



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DELLA BASILICATA
Scuola di Ingegneria



Corso di

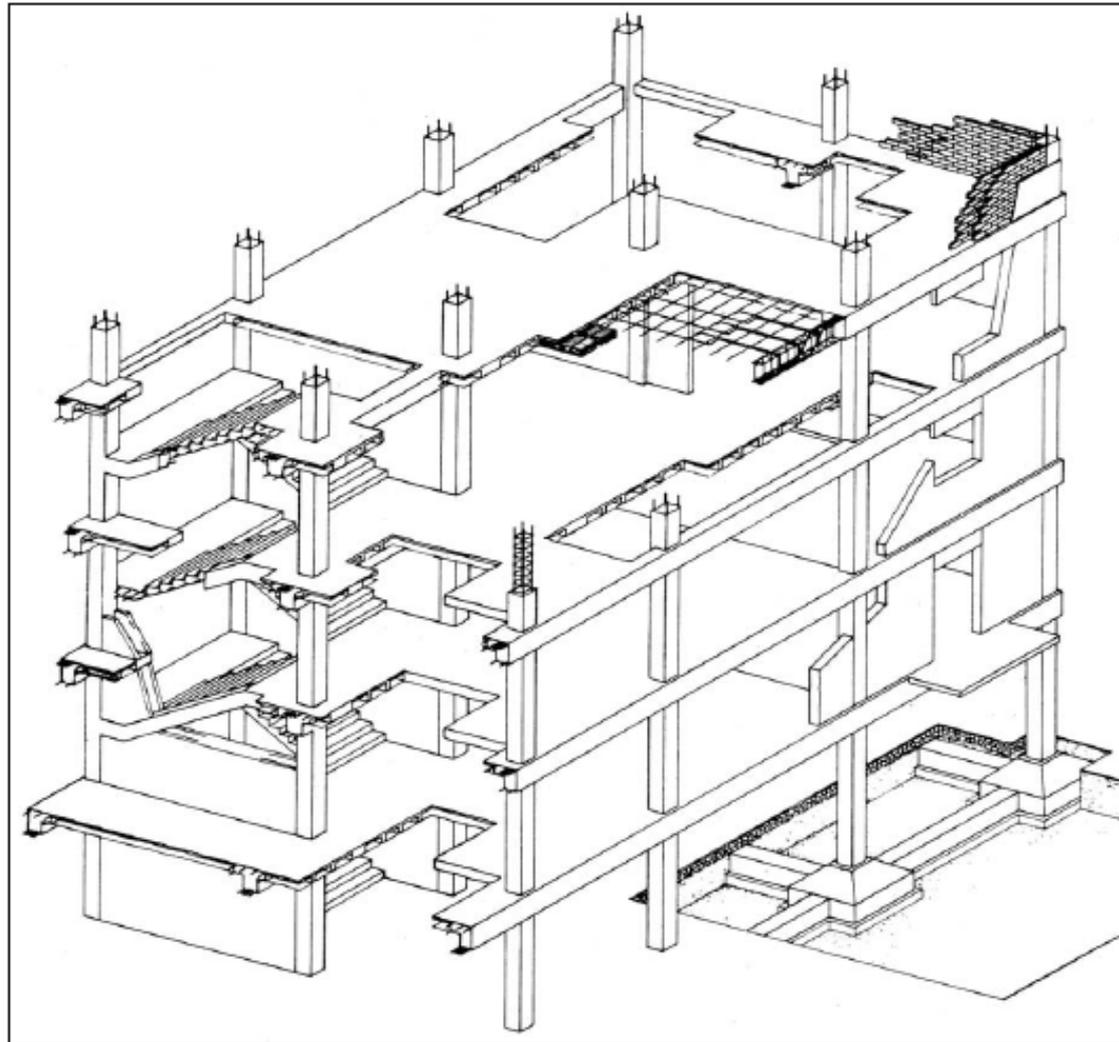
TECNICA DELLE COSTRUZIONI

PROGETTO E VERIFICA DI UN SOLAIO MISTO IN C.A.

Docente:
Prof. Ing. Angelo MASI

Collaboratori:
Ing. Vincenzo MANFREDI
Ing. Giuseppe VENTURA

Edifici con struttura in c.a.



STRUTTURE DI
FONDAZIONE

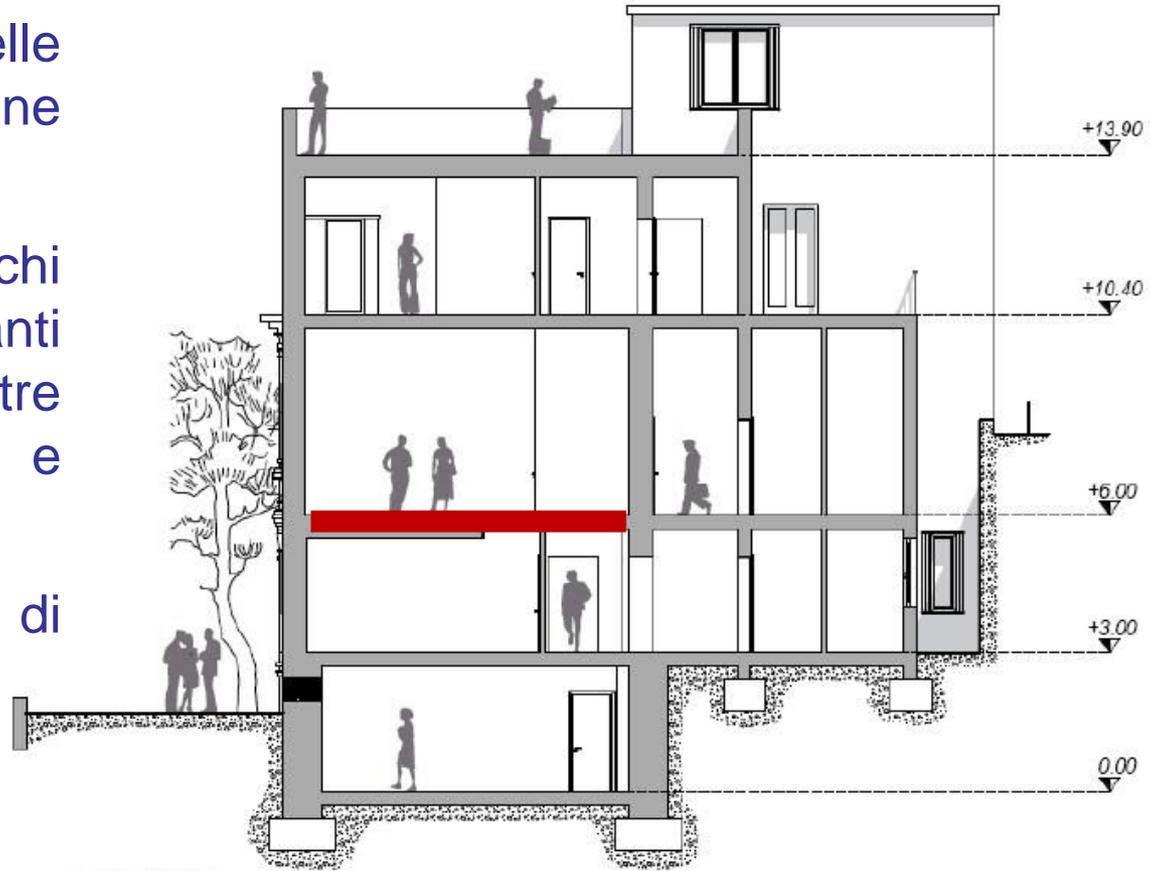
STRUTTURE IN
ELEVAZIONE:

- Impalcati orizzontali (o inclinati)
⇒ solai
⇒ travi di piano
- Elementi strutturali verticali
⇒ pilastri
⇒ setti
- Strutture delle scale

Edifici con struttura in c.a.

I solai fanno parte delle strutture di elevazione orizzontale:

- trasferiscono i carichi propri e quelli gravanti su di essi alle altre strutture orizzontali e verticali;
- svolgono la funzione di partizione interna.



PARTIZIONI INTERNE: "...insieme degli elementi tecnici orizzontali del sistema edilizio aventi funzione di dividere ed articolare gli spazi interni del sistema edilizio stesso"

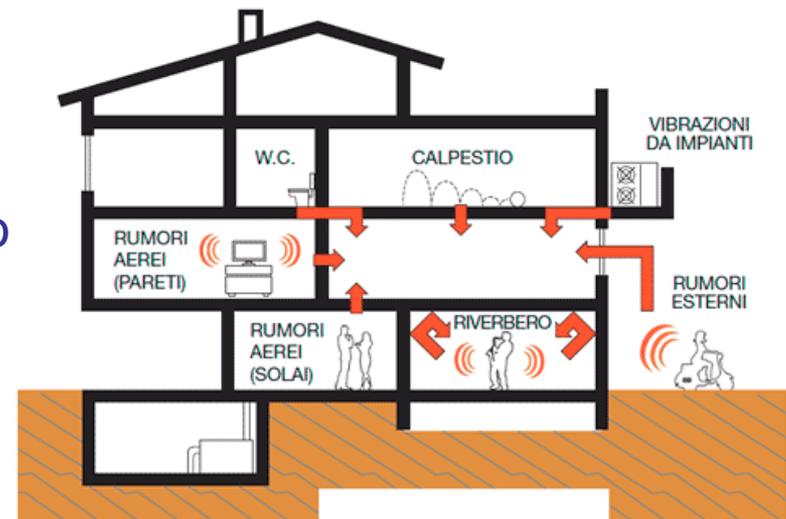
I requisiti richiesti

Requisiti strutturali

- Sostegno del peso proprio strutturale, non strutturale e di esercizio;
- Sufficiente rigidezza nel piano in modo redistribuire le azioni orizzontali (sisma) agli elementi verticali e assicurare un comportamento globale uniforme.

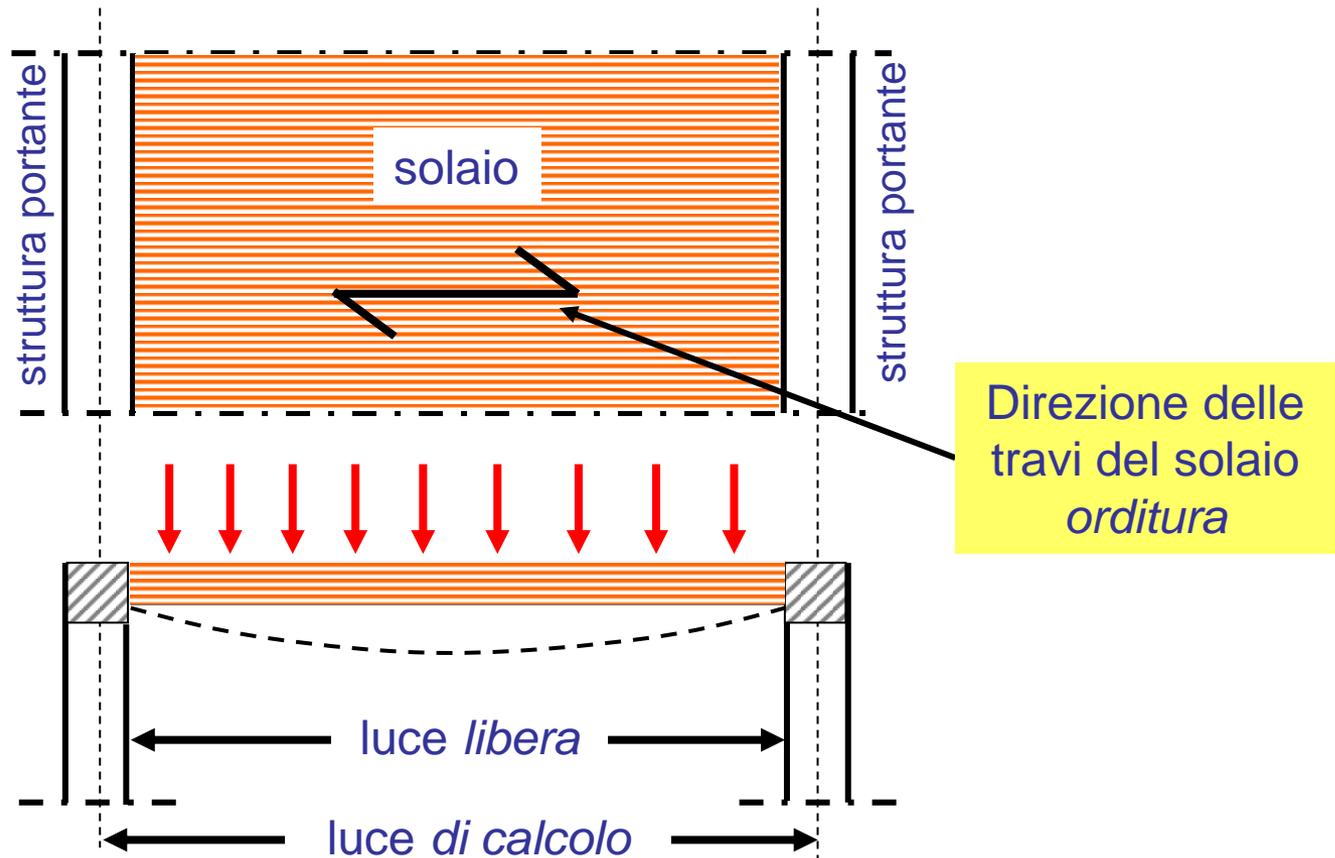
Requisiti funzionali e di sicurezza

- Limitata deformabilità;
- Sufficiente resistenza al fuoco;
- Buon isolamento termico ed acustico



