



Tecnica delle costruzioni - A

IL SOLAIO – LE ARMATURE

Ing. Claudio Sebastiani

Proff. Arch. Silvia Santini

Indice

- Ripasso

- Il solaio latero-cemento
- Modellazione

- Calcolo delle sollecitazioni

- Momento
- Taglio

- Calcolo del copriferro

- Minimi di normativa

- Verifica a flessione

- Lunghezza di ancoraggio

- Verifica a taglio

- Esercizio 1

Norme italiane

D.M. 17 gennaio 2018 – IV Edizione – Ministero delle infrastrutture e dei trasporti n°8

Circolare Del 21/01/2019 n.7 C.S.LL.PP - Ministero delle infrastrutture e dei trasporti

Istruzione per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 17 gennaio 2018

Norme europee

Eurocodice 1-Criteri generali di progettazione strutturale

Eurocodice 2-Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1 regole generali e regole per gli edifici

Solaio in latero- cemento

Il solaio è una **piastra ortotropa**, cioè si comporta in modo molto diverso nelle due direzioni principali x e y , però la rigidezza della struttura nella direzione della tessitura dei travetti (x) è decisamente superiore alla rigidezza nella direzione ortogonale (y) come è facile comprendere osservando la conformazione del solaio monolitico senza alleggerimenti intermedi. Ciò consente di trascurare le sollecitazioni secondo l'asse y e approssimare il comportamento del solaio con quello di una trave continua su appoggi fissi costituiti dalle strutture che lo portano, ovvero le travi (o eventuali pareti)

Ovviamente si tratta di una schematizzazione della struttura molto semplice, ma che si avvicina, con sufficiente approssimazione alla realtà.

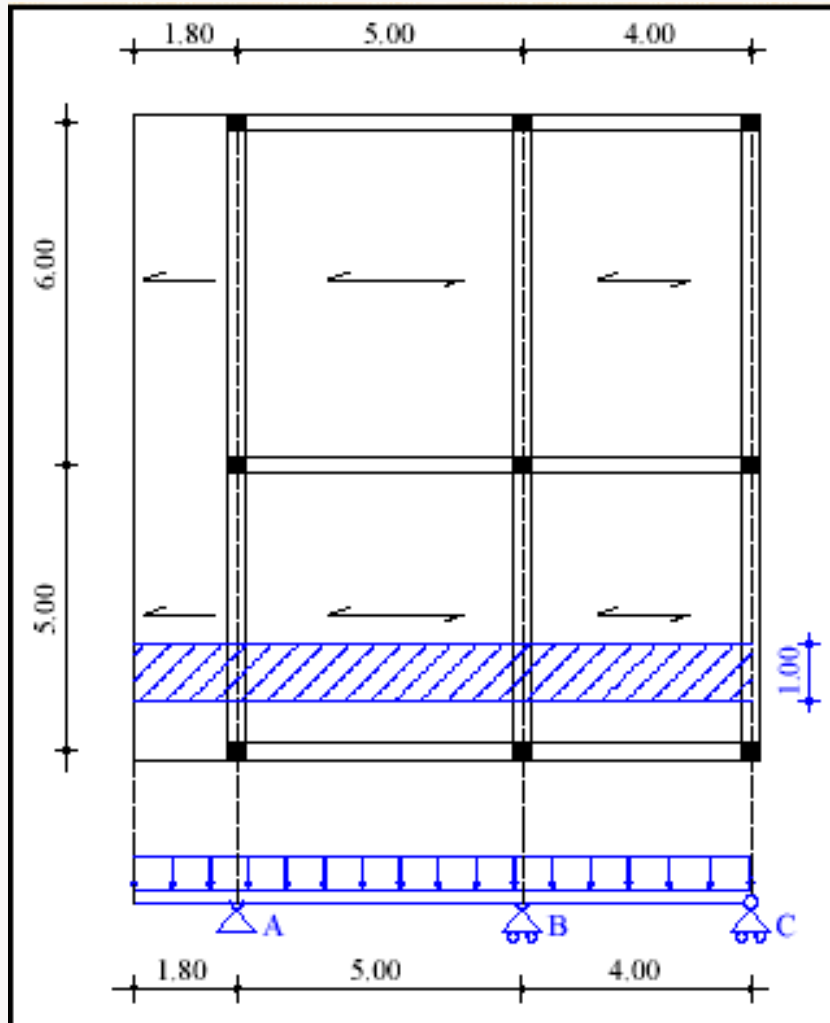


Il solaio latero-cementizio

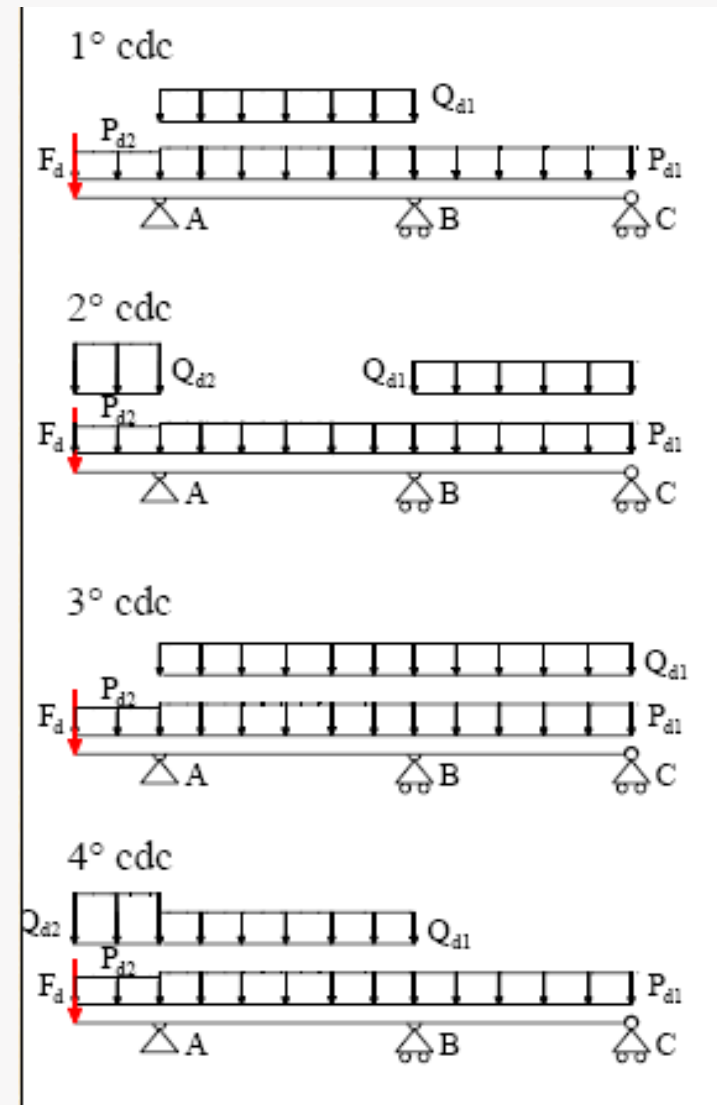
Il progetto delle armature è la fase finale del processo di progettazione di una struttura in c.a. Nel caso di solai latero-cementizi si arriva alla determinazione delle armature dei singoli travetti. Questa fase necessita dei seguenti passi:

- Il calcolo delle sollecitazioni e i diagrammi involuppo
- Il progetto delle armature
- La disposizione delle armature nei travetti
- Il diagramma dei momenti resistenti e taglio resistente
- La verifica delle sezioni

Il solaio latero-cementizio-Combinazioni di carico

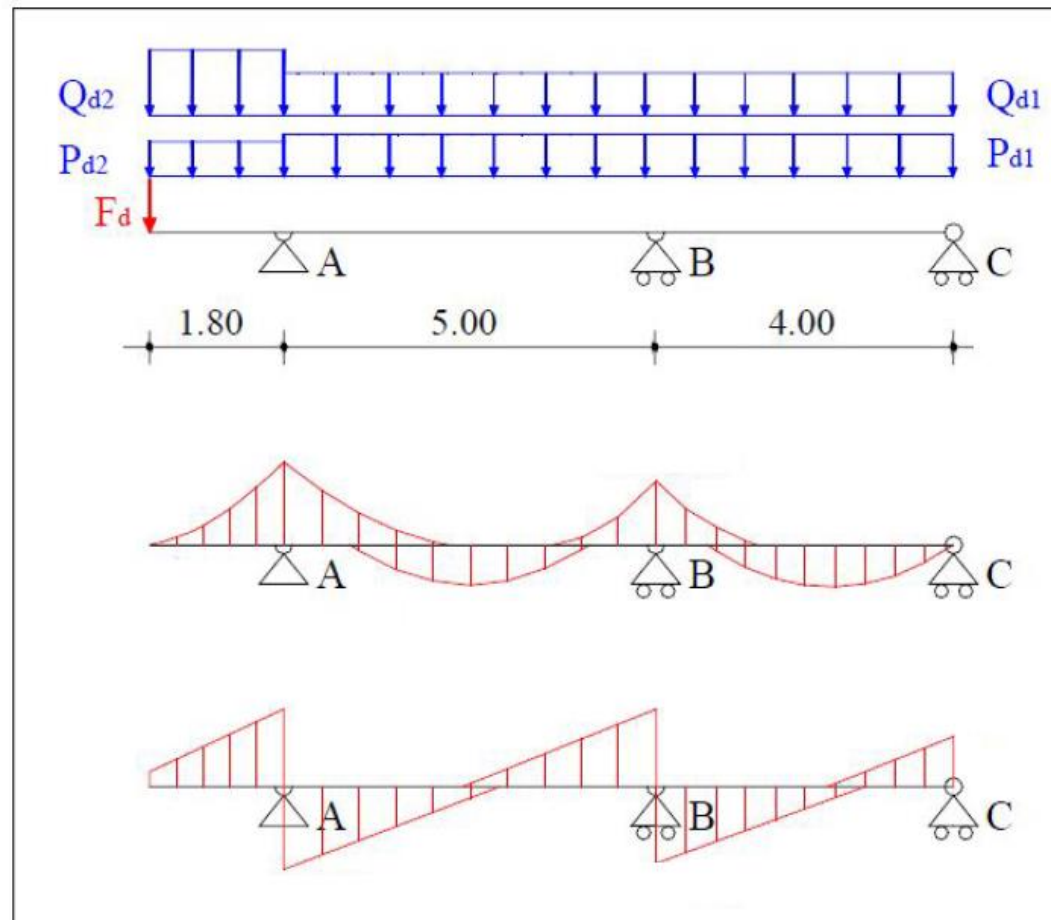


Modello di calcolo



Il progetto delle armature

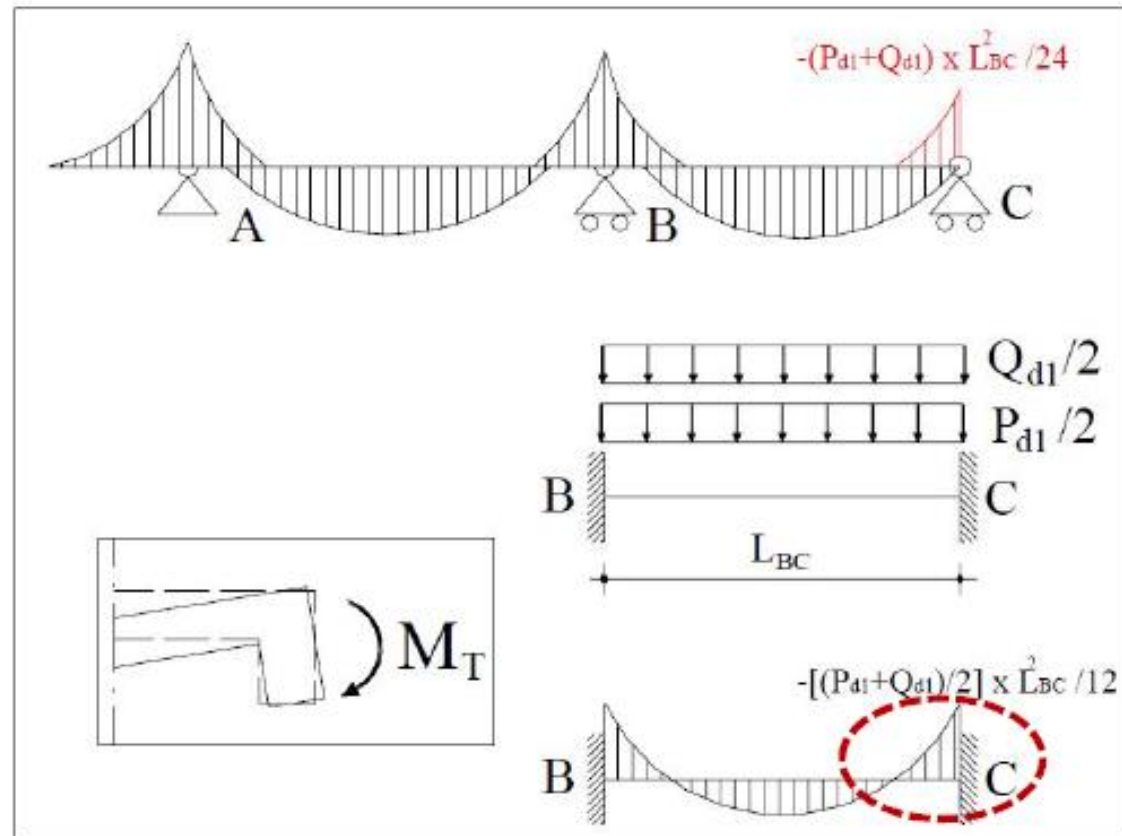
Inviluppo diagrammi taglio e momento



I diagrammi delle sollecitazioni, utilizzabili per il progetto del solaio, sono rappresentati dai diagrammi inviluppo relativi alle combinazioni di carico più gravose

Modello di trave continua – correzione del modello

La cerniera di estremità della trave continua, a momento nullo, rappresenta nella realtà un vincolo di semi-incastro il cui momento è **tutt'altro che nullo**. Per questo motivo si aggiunge fuori calcolo un momento negativo che può essere calcolato considerando la campata come una trave incastrata e caricata con la metà del carico complessivo (permanente + variabile).



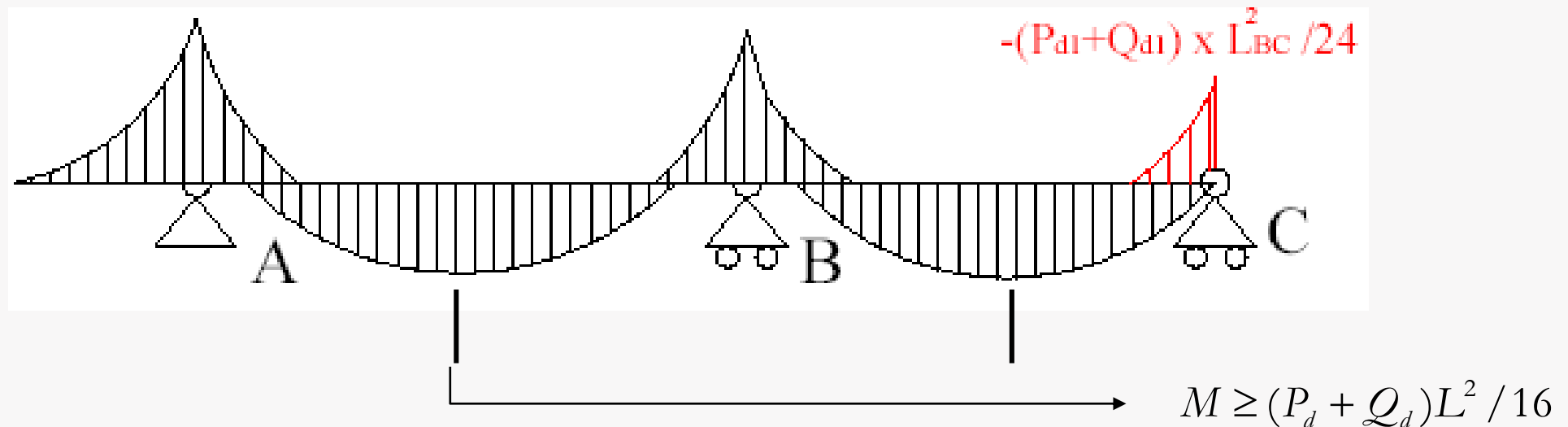
Per tracciare il tratto di diagramma che interessa si può ricorrere alla legge di variazione del momento per la trave incastrata con carico uniformemente distribuito pari a $(P_{d1} + Q_{d1})/2$

$$M(x) = M_C + [(P_{d1} + Q_{d1}) \cdot L_{BC} / 4] \cdot x - [(P_{d1} + Q_{d1})/2] \cdot x^2 / 2$$

