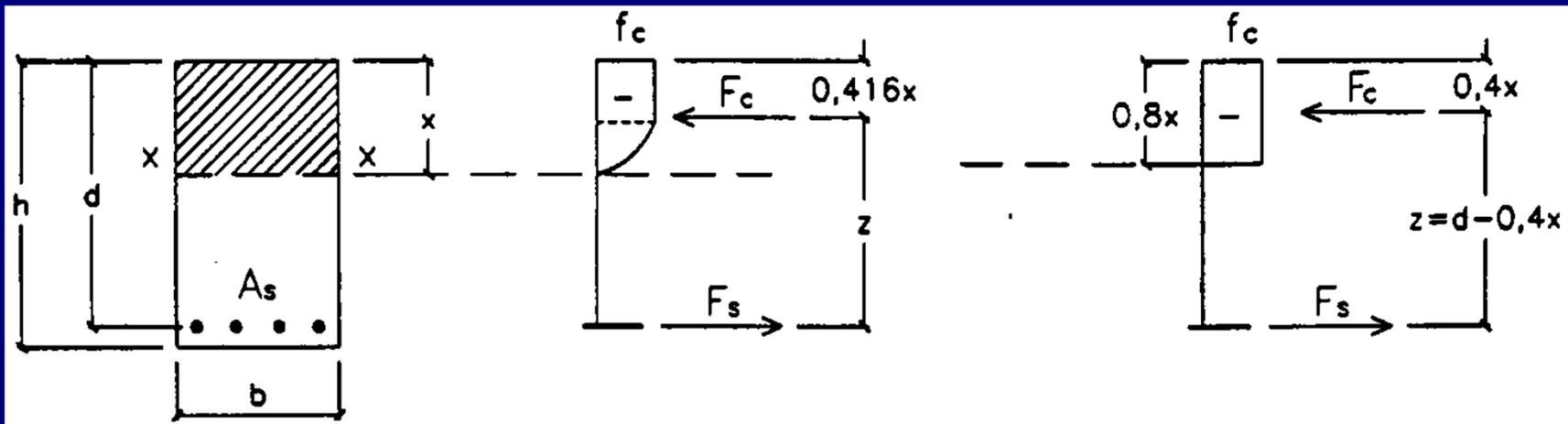


Fig. 3.7 – Stato limite ultimo della sezione

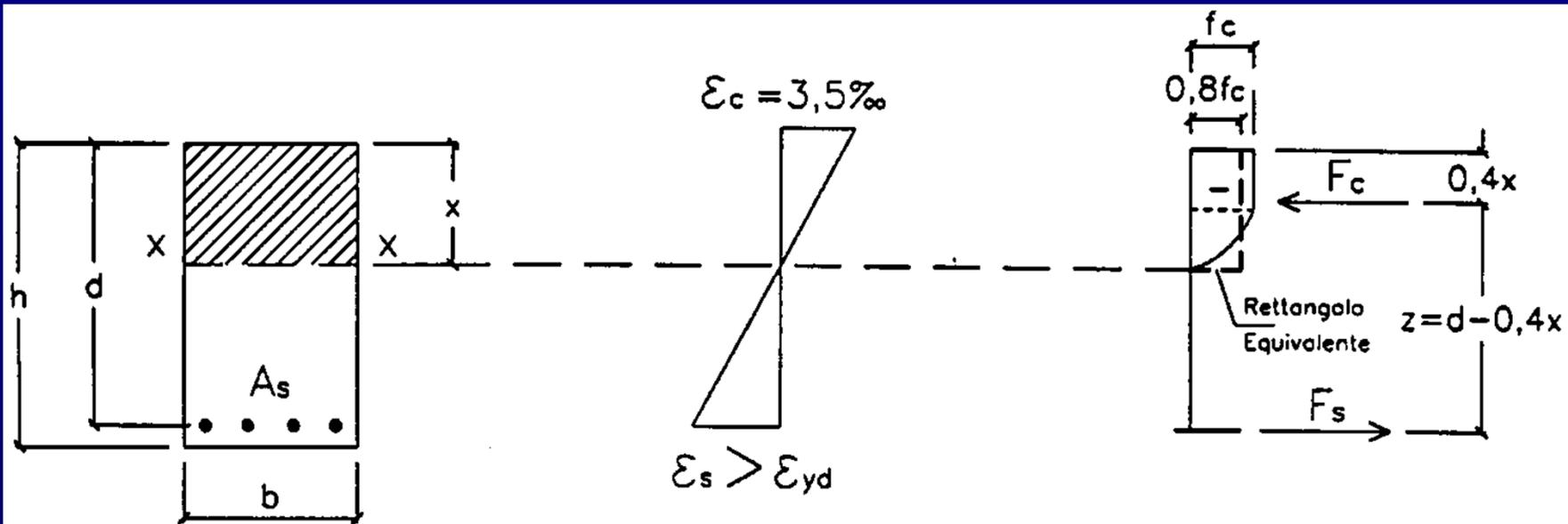


a) Sezione

b) Parabola-rettangolo

c) Rettangolo equivalente

Fig. 3.9



a) Sezione

b) Deformazioni

c) Tensioni semplificate

Fig. 3.10 –Diagrammi di calcolo considerati

a) *determinazione posizione asse neutro*

imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali interne, si ha:

$$F_c = F_s$$

ovvero

$$0,8 \cdot f_c \cdot b \cdot x = f_{yd} \cdot A_s$$

da cui

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{0,8 \cdot f_c \cdot b}$$

b) *determinazione delle forze interne*

$$F_c = 0,8 \cdot f_c \cdot b \cdot x$$

$$F_s = f_{yd} \cdot A_s$$

c) *determinazione del momento resistente*

$$M_r = F_c \cdot (d - 0,4 \cdot x) \quad \text{ovvero} \quad M_r = F_s \cdot (d - 0,4 \cdot x)$$

$$M_d \leq M_{r_{\min}}$$

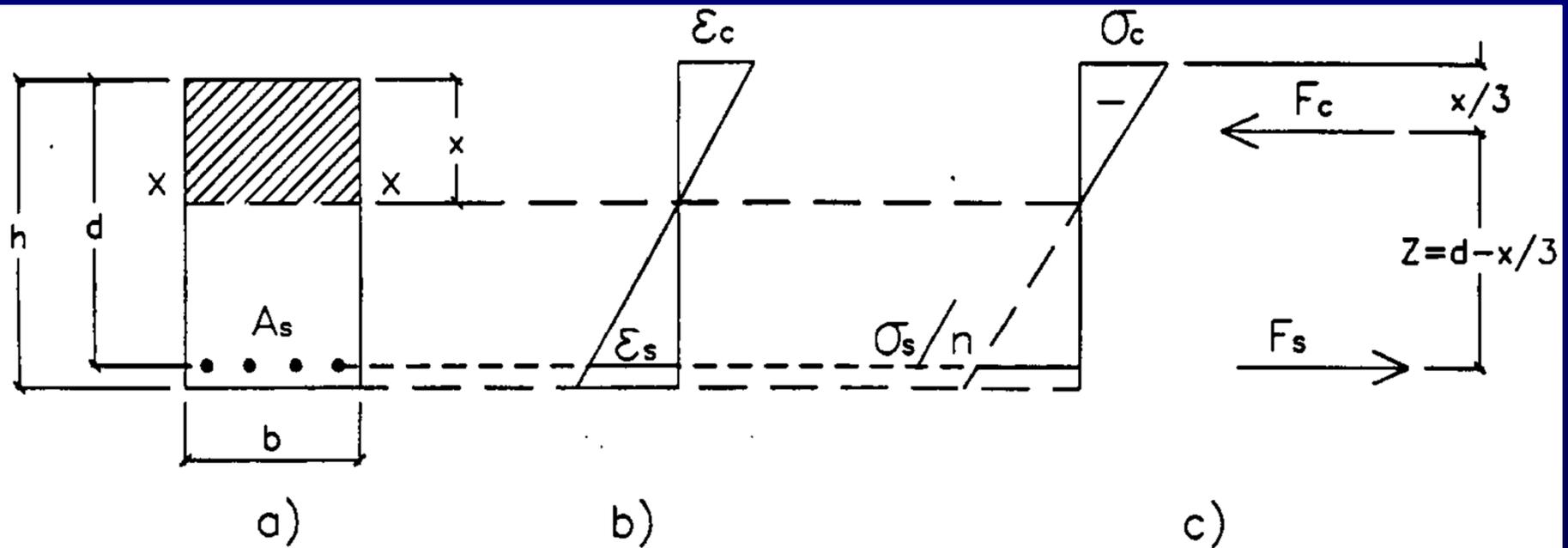


Fig. 3.11 – Diagrammi delle tensioni e delle deformazioni metodo delle tensioni ammissibili.

a) *determinazione posizione asse neutro*

$$F_c = F_s$$

ovvero

$$\frac{1}{2} \cdot \sigma_{c_{amm}} \cdot b \cdot x = \sigma_{s_{amm}} \cdot A_s$$

da cui

$$x = 2 \cdot \frac{\sigma_{s_{amm}} \cdot A_s}{\sigma_{c_{amm}} \cdot b}$$

la formula classica riportata in letteratura è la seguente:

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right)$$

b) *determinazione delle forze interne*

$$F_c = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{c_{amm}} \cdot b \cdot x$$

$$F_s = \sigma_{s_{amm}} \cdot A_s$$

c) *determinazione del momento resistente*

$$M_r = F_c \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right) \quad \text{ovvero} \quad M_r = F_s \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right)$$

assumendo il valore minore.

$$M_d \leq M_{r_{\min}}$$

Esercizio 1. Una trave in cemento armato di sezione $30 \times 50 \text{ cm}$, armata con $4\phi 16$ (fig. 3.12) debba sopportare un momento di servizio dovuto ai carichi permanenti $M_G = 45 \text{ KNm}$ ed uno dovuto ai carichi accidentali $M_Q = 22 \text{ KNm}$. Verificare la trave sapendo che la classe di calcestruzzo adottata è $R_{ck} 25$ e l'acciaio è FeB44K.

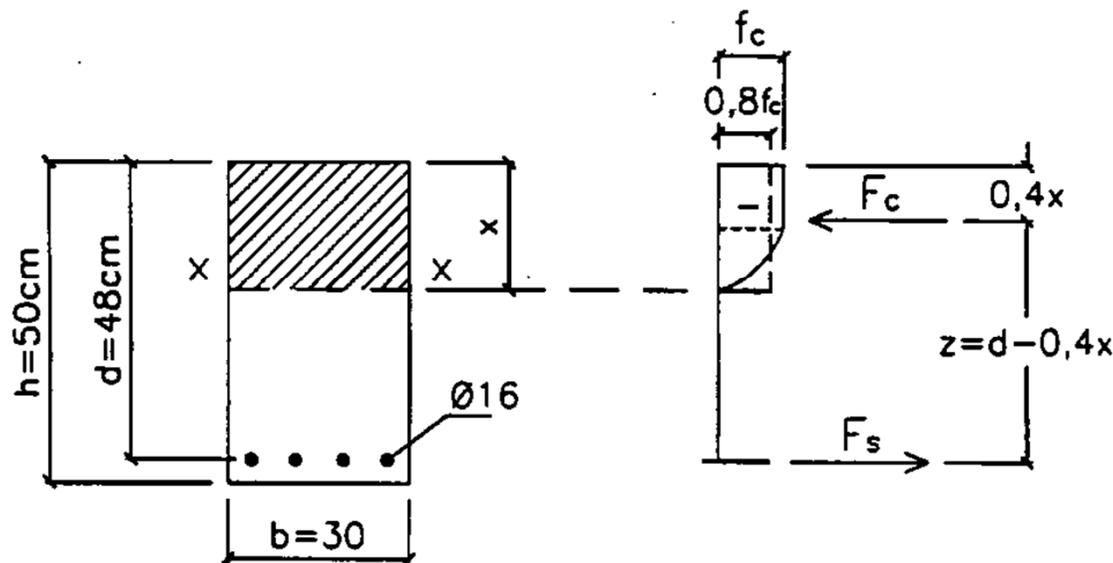


Fig. 3.12

SOLUZIONE

Il momento di calcolo sarà

$$M = 1,4 \cdot 45 + 1,5 \cdot 22 = \underline{96 \text{ KNm}}$$

l'asse neutro

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{0,8 \cdot f_c \cdot b}$$

dove

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{430}{1,15} = 374 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = 4 \cdot 200 = 800 \text{ mm}^2$$

$$f_c = 0,44 \cdot R_{ck} = 0,44 \cdot 25 = 11 \text{ N/mm}^2$$

per cui

$$x = \frac{374 \cdot 800}{0,8 \cdot 11 \cdot 300} = 113 \text{ mm}$$

si nota che

$$\frac{x}{d} = \frac{113}{480} = 0,23 < 0,45.$$

$$F_c = 0,8 \cdot f_c \cdot b \cdot x = 0,8 \cdot 11 \cdot 300 \cdot 113 = 298320 \text{ N}$$

$$F_s = f_{yd} \cdot A_s = 374 \cdot 800 = 299200 \text{ N}$$

si assume il valore più piccolo, per cui si avrà

$$M_r = F_c \cdot z = 298320 \cdot (480 - 0,4 \cdot 113) \cong \underline{130 \text{ KNm}}$$

Essendo

$$M = 96 \text{ KNm} < M_r = 130 \text{ KNm}$$

la verifica è soddisfatta.

Se si fossero applicate le tensioni ammissibili, si sarebbe avuto:

$$M = 45 + 22 = \underline{67 \text{ KNm}}$$

l'asse neutro

$$x = \frac{2 \cdot \sigma_{f_{\text{max}}} \cdot A_s}{\sigma_{c_{\text{max}}} \cdot b}$$

dove

$$\sigma_{f_{\text{max}}} = 255 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = 800 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{c_{\text{max}}} = 6 + \frac{R_{\alpha} - 15}{4} = 8,5 \text{ N/mm}^2$$

per cui

$$x = \frac{2 \cdot 255 \cdot 800}{8,5 \cdot 300} = \underline{160 \text{ mm}}$$

applicando invece la formula classica, si ha

$$x = \frac{15 \cdot 800}{300} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 300 \cdot 480}{15 \cdot 800}} \right) = \underline{160 \text{ mm}}$$

si ricava

$$F_c = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{c_{\text{max}}} \cdot b \cdot x = \frac{1}{2} \cdot 8,5 \cdot 300 \cdot 160 = 204000 \text{ N}$$

$$F_s = \sigma_{f_{\text{max}}} \cdot A_s = 255 \cdot 800 = 204000 \text{ N}$$

il momento resistente sarà

$$M_r = F_c \cdot (\text{o } F_s) \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right) = 204000 \cdot \left(480 - \frac{160}{3} \right) = \underline{87 \text{ KNm}}$$

per cui anche in questo caso, si ha

$$M = 67 \text{ KNm} < M_r = 87 \text{ KNm}$$

la verifica è soddisfatta.

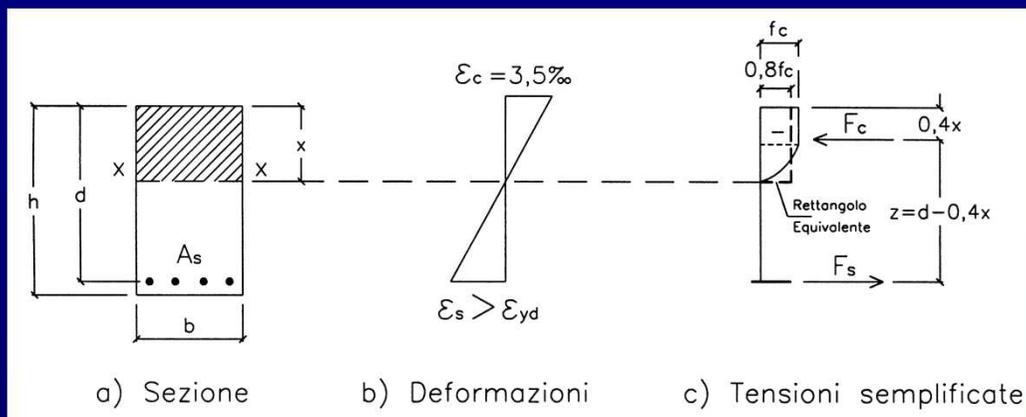
Inoltre si osserva che

$$\frac{M_{r(S.L.)}}{M_{r(T.A.)}} = \frac{130}{87} = \underline{1,49}$$

che è circa pari al coefficiente parziale medio applicato ai carichi nel metodo agli stati limite. In definitiva i due metodi danno lo stesso risultato.