I Solai

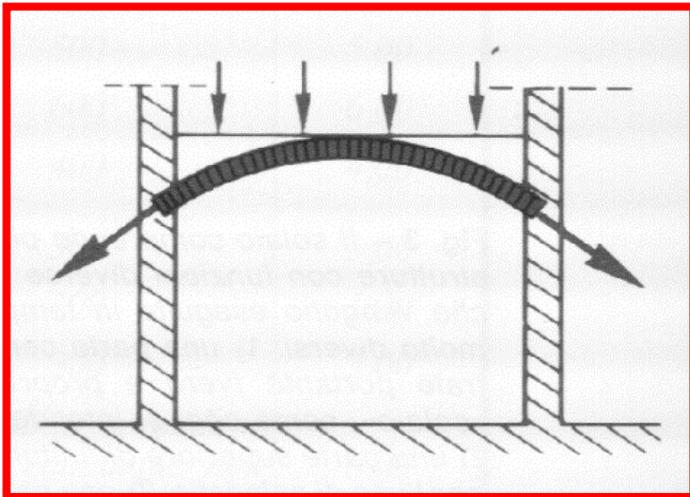
“Si intendono con il nome di solai le strutture bi-dimensionali piane caricate ortogonalmente al proprio piano con prevalente comportamento resistente mono-direzionale” (§ 4.1.9, NTC2018)



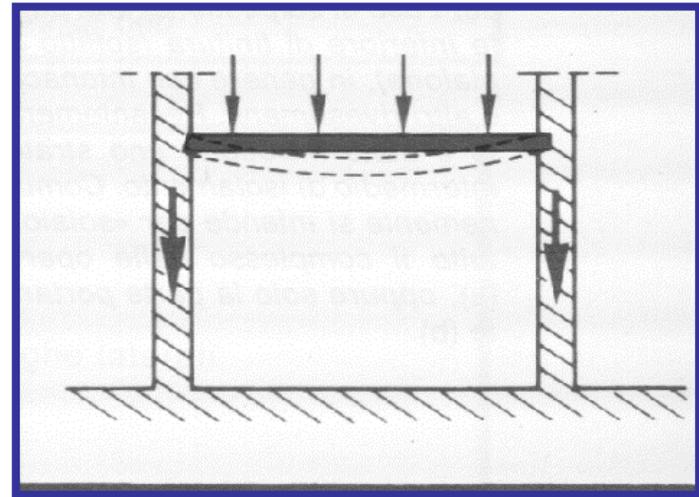
Dalla volta al solaio

Il trasferimento dei carichi verticali dello spazio utilizzabile di un piano (orizzontale o inclinato) alle strutture portanti può essere realizzato attraverso:

- 1) Strutture *a volta* realizzate con materiali resistenti a compressione (es. pietra naturale);
- 2) Strutture orizzontali realizzate con travi di materiale resistente a flessione (solai)

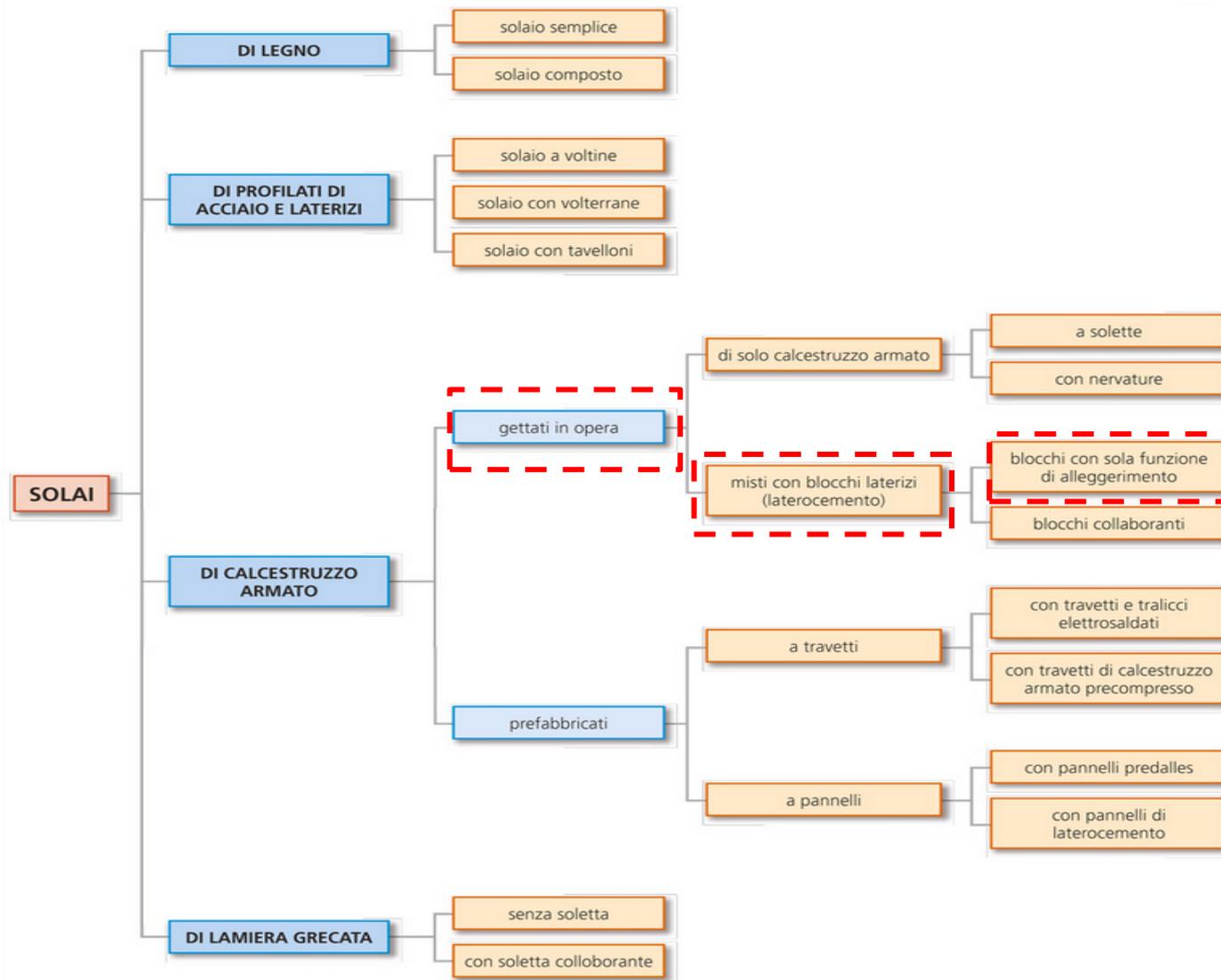


Schema statico della volta



Schema statico del solaio

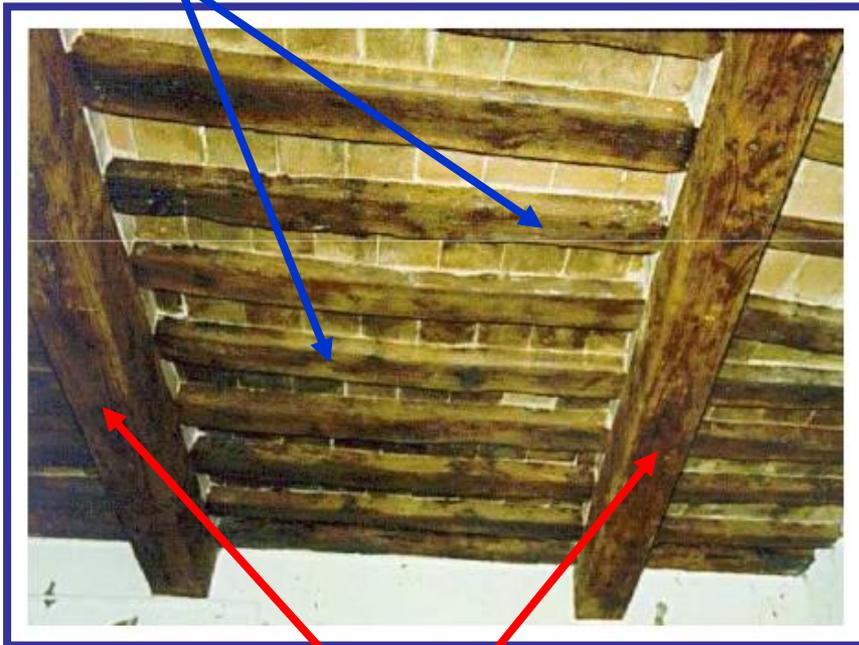
Classificazione secondo il materiale e la tecnica



Solai in legno

Solaio in legno massello

orditura secondaria



orditura principale

Solaio in legno lamellare

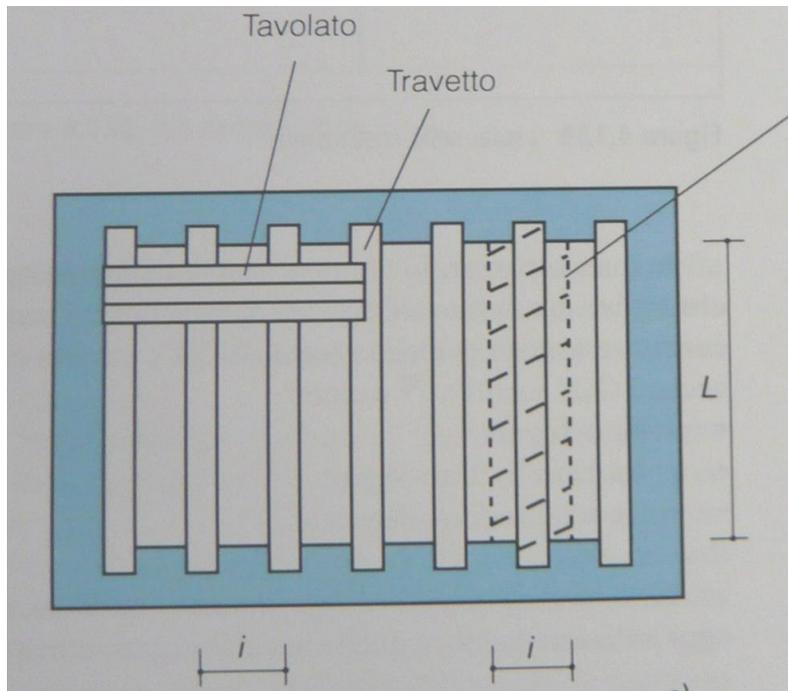
assito di tavole



travi principali

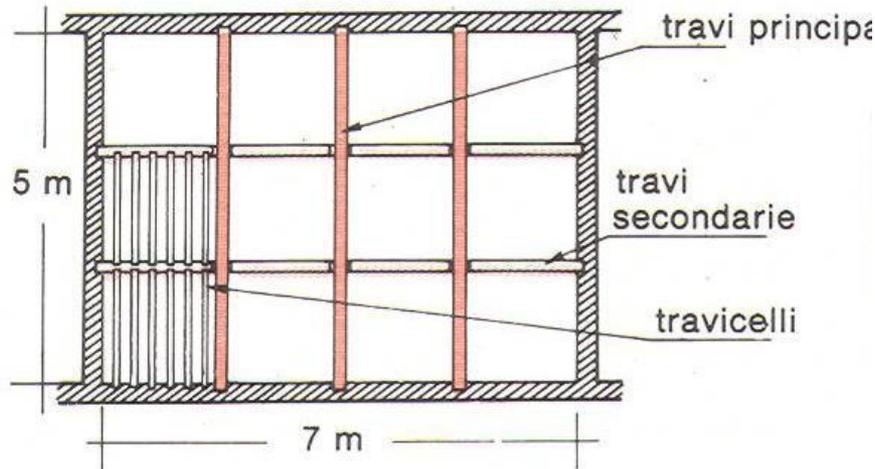
Solai in legno

Nei solai a semplice orditura le strutture portanti sono costituite da travetti e coprono in genere una luce non superiore ai 5m, sono posti parallelamente ad una distanza non superiore a 60-80 cm e sono completati da un assito di tavole in legno accostate.