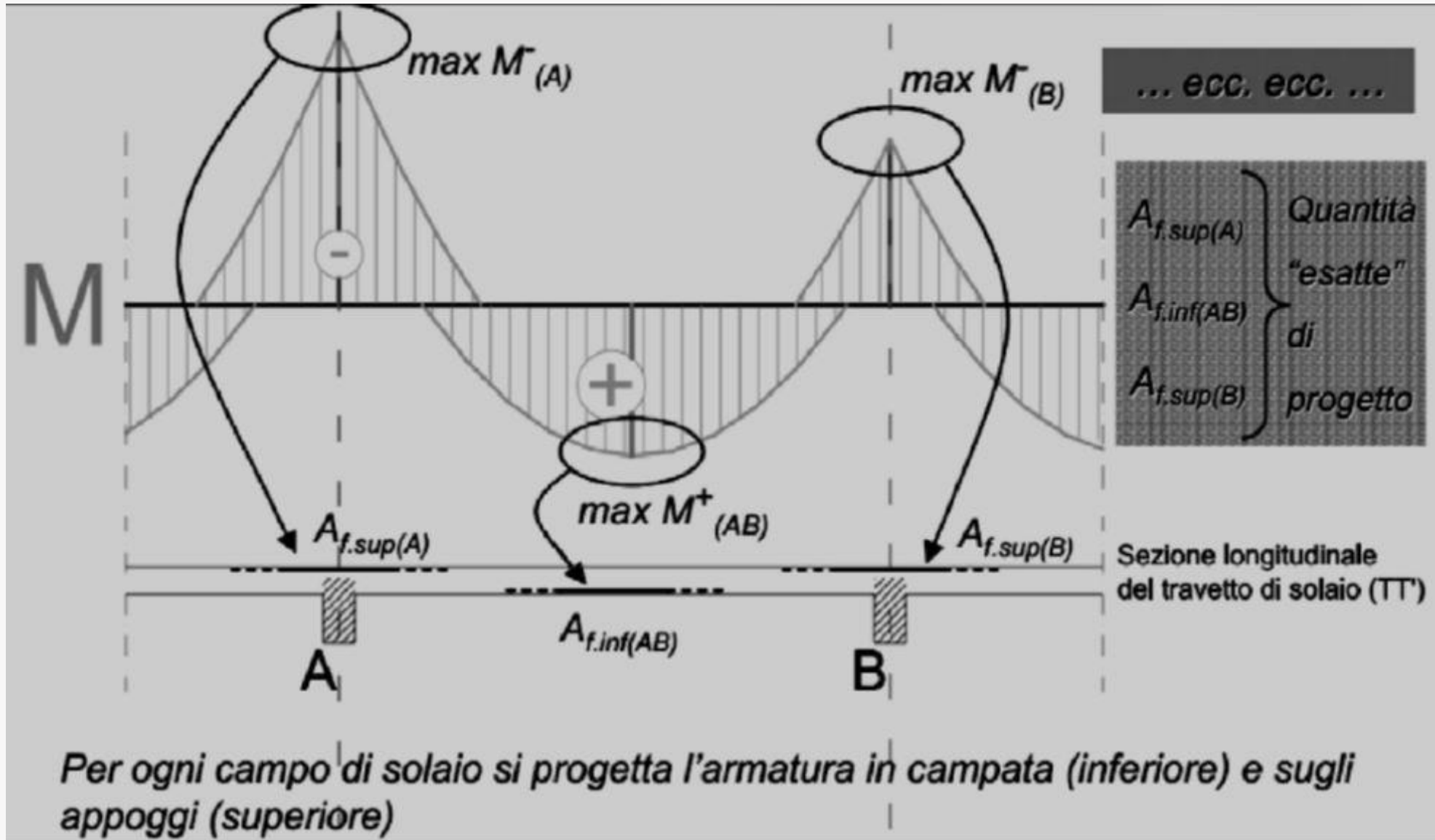
Inserendo i valori noti e risolvendo l'equazione di 2° grado in x , si ottiene l'ascissa in corrispondenza della quale il momento flettente si annulla:

Modello di trave continua – correzione del modello

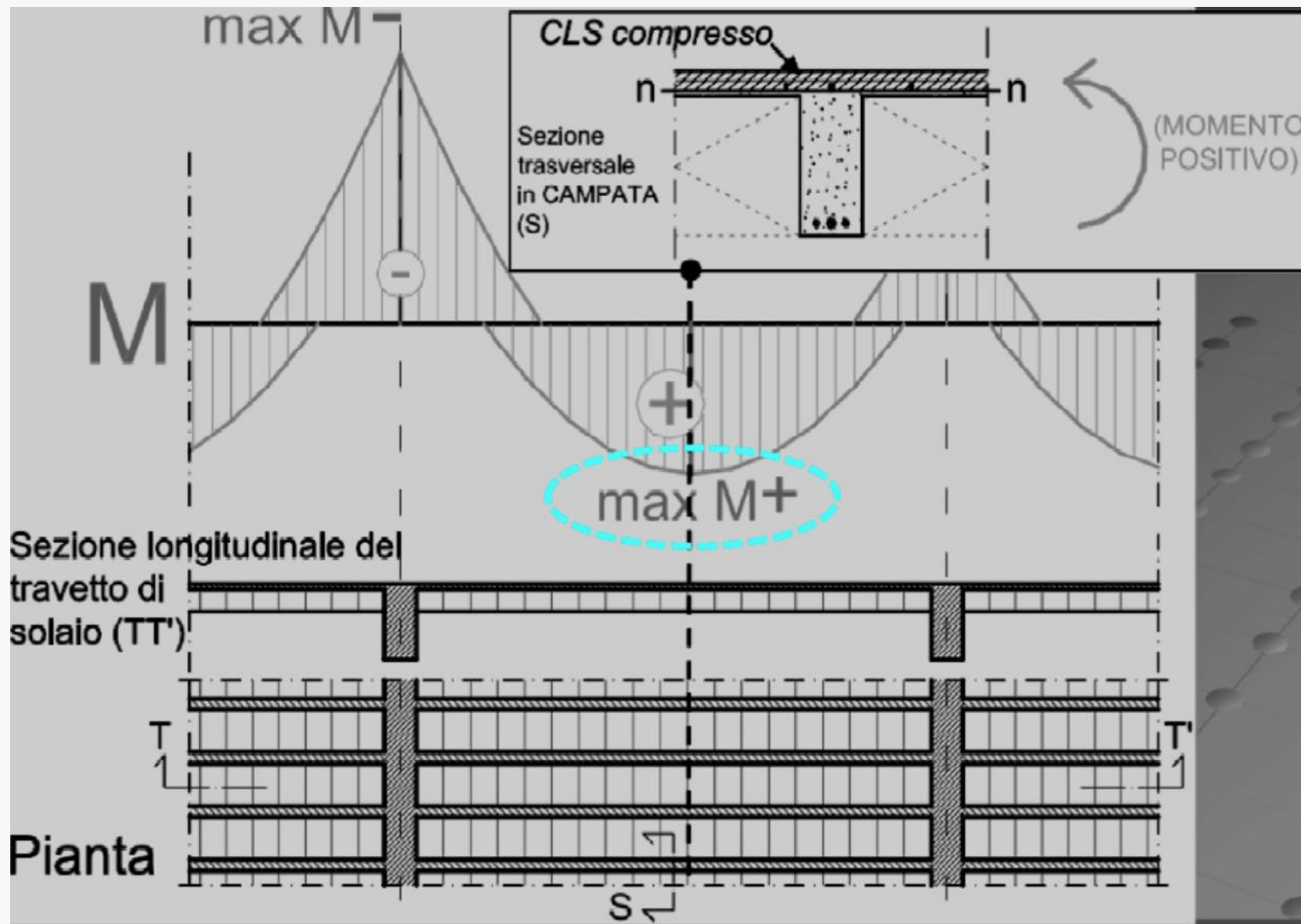
La non perfetta coincidenza del modello «trave continua» con la realtà, richiede cautela nella progettazione dei ferri longitudinali del solaio: non si è tenuto conto, ad esempio, che **la trave non è un appoggio fisso, ma un appoggio elastico**. Possono verificarsi, quindi dei cedimenti differenziali tra un vincolo e l'altro con conseguente variazione del diagramma dei momenti, rispetto a quello di calcolo, lungo l'asse principale del solaio. Per questo motivo è buona norma progettare le armature longitudinali inferiori in campata per un valore del momento non inferiore a $(P_d + Q_d) L^2 / 16$.



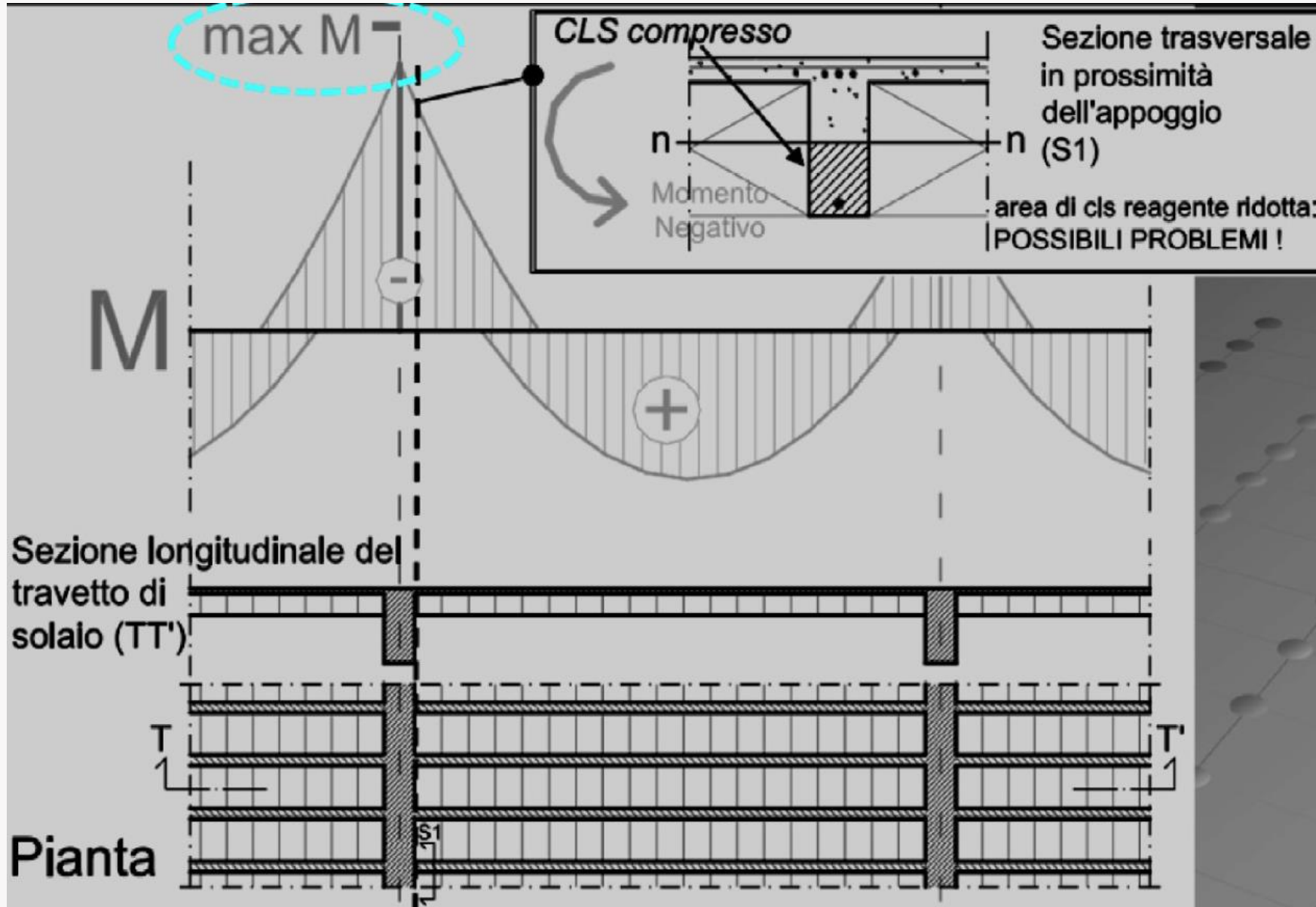
Il progetto delle armature



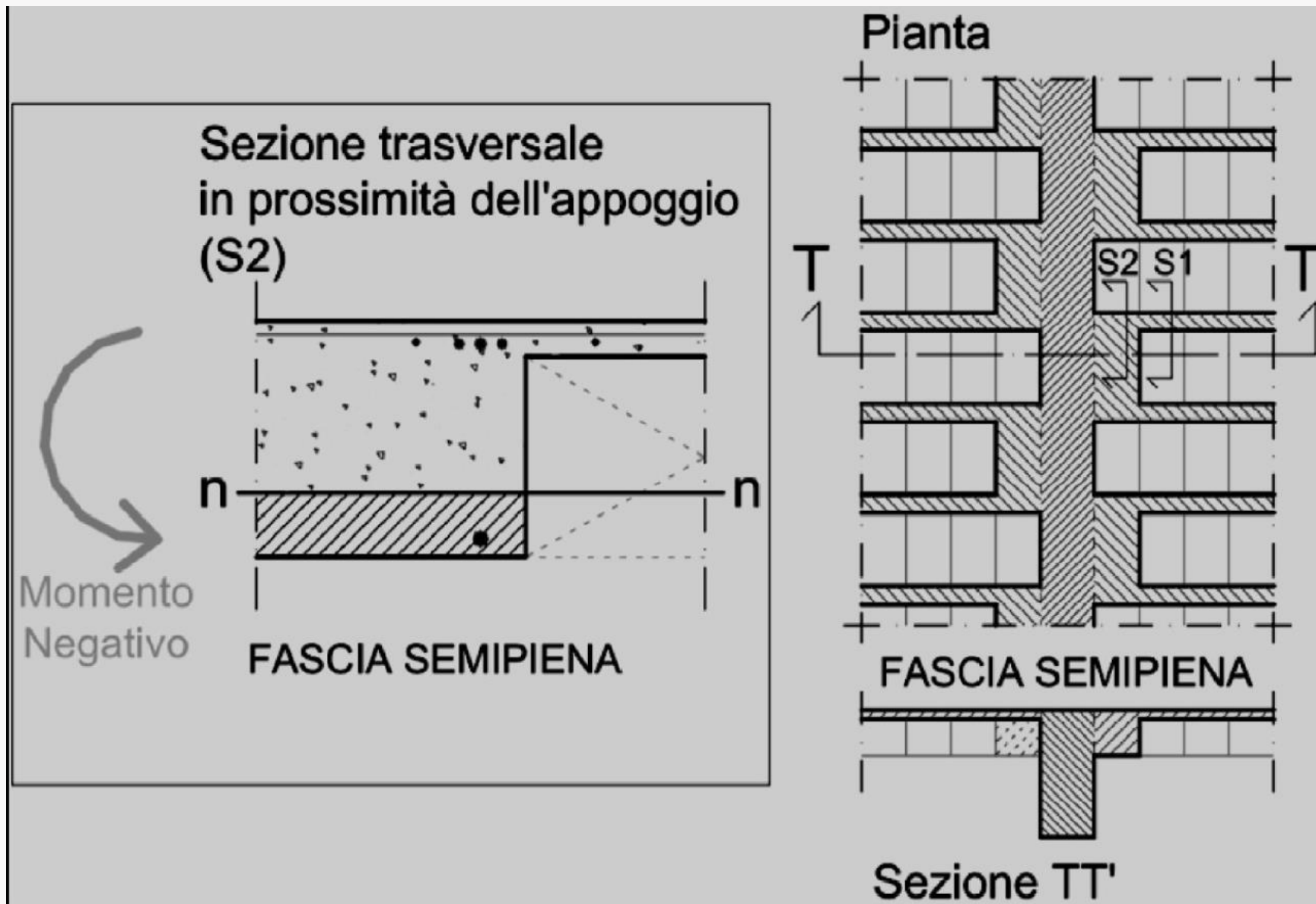
Il progetto delle armature



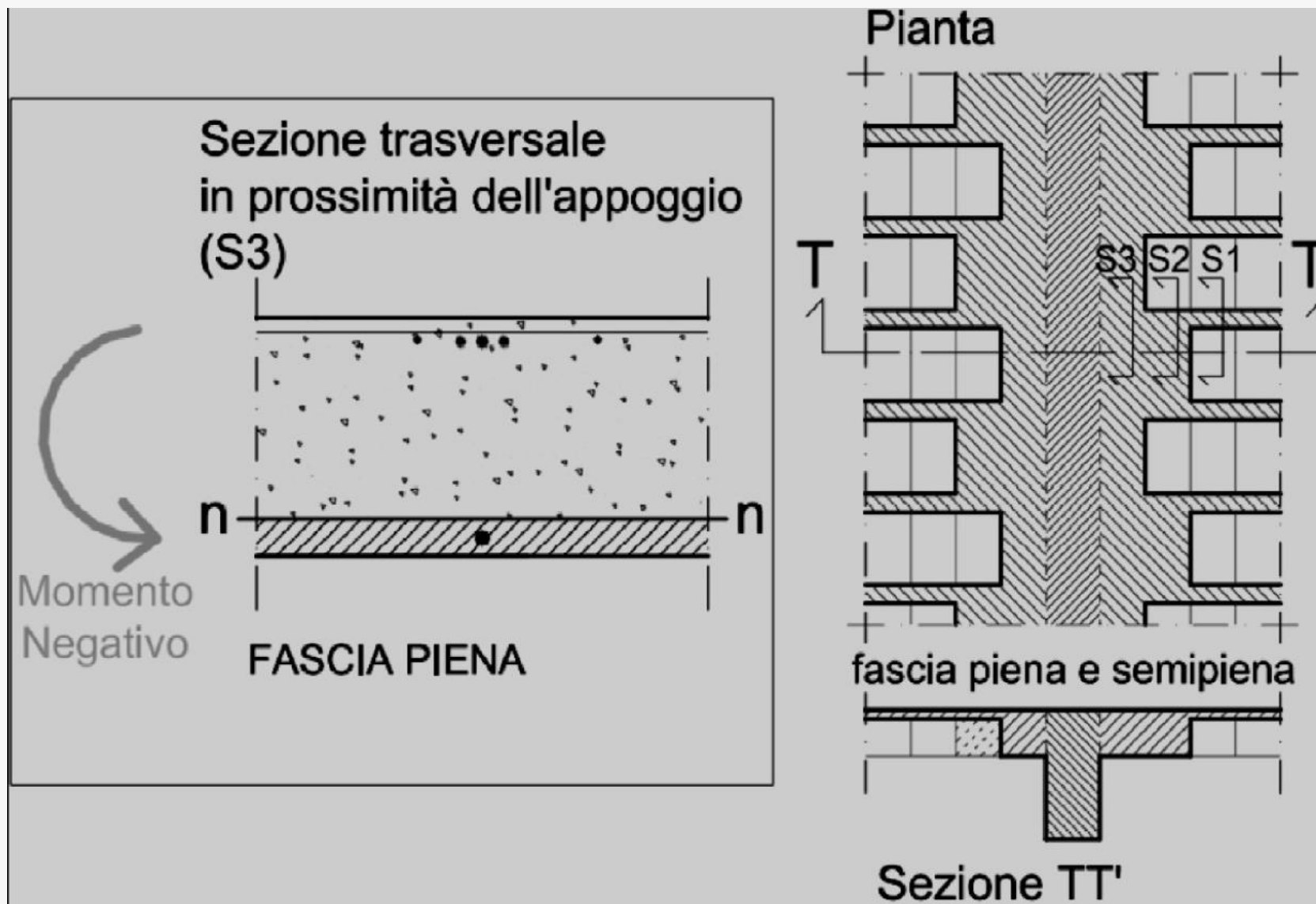
Il progetto delle armature



Il progetto delle armature



Il progetto delle armature



Predimensionamento armatura e minimi di normativa

- Il numero massimo di barre da disporre inferiormente non deve essere superiore a 2
- Il numero massimo di barre da disporre superiormente non deve essere superiore a 3
- In campata, dove il momento è positivo, i ferri superiori possono anche non essere disposti
- E' obbligatorio disporre inferiormente almeno una barra per travetto
- Si utilizzano solo diametri pari - E' opportuno impiegare non più di due diametri di armatura $\phi 8$ - $\phi 12$ / $\phi 10$ - $\phi 14$
- Il valore minimo di area dei ferri è :