Sezione rettangolare con armatura semplice – Calcolo di progetto

Dati: M_d , b . - Incognite: x , d , A_s .



$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d - x}$$

$$\varepsilon_c \cdot d - \varepsilon_c \cdot x = \varepsilon_s \cdot x$$

$$\varepsilon_c \cdot d = x \cdot (\varepsilon_c + \varepsilon_s)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \cdot d$$

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} = K$$

$$x = K \cdot d$$

Si pone:

$$K = 0,30$$

Per l'equilibrio tra il momento esterno e quello interno, utilizzando lo sforzo di compressione F_c , si ha;

$$0,8 \cdot f_c \cdot b \cdot x \cdot (d - 0,4 \cdot x) = M$$

Posto $x=kd=0,30d$, si ha:

$$0,8 \cdot f_c \cdot b \cdot 0,30 \cdot d \cdot (d - 0,4 \cdot 0,30 \cdot d) = M$$

Ovvero:

$$0,21 \cdot f_c \cdot b \cdot d^2 = M$$

Da cui:

$$d = \sqrt{\frac{1}{0,21 \cdot f_c}} \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} \quad \text{posto } r^* = \sqrt{\frac{1}{0,21 \cdot f_c}}$$

si ha

$$d = r^* \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} \quad \leftarrow$$

Utilizzando lo sforzo di trazione F_s per l'equilibrio dei momenti, possiamo scrivere:

$$f_{yd} \cdot A_s \cdot (d - 0,4 \cdot x) = M$$

posto $x = 0,30 \cdot d$, si ha

$$f_{yd} \cdot A_s \cdot (d - 0,4 \cdot 0,30 \cdot d) = M$$

$$f_{yd} \cdot A_s \cdot 0,88 = M$$

da cui

$$A_s = \frac{M}{0,88 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Il valore da noi considerato nei calcoli, per semplicità e uniformità di trattazione con il metodo delle tensioni ammissibili, è:

$$A_s = \frac{M}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} \quad \leftarrow \leftarrow$$

questa formula riveste un ruolo importantissimo per un dimensionamento di massima. In definitiva i risultati ottenuti, sono:

$$x = K \cdot d, \quad d = r^* \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}, \quad A_s = \frac{M}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Il coefficiente r^* è riportato nella tabella 3.1 in funzione della classe di calcestruzzo.

Tabella 3.1

R_a	r'
20	0,736
25	0,658
30	0,600
35	0,556
40	0,520

Se si fosse applicato il metodo delle tensioni ammissibili, si sarebbe avuto:

$$x = s \cdot d, \quad d = r \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}, \quad A_s = \frac{M}{0,9 \cdot d \cdot \sigma_{s, \underline{\quad}}}$$

dove

$$s = \frac{n \cdot \sigma_c}{\sigma_s + n \cdot \sigma_c}$$

$$r = \frac{1}{\sqrt{\frac{\sigma_c \cdot s}{2} \cdot \left(1 - \frac{s}{3}\right)}}$$

Nella tabella 3.2 sono riportati i coefficienti s ed r in funzione della classe di calcestruzzo e del tipo di acciaio per $n = 15$.

Tabella 3.2

R_a	Fe B 38 K		Fe B 44 K	
	s	r	s	r
20	0,330	0,306	0,294	0,322
25	0,366	0,270	0,329	0,283
30	0,399	0,243	0,359	0,255
35	0,428	0,222	0,388	0,232
40	0,455	0,206	0,413	0,214

Esercizio 2. Progettare una trave a sezione rettangolare che debba sopportare un momento flettente dovuto ai carichi permanenti di 50 KNm ed uno dovuto ai carichi accidentali di 35 KNm essendo già fissata la base $b = 30 \text{ cm}$ la classe di calcestruzzo $R_{ck} 25$ e il tipo di acciaio Fe B 38 K.

SOLUZIONE

Si ha

$$M = 1,4 \cdot 50 + 1,5 \cdot 35 = 122,5 \text{ KNm}$$

dalla tabella 4.2 in corrispondenza di $R_{ck} 25$ si ricava

$$r^* = 0,658$$

da cui

$$d = r^* \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,658 \cdot \sqrt{\frac{122,5 \cdot 10^6}{300}} = 420 \text{ mm}$$

per l'armatura si avrà:

$$A_s = \frac{M}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{122,5 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 420 \cdot 326} = 994 \text{ mm}^2$$

Si può assumere una sezione 30×50 armata con $5\phi 16$ (1000 mm^2).

Se si fosse applicato il metodo delle tensioni ammissibili, si sarebbe avuto

$$d = r \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$$

dove

$$r = 0,27 \text{ (tabella 4.3)}$$

$$M = 50 + 35 = 85 \text{ KNm} = 85 \cdot 10^4 \text{ daNcm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

per cui

$$d = 0,27 \cdot \sqrt{\frac{85 \cdot 10^4}{30}} = 45,4 \text{ cm} = 454 \text{ mm}$$

per l'armatura si avrà

$$A_s = \frac{M}{0,9 \cdot d \cdot \sigma_{samm}} = \frac{85 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 454 \cdot 215} = 967 \text{ mm}^2$$

si può assumere una sezione 30x50 armata con 5 ϕ 16.

TAGLIO

Si definiscono:

V_{rd_1} resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio;

V_{rd_2} massima forza di taglio di calcolo che può essere sopportata senza rottura delle bielle compresse convenzionali di calcestruzzo;

V_{rd_3} forza di taglio di calcolo che può essere sopportata da un elemento con armatura a taglio;

V_{sd} taglio di calcolo (per CDA o CDB)

Non occorre armare a taglio (escluso i minimi di normativa) se:

$$V_{sd} < V_{rd_1}$$

Dove:

$$V_{Rd_1} = \left[\tau_{Rd} \cdot K \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot bw \cdot d$$

Dovrà essere:

$$V_{sd} < V_{rd2}$$

Dove

$$V_{Rd2} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot bw \cdot 0,9 \cdot d \quad v = 0,7 - f_{ck} / 200 \geq 0,5$$

$$\text{Per la CDA} \quad V_{sd} < V_{R1} = 15 \tau_{rd} b_w d$$

Si propongono le seguenti espressioni semplificate:

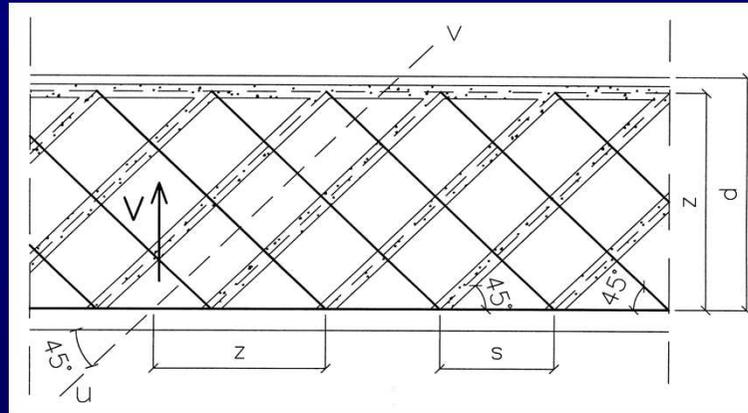
$$V_{Rd1} = \left(0,25 + \frac{R_{ck} - 15}{75} \right) \cdot bw \cdot 0,9 \cdot d$$

$$V_{Rd2} = \left(3,5 + \frac{R_{ck} - 15}{35} \right) \cdot bw \cdot 0,9 \cdot d$$

CALCOLO ARMATURA A TAGLIO

Se $V_{sd} > V_{rd1}$ occorre armare a taglio.

Ferri piegati



Traliccio di Morsch per i ferri piegati.

$$V = V_{rd3} = n \cdot f_{yd} \cdot A_s \cdot \sin 45^\circ$$

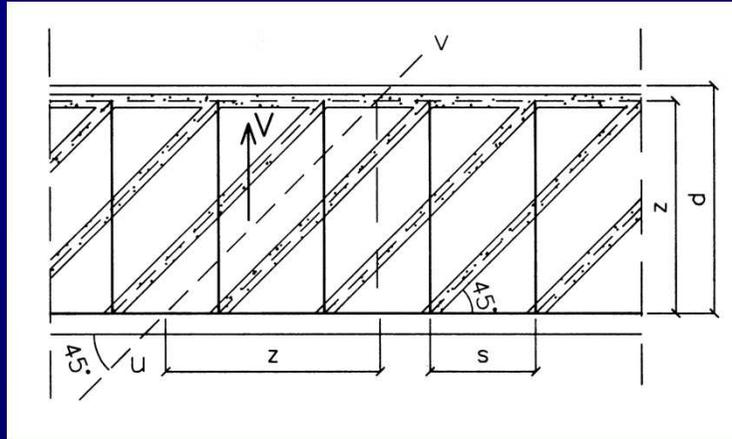
$$n = \frac{\overline{uv}}{s \cdot \sin 45^\circ} = \frac{z / \cos 45^\circ}{s \cdot \sin 45^\circ} = 2 \cdot \frac{z}{s}$$

$$V_{rd3} = 2 \cdot \frac{z}{s} \cdot f_{yd} \cdot A_s \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}$$

$$z = 0,9 \cdot d$$

$$V_{rd3} = \frac{A_s}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \sqrt{2}$$

STAFFE



Traliccio di Morsch per le staffe

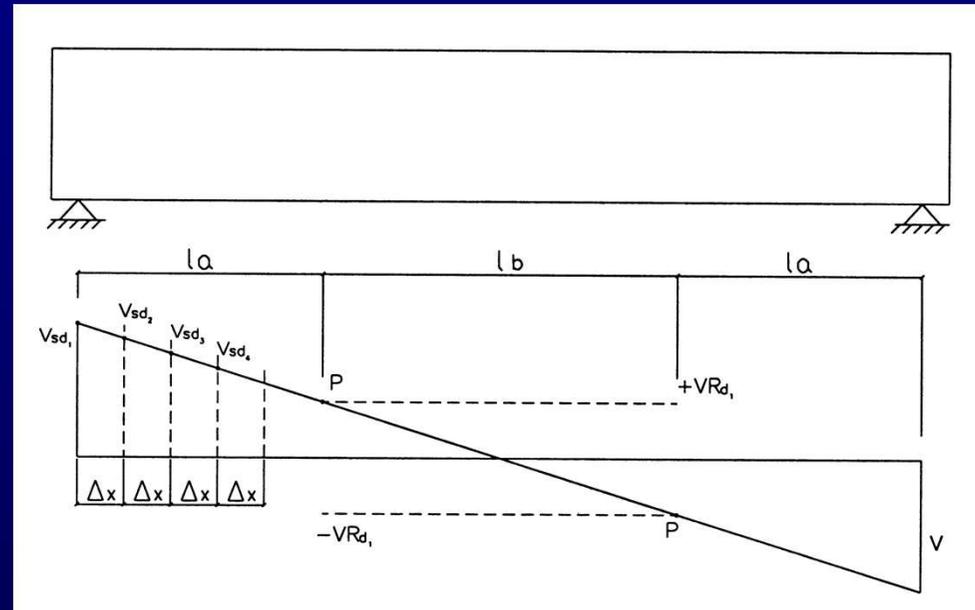
$$V = Vrd_3 = n \cdot f_{yd} \cdot A_s$$

$$n = \frac{z}{s} \cong \frac{0,9 \cdot d}{s}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15}$$

$$Vrd_3 = \frac{A_s}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd}$$

Per la distribuzione delle armature si fa riferimento alla figura.



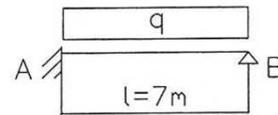
Esercizio 21. Una trave in cemento armato di luce 7 m e sezione 100×25 , incastrata da un lato e appoggiata dall'altro, debba portare un carico permanente di 10 KN/m e un carico accidentale di 5 KN/m .

Supposta la trave già verificata a flessione, determinare l'armatura a taglio, ipotizzando di utilizzare solo staffe.

Il calcestruzzo utilizzato è $R_{ck} 25$ mentre l'acciaio è $FeB38K$.

SOLUZIONE

Carico di progetto = $q = 1,4 \cdot 10 + 1,5 \cdot 5 = 21,5\text{ KN/m}$



$$V_A = \frac{5}{8} \cdot q \cdot l = \frac{5}{8} \cdot 21,5 \cdot 7 \cong 94\text{ KN}$$

$$V_B = \frac{3}{8} \cdot q \cdot l = \frac{3}{8} \cdot 21,5 \cdot 7 \cong 56\text{ KN}$$

Fig. 4.57 -Schema statico

La trave con il rispettivo diagramma di taglio, è riportata in fig. 4.58.

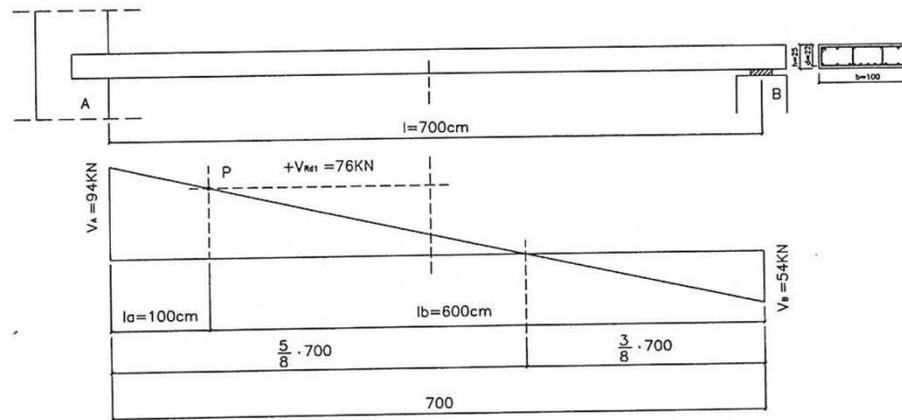


Fig. 4.58

I tagli limiti valgono (espressioni semplificate).

$$V_{Rd1} = \left(0,25 + \frac{R_{ck} - 15}{75} \right) \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d = \left(0,25 + \frac{25 - 15}{75} \right) \cdot 1000 \cdot 0,9 \cdot 220 = 75900\text{ N} \cong 76\text{ KN}$$

Essendo $V_{Rd1} > V_B$ si determinerà l'intersezione della retta V_{Rd1} con il diagramma del taglio solo dalla parte positiva di questo.

$$l_a = \frac{5}{8} \cdot l - \frac{V_{Rd1}}{V_A / \left(\frac{5}{8} \cdot l \right)} = \frac{5}{8} \cdot 700 - \frac{76}{94 / \left(\frac{5}{8} \cdot 700 \right)} \cong 84 \text{ cm}$$

si assumerà $\Delta_x = l_a \cong 100 \text{ cm}$.