Solai in legno

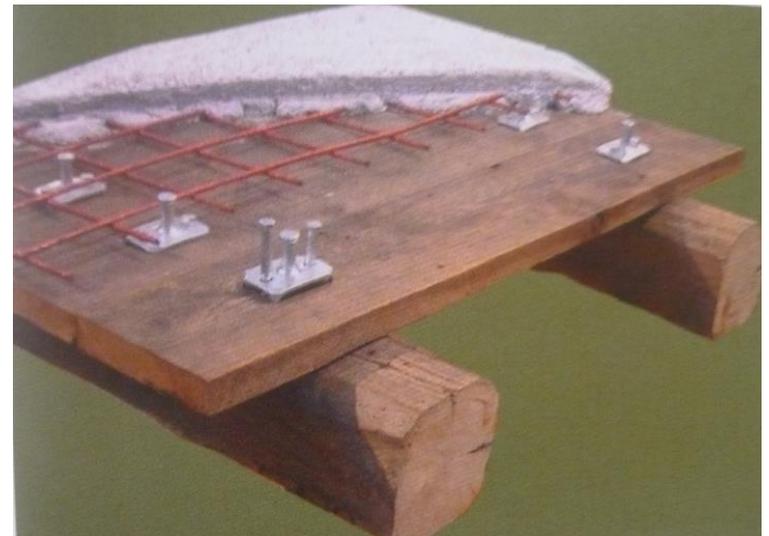
Nei solai a orditura doppia o multipla le strutture portanti sono costituite da due o più ordini di travi, poste ortogonalmente le une alle altre, per coprire lunghezze via via più ampie. Con travi di produzione corrente si coprono luci di circa 8-9m con doppia orditura e fino a 18-20m con orditure multiple. In questo caso le travi principali coprono la luce minore del vano, suddividendo il solaio in più parti che vengono risolte con una o più disposizioni secondarie di travi e travicelli.



Solai in legno e cls armato

All'impalcato in legno viene sovrapposto un massetto di completamento in cls armato con rete elettrosaldata.

L'intradosso del solaio può essere controsoffittato con pannelli di legno o in cartongesso, creando un'intercapedine coibentata (con lana minerale o polistirene) dove poter alloggiare anche gli impianti



Solai di lamiera grecata

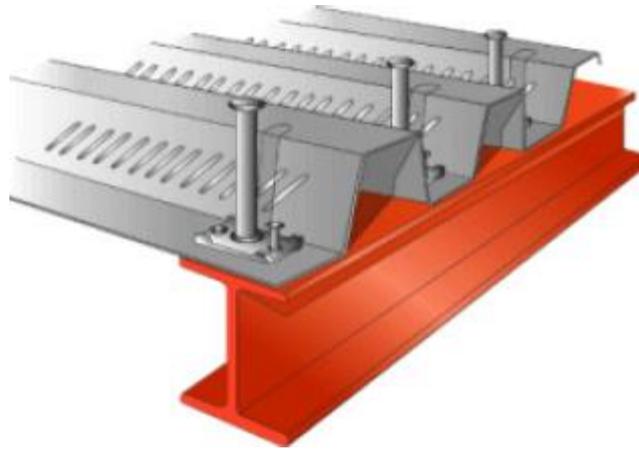
Utilizzati nelle strutture a telaio metallico, con soluzioni costruttive in grado di realizzare grandi luci con spessori limitati e con pesi ridotti.

Sono realizzati con:

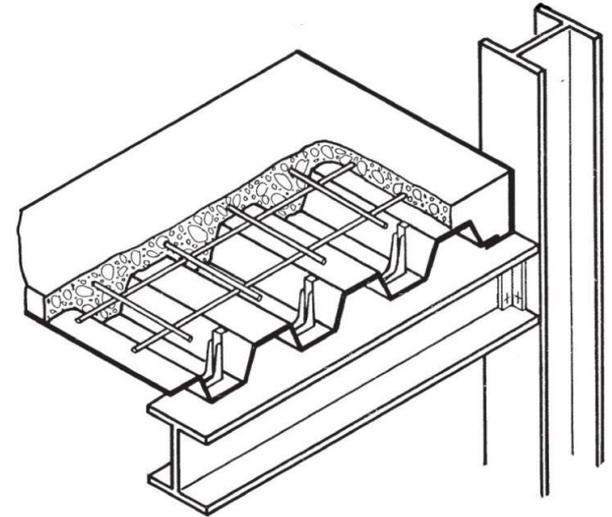
- travi profilate adoppio T, poste con orditura semplice o doppia, alle quali vengono collegate lastre nervate di acciaio, posizionate con orditura ortogonale alla direzione delle travi di appoggio;
- lamiere (lastre) grecate, chiamate così per la loro conformazione in sezione. La forma a “greca” conferisce resistenza sebbene la lastra sia molto sottile.



Solai di lamiera grecata



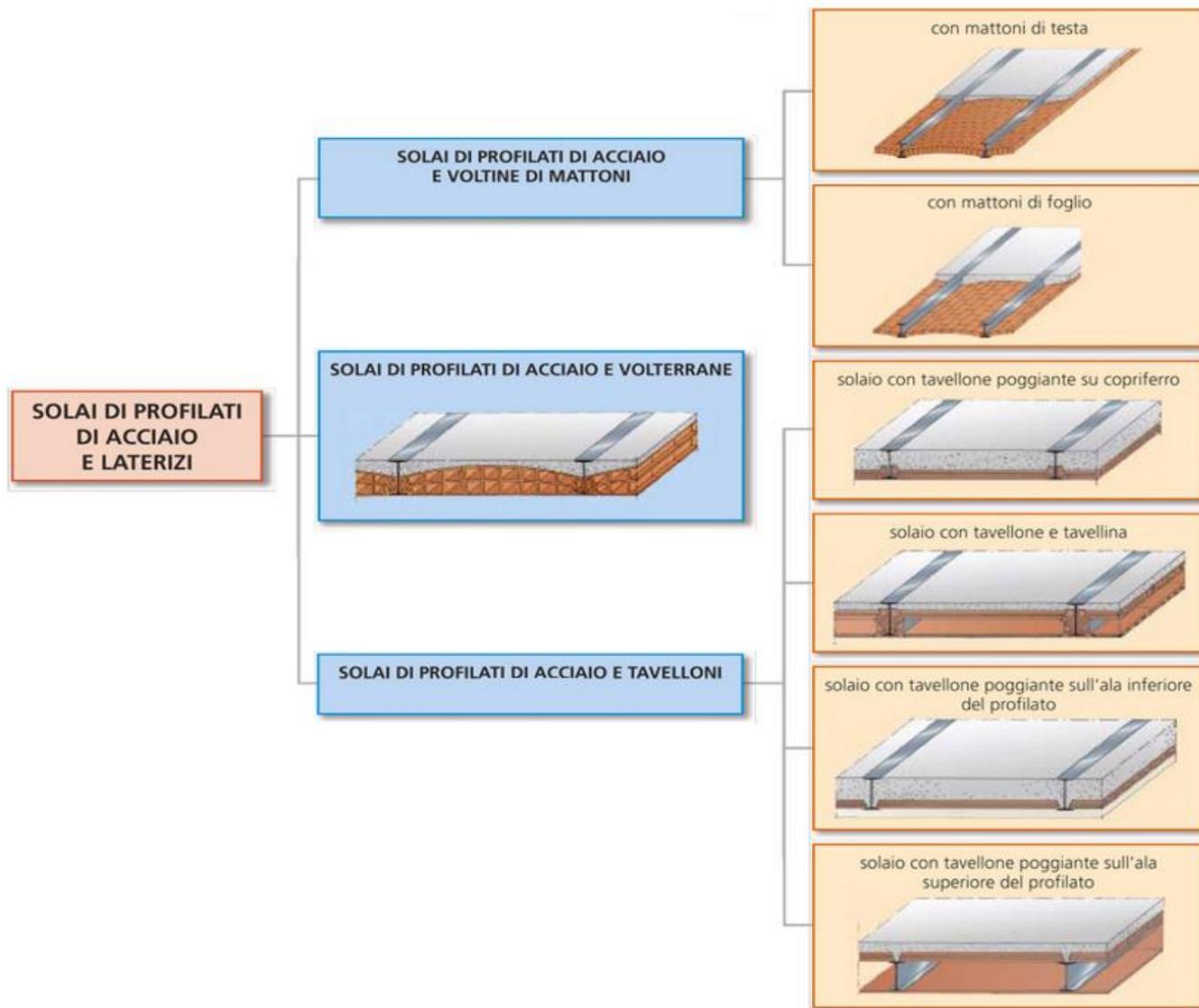
con soletta



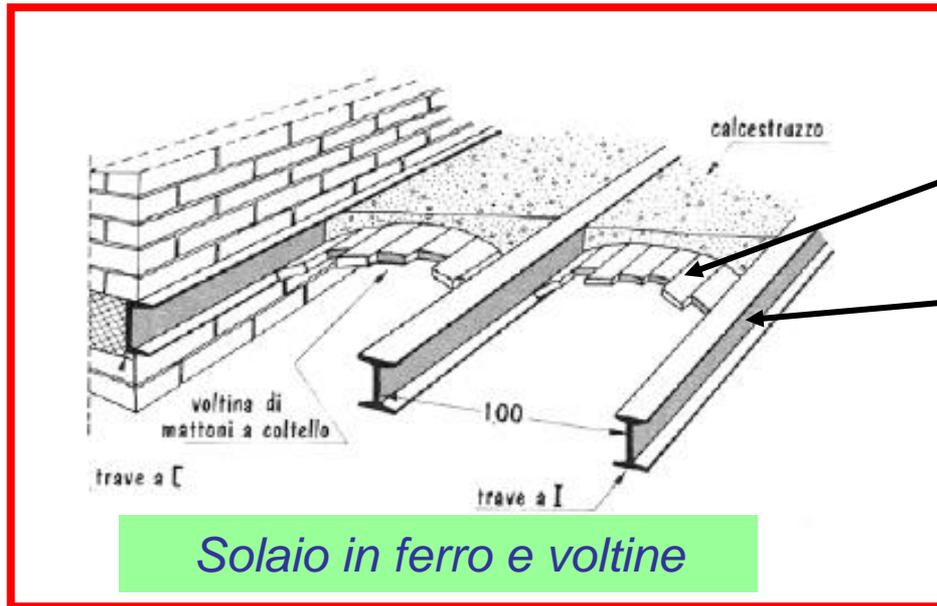
senza soletta

Lamiere collegate alle travi per saldatura o per chiodatura e l'impalcato viene completato da un massetto in cls armato con rete elettrosaldata. La lamiera funge da cassero a perdere per il getto del calcestruzzo.