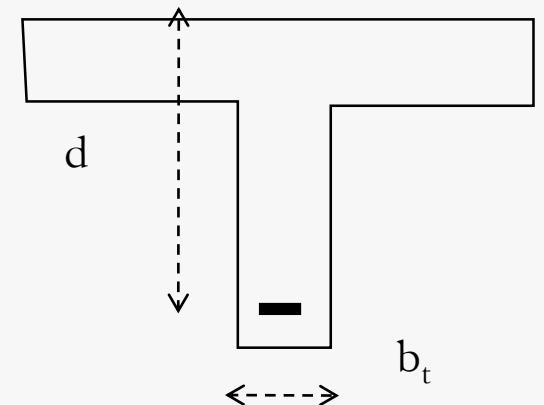
$$A_{min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad \text{e comunque non minore di } 0,0013 b_t d$$

b_t rappresenta la larghezza media della zona tesa; per una trave a T con piattabanda compressa, nel calcolare il valore di b_t si considera solo la larghezza dell'anima;

d è l'altezza utile della sezione;

f_{ctm} è il valore medio della resistenza a trazione assiale definita nel § 11.2.10.2;

f_{yk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.



Predimensionamento armatura e minimi di normativa

Il progetto delle armature consiste nel dimensionare l'area minima di acciaio, tale che in fase di verifica risulti in ogni sezione:

$$M_{Rd} \geq M_{Sd}$$

In via semplificativa l'area minima di armatura resistente a flessione può essere valutata attraverso:

$$A_f = \frac{M_d}{0,9 d f_{yd}}$$

Inoltre, in corrispondenza delle sezione di appoggio, deve essere disposta un'area di armature minima inferiore tale che:

$$A_f = \frac{V_{Sd}}{f_{yd}}$$

L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo.

- Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione
- Per consentire un omogeneo getto del calcestruzzo, il copriferro e l'interferro delle armature devono essere rapportati alla dimensione massima degli inerti impiegati.
- Il copriferro e l'interferro delle armature devono essere dimensionati anche con riferimento al necessario sviluppo delle tensioni di aderenza con il calcestruzzo.

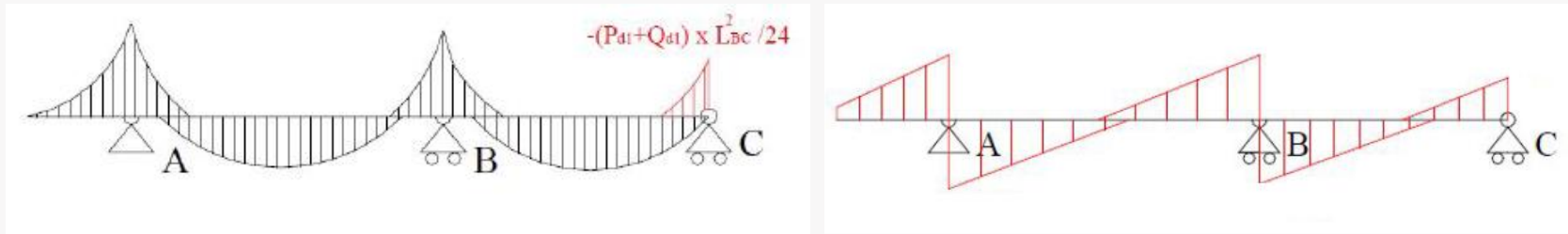
Copriferri minimi definiti all'interno della circolare par. 4.1.6.1.3

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Ad esempio per una classe di cls C25/30 e ambiente ordinario $d'=2$ cm

Predimensionamento armatura



Sez.	Md [kNm]	PL ² /16 [kNm]	Td [kN]	Af,min [mm ²]	Td/fyd [mm ²]	Af,norm [mm ²]	Af,trasv, [mm ²]	φ [mm]	Aeff [mm ²]
A _{inf}	X	X		X		X	X	X	X
B _{inf}	X	X		X		X	X	X	X
A _{sup}	X			X		X	X	X	X
B _{sup}	X			X		X	X	X	X
C _{sup}	X			X		X	X	X	X
A _{inf}			X		X		X	X	X
B _{inf}			X		X		X	X	X
C _{inf}			X		X		X	X	X

La verifica di sicurezza a flessione

La verifica di sicurezza si effettua confrontando il momento resistente M_{rd} con quello agente. La verifica è soddisfatta se risulta:

$$M_{rd} \geq M_{ed}$$

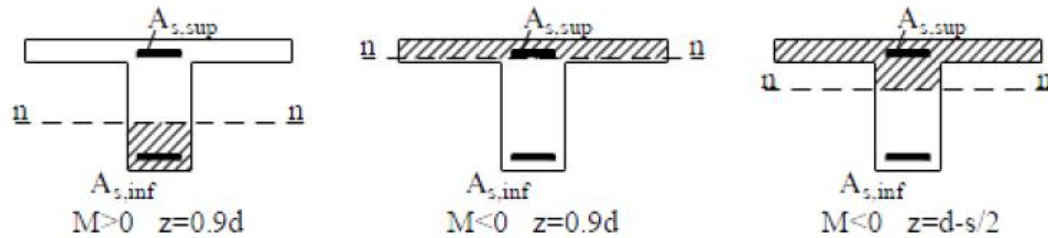
La procedura per la verifica di sicurezza a flessione si compone delle seguenti fasi:

1. Valutazione del momento resistente M_{rd}

- Posizione dell'asse neutro
- Determinazione del momento resistente M_{rd}

2. Confronto tra il Momento resistente M_{rd} e quello agente M_{ed}

La verifica di sicurezza a flessione



- ☐ Considerare la vera forma della sezione e le armature presenti

TITOLO :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	A_s [cm ²]	d [cm]
1	50	4	1	1.13	2.5
2	12	20	2	1.92	21.5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N kN
 M kNm
 M kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord [cm] xN yN

Tipo sezione: Rettang.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Tipo soltura: Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Fretta Deviate

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: FeB44k C30/37

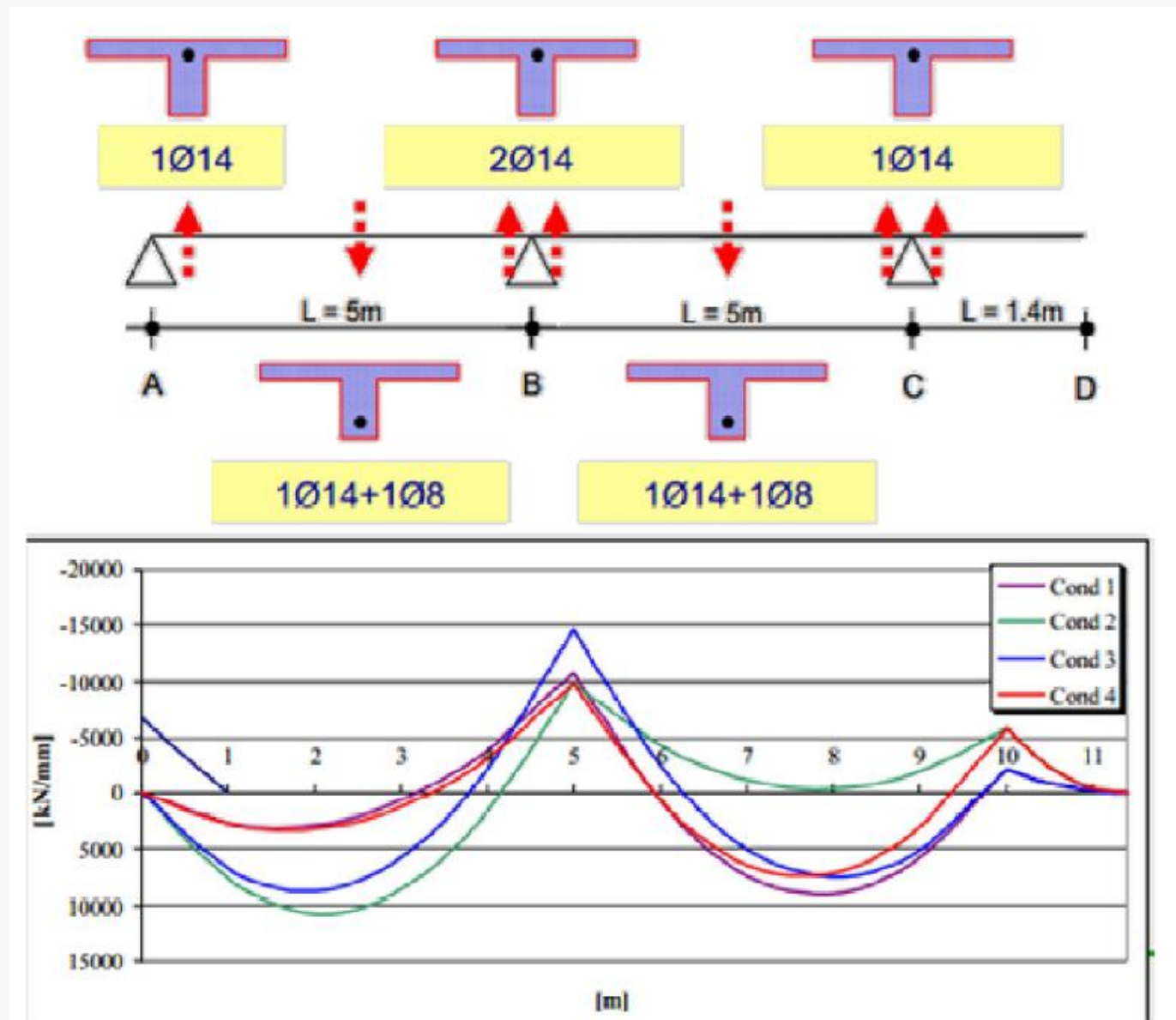
f_{su} % f_{cu} N/mm²
 f_{yd} N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_c N/mm² α [?]
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} [?]
 f_{yk} % $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{c,adm}$ N/mm² γ_{c0} γ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
 d cm
 x x/d
 δ

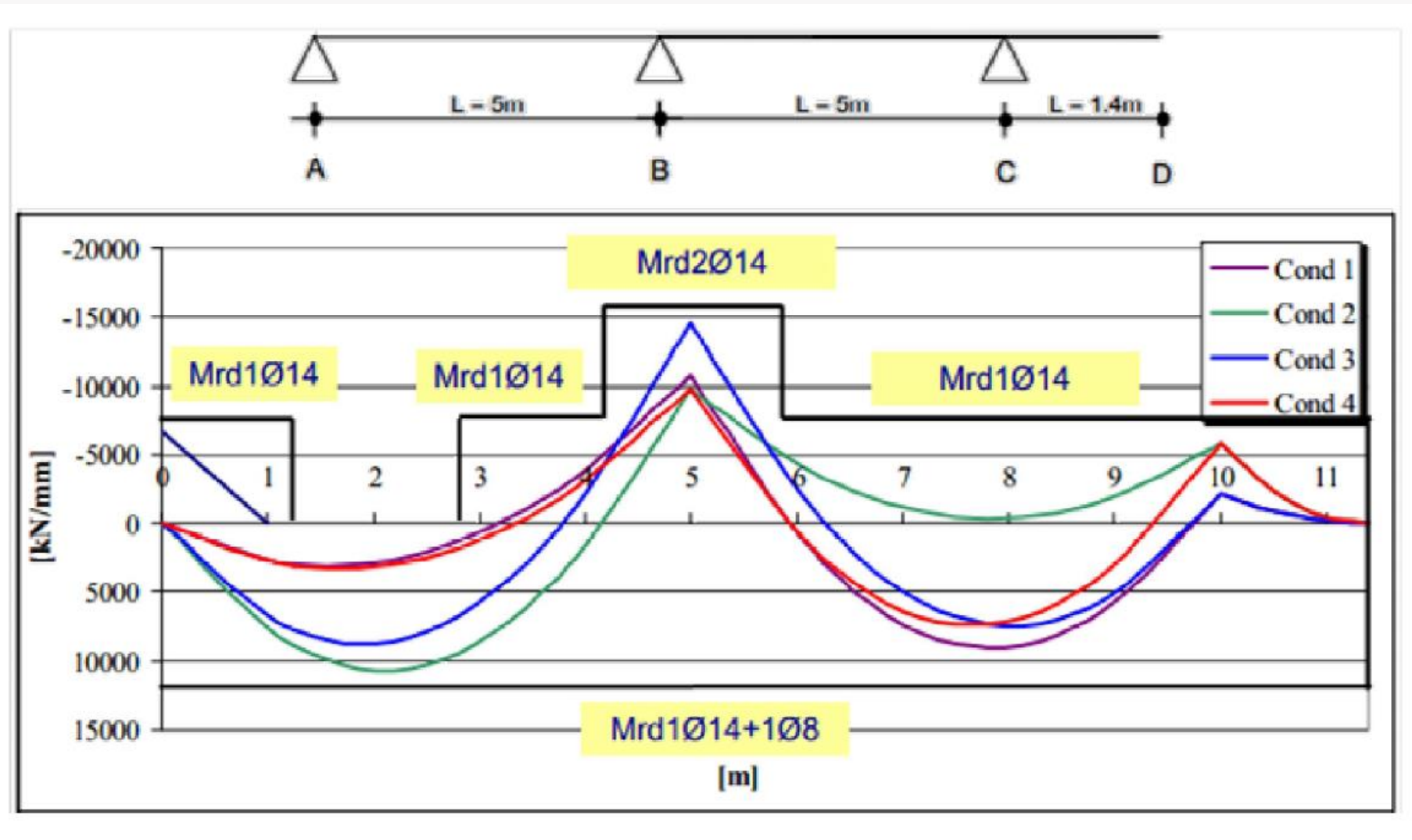
http://dicata.ing.unibs.it/gelfi/software/programmi_studenti.html