Fissando $A_{sw} = 200 \text{ mm}^2$ (staffe $\text{Ø}8$ a 4 braccia) si ricava il passo s , ovvero:

$$s = \frac{A_{sw} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}}{V_A} = \frac{200 \cdot 0,9 \cdot 220 \cdot 326}{94 \cdot 10^3} = 137 \text{ mm} = 13,7 \text{ cm}$$

In base a quanto indicato in 4.5.2.1, l'armatura a taglio sarà così formata:

staffe $\text{Ø}8/10$ per 100 cm a destra dell'appoggio A

staffe $\text{Ø}8/10$ per 50 cm a sinistra dell'appoggio B

staffe $\text{Ø}8/18$ ($s \cong 0,8 \cdot d$) per il restante tratto

L'armatura così dimensionata è riportata in fig. 4.59

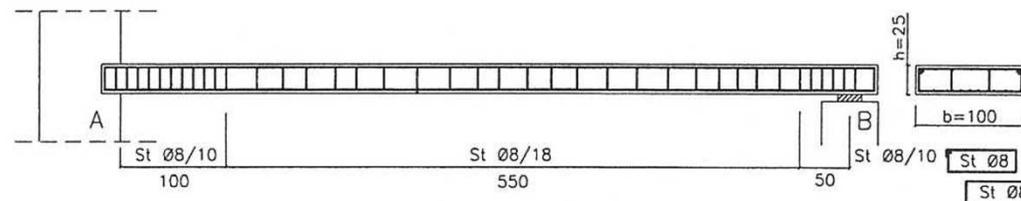


Fig. 4.59 – Armatura a taglio

SCHEDA 4

Un pilastro in cemento armato deve sopportare uno sforzo normale centrato dovuto ai carichi permanenti $N_g=600\text{kN}$ ed uno dovuto ai carichi accidentali $N_q=800\text{kN}$. Calcolare A_c ed A_s in modo che l'area dell'acciaio sia l'1% di quella del calcestruzzo, adoperando per questo un R_{ck} 30.

SCHEDA 5

	Vero	Falso
1) La rottura duttile avviene con lo snervamento dell'acciaio ed il successivo schiacciamento del calcestruzzo	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2) Per un edificio in zona sismica una maggiore duttilità comporta maggiori deformazioni e quindi maggiori danni	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3) A parità di sismicità si possono considerare azioni sismiche meno intense per un edificio che possieda maggiore duttilità rispetto ad un altro	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4) In genere la maggiore resistenza è indice di maggiore fragilità	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

SCHEDA 6

Determinare il momento resistente di una sezione in c.a. 30×60 armata con $5\phi 16$; il calcestruzzo utilizzato è R_{ck} 25, l'acciaio del tipo Feb38k.

SCHEDA 7

Progettare una trave in c.a. di base $b=30\text{cm}$ soggetta ad un momento dovuto ai carichi permanenti $M_g=100\text{kNm}$ ed uno dovuto ai carichi accidentali $M_q=50\text{kNm}$. Si supponga che la rottura sia di tipo duttile ipotizzando per la deformazione unitaria dell'acciaio i seguenti valori: $\epsilon_s=4,5/1000$; $\epsilon_s=10/1000$; applicando inoltre le formule semplificate per la flessione. Il calcestruzzo utilizzato è R_{ck} 25 e l'acciaio del tipo Feb44k

SCHEDA 4

Un pilastro in cemento armato deve sopportare uno sforzo normale centrato dovuto ai carichi permanenti $N_g=600\text{kN}$ ed uno dovuto ai carichi accidentali $N_q=800\text{kN}$. Calcolare A_c ed A_s in modo che l'area dell'acciaio sia l'1% di quella del calcestruzzo, adoperando per questo un R_{ck} 30.

Soluzione

$$\alpha = \frac{A_s}{A_c} = 0,01$$

$$N = 1,4 \cdot 600 + 1,5 \cdot 800 = 2040\text{kN}$$

$$f_c^* = 0,31 \cdot R_{ck} = 0,31 \cdot 30 = 9,5\text{N/mm}^2$$

$$n' = 30$$

$$A_c = \frac{N}{f_c^* \cdot (1 + n' \cdot \alpha)} = \frac{2040 \cdot 10^3}{9,3 \cdot (1 + 30 \cdot 0,01)} = 168734\text{mm}^2$$

$$A_s = 0,01 \cdot A_c = 1687\text{mm}^2$$

Si assume

$$B \times h = 45 \times 45 \text{cm} = 202500\text{mm}^2; A_s = 10\phi 16 \cong 2000\text{mm}^2$$

SCHEDA 5

	Vero	Falso
1) La rottura duttile avviene con lo snervamento dell'acciaio ed il successivo schiacciamento del calcestruzzo	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2) Per un edificio in zona sismica una maggiore duttilità comporta maggiori deformazioni e quindi maggiori danni	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3) A parità di sismicità si possono considerare azioni sismiche meno intense per un edificio che possieda maggiore duttilità rispetto ad un altro	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4) In genere la maggiore resistenza è indice di maggiore fragilità	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

SCHEDA 6

Determinare il momento resistente di una sezione in c.a. 30x60 armata con 5 ϕ 16; il calcestruzzo utilizzato è Rck 25, l'acciaio tipo Feb38k.

Soluzione

$$d = 60 - 3 = 57 \text{ cm}$$

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{0,8 \cdot f_c \cdot b} = \frac{326 \cdot 1000}{0,8 \cdot (0,44 \cdot 25) \cdot 300} = 123 \text{ mm}$$

$$F_c = 0,8 \cdot f_c \cdot b \cdot x = 0,8 \cdot (0,44 \cdot 25) \cdot 300 \cdot 123 = 324720 \text{ N}$$

$$F_s = f_{yd} \cdot A_s = 326 \cdot 1000 = 326000 \text{ N}$$

$$M_r = F_c \cdot z = 324720 \cdot (570 - 0,4 \cdot 123) = 169114 \text{ Nmm} \cong 169 \text{ kNm}$$

SCHEDA 7

Progettare una trave in c.a. di base $b=30\text{cm}$ soggetta ad un momento dovuto ai carichi permanenti $M_g=100\text{kNm}$ ed uno dovuto ai carichi accidentali $M_q=50\text{kNm}$. Si supponga che la rottura sia di tipo duttile ipotizzando per la deformazione unitaria dell'acciaio i seguenti valori: $\varepsilon_s=4,5/1000$; $\varepsilon_c=10/1000$; applicando inoltre le formule semplificate per la flessione. Il calcestruzzo utilizzato è Rck 25, l'acciaio tipo FeB44k

Soluzione

$$M = 1,4 \cdot 100 + 1,5 \cdot 50 = 215\text{kNm}$$

$$\varepsilon_s = 4,5\text{‰}$$

Calcolo d

$$x = k \cdot d$$

$$k = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} = \frac{3,5}{3,5 + 4,5} = 0,44 < 0,45$$

$$0,8 \cdot f_c \cdot b \cdot x \cdot (d - 0,4 \cdot x) = M$$

$$0,8 \cdot 0,44 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 0,44 \cdot d \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 215 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$957 \cdot d^2 = 215 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$d = \sqrt{\frac{215 \cdot 10^6}{957}} \cong 474\text{mm}$$

Calcolo A_s

$$f_{yd} \cdot A_s \cdot (d - 0,4 \cdot x) = M$$

$$374 \cdot A_s \cdot (474 - 0,4 \cdot 208) = 215 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$146159 \cdot A_s = 215 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$A_s = \frac{215 \cdot 10^6}{146159} = 1471 \text{ mm}^2$$

si può assumere una sezione 30x50 armata con 5 Φ 20 ($A_s=1570\text{mm}^2$)

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

Calcolo d

$$x = k \cdot d$$

$$k = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} = \frac{3,5}{3,5 + 10} = 0,26 < 0,45$$

$$0,8 \cdot f_c \cdot b \cdot x \cdot (d - 0,4 \cdot x) = M$$

$$0,8 \cdot 0,44 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 0,26 \cdot d \cdot (d - 0,4 \cdot 0,26d) = 215 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$615 \cdot d^2 = 215 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$d = \sqrt{\frac{215 \cdot 10^6}{615}} \cong 591 \text{ mm} \quad x = 0,26 \cdot 591 = 154 \text{ mm}$$

Calcolo A_s

$$f_{yd} \cdot A_s \cdot (d - 0,4 \cdot x) = M$$

$$374 \cdot A_s \cdot (591 - 0,4 \cdot 154) = 215 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$197995 \cdot A_s = 215 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$A_s = \frac{215 \cdot 10^6}{197995} = 1085 \text{ mm}^2$$

si può assumere una sezione 30x65 armata con 4 Φ 20 ($A_s=1256\text{mm}^2$)

3) Formule semplificate

$$d = r \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,658 \cdot \sqrt{\frac{215 \cdot 10^6}{300}} = 557 \text{ mm}$$

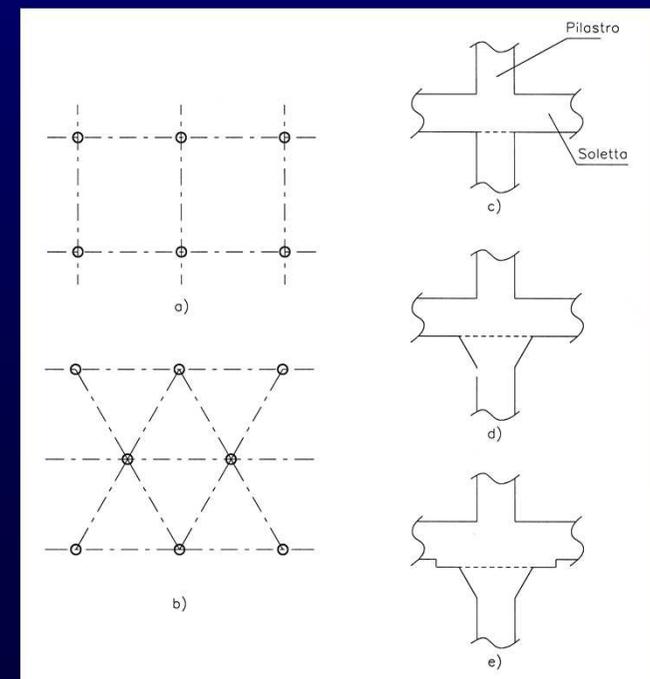
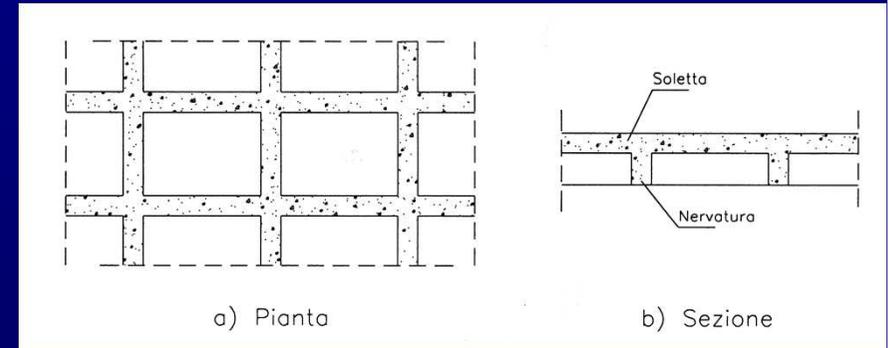
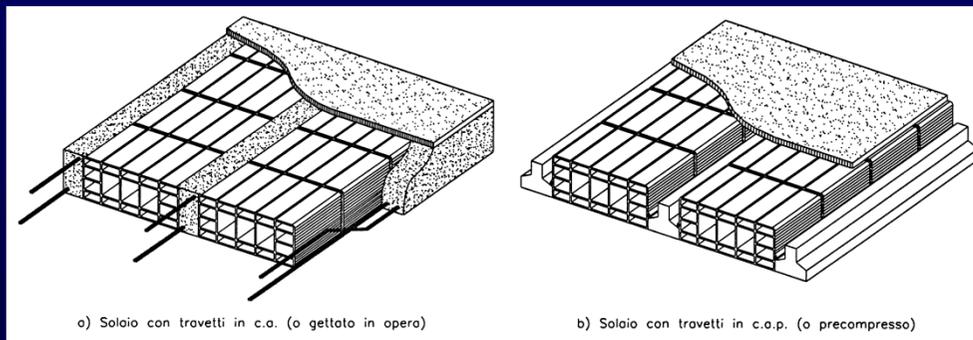
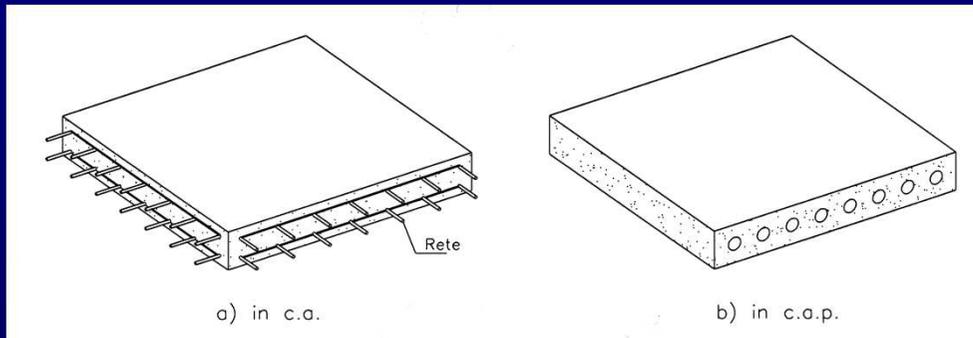
$$A_s = \frac{M}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{215 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 557 \cdot 374} = 1146 \text{ mm}^2$$

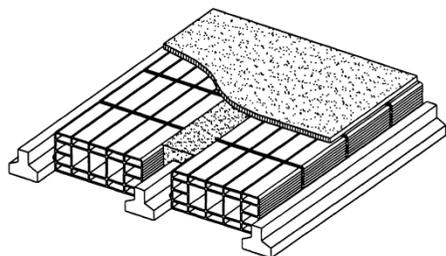
sezione 30x60, armatura 5 Φ 20

ELEMENTI STRUTTURALI (Cenni)

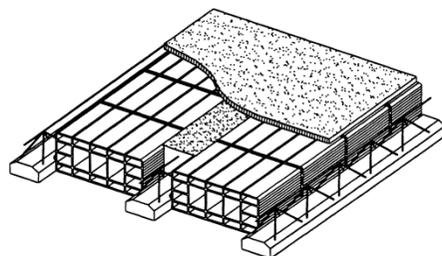
SOLAI

Tipologie

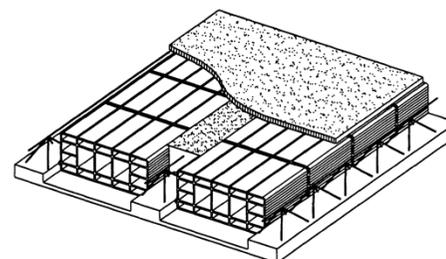




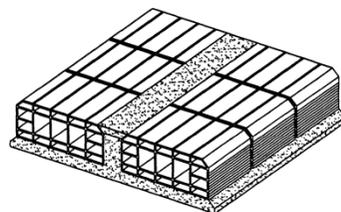
a) Soloio a travetti in calcestruzzo precompresso e blocchi in laterizio



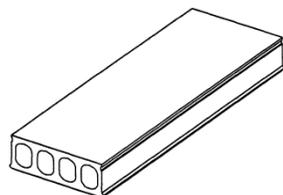
b) Soloio a travetti tralicciati in calcestruzzo precompresso e blocchi in laterizio



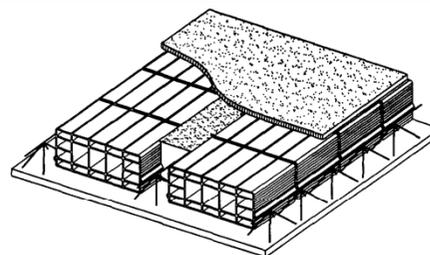
c) Lastre in calcestruzzo precompresso a tre tralicci e blocchi in laterizio



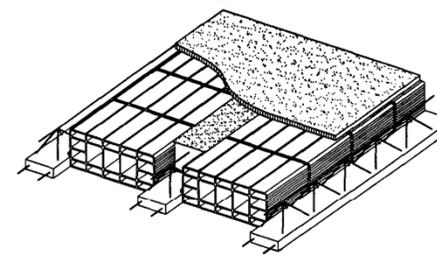
d) Pannello in latero - cemento con suola in calcestruzzo precompresso



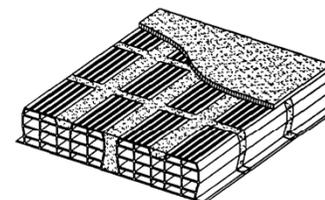
e) Pannelli alveolari in cemento armato precompresso