Solai di profilati di acciaio e laterizio



Solai di profilati di acciaio e laterizio

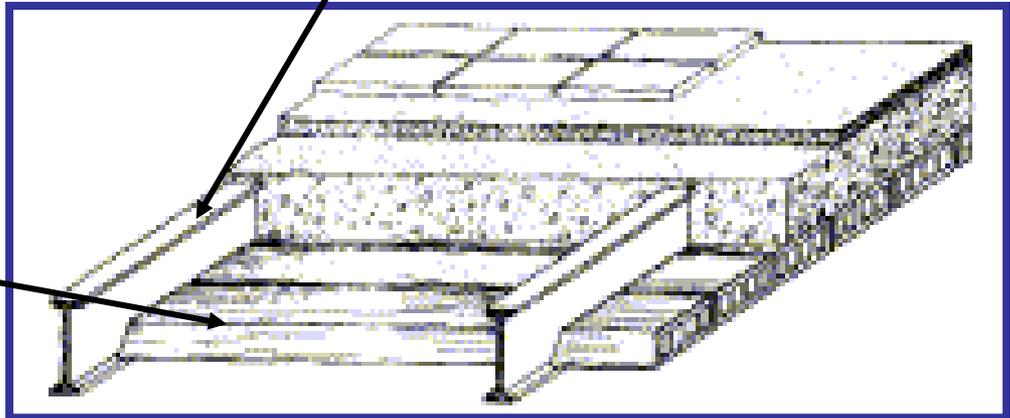


Voltine in laterizio pieno

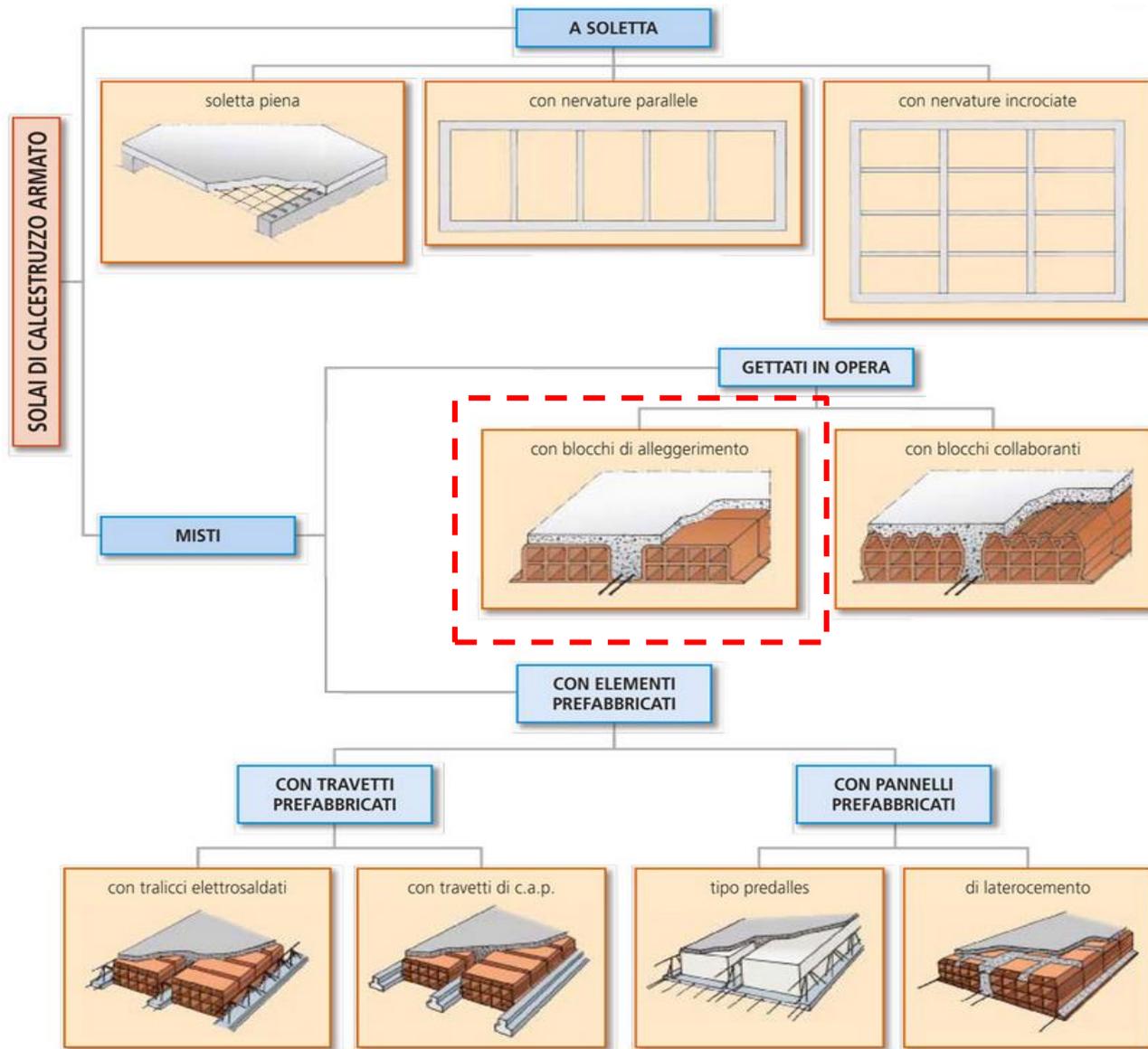
Profili in acciaio da carpenteria metallica

Solaio in ferro e tavelloni

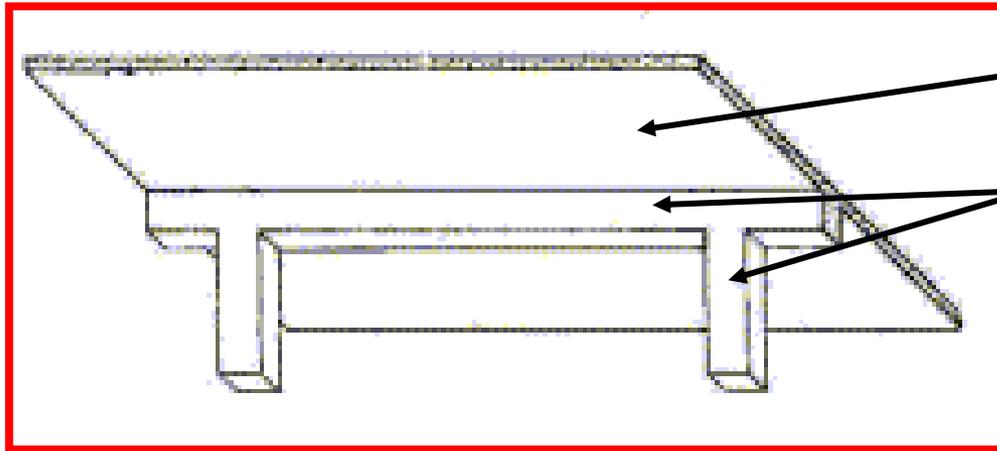
Elemento in laterizio forato *Tavellone*



Solai in calcestruzzo armato



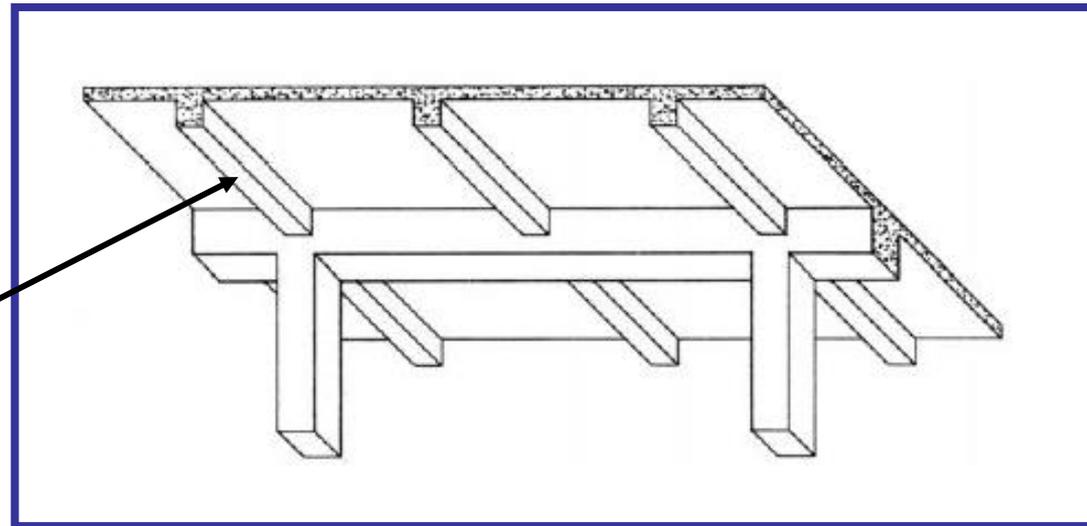
Il solaio in c.a. Tipologie



soletta in c.a.

Elementi portanti

Solaio in c.a. con soletta piena

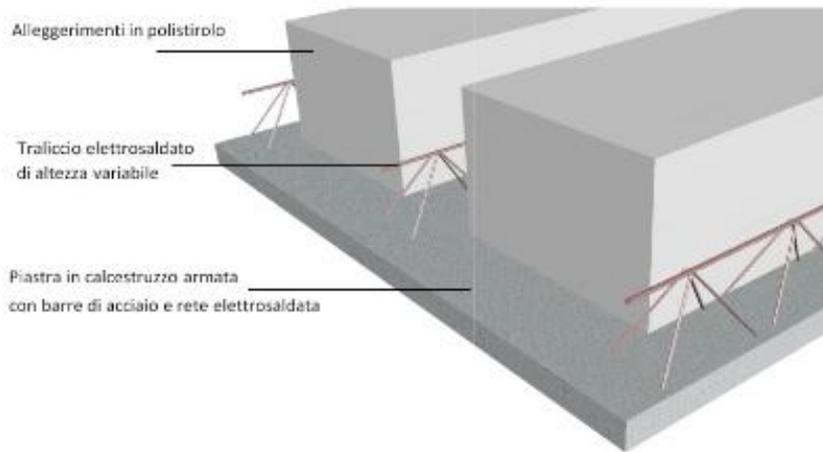


Nervature in c.a.

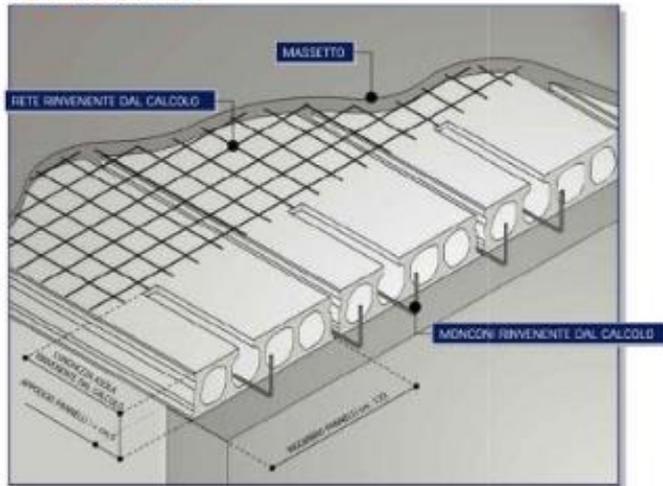
Solaio in c.a. con soletta nervata

Il solaio in c.a. Tipologie

▪ Lastre tralicciate (predalles)