→ VcaSLU

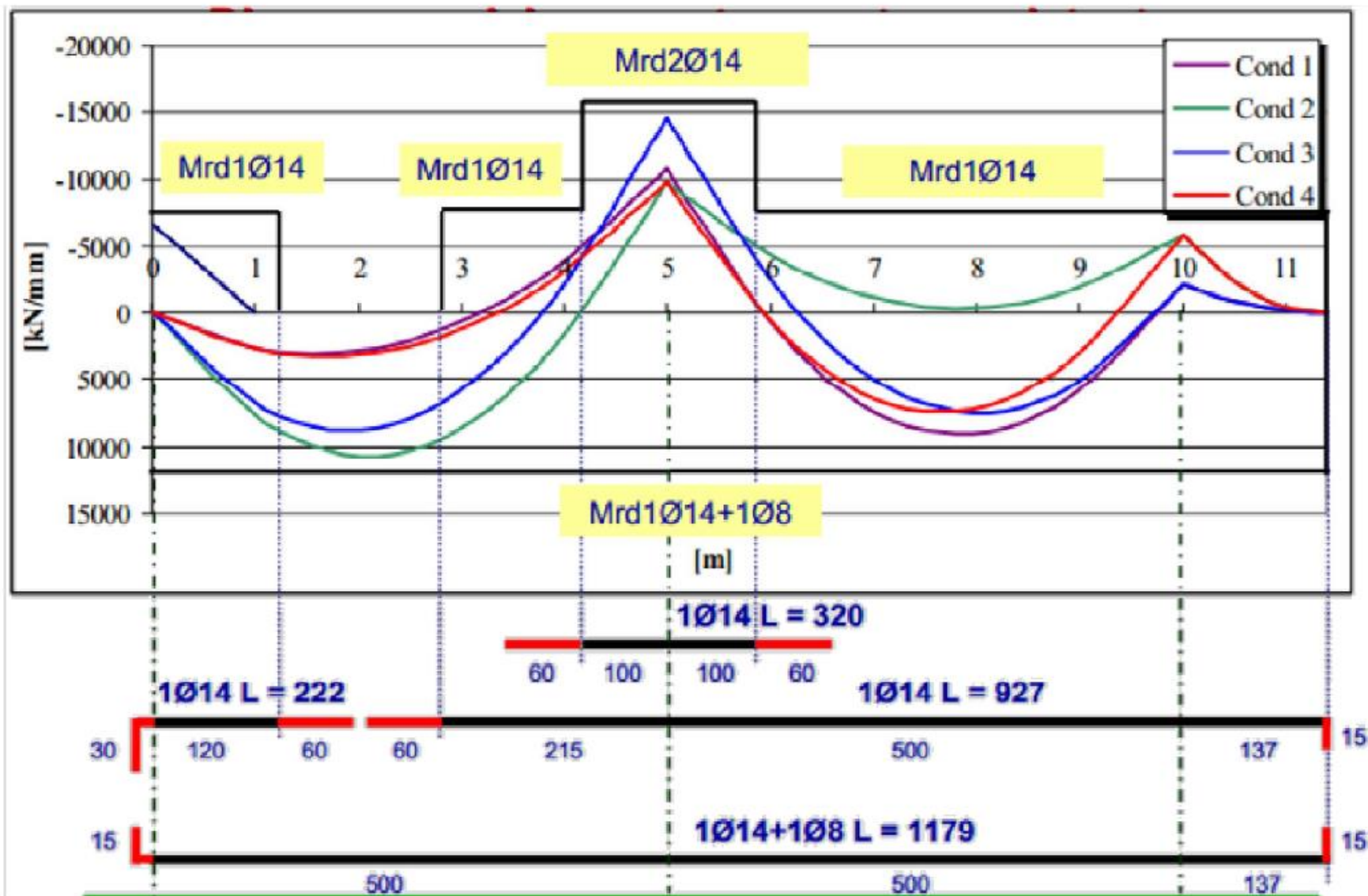
La verifica di sicurezza a flessione



La verifica di sicurezza a flessione



Lunghezza di ancoraggio



Ancoraggio delle barre

4.1.6.1.4 Ancoraggio delle barre e loro giunzione

Le armature longitudinali devono essere interrotte oppure sovrapposte preferibilmente nelle zone compresse o di minore sollecitazione.

La continuità fra le barre può effettuarsi mediante:

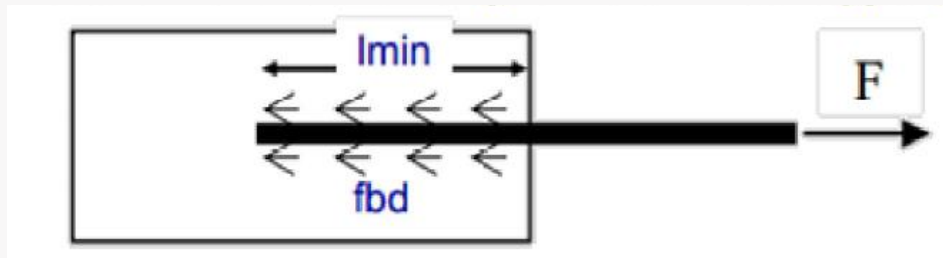
- sovrapposizione, calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra. In ogni caso la lunghezza di sovrapposizione nel tratto rettilineo deve essere non minore di quanto prescritto al § 4.1.2.3.10. La distanza mutua (interferro) nella sovrapposizione non deve superare 4 volte il diametro;
- saldatura, eseguita in conformità alla norma UNI EN ISO 17660-1:2007. Devono essere accertate la saldabilità degli acciai che vengono impiegati, nonché la compatibilità fra metallo e metallo di apporto nelle posizioni o condizioni operative previste nel progetto esecutivo;
- giunzioni meccaniche per barre di armatura. Tali giunzioni sono qualificate secondo quanto indicato al § 11.3.2.9.

Per barre di diametro $\varnothing > 32$ mm occorrerà adottare particolari cautele negli ancoraggi e nelle sovrapposizioni.

Nell'assemblaggio o unione di due barre o elementi di armatura di acciaio per calcestruzzo armato possono essere usate giunzioni meccaniche mediante manicotti che garantiscano la continuità. Le giunzioni meccaniche possono essere progettate con riferimento a normative o documenti di comprovata validità.

Lunghezza di ancoraggio

Le barre di armatura devono essere ancorate nelle zone di cls compresso per una lunghezza idonea a prevenire lo sfilamento. La lunghezza di ancoraggio permette alla barra di trasferire tutta la forza normale al calcestruzzo. Questa è valutata ipotizzando uno sviluppo costante delle tensioni di aderenza entro la lunghezza di ancoraggio (ipotesi di Brice).



PULL OUT TEST

- $L > L_a$ Si rompe per snervamento
- $L < L_a$ Si sfila dal calcestruzzo

La lunghezza di ancoraggio è determinata imponendo l'equilibrio alla traslazione della forza di tiro agente nelle barre (F) e della risultante delle forze di aderenza nel cls:

$$F = \int_0^l f_{bd} \cdot p \cdot dx \quad \rightarrow \quad F = f_{yd} \cdot A_f = f_{bd} p \cdot l$$

$$l_{min} = f_{yd} \cdot d / 4 f_{bd}$$

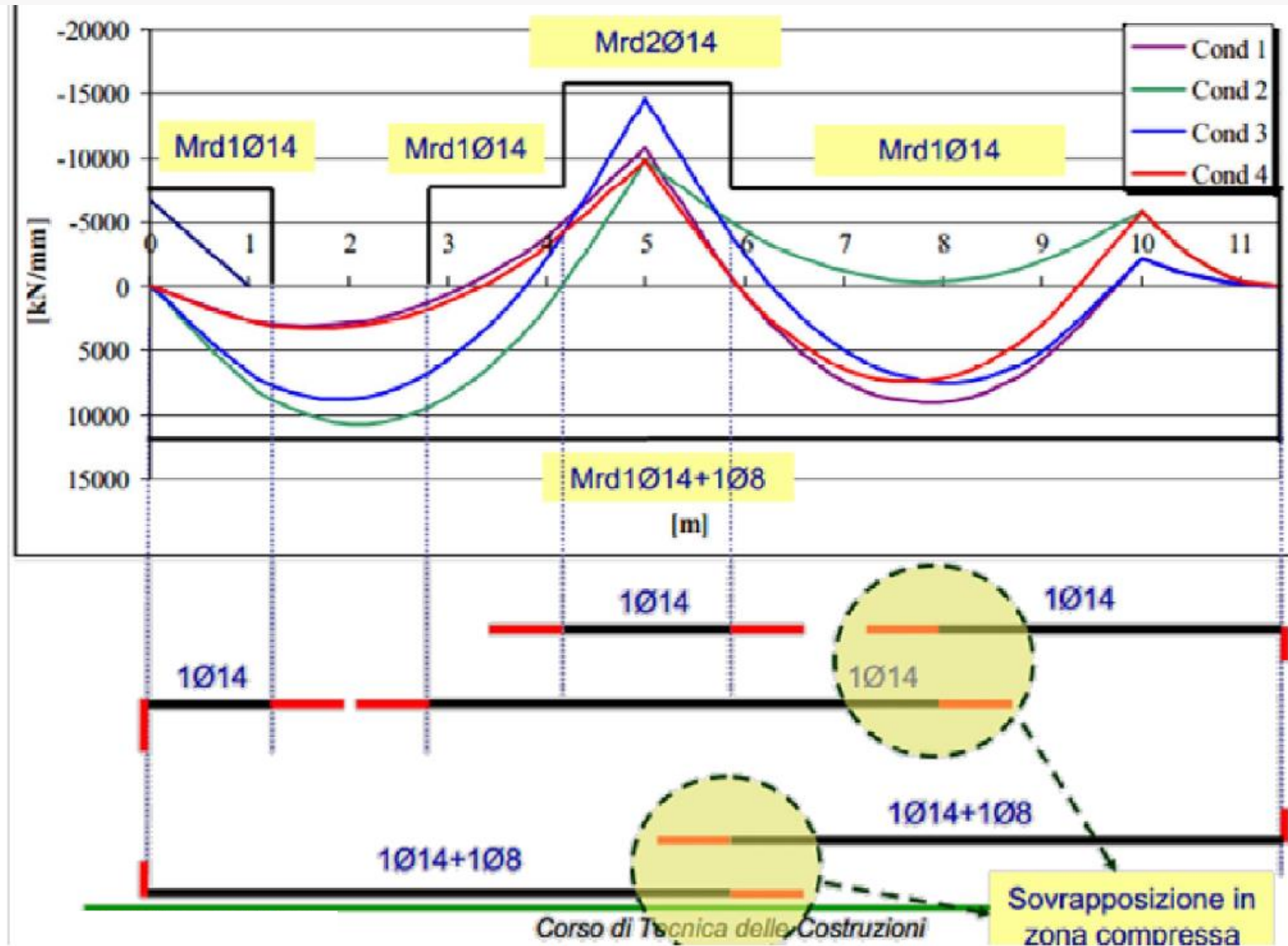
con d= diametro della barra

$$f_{bd} = 2,25 \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$$

f_{bd} = resistenza tangenziale di aderenza

f_{ctk} = la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo

Lunghezza di ancoraggio

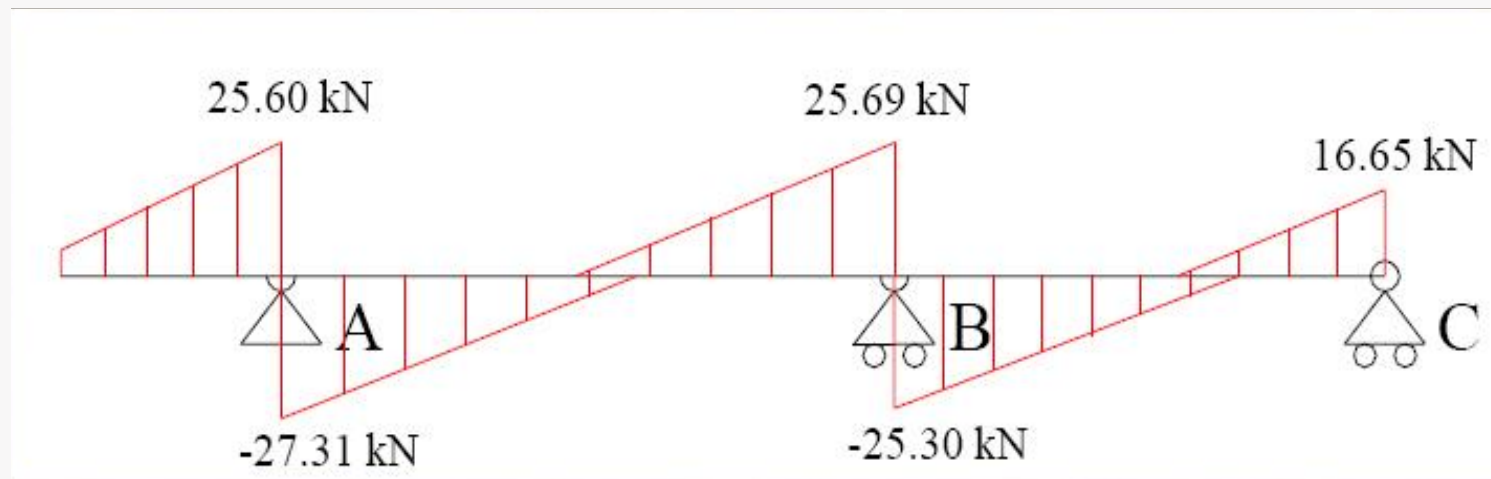


Dettagli costruttivi

- I ferri devono essere disegnati sotto ad una sezione longitudinale del travetto, in scala 1:50, specificando il diametro dei tondini e le lunghezze dei ferri.
- I ferri non possono avere lunghezze superiori a 12 m
- Un ferro continuo può essere spezzato in più tratti ricorrendo ad un'adeguata sovrapposizione (40ϕ)
- I ferri inferiori possono essere spezzati in corrispondenza degli appoggi (momento positivo nullo)
- I ferri superiori possono essere spezzati in campata (momento negativo nullo)

Verifica a Taglio

- Il solaio, data la sua capacità di ripartire i carichi trasversalmente, fa parte di quelli elementi che non necessitano di armatura a taglio (NTC 18 – 4.1.2.3.5.1)
- Le sollecitazioni di taglio vengono interamente assorbite dal calcestruzzo
- La procedura per il progetto e la verifica a taglio deve essere effettuata in corrispondenza degli appoggi, dove gli sforzi di taglio sono massimi



Verifica a Taglio

NTC2018 – 4.1.2.3.5.1

- Elementi **senza armature trasversali** resistenti a taglio (solai, piastre membrature..)



- Elementi **con armature trasversali** resistenti a taglio (Travi..)



4.1.2.3.5.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura al taglio, è comunque necessario disporre un'armatura minima secondo quanto previsto al punto 4.1.6.1.1. E' consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.22]$$

dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

con $\gamma_c=1,5$

f_{ck} espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$) che si estende per non meno di $(l_{bd} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{bd} è la lunghezza di ancoraggio;

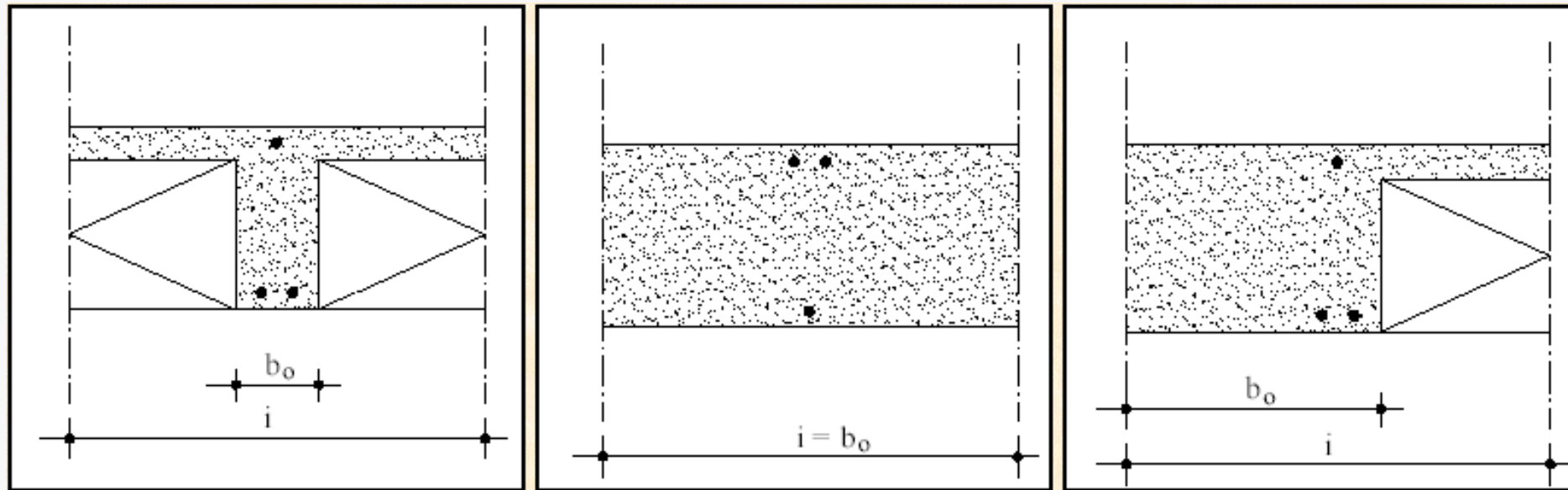
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Calcolo delle fasce piene

TIPOLOGIE DI FASCIA

- Realizzazione di una fascia piena (fino a 50-60 cm dall'asse della trave) o semipiena in corrispondenza degli appoggi per assorbire gli sforzi di taglio in eccesso