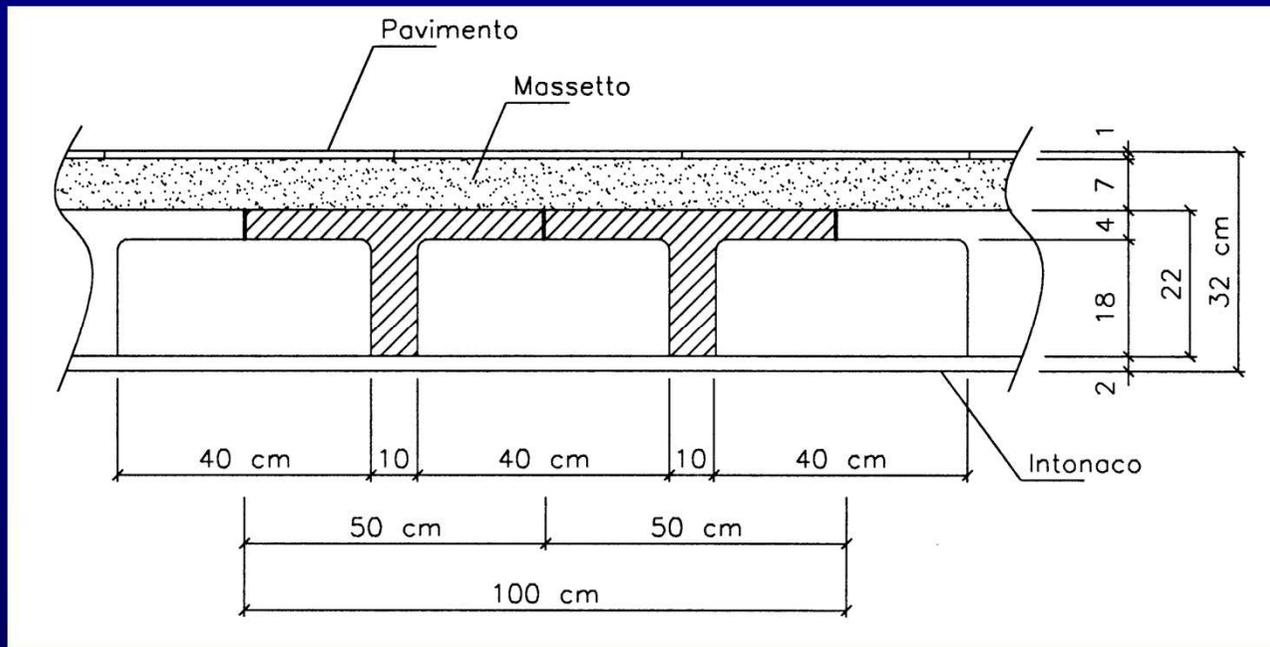
a) Lastre tralicciate ad armatura lenta e blocchi di laterizio (predalle)



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

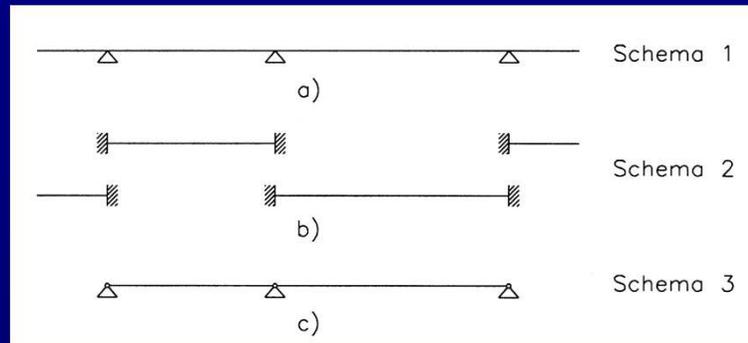


c) Pannello in latero-cemento ad armatura ordinaria



Sezione tipo di solaio gettato in opera.

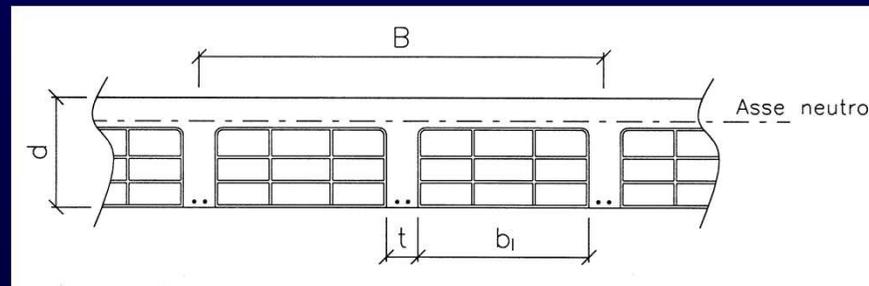
Schemi di calcolo



Verifiche

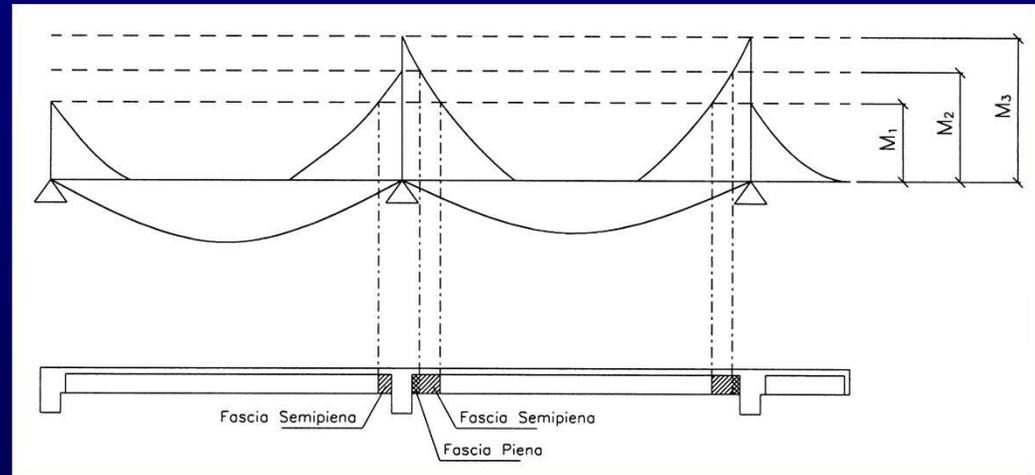
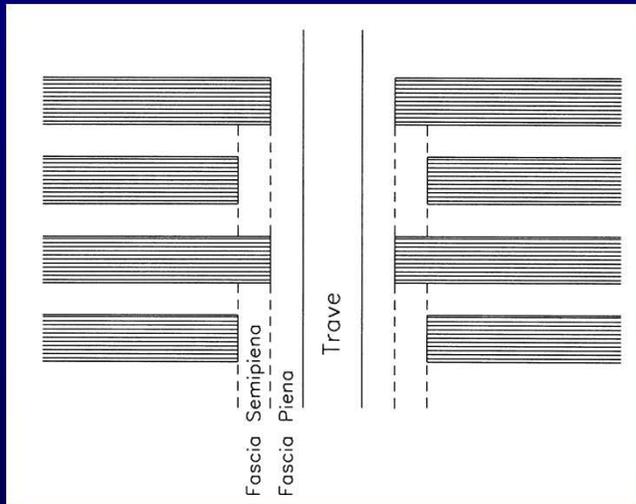
a) Verifica dell' altezza della sezione di calcestruzzo:

$$d \leq r \cdot \sqrt{\frac{M}{B}}$$



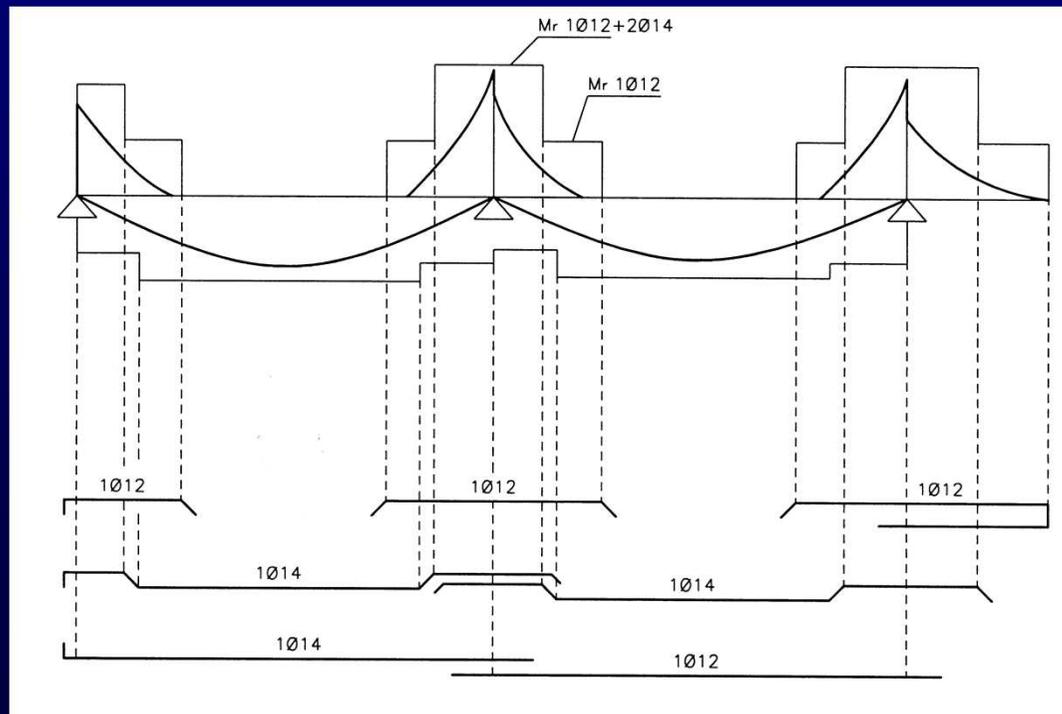
b) Verifica della sezione sugli appoggi (fasce piene e semipiene)

$$M_r = \frac{b \cdot d^2}{r^2}$$



Progetto delle armature

$$A_s = \frac{M}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} \quad \text{oppure} \quad M_r = 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot A_s$$



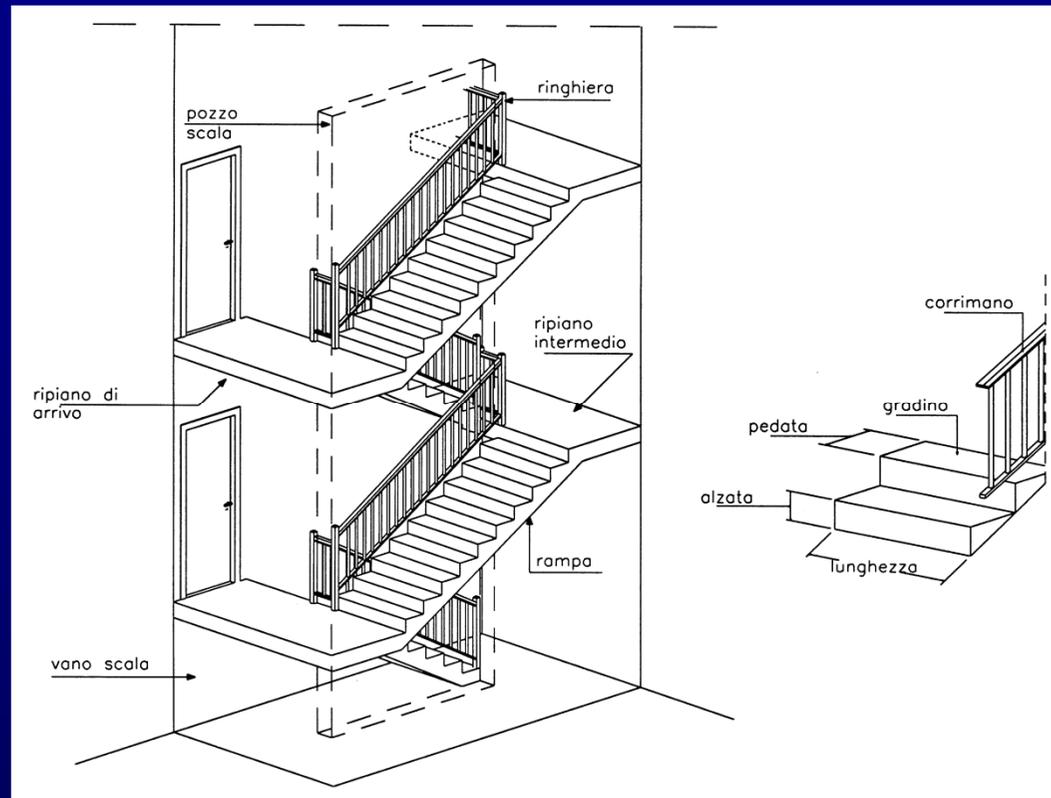
SCALE



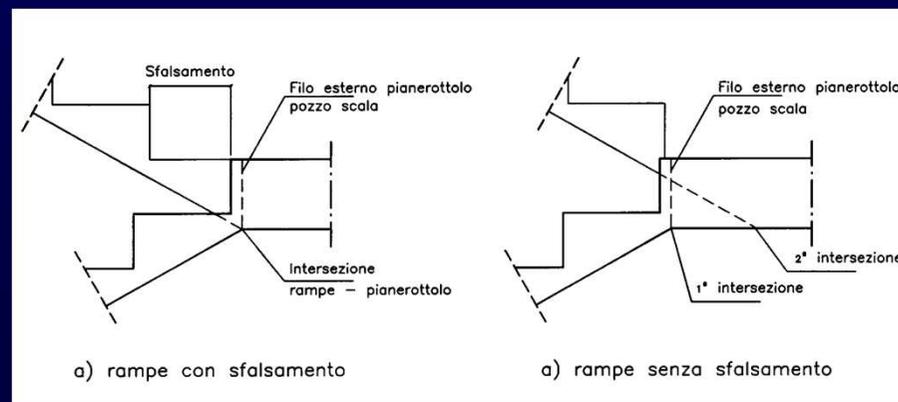
Certosa di Padula: Scalone ellittico
Padula (~1770)



Biblioteca Laurenziana: scala di accesso
all'aula di lettura – Firenze (1523-59)