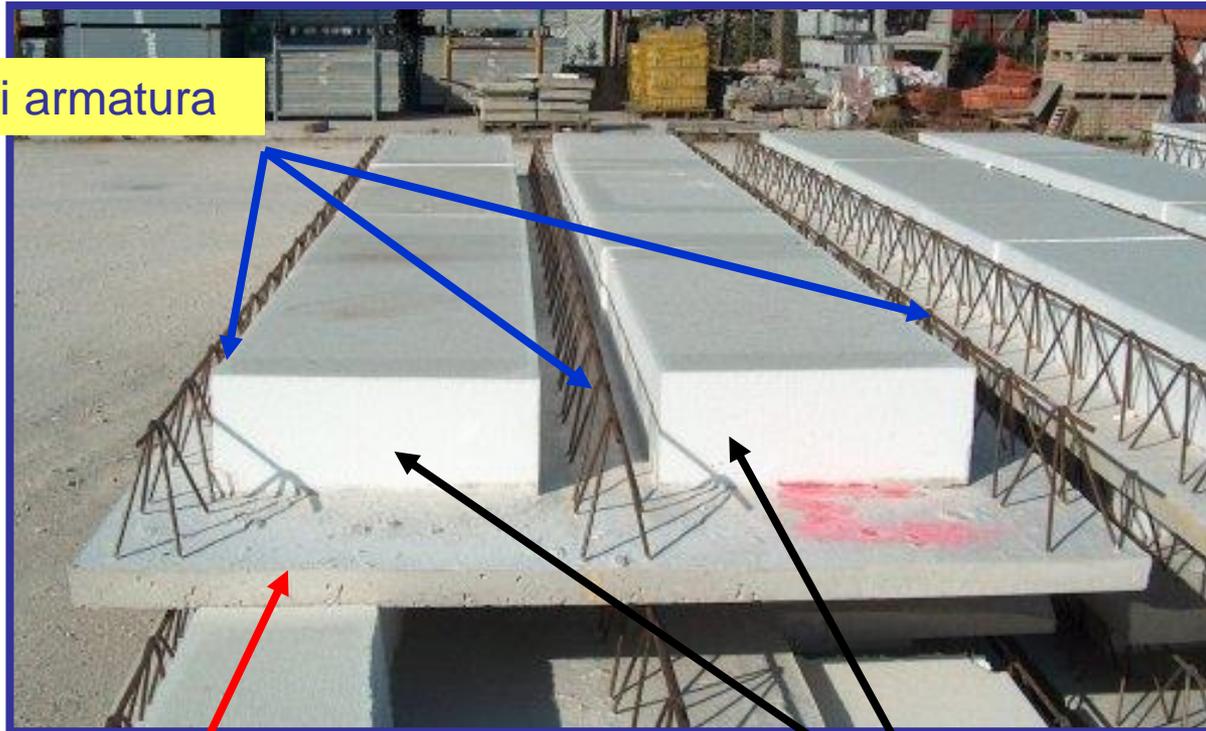
▪ Alveolari



Il solaio in c.a. Tipologie

Lastre tralicciate o *predalles*

Traliccio di armatura

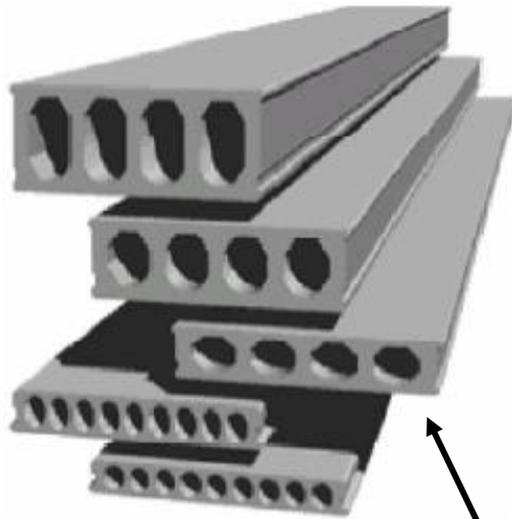


fondello in cls armato

Blocchi di alleggerimento
in polistirolo

Il solaio in c.a. Tipologie

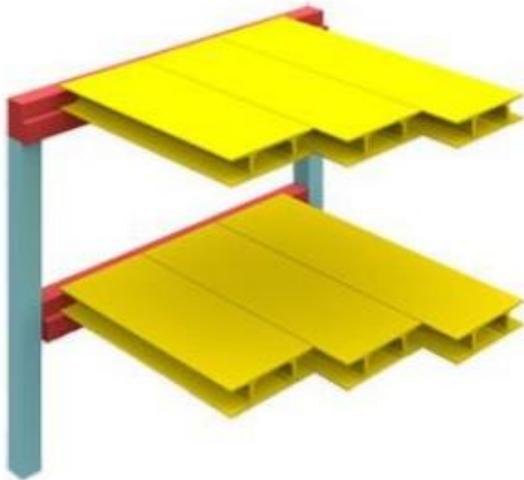
Solaio in c.a. con elementi completamente prefabbricati



Elementi portanti (in c.a.p.) a sezione alveolare

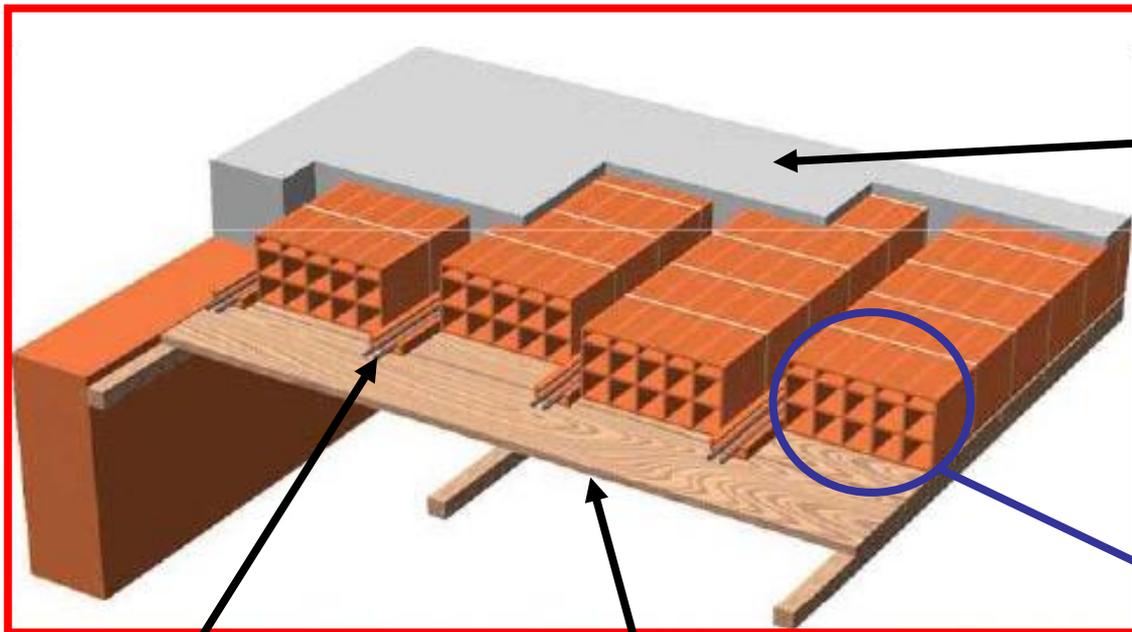
Il solaio in c.a. Tipologie

- Lastre a doppia nervatura e intradosso piano (tipo New Floor)



Il solaio misto in c.a. Tipologie

Solaio misto c.a. – laterizio con getto in opera

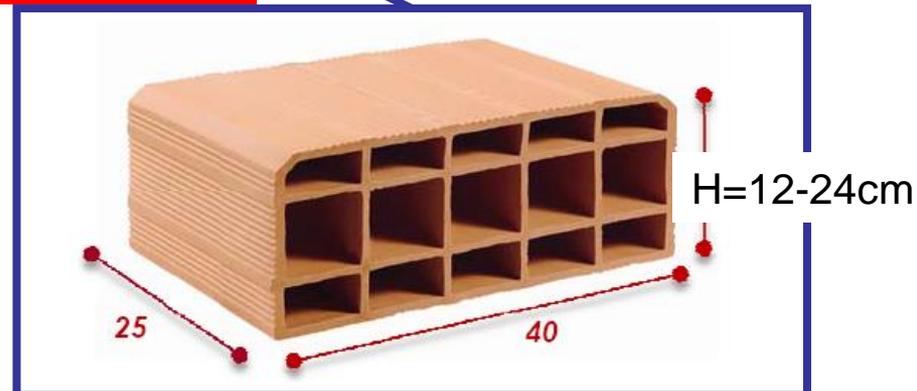


getto di cls in
opera

Blocco di
alleggerimento
o *pignatta*

armatura
inferiore

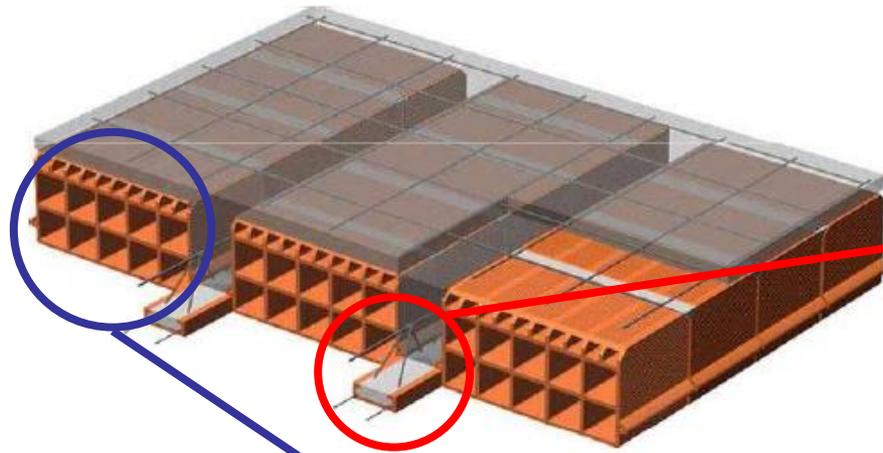
casseforma



UNI EN 771-1 (2015): *Specifica per
elementi per muratura - Parte 1:
Elementi di laterizio per muratura*