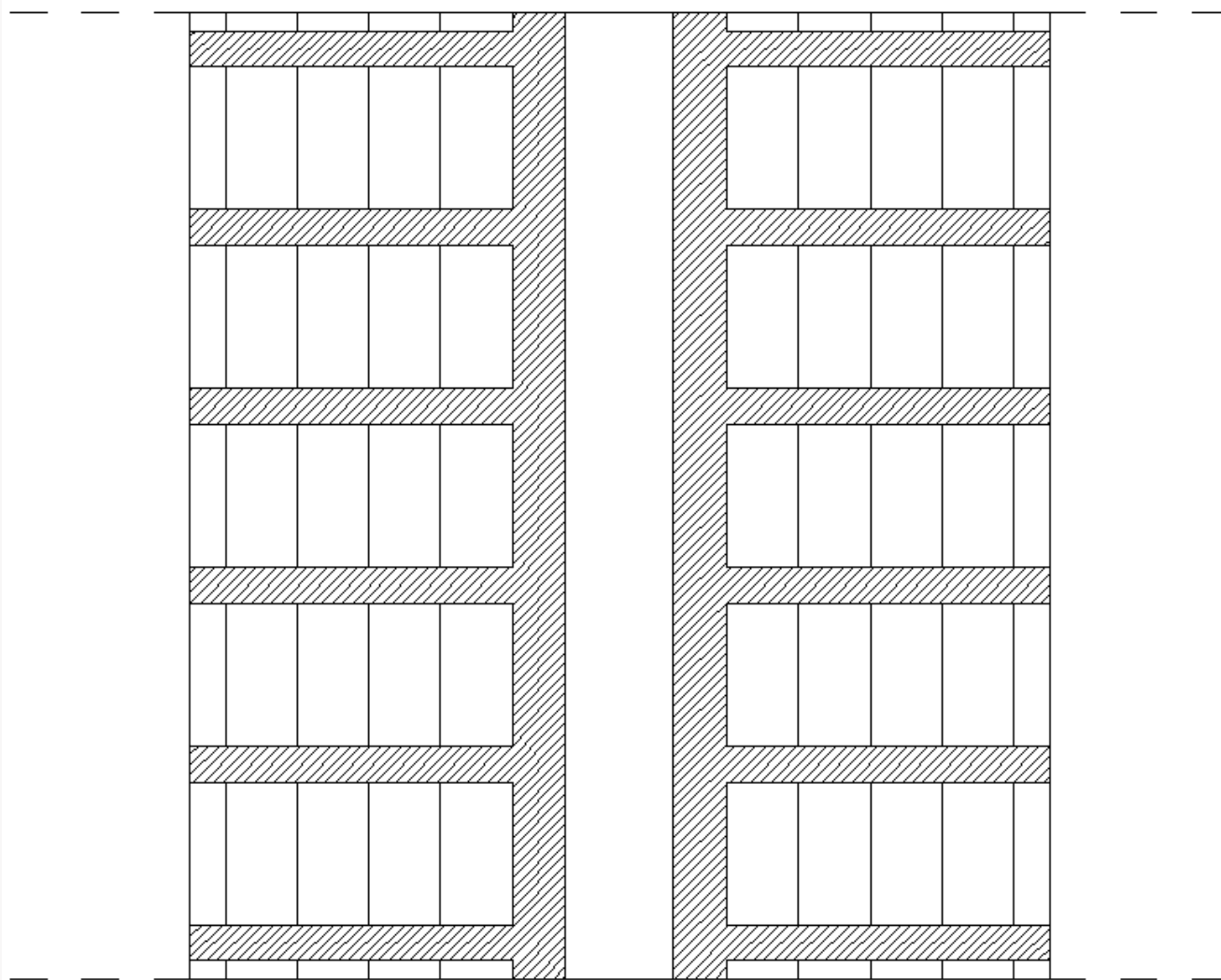


Sezione in campata

Appoggio:
Fascia piena

Appoggio:
Fascia semipiena

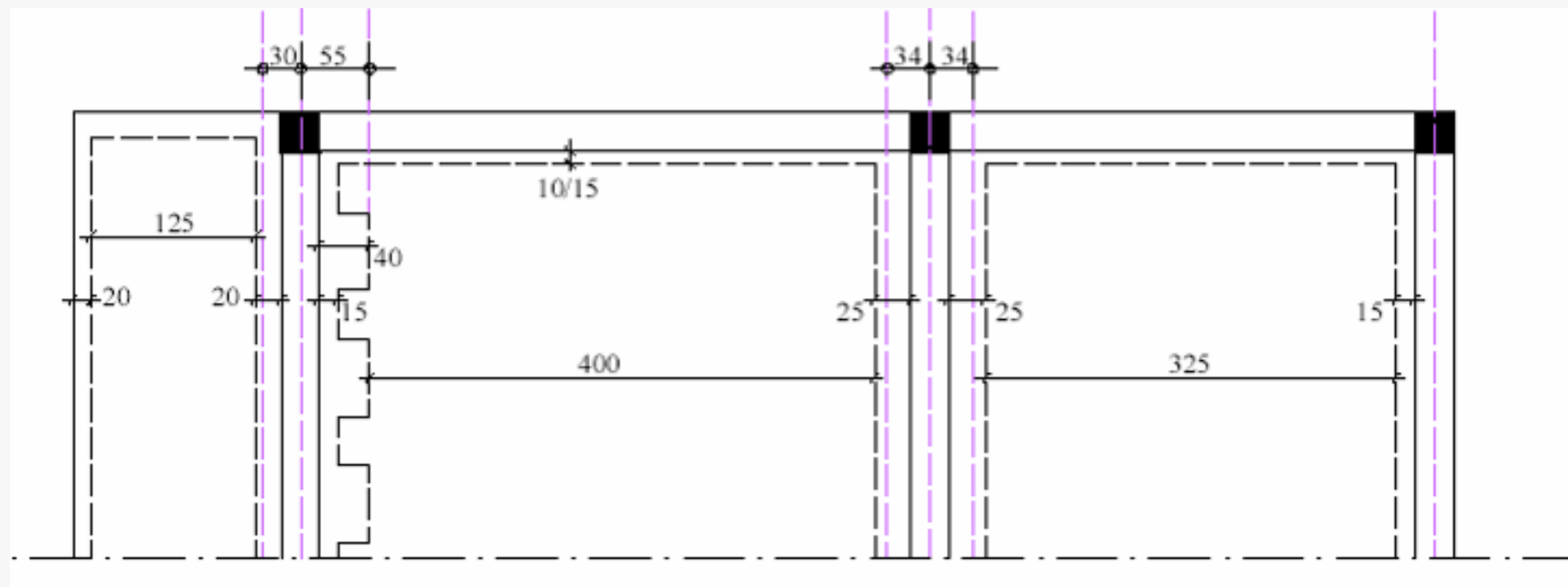
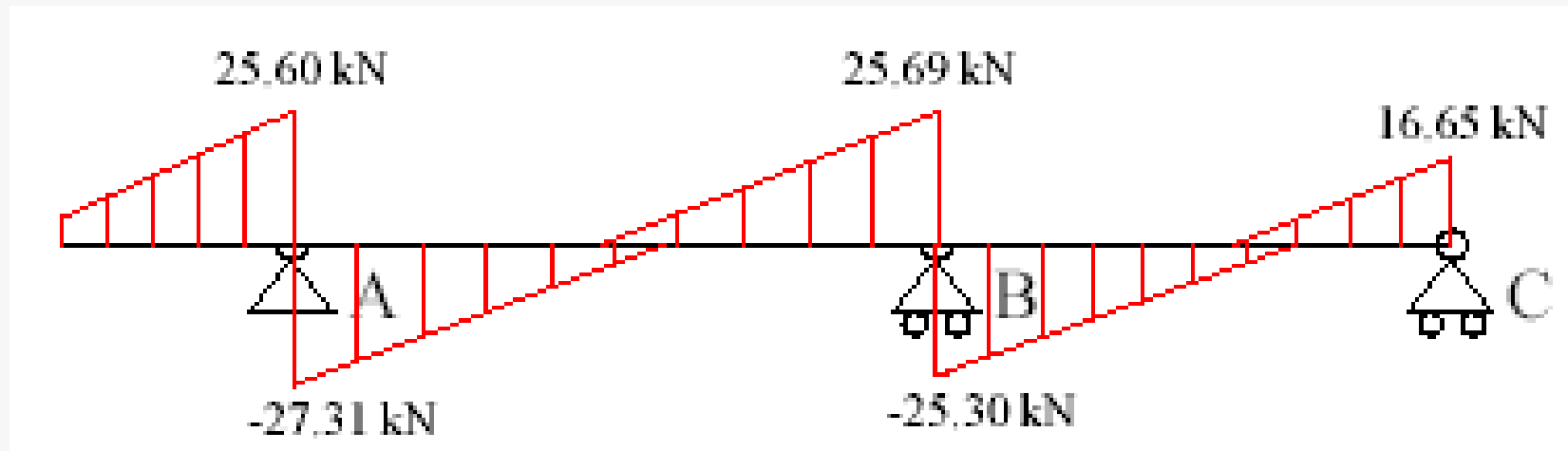
Calcolo delle fasce piene



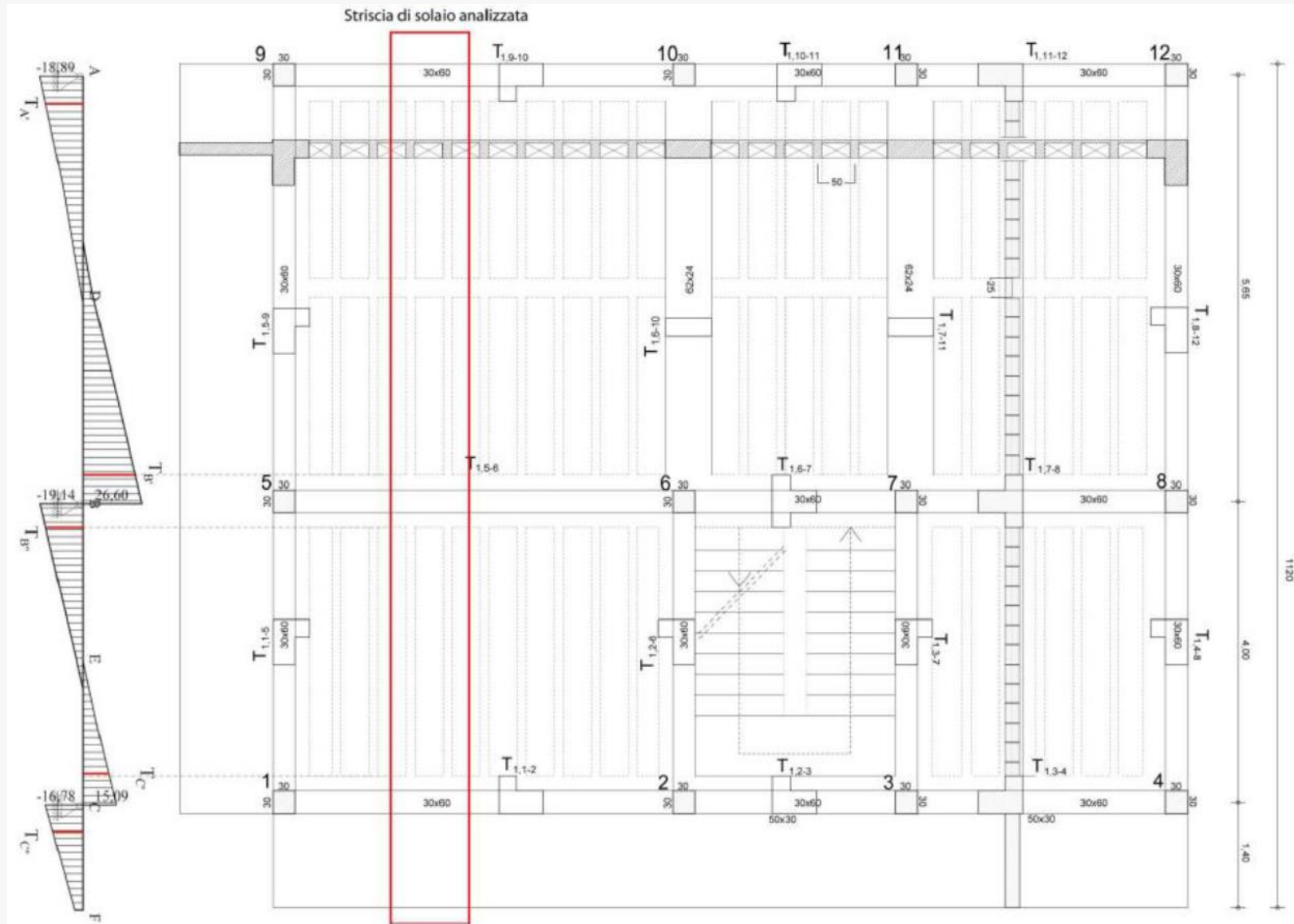
In tutti gli appoggi è comunque necessario lasciare una fascia piena di calcestruzzo di 30 cm:

- 15 cm rappresentativi della larghezza minima della trave.
- 15 cm per una questione pratica in cantiere, poiché viene lasciato sempre un margine tra la pignatta e la trave.

Calcolo delle fasce piene

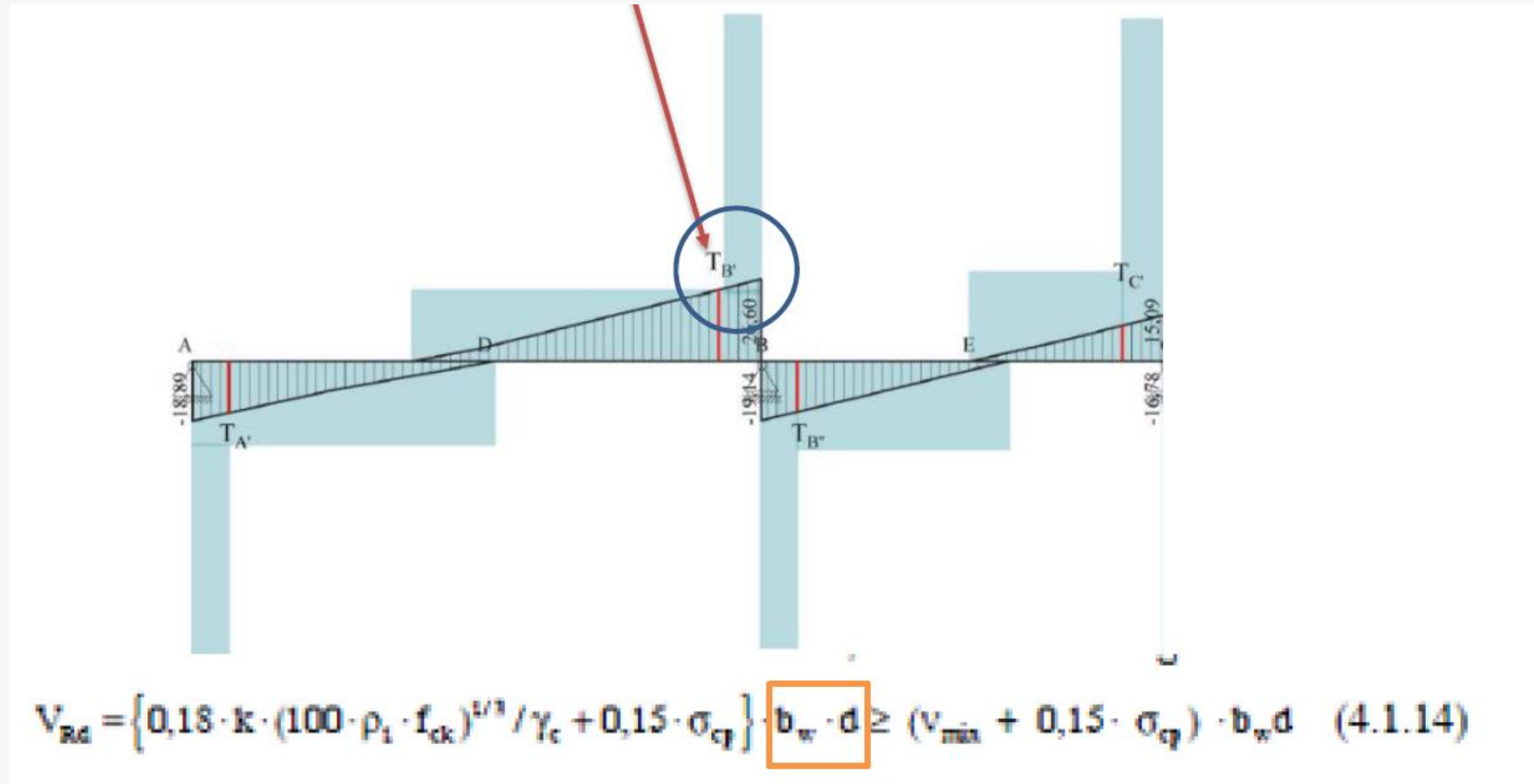


Calcolo delle fasce piene



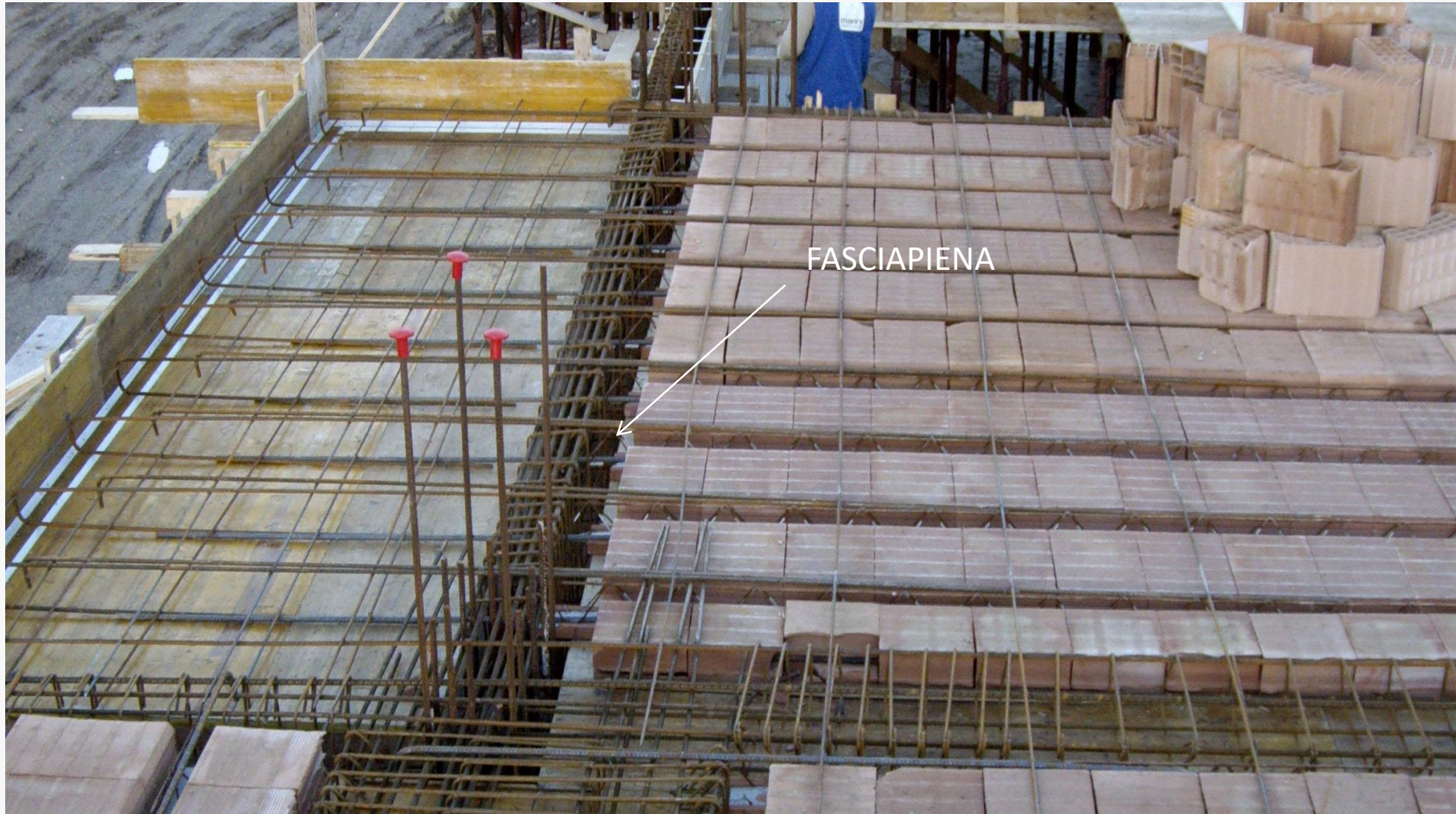
Calcolo delle fasce piene

Dove il diagramma (gradoni) di resistenza a taglio interseca diagramma di involuppo metto una fascia piena (tolgo le pignatte!)