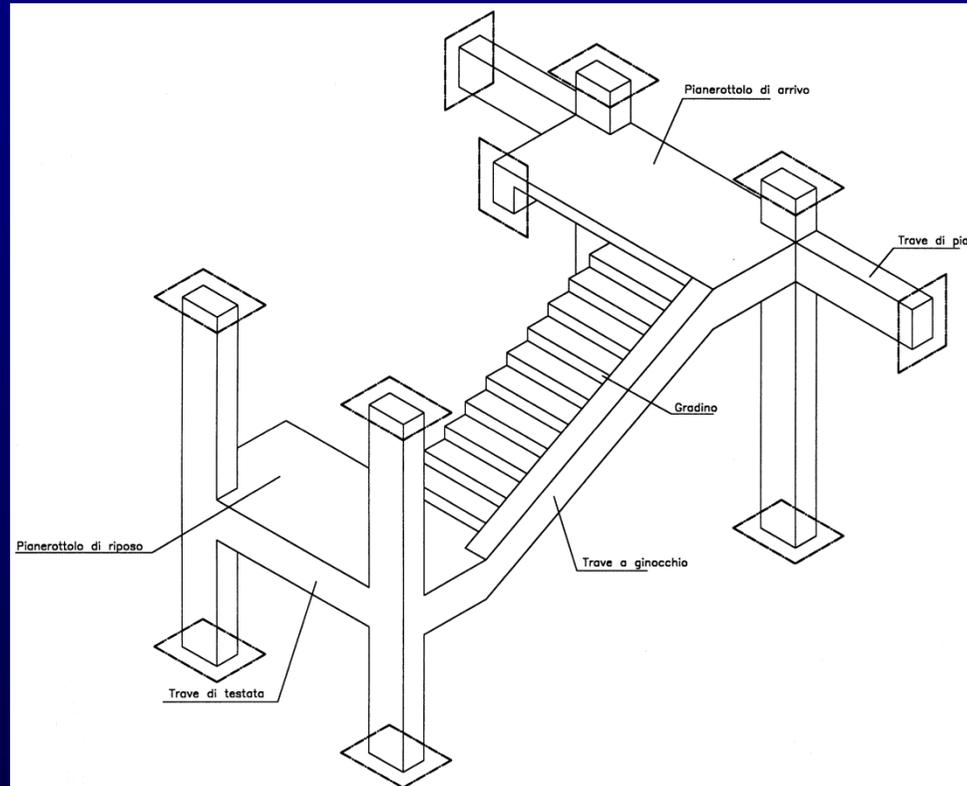


Elementi di una scala

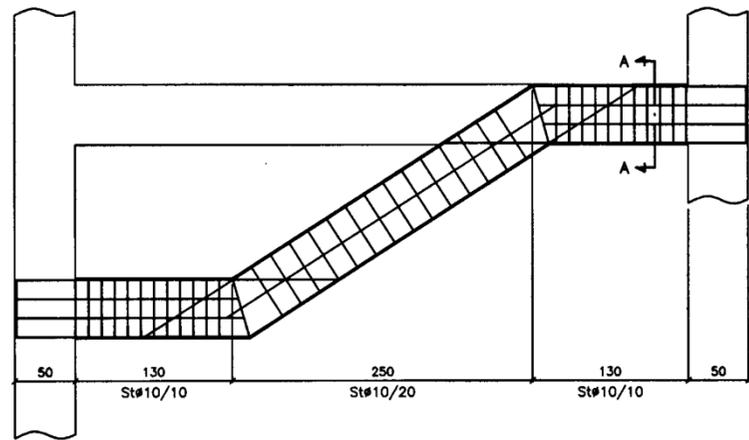


Calcolo

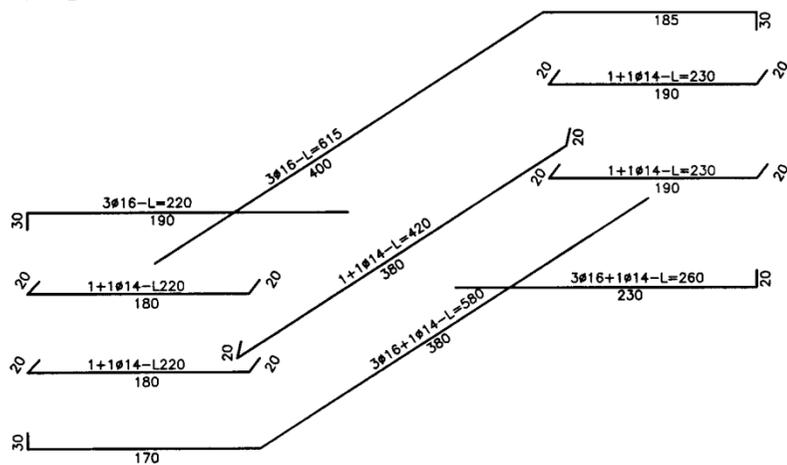
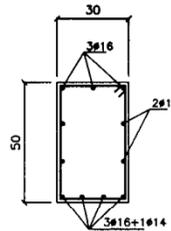
a) Scala con travi a ginocchio



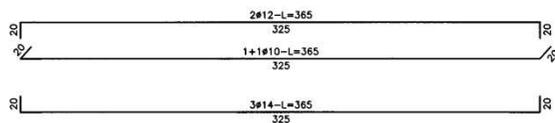
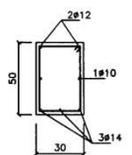
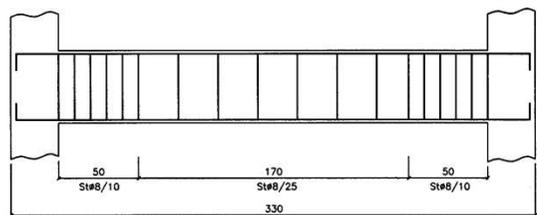
Geometria



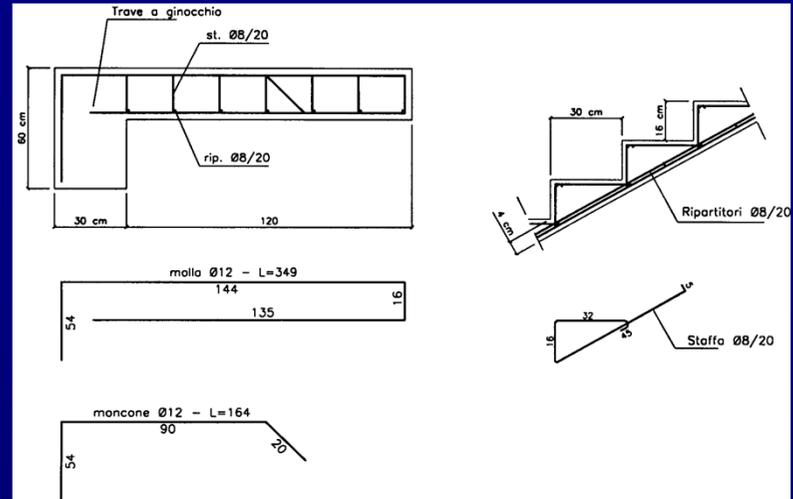
Sez.A-A



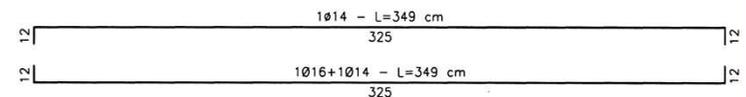
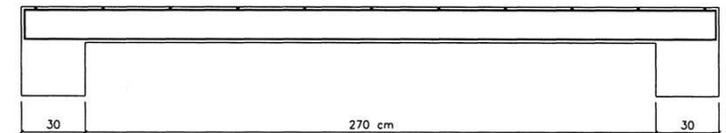
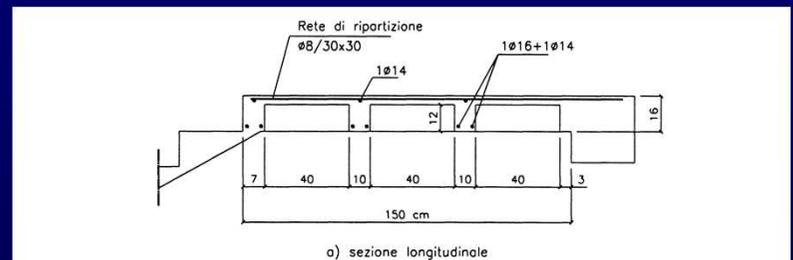
Armatura trave a ginocchio



Trave di testata

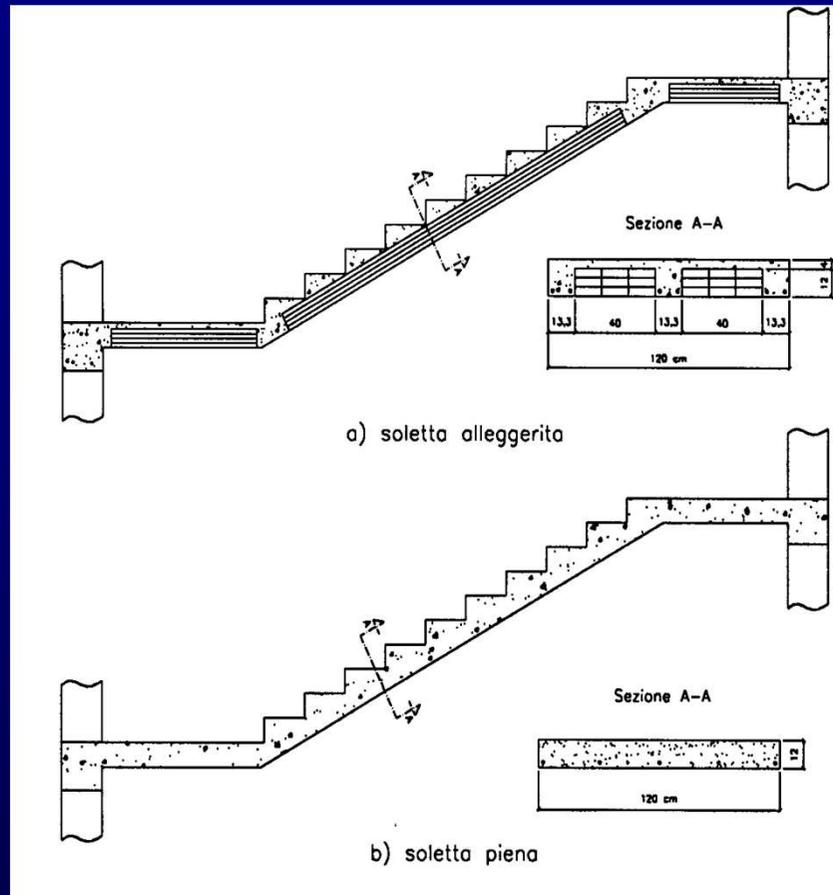


Armatura gradino

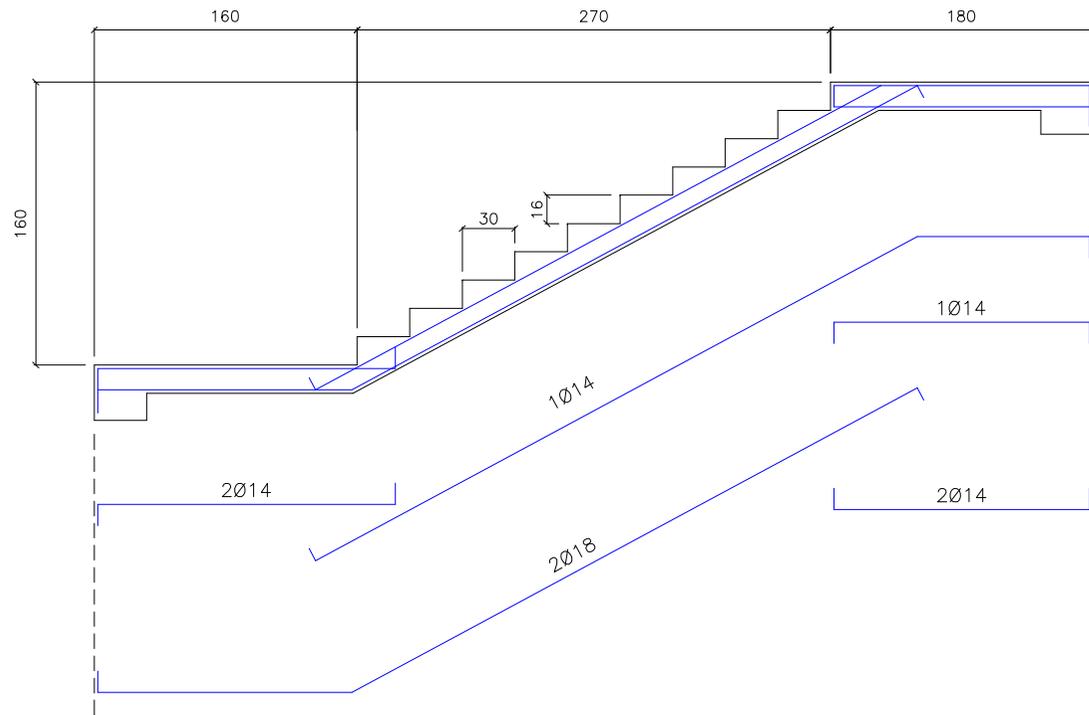


Armatura pianerottolo

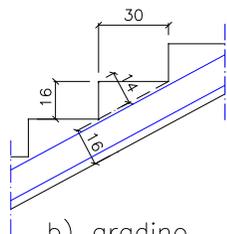
b) Scala a soletta rampante



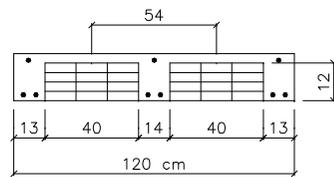
Geometria



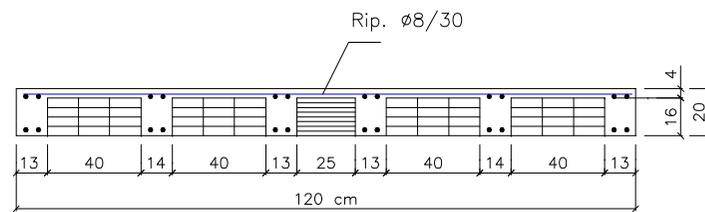
a) armatura rampa



b) gradino



c) sezione rampa

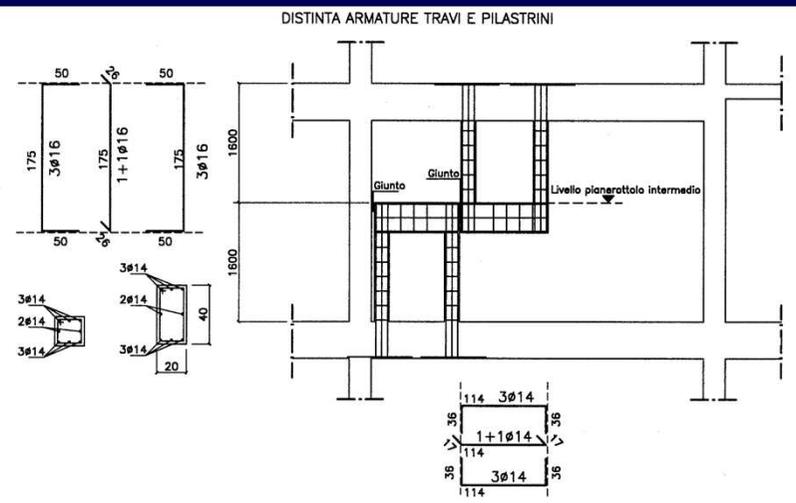
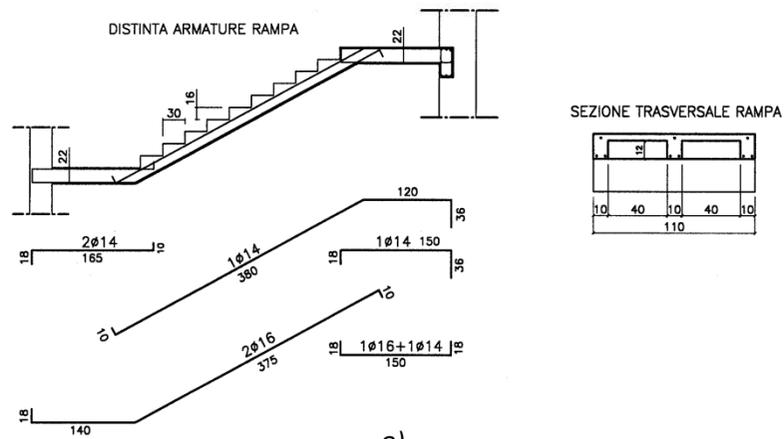
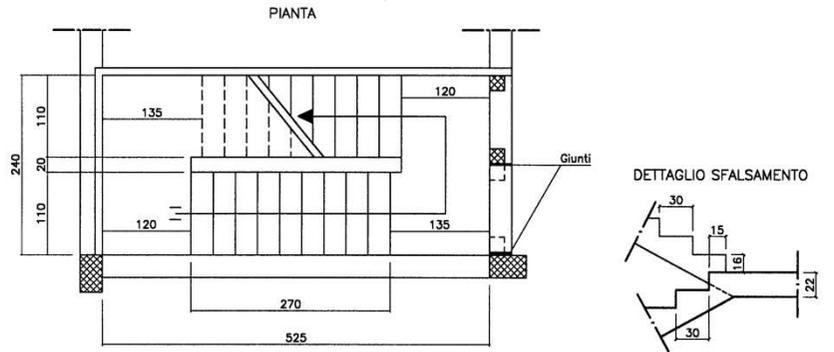