Il solaio in c.a. Tipologie

Solaio con travetti tralicciati prefabbricati e getto di completamento in opera



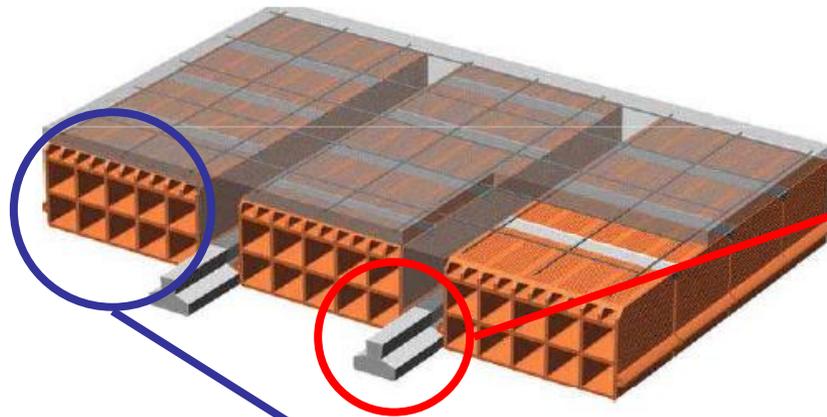
Travetti tralicciati



pignatta

Il solaio in c.a. Tipologie

Solaio misto con travetti in c.a. precompresso e getto di completamento in opera



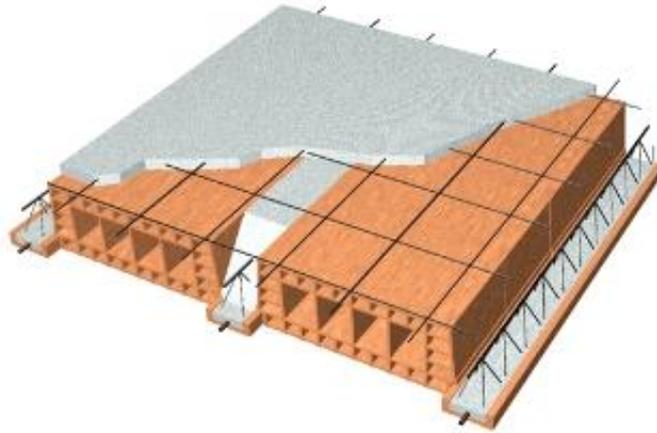
Travetti in cls precompresso



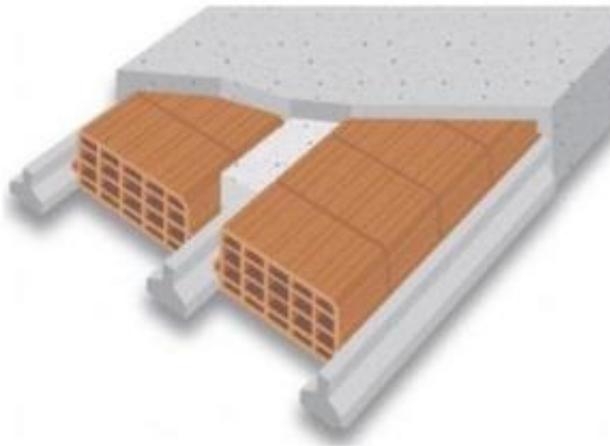
pignatta

Il solaio in c.a. Tipologie

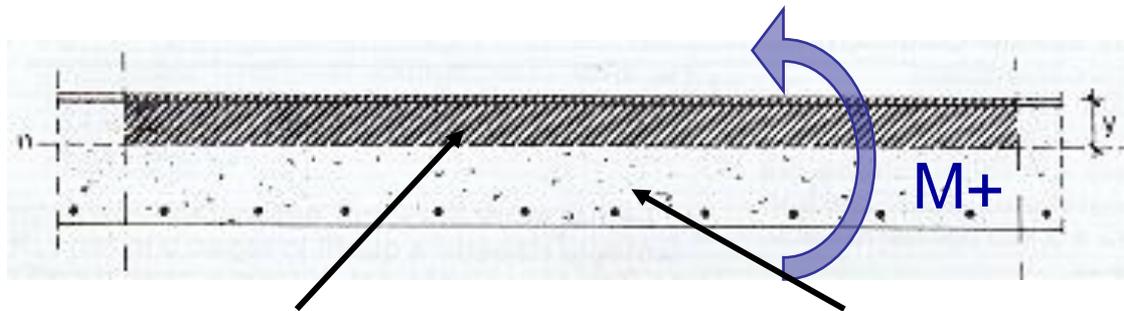
- Travetti interposti laterizio-laterizio (travetti tralicciati)



- Travetti interposti laterizio-cap



Il solaio in c.a. Alcune Considerazioni



area di cls compresso

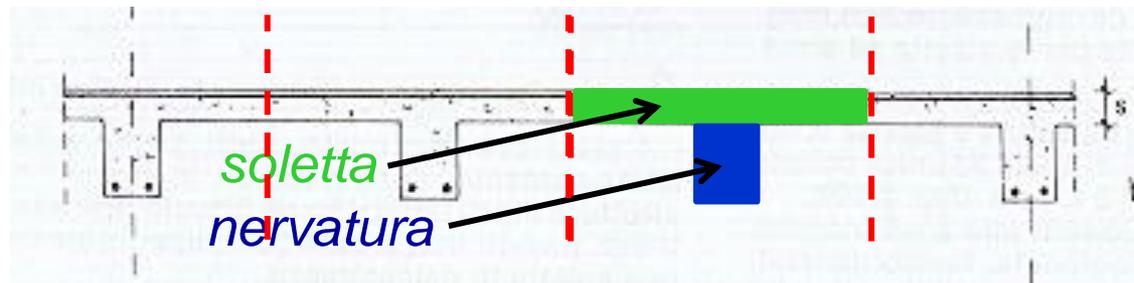
area di cls teso
(non reagente)

Solaio in c.a. con soletta piena

+ ridotta deformabilità

+ ripartizione dei carichi

- elevato peso

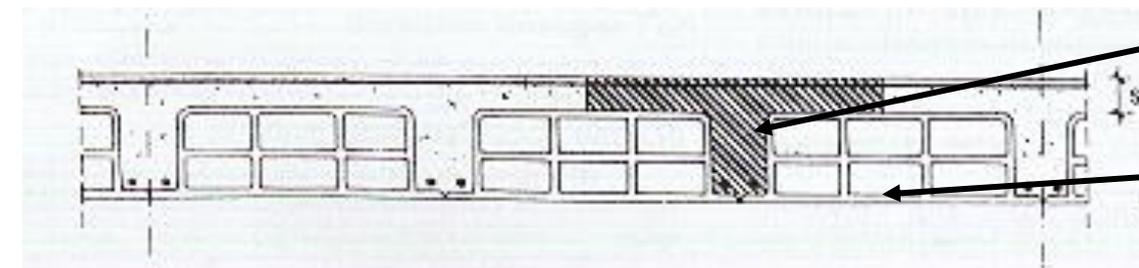


Solaio in c.a. con soletta nervata

+ peso ridotto

- messa in opera della
casseforma

Solaio misto in c.a. con blocchi di alleggerimento

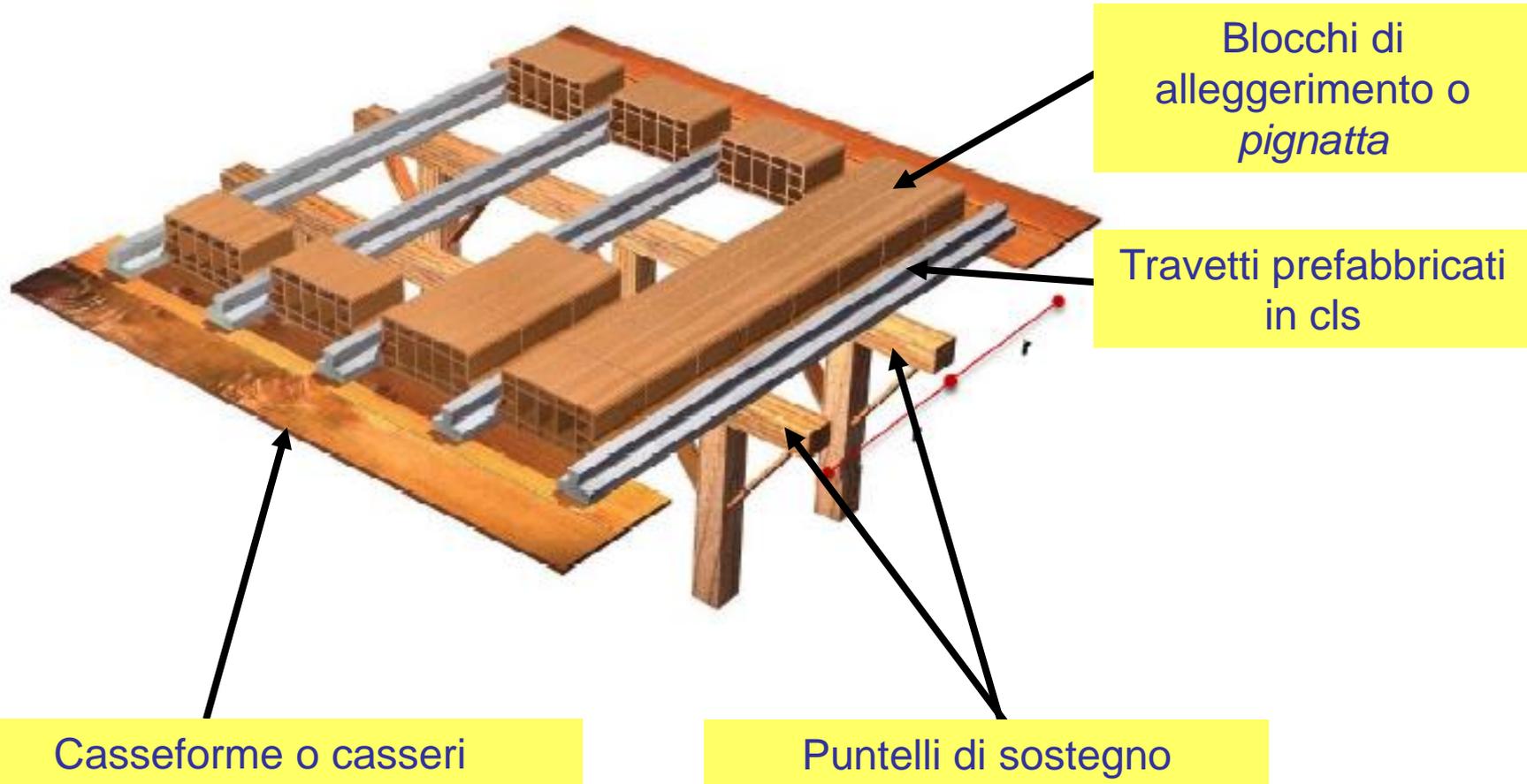


sezione
resistente

blocchi di
alleggerimento

Il solaio in c.a. Fasi di realizzazione

Posa in opera di un solaio con travetti precompressi e getto di completamento



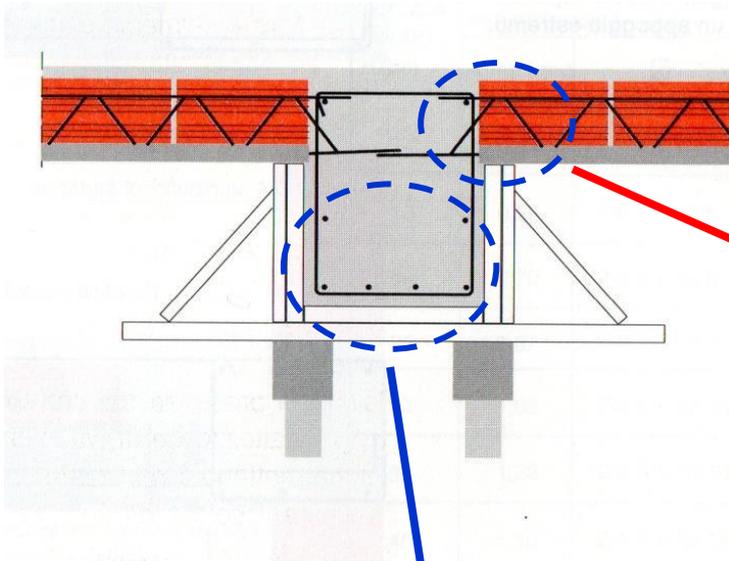
Il solaio in c.a. Fasi di realizzazione

Elementi di sostegno verticali



Ritti metallici o puntelli

Il solaio in c.a. Fasi di realizzazione



- si dispone prima l'armatura delle travi principali;
- successivamente si posano i ferri delle nervature o i travetti.

Il solaio in c.a. Fasi di realizzazione

Posa in opera di un solaio misto con travetti tralicciati e getto di completamento