Le fasce piene aumentano il termine b_w

Calcolo delle fasce piene

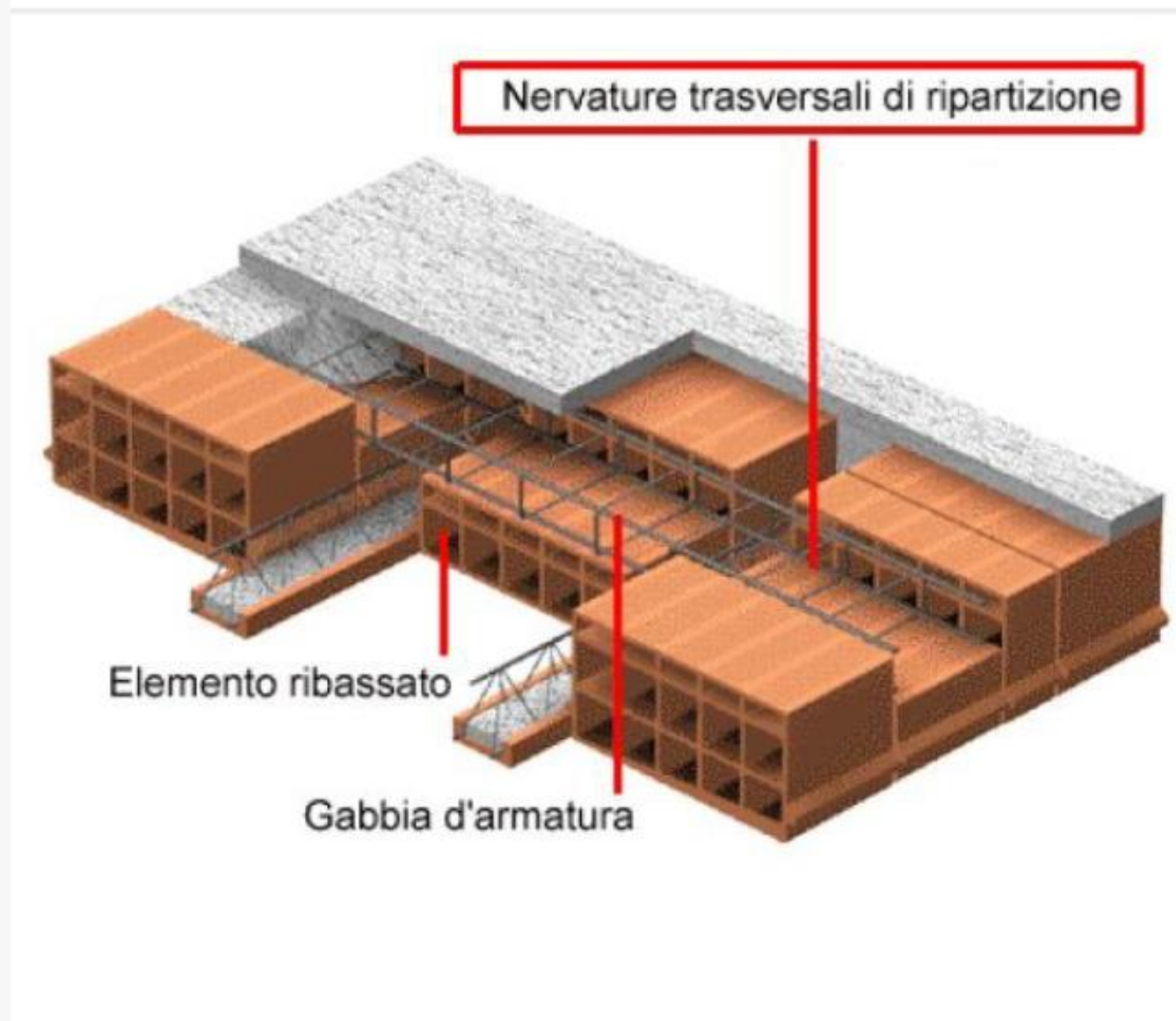


Dettagli costruttivi

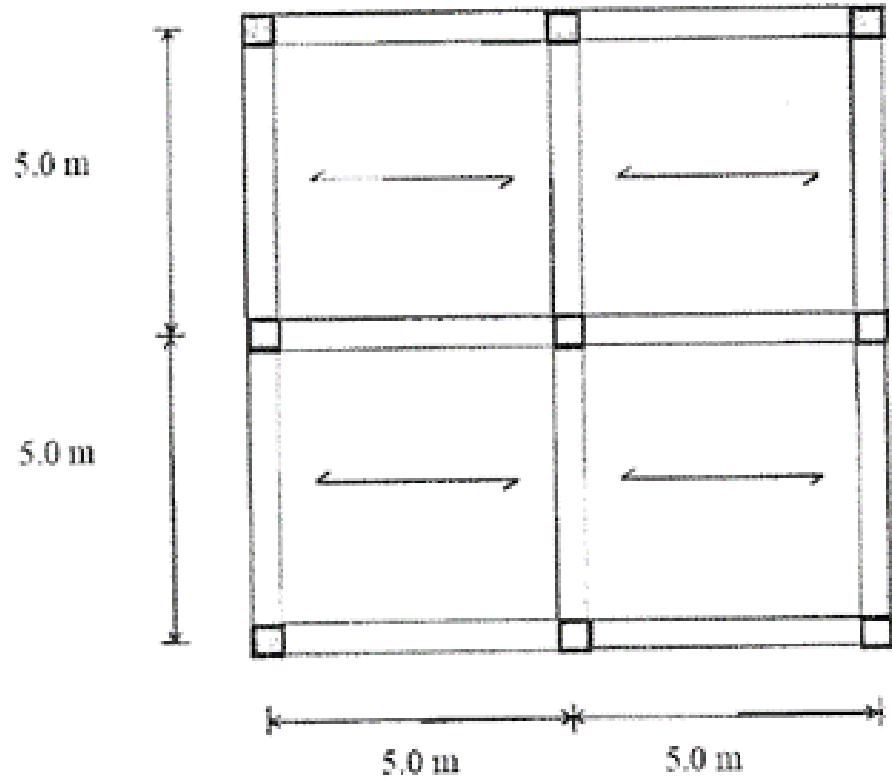
Per luci superiori a 5,5m è necessario inserire un travetto rompitratta, o di ripartizione, perpendicolare alla tessitura dei travetti, con base 15 cm (armato con 2 barre all'estr. superiore e 2 barre all'estr. inferiore) allo scopo di aumentare la rigidezza della struttura nel suo insieme.

La soletta deve essere armata con una rete elettrosaldata in grado di ripartire i carichi trasversali e assorbire gli effetti del ritiro del calcestruzzo. Il quantitativo minimo previsto dalla normativa è di $3\phi 6/m$ o il 20% dell'armature longitudinale di intradosso. Una rete di uso frequente è composta da una maglia quadrata composta da $\phi 6$ con passo 20cm. Le prescrizioni sulla rete devono essere indicate sui disegni di carpenteria.

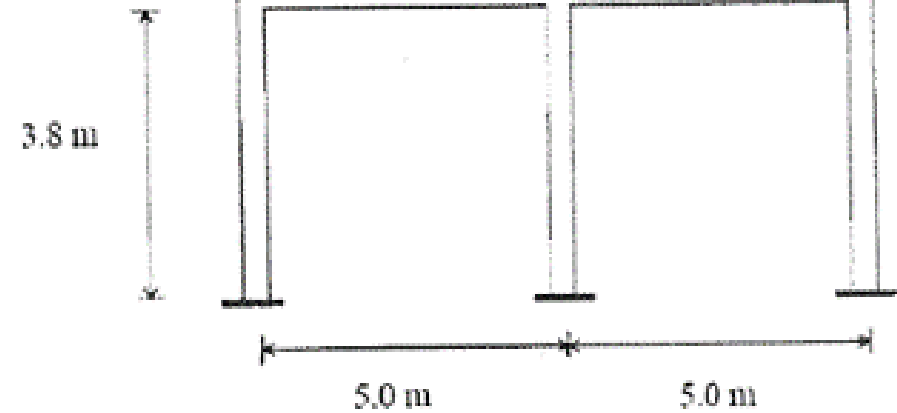
Dettagli costruttivi



Esercizio



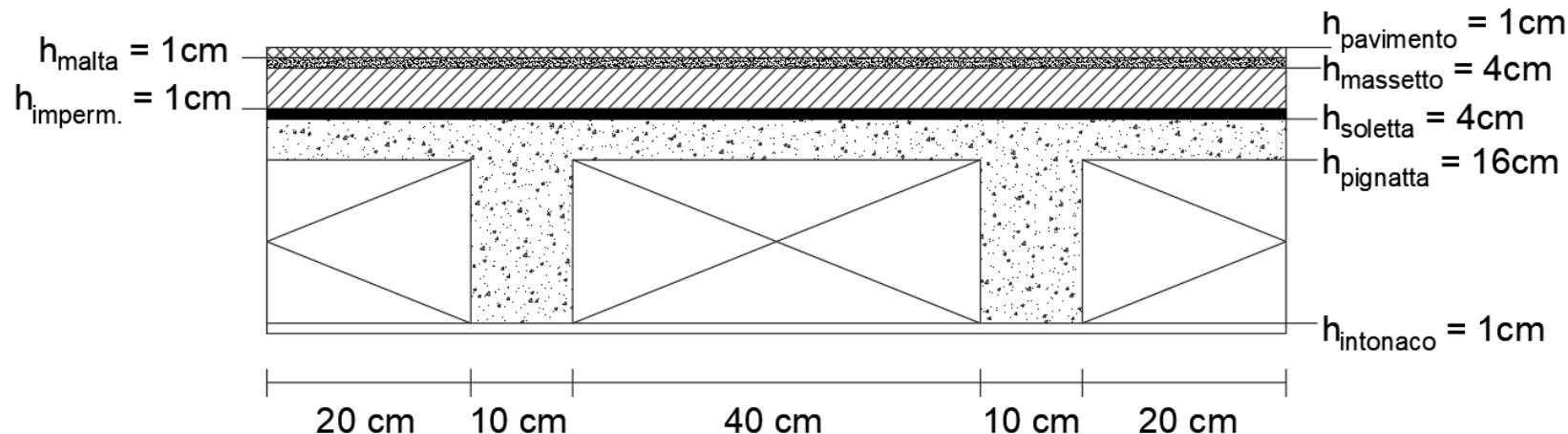
Località: Roma
(Zona 3) $a_s < 200$ m
Copertura piana



Materiali
Cls(C25/30)

Esercizio

Altezza solaio	$H > 15 \text{ cm}$	L è la luce della campata più lunga. Considerando che una pignatta non è alta meno di 12 cm, l'altezza minima del solaio è 16 cm.
Altezza soletta	$s \geq 4 \text{ cm}$	In genere non si usano solette con spessore maggiore di 5 cm., ma 4 cm è lo spessore più usuale.
Interasse travetto	$i \leq 15 s$	Un interasse usuale è $i = 50 \div 52 \text{ cm}$. a seconda di b_o , considerando una pignatta larga 40 cm.
Larghezza travetto	$b_o \geq 1/8 i$ $b_o \geq 8 \text{ cm}$	Dimensioni usuali sono $b_o = 10 \div 12 \text{ cm}$, possibilmente non più di 14 cm; la larghezza del travetto viene determinata anche in funzione delle sollecitazioni di taglio previste.
Dimensioni pignatta	$b_p \leq 52 \text{ cm}$	In genere l'altezza delle pignatte è sempre un numero pari: 12 ÷ 14 ÷ 16 cm ecc. Il minimo è 12 cm.



- Pignatta **$h=16 \text{ cm}$**
- Soletta **$s=4 \text{ cm}$**
- Massetto **$h=4 \text{ cm}$**
- Isolante **$i=4 \text{ cm}$**
- Impermeabilizzazione **$h=1 \text{ cm}$**
- Intonaco **$h=1 \text{ cm}$**
- Pavimento **$h=1 \text{ cm}$**
- Malta **$h=1 \text{ cm}$**

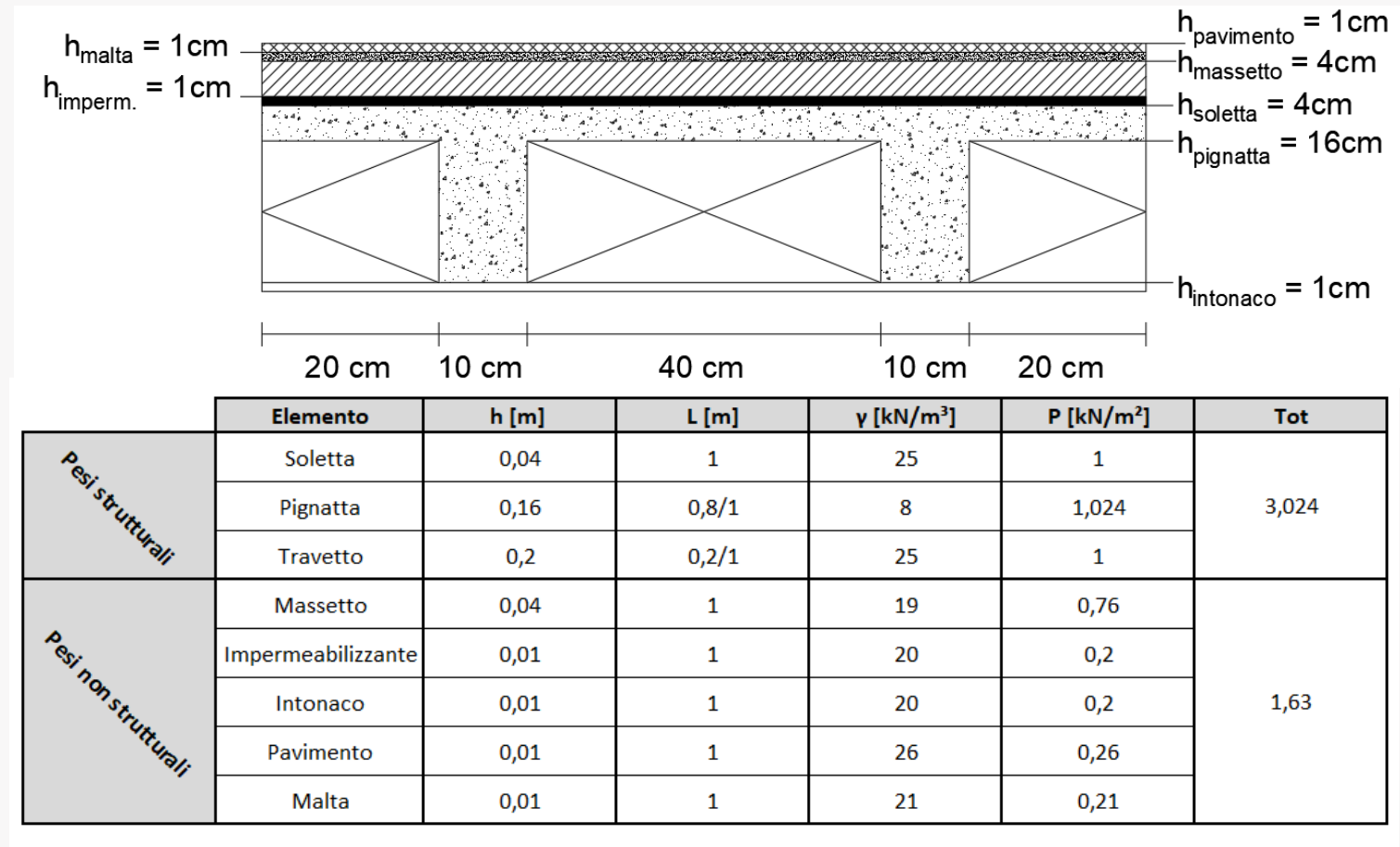
Esercizio

Domande

1. Analisi dei carichi del solaio utilizzando l'NTC2018 + Circolare;
 - Determinare i permanenti strutturali G1
 - Determinare i permanenti non strutturali G2
 - Determinare il carico neve Q1
 - Determinare il carico folla Q2
2. Individuare lo schema di trave continua
3. Calcolare i carichi lineari da assegnare alla trave continua
4. Calcolare la combinazione fondamentale allo SLU
5. Verifica a flessione solaio
6. Verifica a taglio solaio
7. Distinta dei ferri

Esercizio

Peso proprio solaio



$$G_{1ksolaio} = 3,024 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{2ksolaio} = 1,63 \text{ kN/m}^2$$

Esercizio

Carico folla

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

$$q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.

** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

Esercizio

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t$$

Carico neve

Coefficiente di forma μ_1

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Valore massimo caratteristico del peso della neve al suolo massimo in 50 anni q_{sk}

Zona III

Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

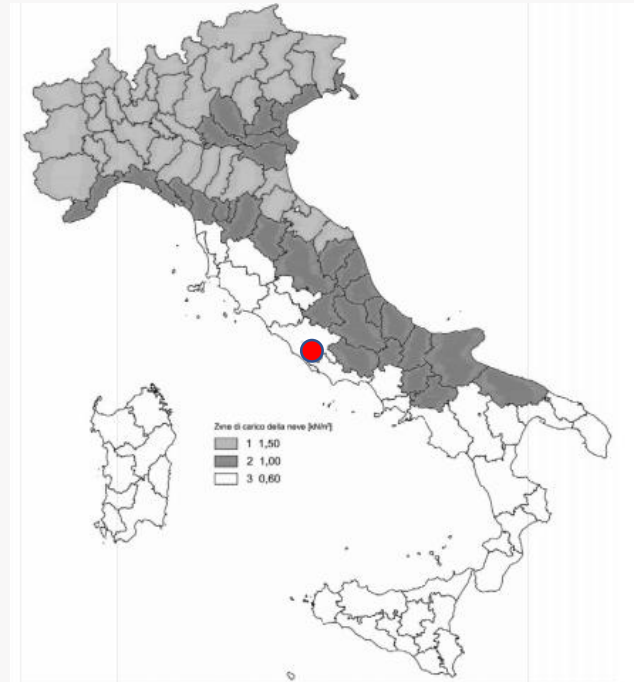
$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$$

$$a_s \leq 200 \text{ m}$$

[3.4.5]

$$q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$$

$$a_s > 200 \text{ m}$$



Coefficiente di esposizione C_E

Topografia normale $C_E = 1$

Tabella 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di topografia

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Coefficiente termico C_t

$$C_t = 1$$

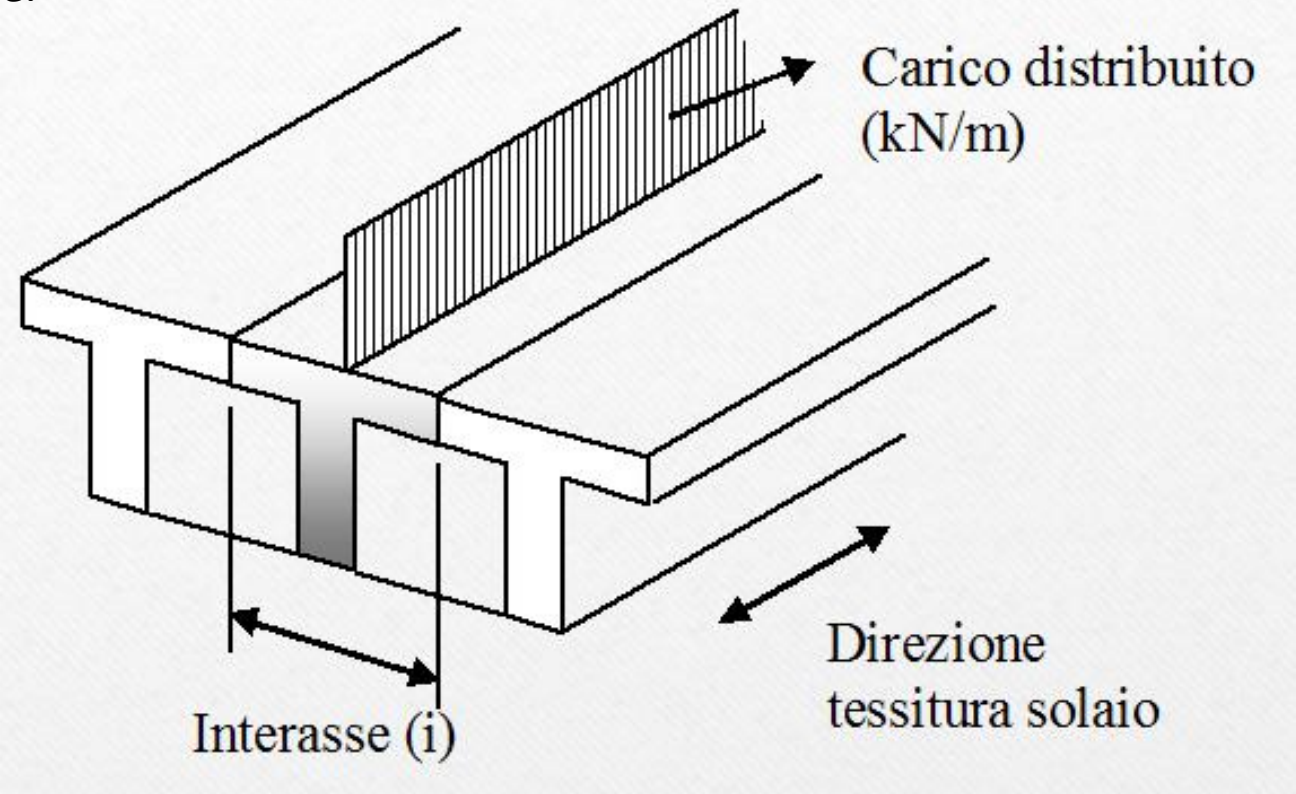
Carico dovuto alla neve:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t = 0,80 \times 0,60 \times 1 \times 1 = 0,48 \text{ kN/m}^2$$

Esercizio

Adottando il modello di trave continua, le luci delle singole campate dei travetti sono assunte pari alla distanza tra gli interassi delle travi.

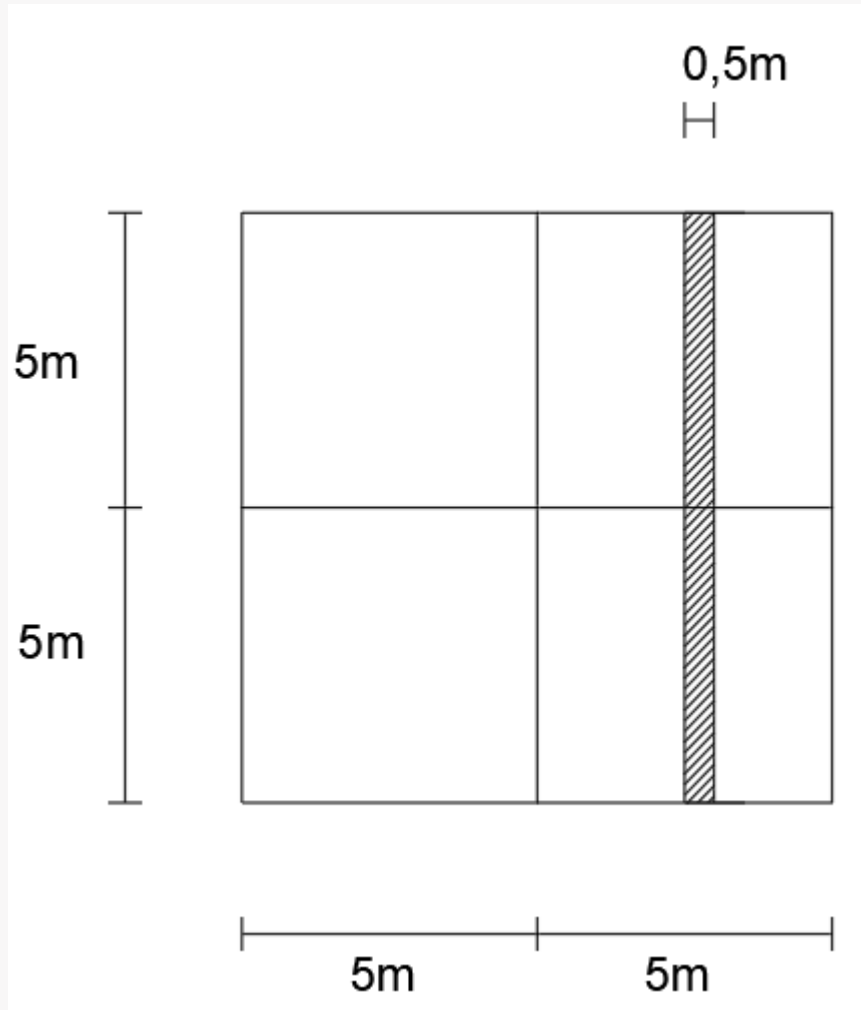
Si considera di conseguenza una fascia di solaio di larghezza pari all'interasse ($i=0,5\text{m}$), in modo tale da determinare le armature direttamente per ogni singolo travetto, quindi il carico lineare così ottenuto è pari al carico al mq moltiplicato per l'interasse.



Esercizio

$$G_{1ksolaio} = 3,024 \text{ kN/m}^2 \quad q_{kneve} = 0,48 \text{ kN/m}^2$$

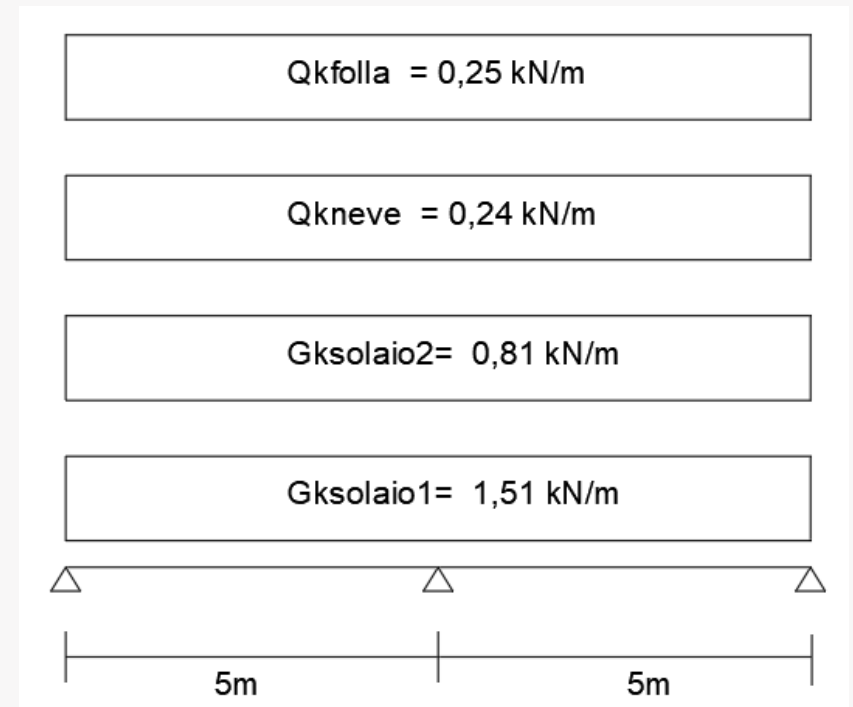
$$G_{2ksolaio} = 1,63 \text{ kN/m}^2 \quad q_{kfolla} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$



$\xrightarrow{x \ 0,5m}$

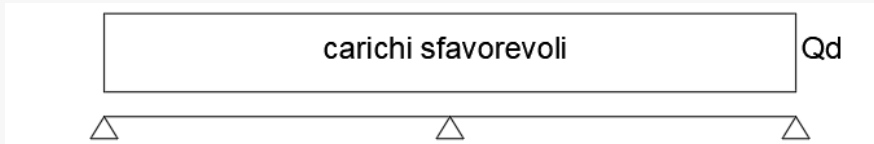
$$G_{1ksolaio} = 1,512 \text{ kN/m} \quad q_{kneve} = 0,24 \text{ kN/m}$$

$$G_{2ksolaio} = 0,815 \text{ kN/m} \quad q_{kfolla} = 0,25 \text{ kN/m}$$



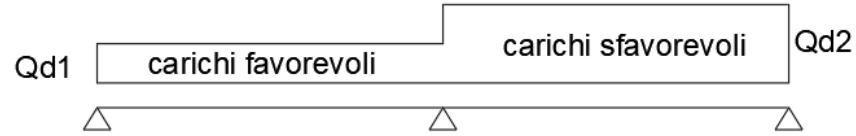
Esercizio

1)



$$G_{1ksolaio} = 1,512 \text{ kN/m} \quad q_{Kneve} = 0,24 \text{ kN/m}$$
$$G_{2ksolaio} = 0,815 \text{ kN/m} \quad q_{kfolla} = 0,25 \text{ kN/m}$$

2)

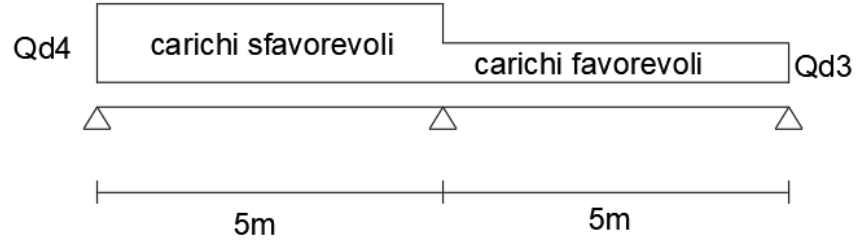


Calcolo del Ψ più sfavorevole

$$1,5q_{Kneve}0,5 + 1,5q_{kfolla} = 0,555 \text{ kN/m}^2$$

$$1,5q_{Kneve} + 1,5q_{kfolla}0 = 0,36 \text{ kN/m}^2$$

3)



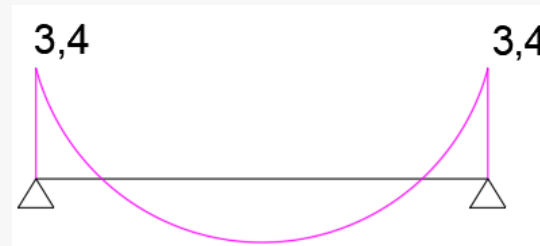
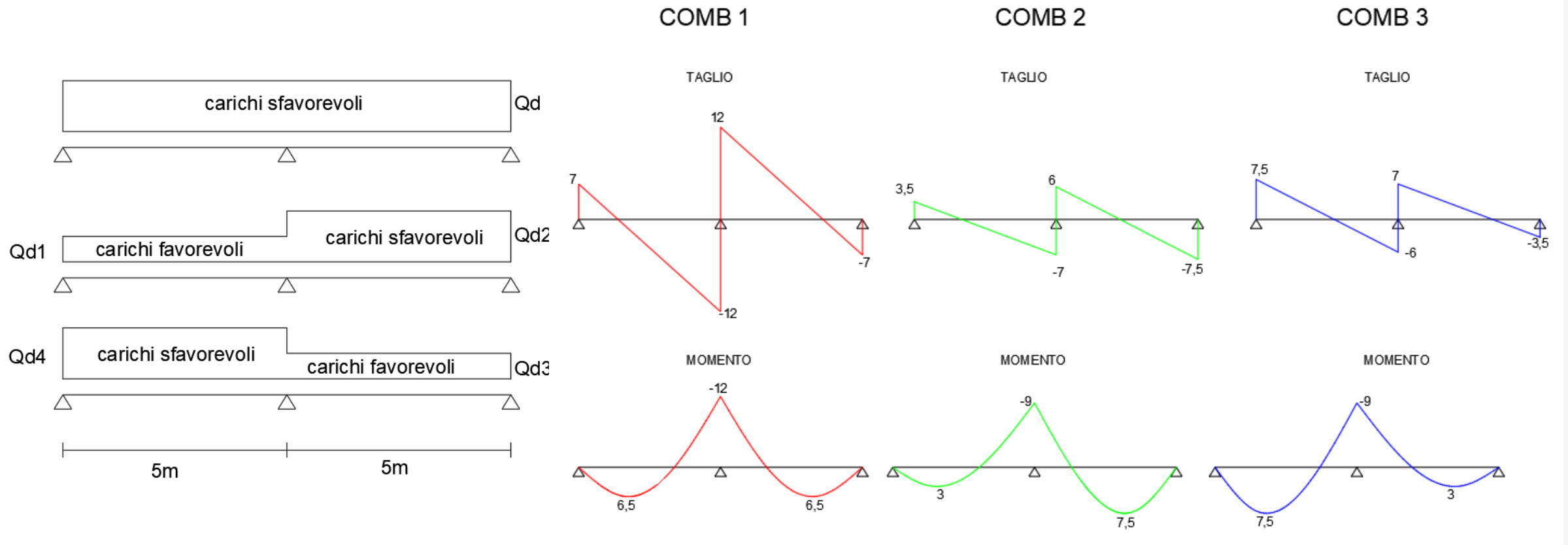
Comb sfavorevole

$$Qd2 = Qd4 = Qd = 1,3 \cdot G_{1ksolaio} + 1,5G_{2ksolaio} + 1,5 \cdot q_{Kneve} \cdot 0,5 + 1,5 \cdot q_{kfolla} = 3,74 \text{ kN/m}$$