d) sezione pianerottolo

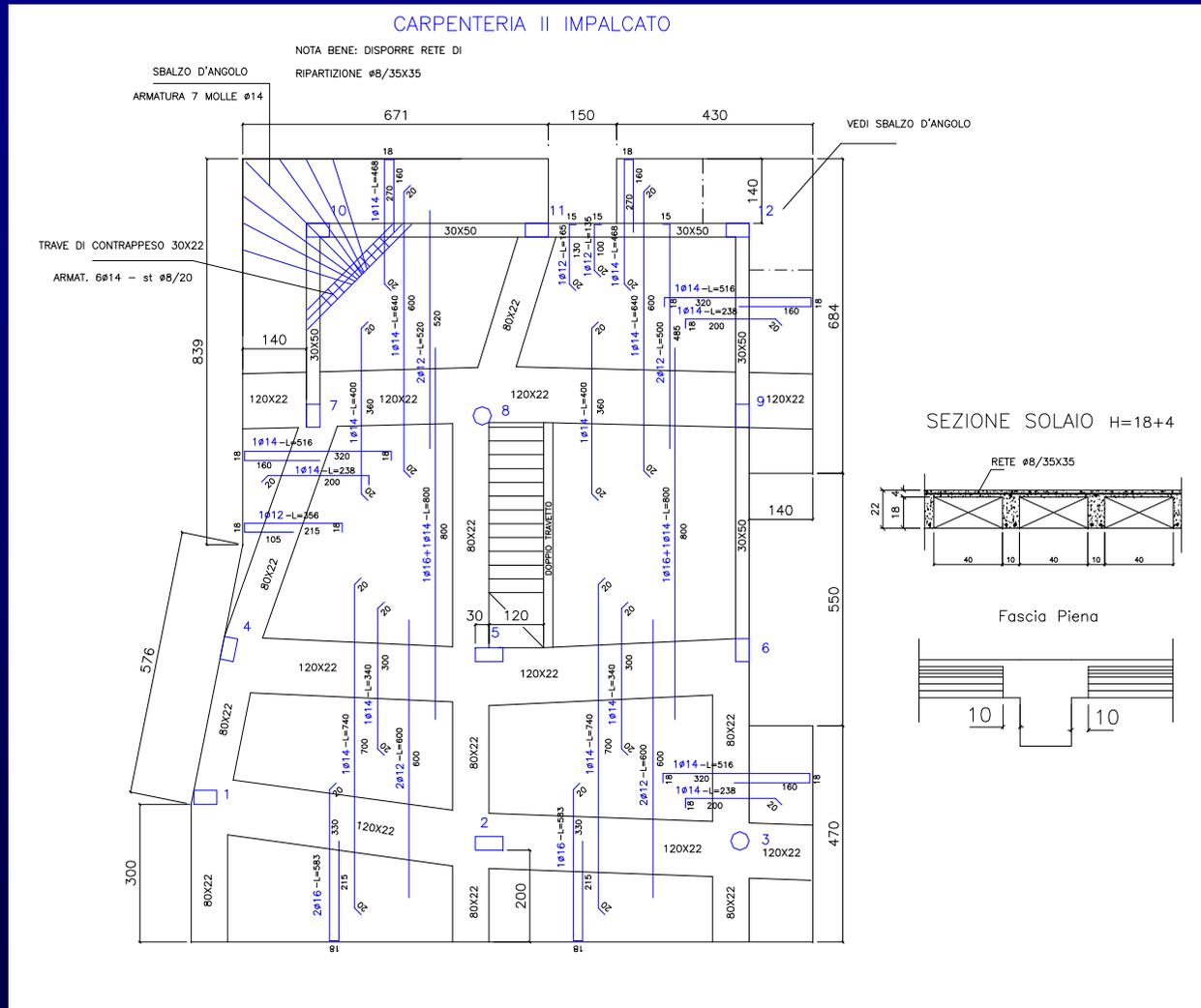
Armatura scala a soletta rampante

Scala Appesa

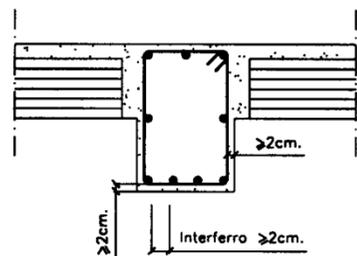
(prof. A. Giliberti)