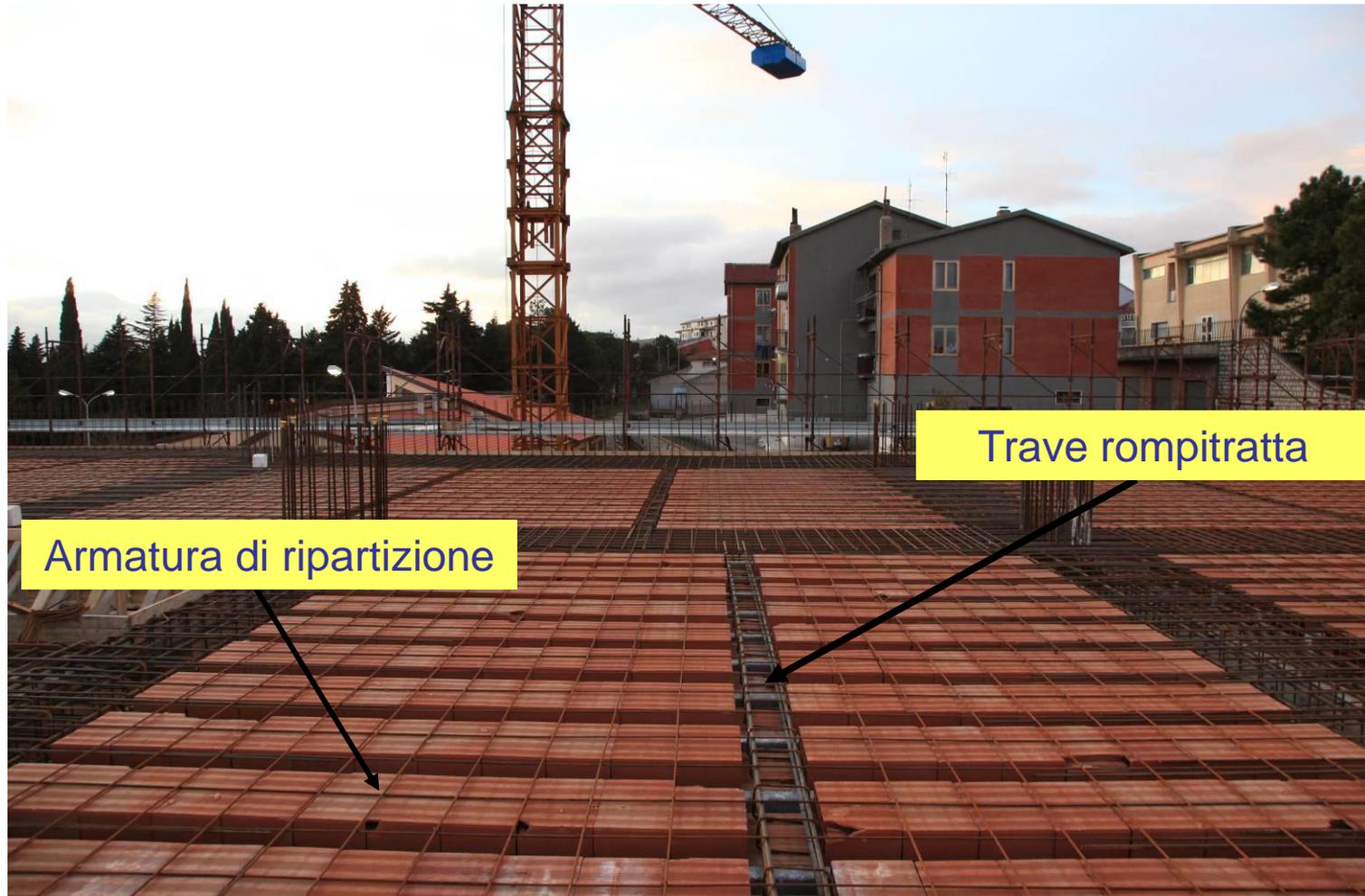
Il solaio in c.a. Fasi di realizzazione

Posa in opera di un solaio misto con travetti in c.a.p. e getto di completamento



Il solaio in c.a. Fasi di realizzazione

Posa in opera di un solaio misto con travetti in c.a.p. e getto di completamento



Progetto e Verifica di un solaio in c.a. gettato in opera

Normativa di riferimento:

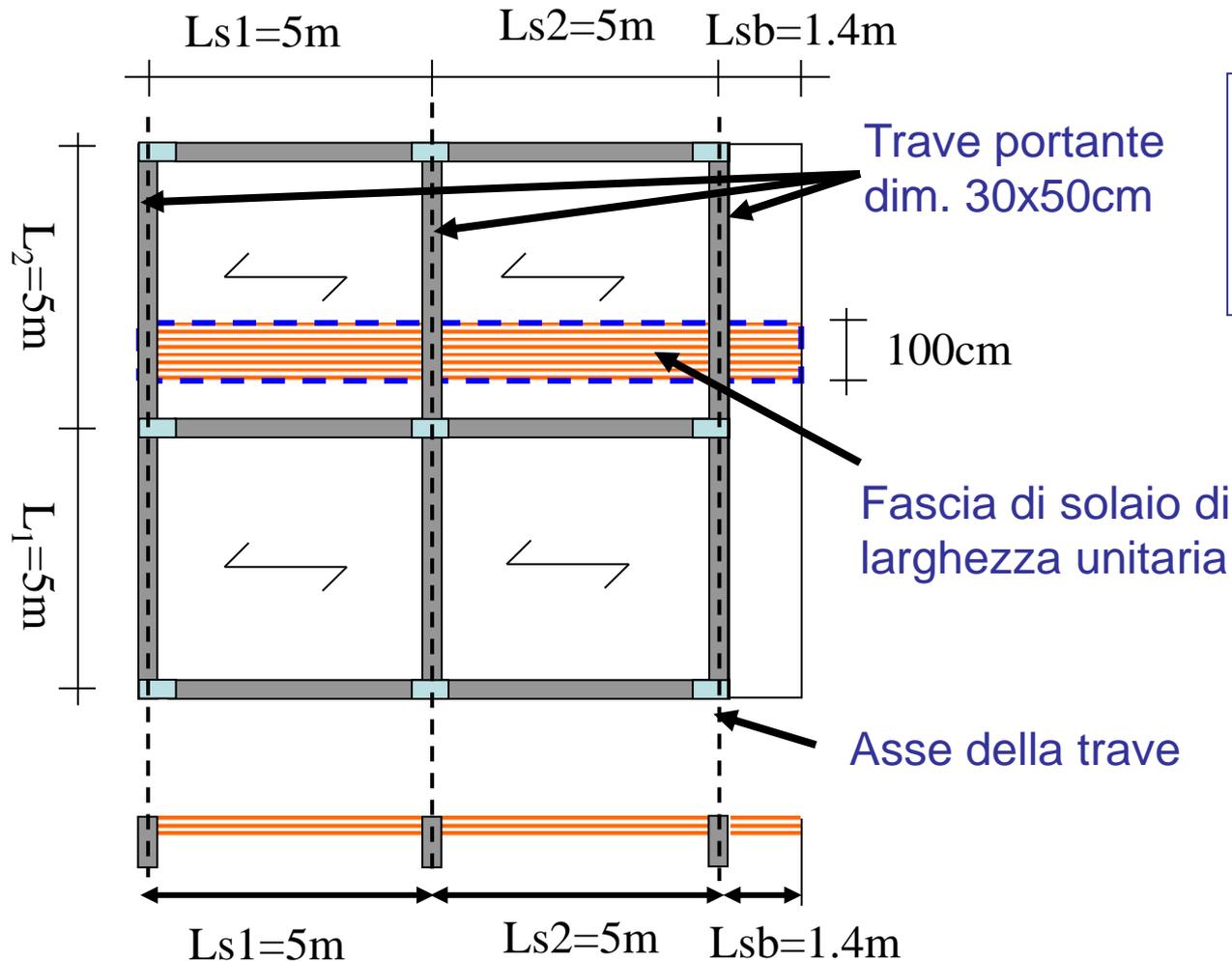
**Norme Tecniche per le Costruzioni
D.M. 17 gennaio 2018 (NTC2018)**

Fasi operative:

- scelta dei materiali da utilizzare e definizione delle loro caratteristiche meccaniche di calcolo
- predimensionamento della sezione dell'elemento
- definizione dei carichi agenti
- definizione delle combinazioni di carico
- schematizzazione e modellazione degli elementi strutturali
- determinazione delle sollecitazioni
- progetto delle armature
- verifica dello stato limite ultimo e di esercizio.
- predisposizione degli elaborati esecutivi del solaio

Progetto e Verifica di un solaio in c.a. gettato in opera

Solaio di piano in struttura intelaiata in c.a. destinata a civile abitazione



MATERIALI

cls C20/25

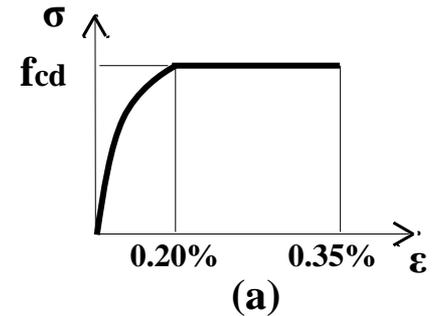
acciaio B450C

Scelta dei materiali: Resistenze di Calcolo

Calcestruzzo

Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$

dove: $f_{ck} = R_{ck} \cdot 0.83$ $\alpha_{cc} = 0.85$ $\gamma_c = 1.5$



Resistenza media a trazione: $f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$

Modulo elastico:

$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0.3}$ dove: $f_{cm} = f_{ck} + 8$ [NOTA: unità in N/mmq]

Modulo di Poisson: $\nu = 0.2$ [NOTA: per cls fessurato si può $\nu = 0$]

ipotizzando l'impiego di un calcestruzzo C20/25 ($R_{ck} = 25$ N/mm²; $f_{ck} = 20$ N/mmq) si ha:

$$f_{cd} = \frac{0.85 \cdot 25 \cdot 0.83}{1.5} = 11.7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 2.2 \text{ N/mmq}$$

$$E_{cm} = 30200 \text{ N/mm}^2$$

Scelta dei materiali: Resistenze di Calcolo

Acciaio

Resistenza a trazione:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad \text{dove: } \gamma_s = 1.15$$

Modulo elastico: $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$

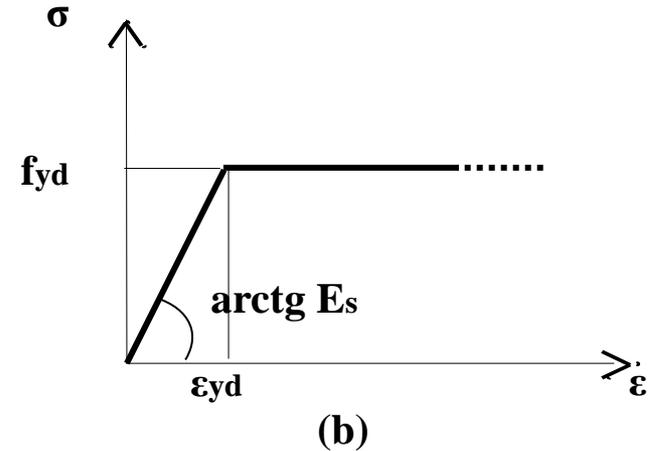
Deformazione al limite elastico:

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

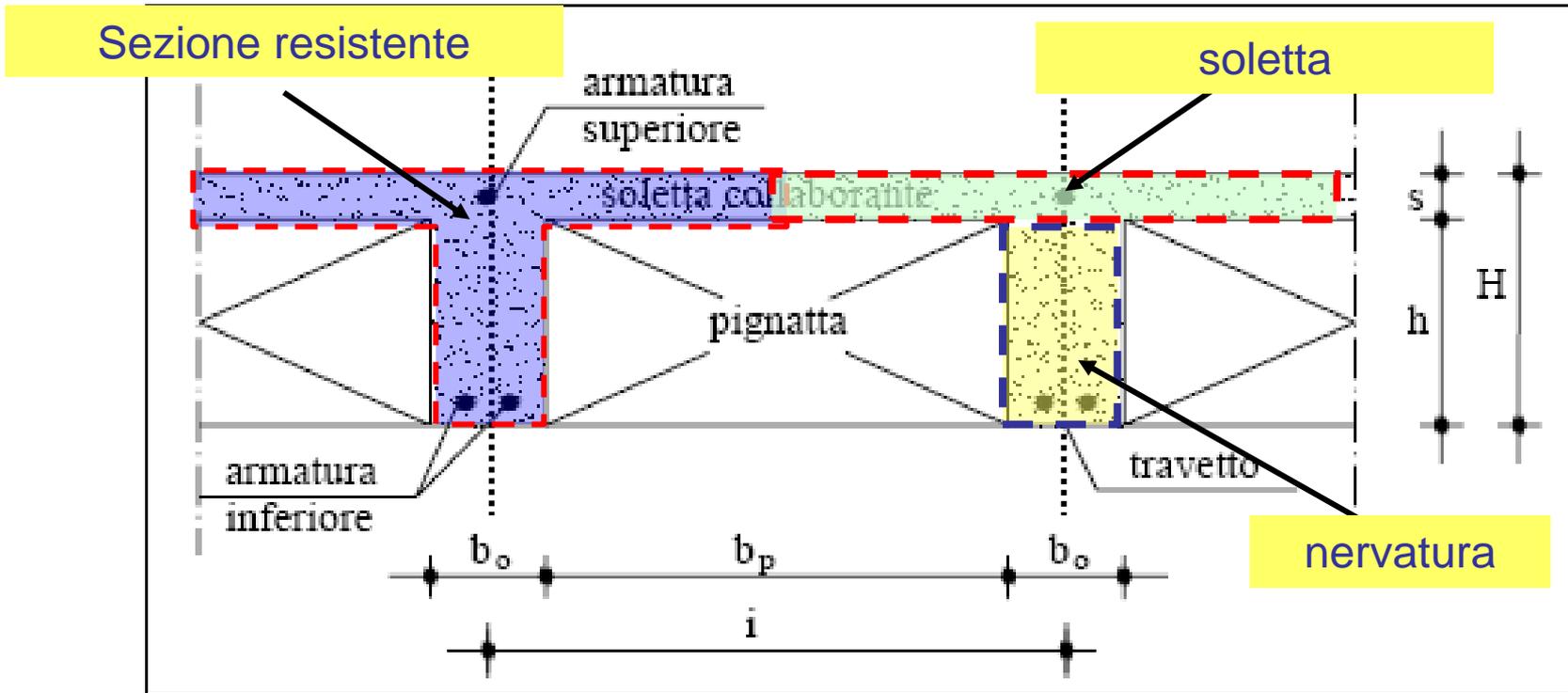
Per un acciaio B450C: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15} = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{391.3}{210000} = 1.83\%$$