Comb favorevole

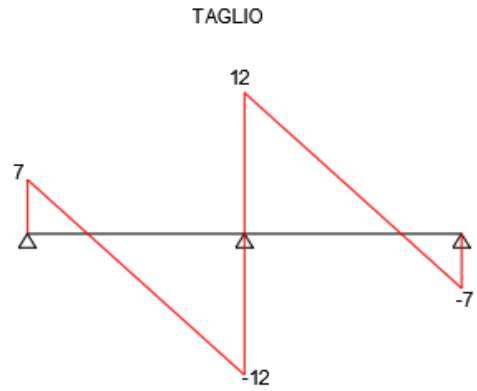
$$Qd1 = Qd3 = 1 \cdot G_{1ksolaio} + 0,8 \cdot G_{2ksolaio} + 0 \cdot q_{Kneve} + 0 \cdot q_{kfolla} = 2,16 \text{ kN/m}$$

Esercizio

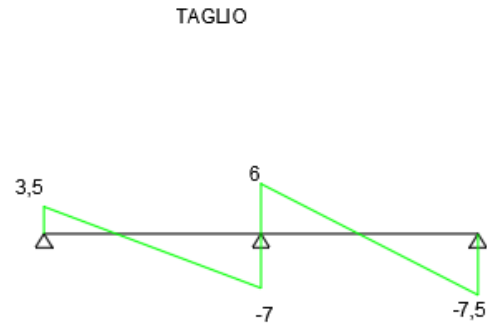


Esercizio

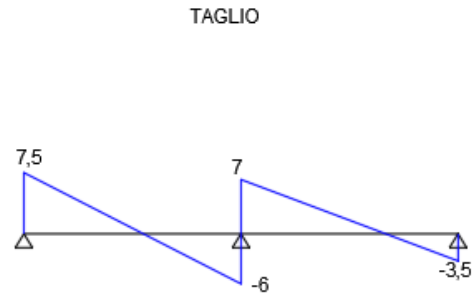
COMB 1



COMB 2

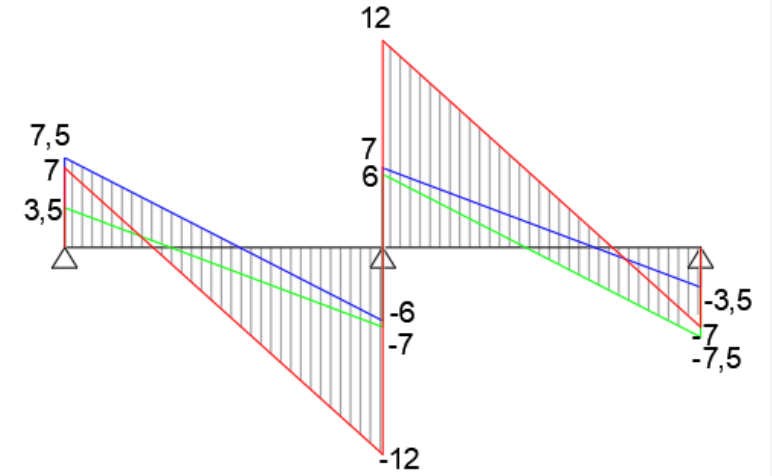


COMB 3

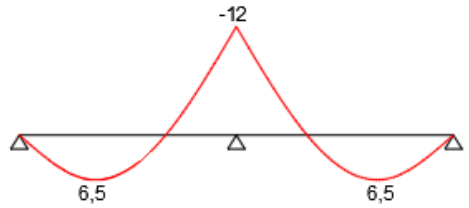


INVILUPPO

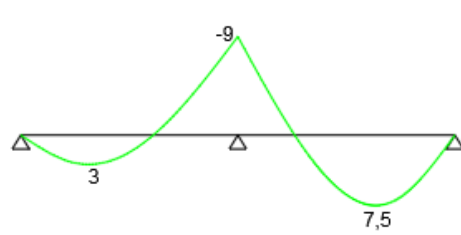
TAGLIO



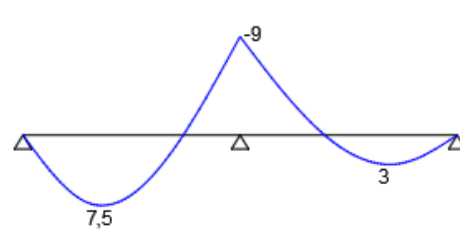
MOMENTO



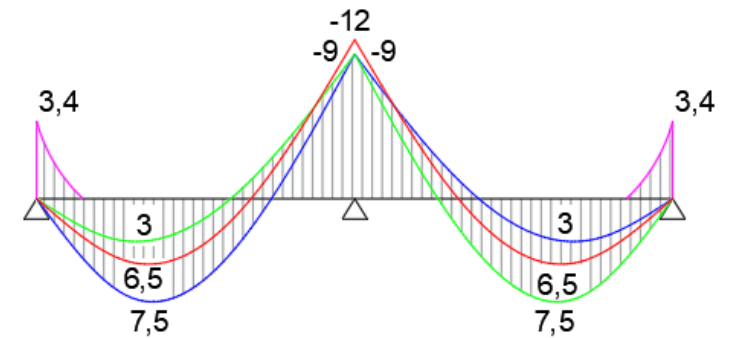
MOMENTO



MOMENTO



MOMENTO



Esercizio

- E' buona norma quindi progettare le armature longitudinali inferiori in campata con un valore del momento non inferiore a:

$$\frac{(Pd + Qd) * L^2}{16}$$

- L'area dell'armatura minima è pari a:

$$As, min(M) = \frac{Med}{0,9 * d * fyd} \quad As, min(T) = \frac{Ved}{fyd}$$

- L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a :

$$As, min \geq 0,26 * \frac{fctm}{fyk} * bt * d = 30,06 \text{ mm}^2$$
$$As, min \geq 0,0013 * bt * d = 23,4 \text{ mm}^2$$
$$As, max < 0,04 Ac = 800 \text{ mm}^2$$

Dove bt è pari a 10 cm in campata e 50 cm negli appoggi (trave a T)

- Il momento resistente dei ferri è stato calcolato con la seguente formula : $Mrd = 0,9 * d * fyd * As$

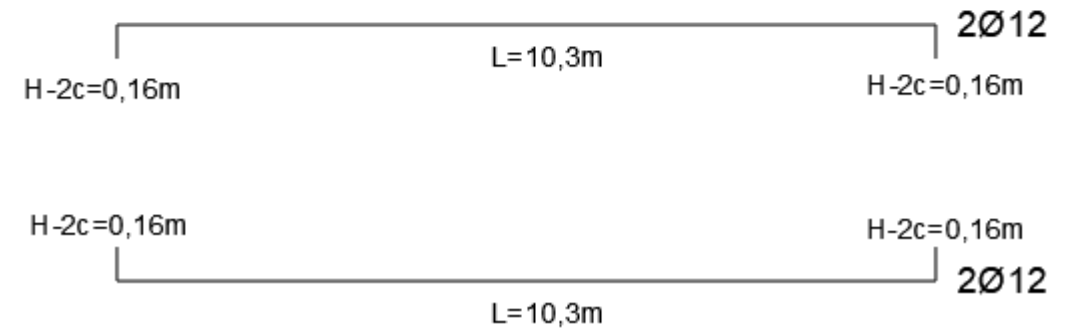
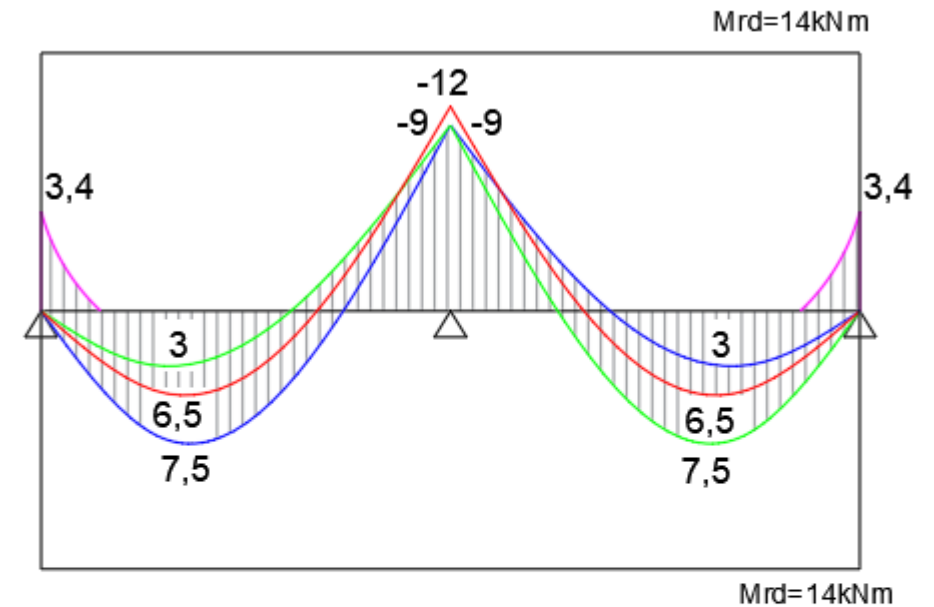
- La scelta dei ferri è stata effettuata secondo i seguenti criteri:

- 1) Il numero massimo di barre da disporre inferiormente non deve essere superiore a 2
- 2) Il numero massimo di barre da disporre superiormente non deve essere superiore a 3
- 3) In campata dove il momento è positivo i ferri superiori non devono essere disposti
- 4) E' obbligatorio disporre inferiormente almeno una barra per travetto
- 5) E' opportuno non impiegare due ferri con diametri simili
- 6) E' opportuno utilizzare non più di due diametri differenti

Esercizio

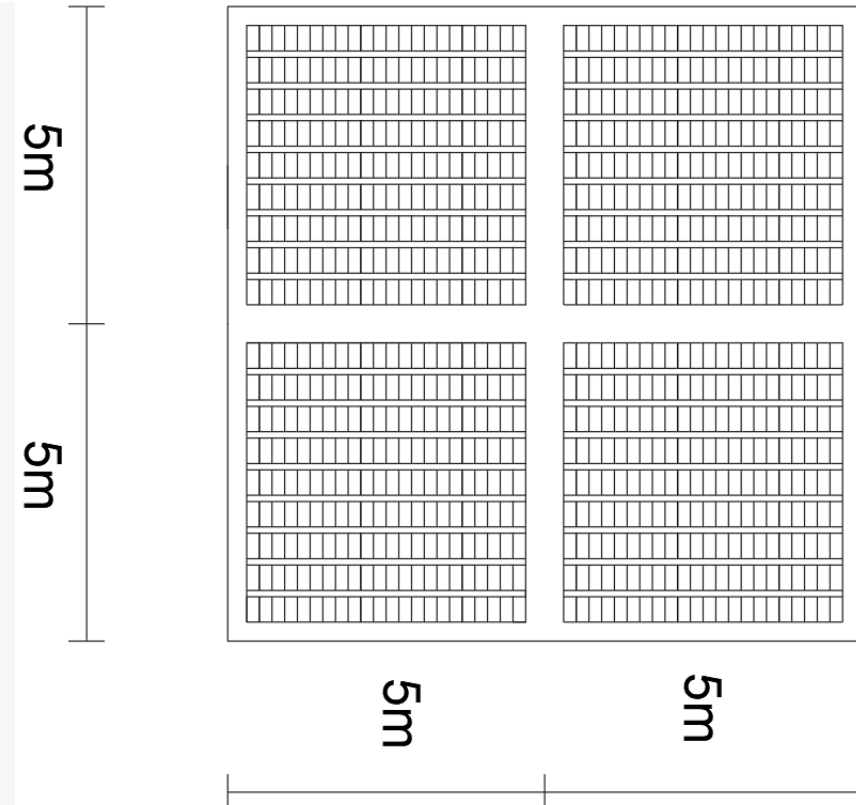
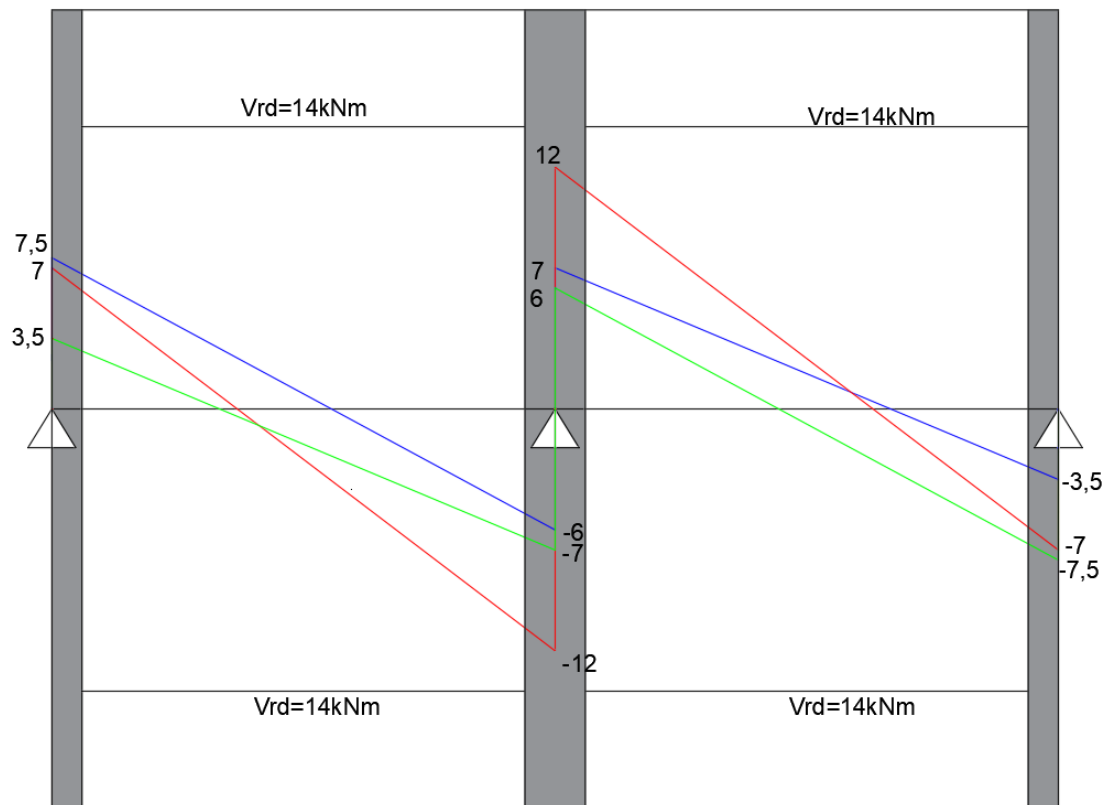
NODO	Pos.	Med [kNm]	PL ² /16	Ved [kN]	As [mm ²]	As min[mm ²]	Ferri	As [mm ²]	Mrd [kNm]
A	Sup	3,4		7,5	54	150,28	2φ12	226	14
	Inf		12		185	150,28	2φ12	226	14
AB	Sup				0	30,06	2φ12	226	14
	Inf	7,5	12		185	30,06	2φ12	226	14
Bs	Sup	12			189	150,28	2φ12	226	14
	Inf		12	12	185	150,28	2φ12	226	14
Bd	Sup	12		12	189	150,28	2φ12	226	14
	Inf		12		185	150,28	2φ12	226	14
BC	Sup				0	30,06	2φ12	226	14
	Inf	7,5	12		185	30,06	2φ12	226	14
C	Sup	3,4			54	150,28	2φ12	226	14
	Inf		12	7,5	185	150,28	2φ12	226	14

MOMENTO



Esercizio

Appoggi	d [mm]	$k \leq 2$	A_s [mm ²]	b_w [mm]	$\rho \leq 0,02$	N_{ed} [kN]	A_c [mm ²]	σ_{cp} [kN/mm ²]	V_{min} [kN]	V_{rd1} [kN]	V_{rd2} [kN]	V_{rd} [kN]	V_{ed} [kN]	VERIFICA
A des	180	2,000	226,00	100	0,013	0	18000	0	0,424	14	8	14	8	SI
B sin	180	2,000	226,00	100	0,013	0	18000	0	0,424	14	8	14	12	SI
B des	180	2,000	226,00	100	0,013	0	18000	0	0,424	14	8	14	12	SI
C sin	180	2,000	226,00	100	0,013	0	18000	0	0,424	14	8	14	8	SI



Grazie dell'attenzione

Ing. Claudio Sebastiani

Email: claudio.sebastiani@uniroma3.it