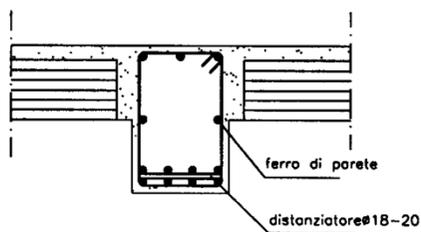
TRAVI



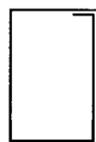
Carpenteria di piano



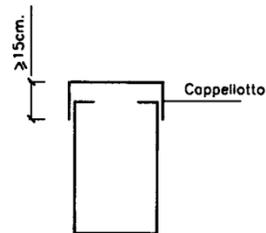
b) singolo registro



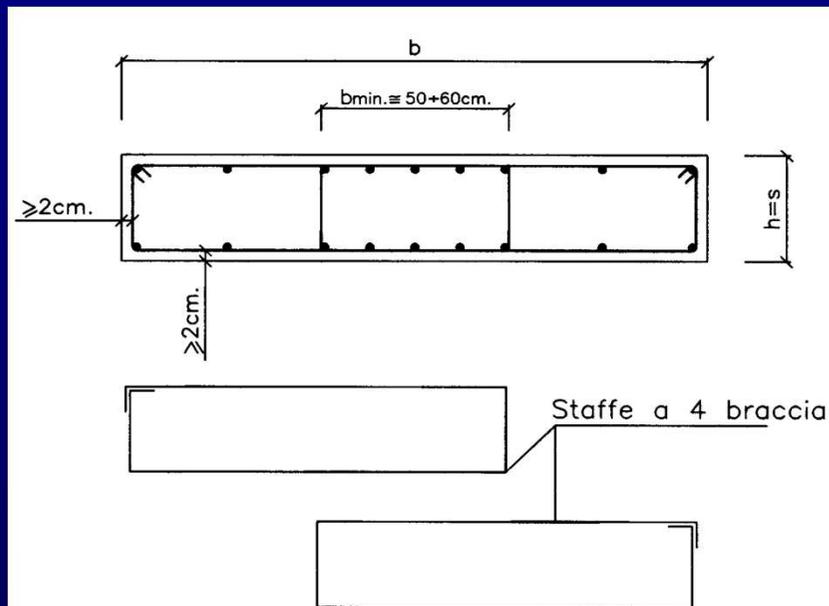
b) doppio registro



c) staffa chiusa

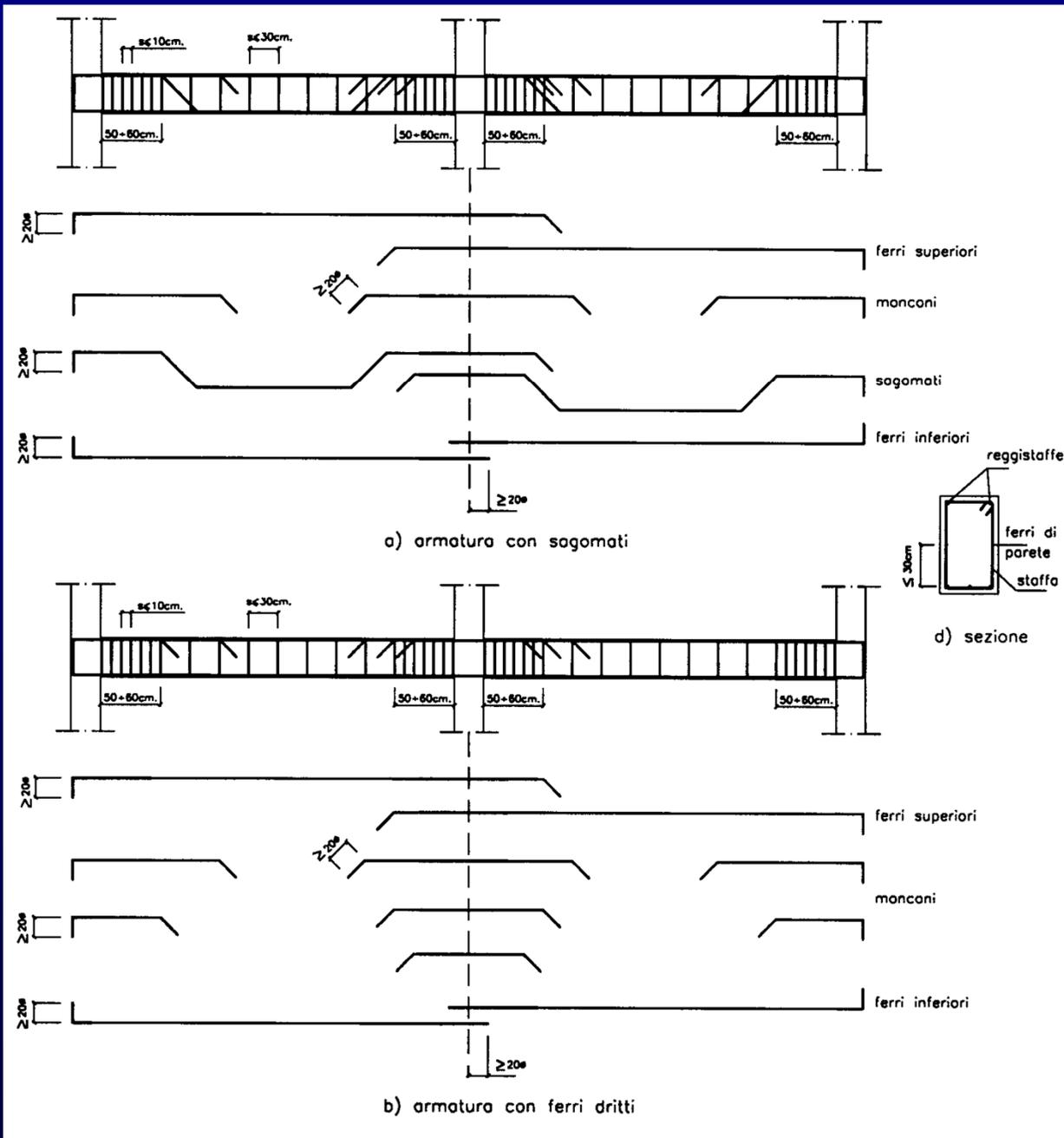


d) staffa aperta

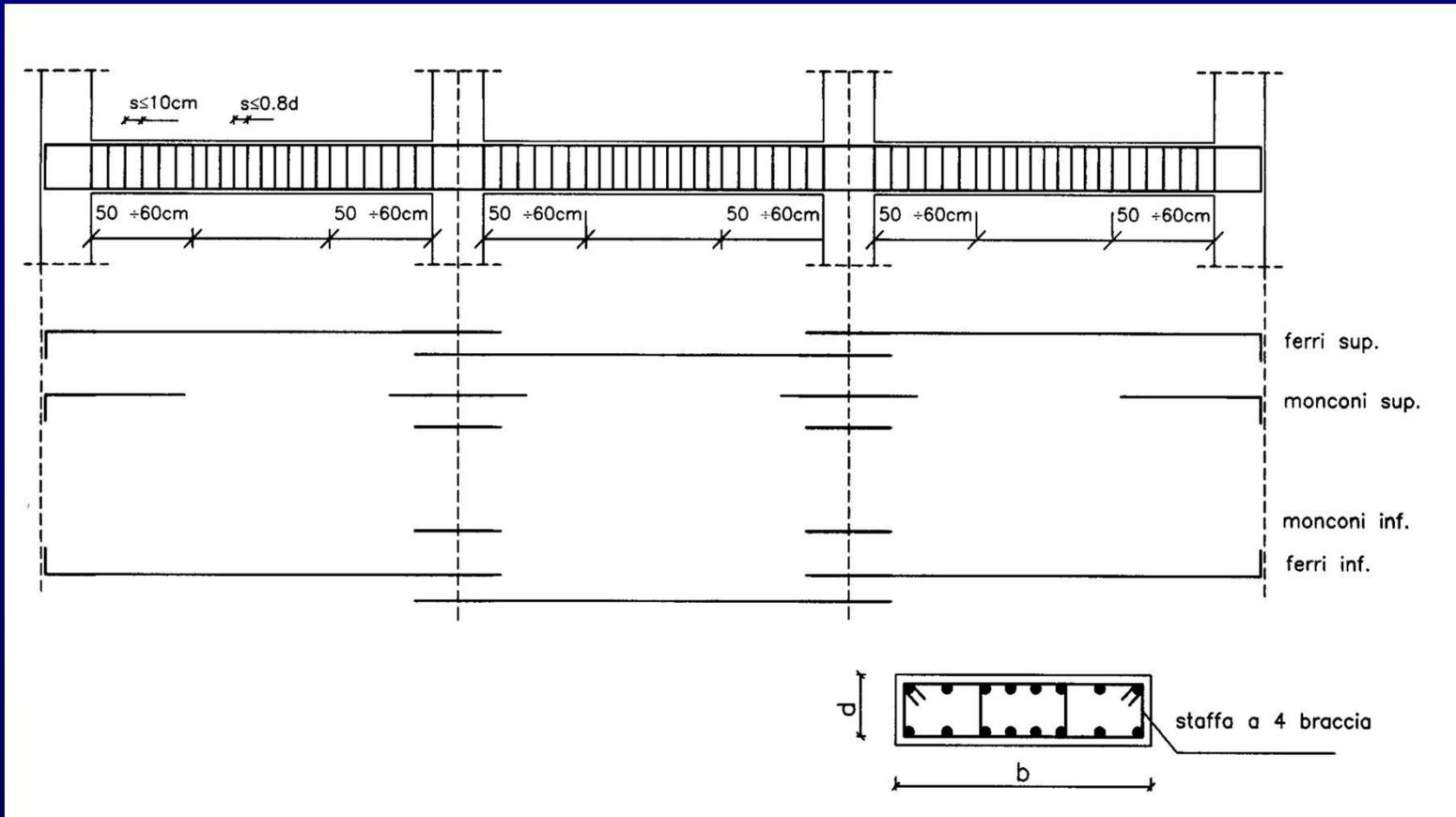


Travi a spessore

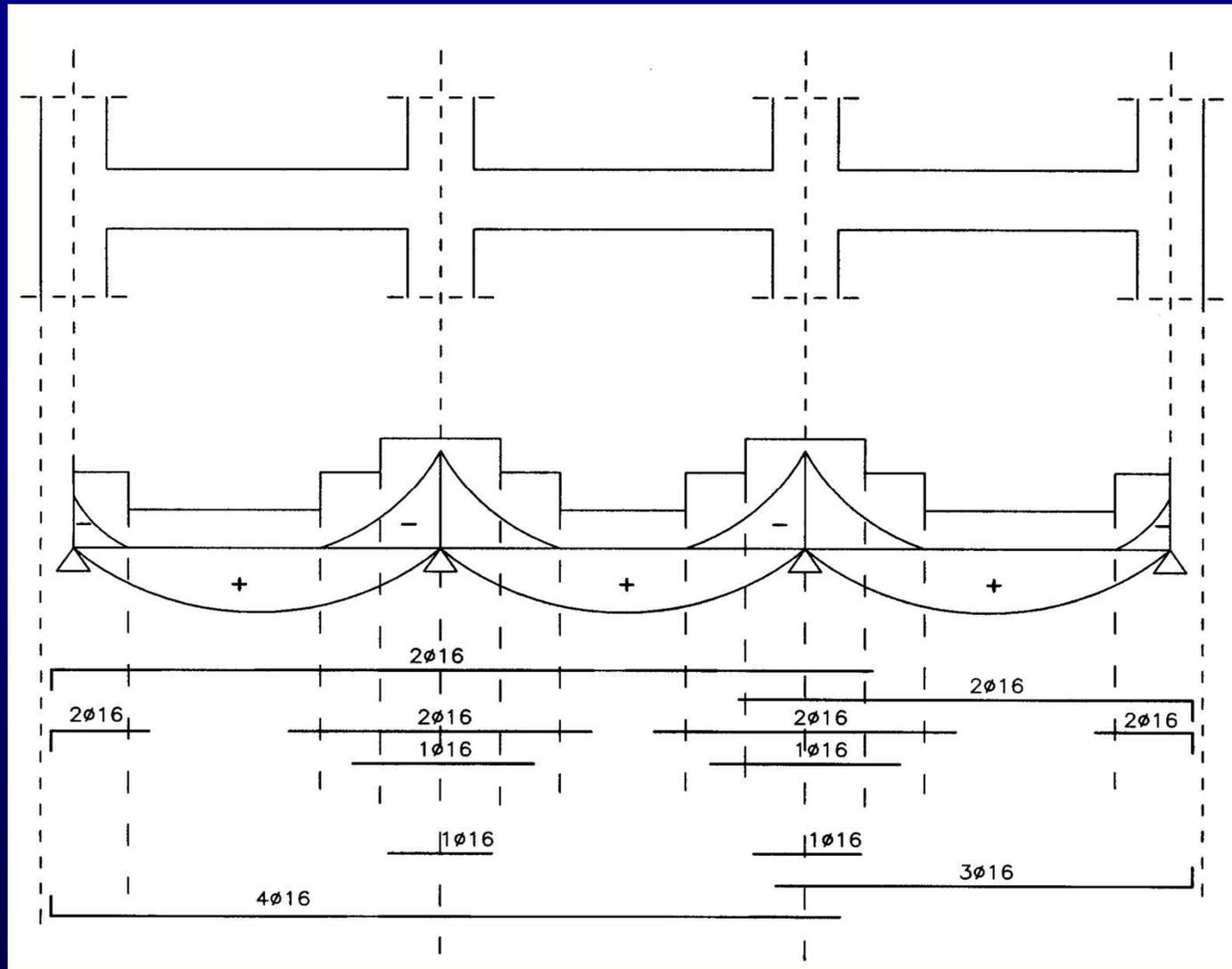
Travi emergenti



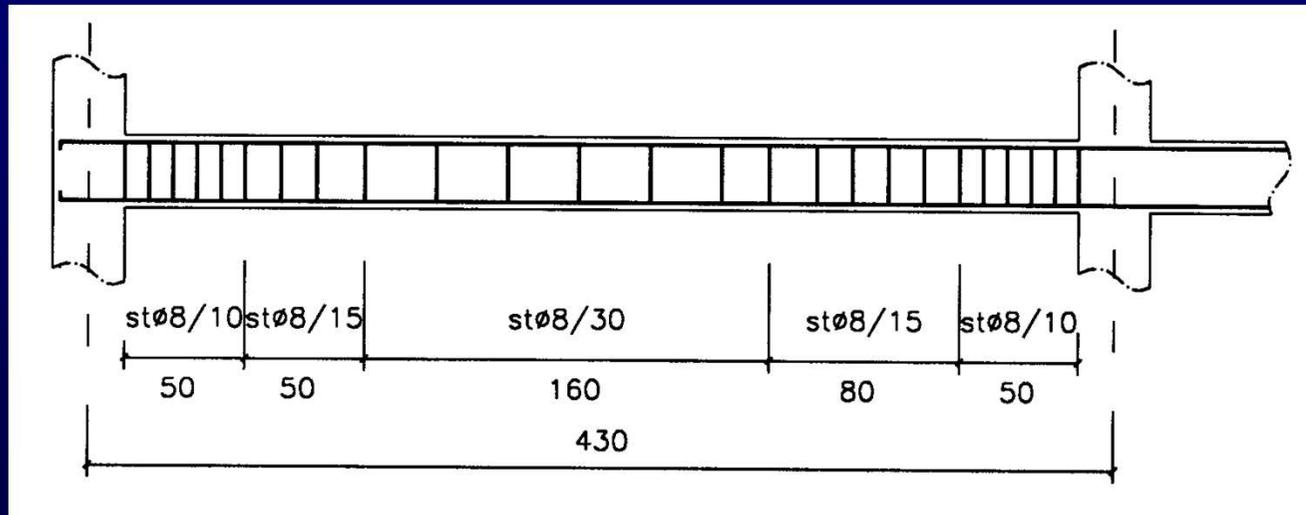
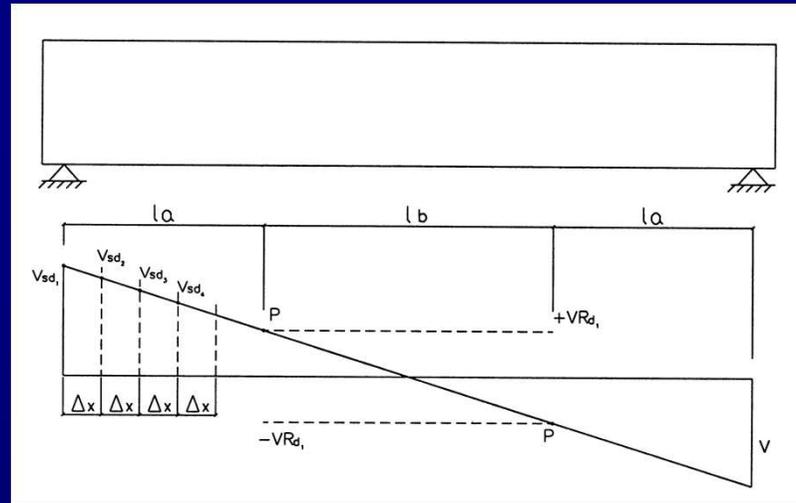
Tipologia armature trave emergente



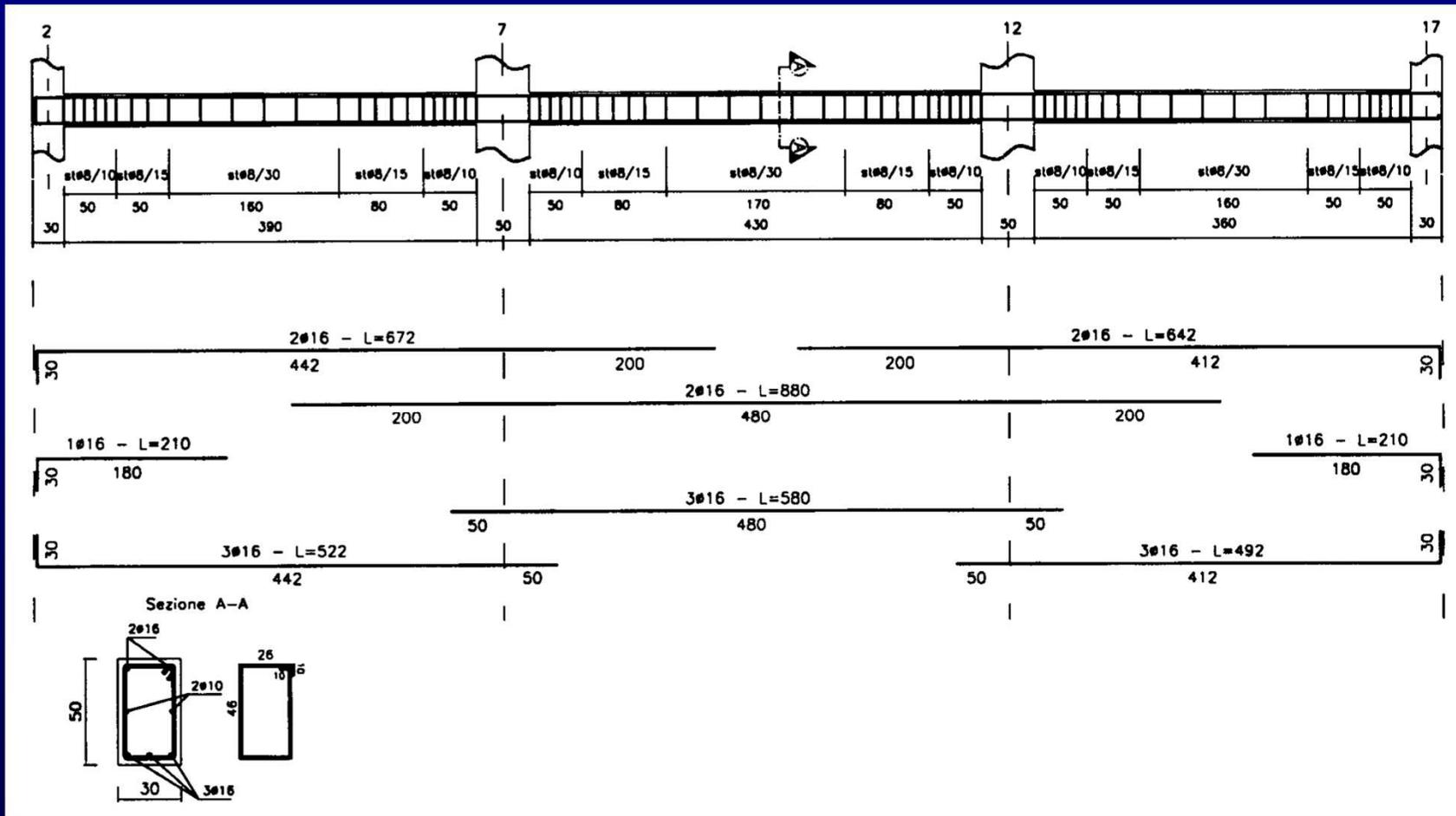
Tipologia armature trave a spessore



Armatura a flessione



Armatura a taglio



Armatura trave

ORDINANZA (Bozza)

Sollecitazioni:

CDB → Md; Vd

CDA → Md; Vd=

$$1,20 \cdot \frac{M_{ua}^{+(-)} + M_{ub}^{+(-)}}{l} \pm \frac{G \cdot l}{2}$$

$$1,20 \cdot \frac{M_{ua}^{+(-)} + M_{ub}^{+(-)}}{l} \pm \frac{(G + \psi_{2i} \cdot Q_i) \cdot l}{2}$$

Verifiche:

- Flessione

CDB → Come per le situazioni non sismiche

CDA

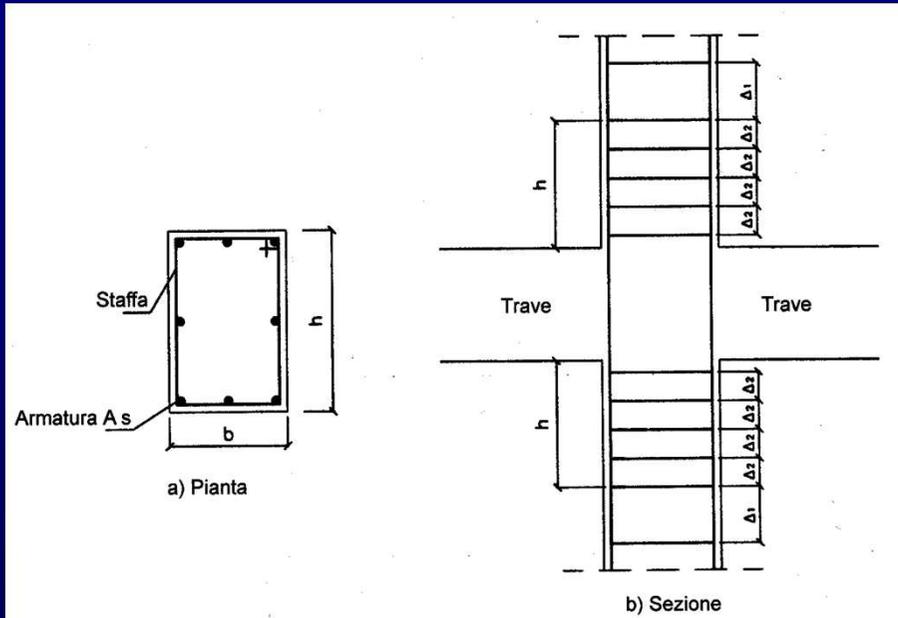
- Taglio

CDB → Come per le situazioni non sismiche

CDA → Come per le situazioni non sismiche e inoltre

$$|V_{\max}| \leq |V_{\min}| \leq V_{r1} = 15 \cdot \tau_{rd} \cdot b_w \cdot d$$

PILASTRI



Dovrà aversi :

$$30\text{cm} \leq b \leq h$$

$$\phi \geq 12\text{mm}$$

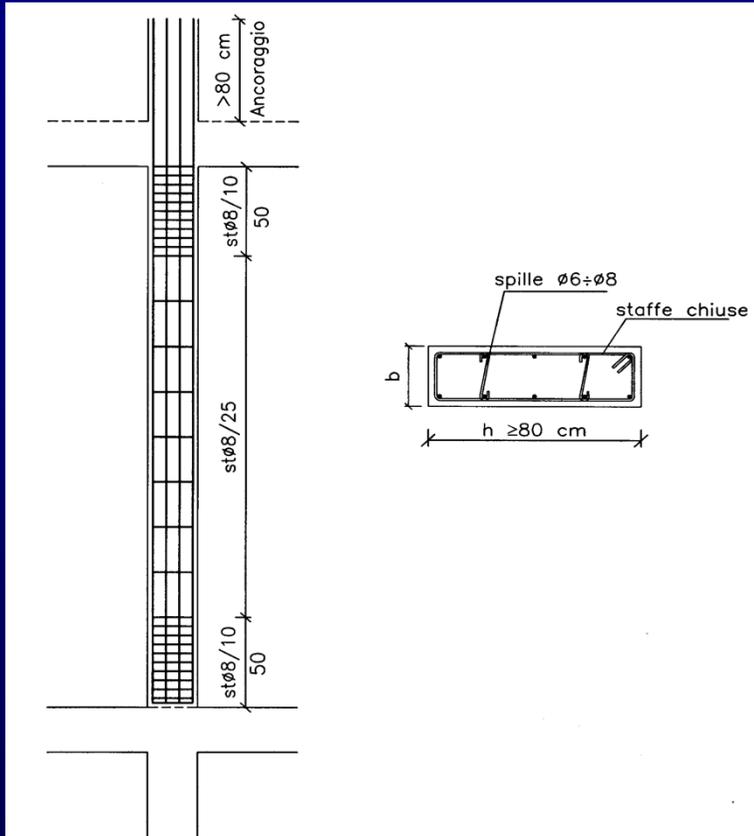
$$0,15N/f_{yd} \leq 1\% A_c \leq A_s \leq 4\% A_c$$

Num ferri $\left\{ \begin{array}{l} \text{num. spigoli} \\ 6 \text{ per sezioni circolari} \end{array} \right.$

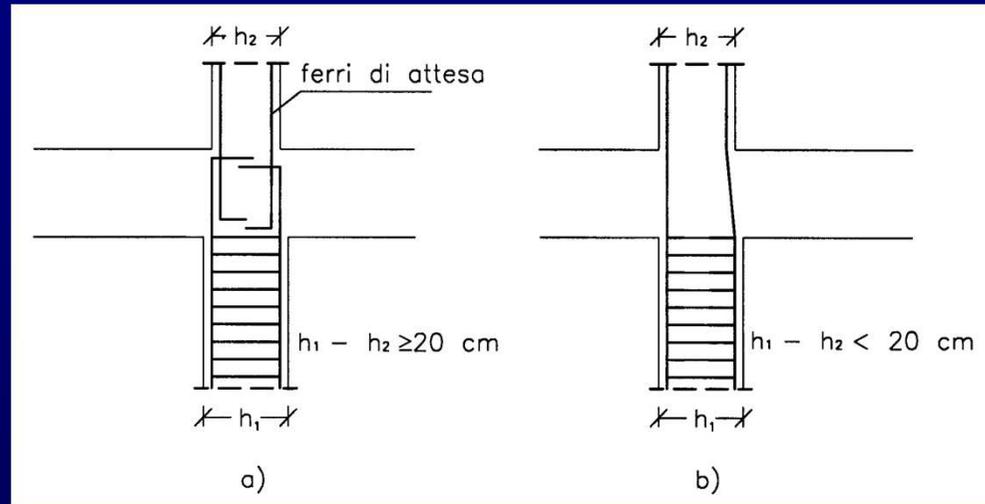
Staffe :

$$\phi \geq 6\text{mm} \quad \Delta_1 \leq \begin{cases} 12\phi \\ b \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

$$\Delta_2 \leq 0,5 \cdot \begin{cases} 12\phi \\ b \\ 30\text{cm} \end{cases}$$



Armatura pilastro



Rastremazione pilastri

ORDINANZA (Bozza)

Sollecitazioni

CDB → Md; Nd; Vd

$$M = \alpha \cdot M_d; \quad \alpha = 1,2 \cdot \frac{|\sum M_{rt}|}{|\sum M_p|}$$

CDA →

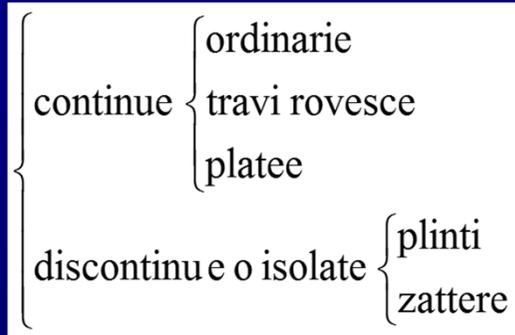
$$V = 1,2 \cdot \frac{M_{rp}^s + M_{rp}^i}{l_p}$$

Verifiche

- Come per le situazioni non sismiche
- Resistenza effettiva / Resistenza richiesta $\leq 20\%$
(per piano e strutture regolari in altezza)

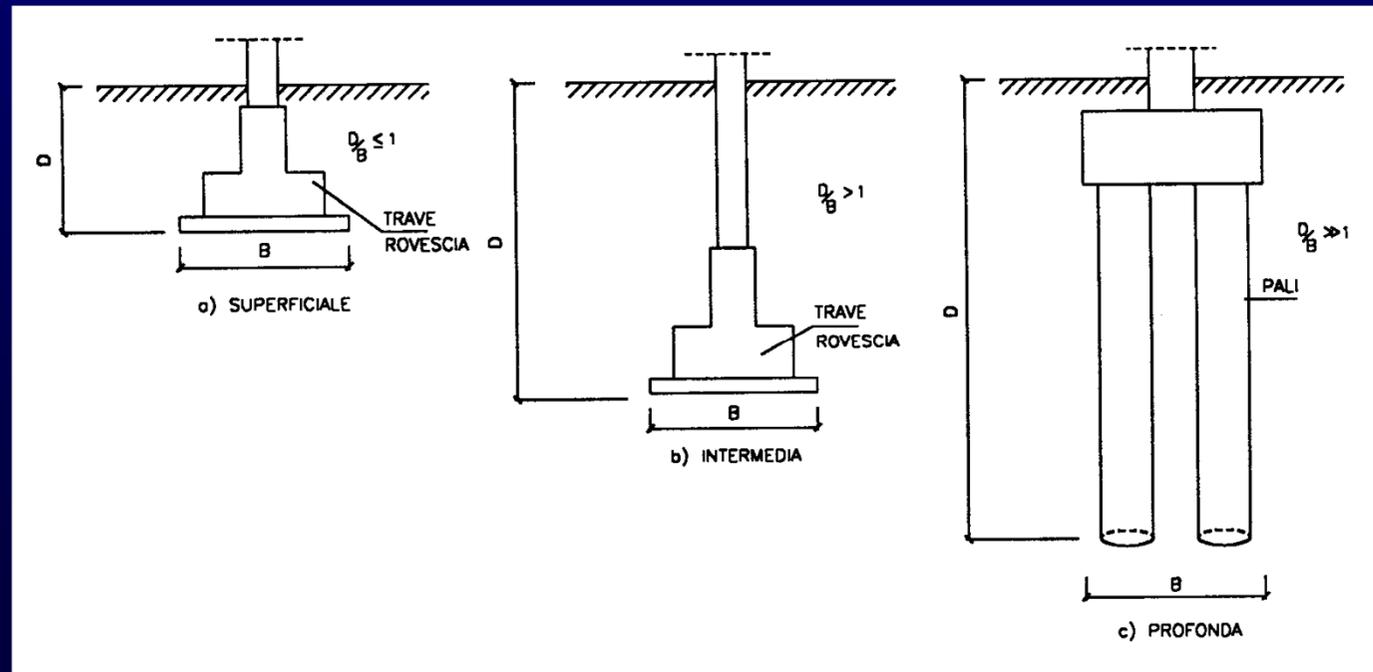
FONDAZIONI

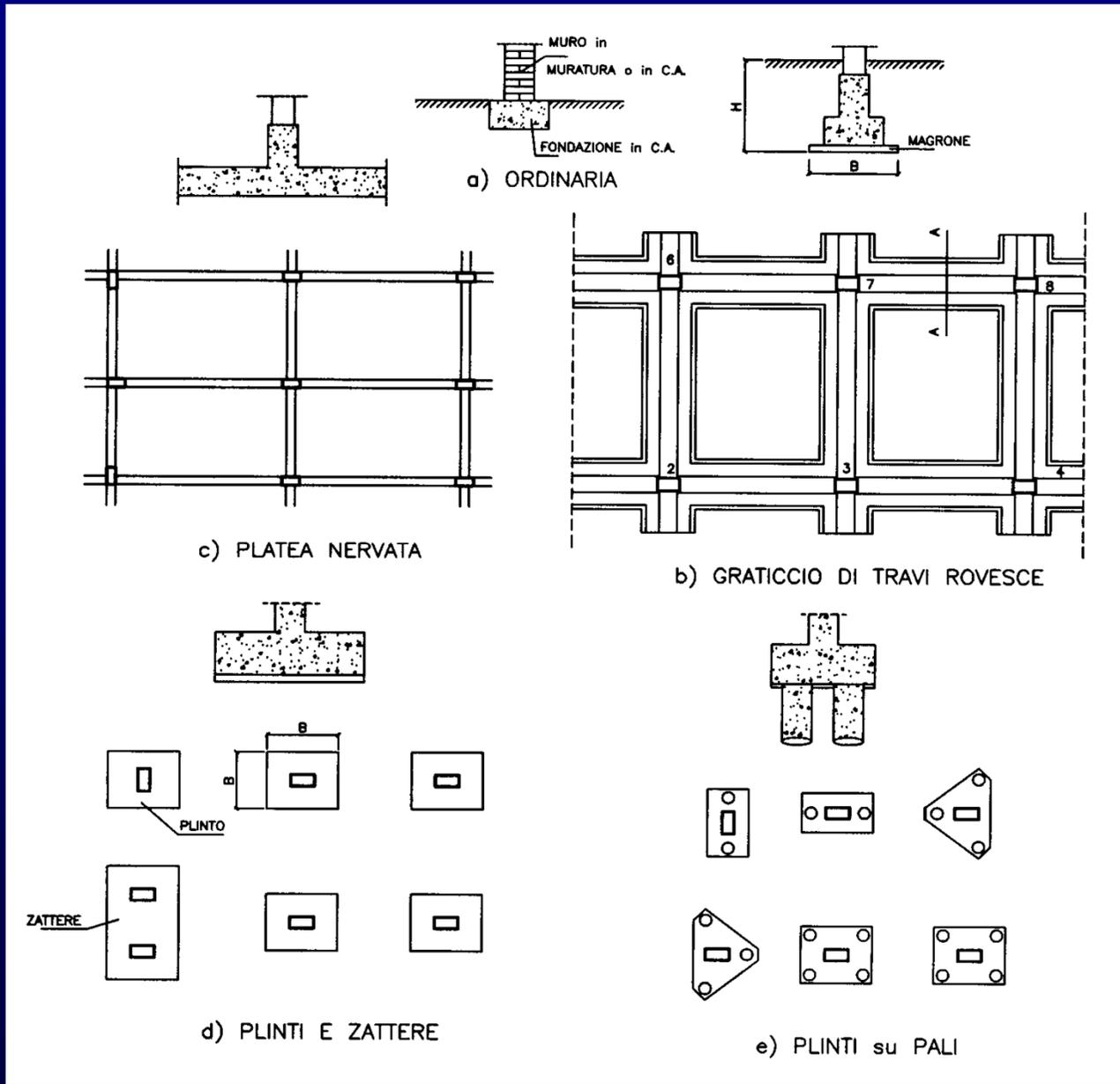
a) superficiali o dirette:



b) profonde o indirette : palificate

Oppure





Tipi comuni di fondazioni

Fasi per la progettazione di fondazioni dirette:

- 1) Scelta del piano di posa
- 2) Calcolo del carico limite
- 3) Calcolo dei cedimenti
- 4) Calcolo della fondazione

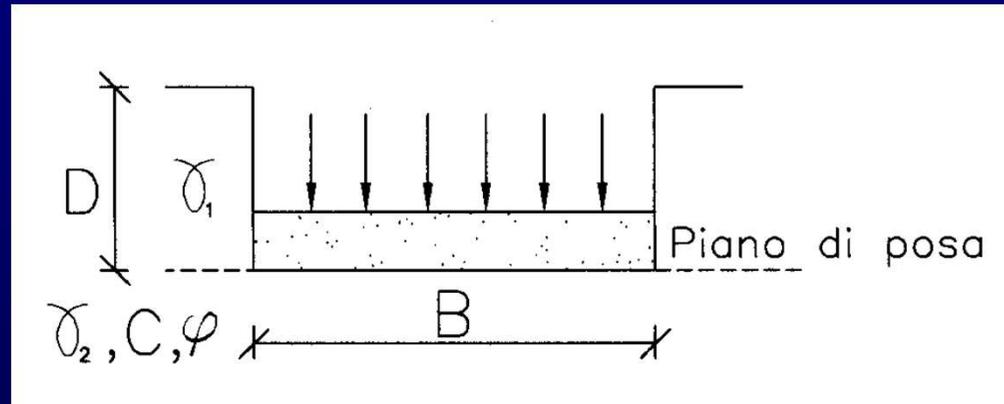
Scelta del piano di posa

1. Attraversare lo strato di terreno vegetale (1÷1,5m), stratificazioni di detriti, riporti e comunque di terreni con caratteristiche “molto” scadenti;
2. Attraversare lo strato di terreno soggetto all'azione del gelo ed a variazioni stagionali del contenuto d'acqua;
3. In presenza d'acqua disporre il piano di posa lontano dalla zona di oscillazione del pelo libero e quindi alcuni decimetri al disopra del suo massimo livello o, meglio, al disotto del suo minimo (in acqua);
4. Disporre il piano di posa allo stesso livello; solo nel caso non vi fossero soluzioni alternative (fondazioni indirette, livellamento con calcestruzzo magro, riempimento e compattazione, ecc.) si può ipotizzare una fondazione sfalsata da considerare adeguatamente nei calcoli strutturali.

Calcolo del carico limite

$$q_{\text{lim}} = N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + N_c \cdot c + N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot \frac{B}{2}$$

Terzagli rottura generale



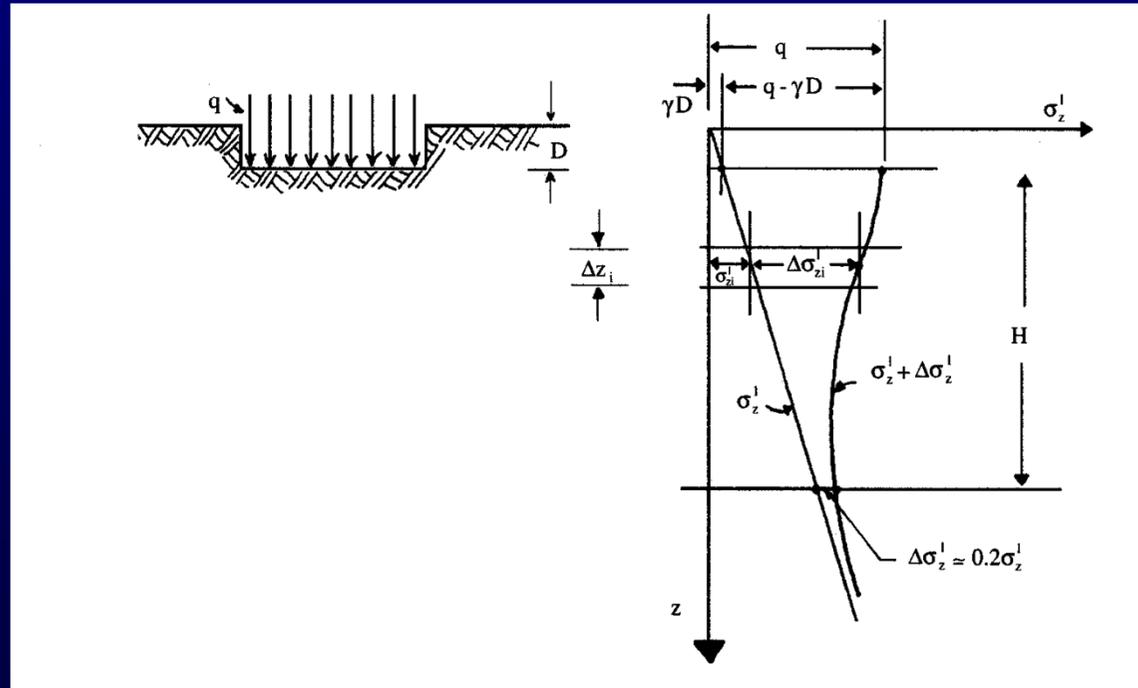
$$q_d \leq \frac{q_{\text{lim}}}{2} \quad (\text{Bozza Ordinanza})$$

Cedimenti (Stato Limite di Esercizio)

$$W_f = W_{ed} = \int_0^H \frac{\sigma'_z}{E_{ed}} dz$$

Oppure

$$W_f = W_{ed} = \sum_{z=0}^H \Delta W_{ed_i} = \sum_{z=0}^H \frac{\Delta \sigma'_z}{E_{ed}} \Delta z_i$$



Metodo Edometrico

Calcolo

- Modello di Winkler (1867 circa)

$$q = kW$$

- Modello di semispazio elastico

$$E, \nu$$

Sollecitazioni

CDA → $N_d; (M_u; V) < N_d; M_d; V_d$ per $q=1$

CDB → $N_d; M_d; V_d$

SCHEDA 8

Un solaio gettato in opera ad unica campata di luce 5m debba portare un carico permanente comprensivo di peso proprio $G=5\text{kN/m}^2$ ed un carico accidentale $Q=2\text{kN/m}^2$. Dimensionare la sezione e le armature. I materiali sono: calcestruzzo Rck25; acciaio Feb44k.

SCHEDA 9

	Vero	Falso
1) I solai gettati in opera sono qualitativamente più scadenti dei solai prefabbricati	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2) La scala a soletta rampante, dal punto di vista sismico, influisce meno sull'organismo strutturale	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3) Una struttura con travi a spessore è più duttile di una struttura analoga con travi emergenti	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4) E' preferibile in zona sismica avere pilastri più rigidi delle travi	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5) Una trave di fondazione caricata uniformemente da un muro di tompagno presenta sollecitazioni flettenti maggiori in mezzera che all'estremità	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

SCHEDA 8

Un solaio gettato in opera ad unica campata di luce 5m debba portare un carico permanente comprensivo di peso proprio $G=5\text{kN/m}^2$ ed un carico accidentale $Q=2\text{kN/m}^2$. Dimensionare la sezione e le armature. I materiali sono: calcestruzzo Rck25; acciaio Feb44k.

Soluzione

$$q_d = 1,4 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,4 \cdot 5 + 1,5 \cdot 2 = 10\text{kN/m}^2$$

$$M_{l/2} \cong \frac{q_d \cdot l^2}{10} = \frac{10 \cdot 5^2}{10} = 25\text{kNm}$$

$$M_{A/B} \cong \frac{q_d \cdot l^2}{14} = \frac{10 \cdot 5^2}{14} = 17,85\text{kNm}$$

$$d = r \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,658 \cdot \sqrt{\frac{25 \cdot 10^6}{1000}} = 104\text{mm}$$

si assume $d=200\text{mm}$, $h=200+20=220\text{mm}=22\text{cm}$

$$A_{s_{l/2}} = \frac{M_{l/2}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{25 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 200 \cdot 374} = 371\text{mm}^2 \Rightarrow 2\phi 16$$

$$A_{s_{A/B}} = \frac{M_{A/b}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{17,85 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 200 \cdot 374} = 265\text{mm}^2 \Rightarrow 2\phi 14$$

SCHEDA 9

	Vero	Falso
1) I solai gettati in opera sono qualitativamente più scadenti dei solai prefabbricati	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
2) La scala a soletta rampante, dal punto di vista sismico, influisce meno sull'organismo strutturale	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3) Una struttura con travi a spessore è più duttile di una struttura analoga con travi emergenti	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4) E' preferibile in zona sismica avere pilastri più rigidi delle travi	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5) Una trave di fondazione caricata uniformemente da un muro di tompagno presenta sollecitazioni flettenti maggiori in mezzeria che all'estremità	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>