Sezione resistente del solaio



b_o = larghezza travetto cls

b_p = larghezza pignatta

i = interasse travetti

H = altezza totale solaio

h = altezza nervatura-pignatta

s = altezza soletta cls

In genere i solai in latero-cemento vengono definiti attraverso il valore di h e s (es. 16+4cm)

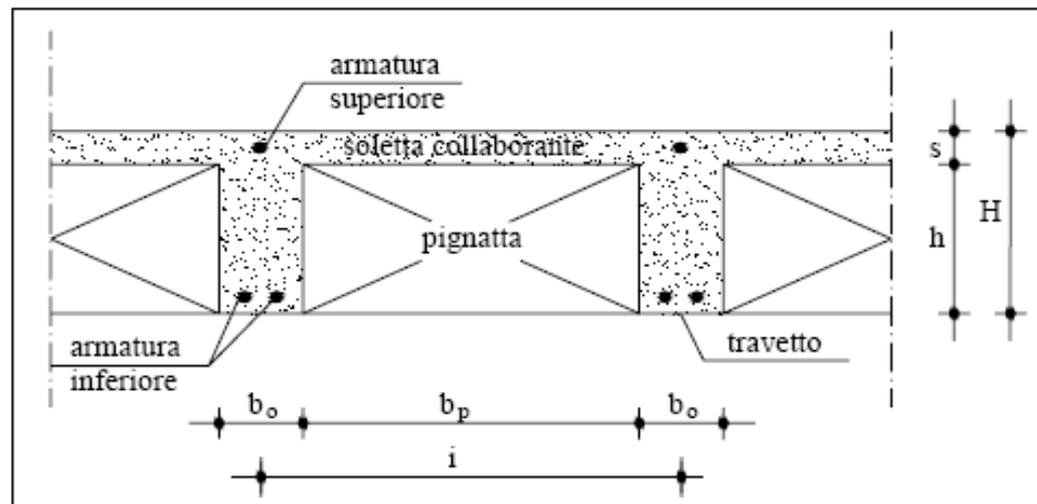
Predimensionamento della sezione resistente

Indicazioni utili per il predimensionamento dei solai in c.a. misti riportati dal D.M. 09/01/1996 e parzialmente ripresi dalla circolare alle NTC2018

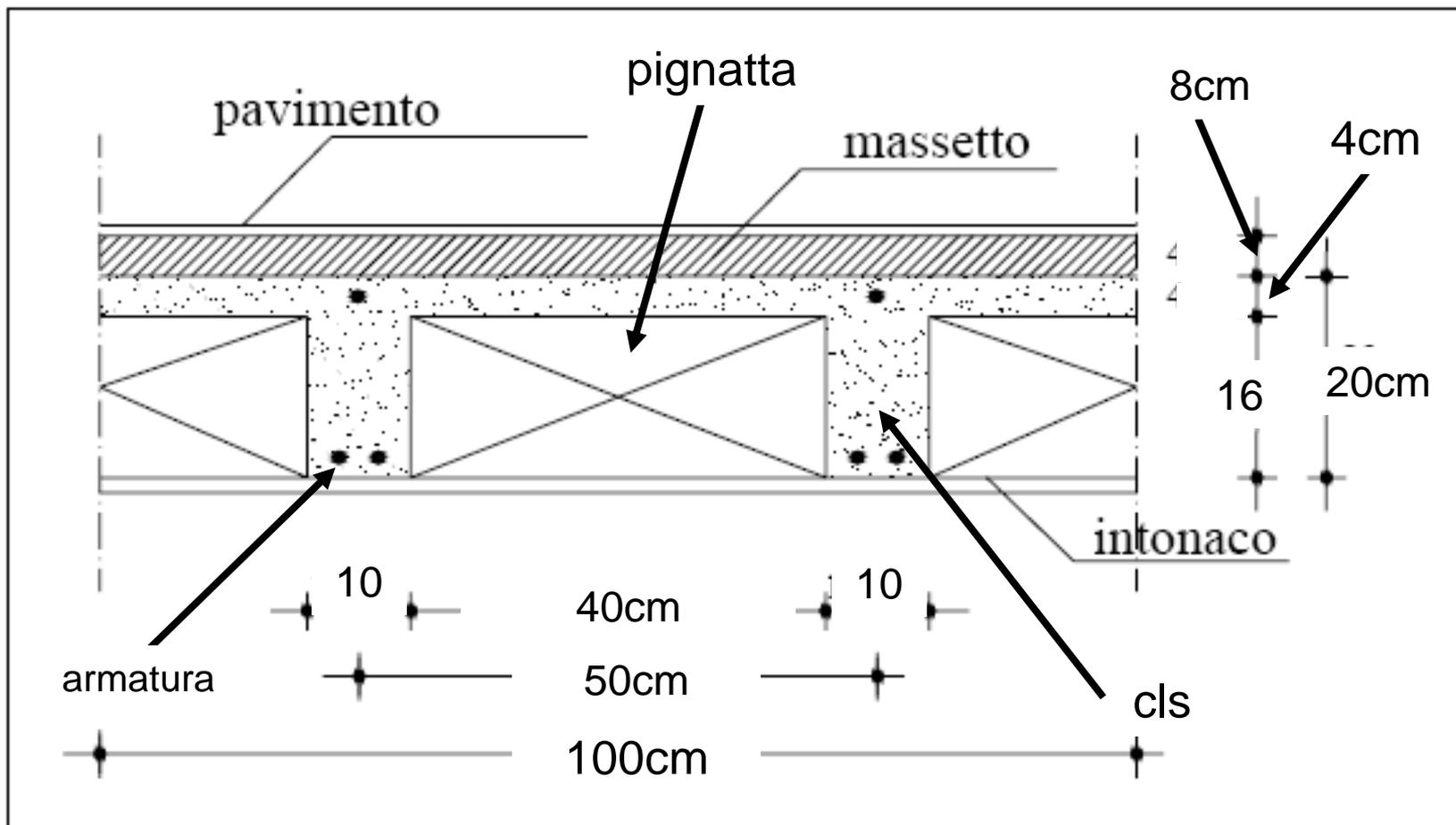
Altezza solaio	$H \geq 1/25 L$ $H \geq 12 \text{ cm}$	L è la luce della campata più lunga. Considerando che una pignatta non è alta meno di 12 cm, l'altezza minima del solaio è 16 cm.
Altezza soletta	$s \geq 4 \text{ cm}$	In genere non si usano solette con spessore maggiore di 5 cm., ma 4 cm è lo spessore 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.

Predimensionamento della sezione resistente

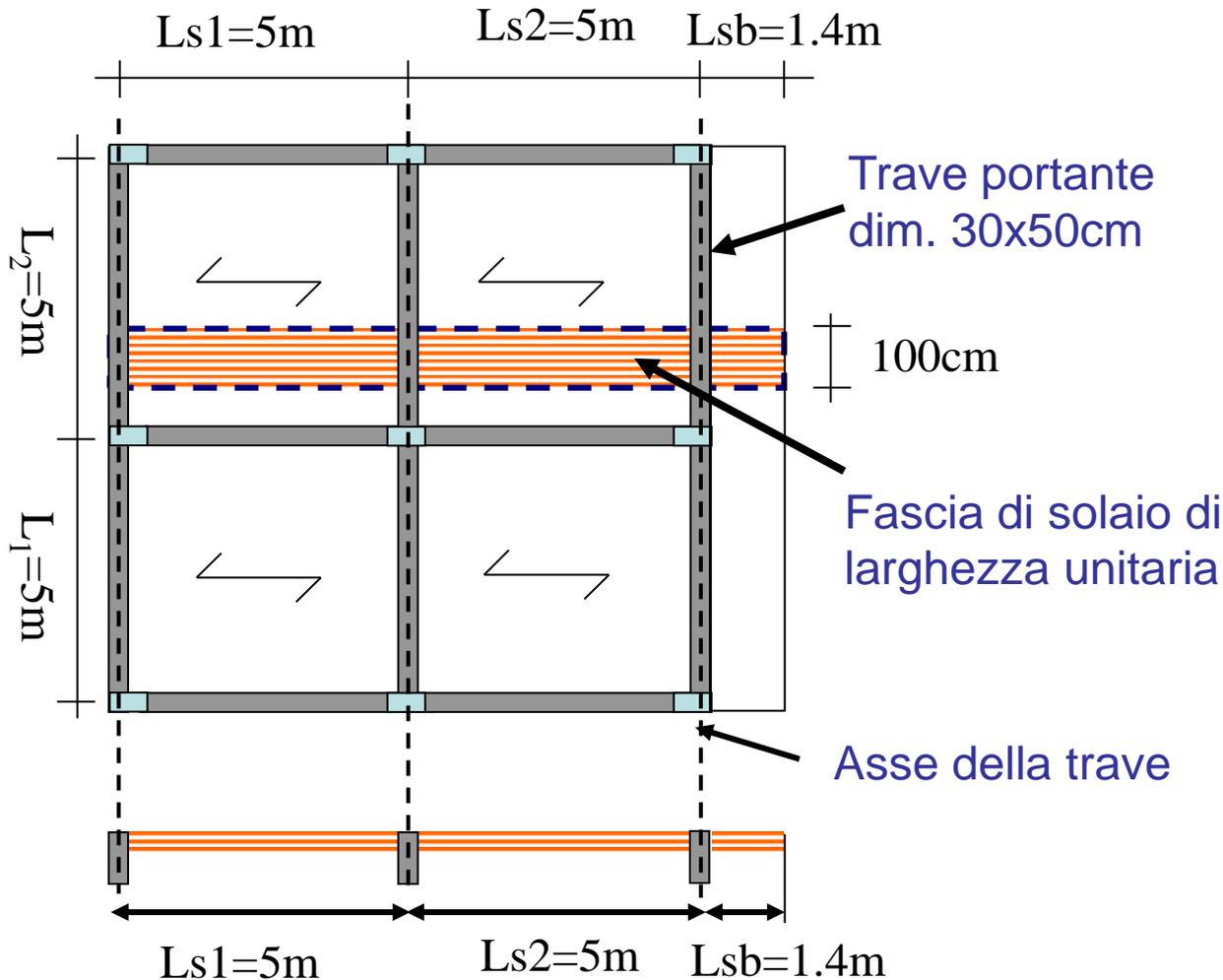
Altezza solaio	$H \geq 1/25 L$ $H \geq 12 \text{ cm}$	→ $H = 1/25 \cdot 500 = 20 \text{ cm}$
Altezza soletta	$s \geq 4 \text{ cm}$	→ $s = 4 \text{ cm}$
Interasse travetto	$i \leq 15 s$	→ $i = 50 < 15 \cdot 4 = 60 \text{ cm}$
Larghezza travetto	$b_o \geq 1/8 i$ $b_o \geq 8 \text{ cm}$	→ $b_o = 10 \text{ cm} > 1/8 \cdot 50 = 6.25 \text{ cm}$
Dimensioni pignatta	$b_p \leq 52 \text{ cm}$	→ $b_p = 40 < 52 \text{ cm}$



Analisi dei carichi



Progetto e Verifica di un solaio in c.a. gettato in opera



Solaio di piano di una struttura intelaiata in c.a. destinata a civile abitazione

MATERIALI
cls C20/25
acciaio B450C

Analisi dei carichi

Carichi permanenti Strutturali (G1)

Peso proprio di tutte le parti strutturali essenziali quali la *soletta*, la *nervatura*, le *pignatte*

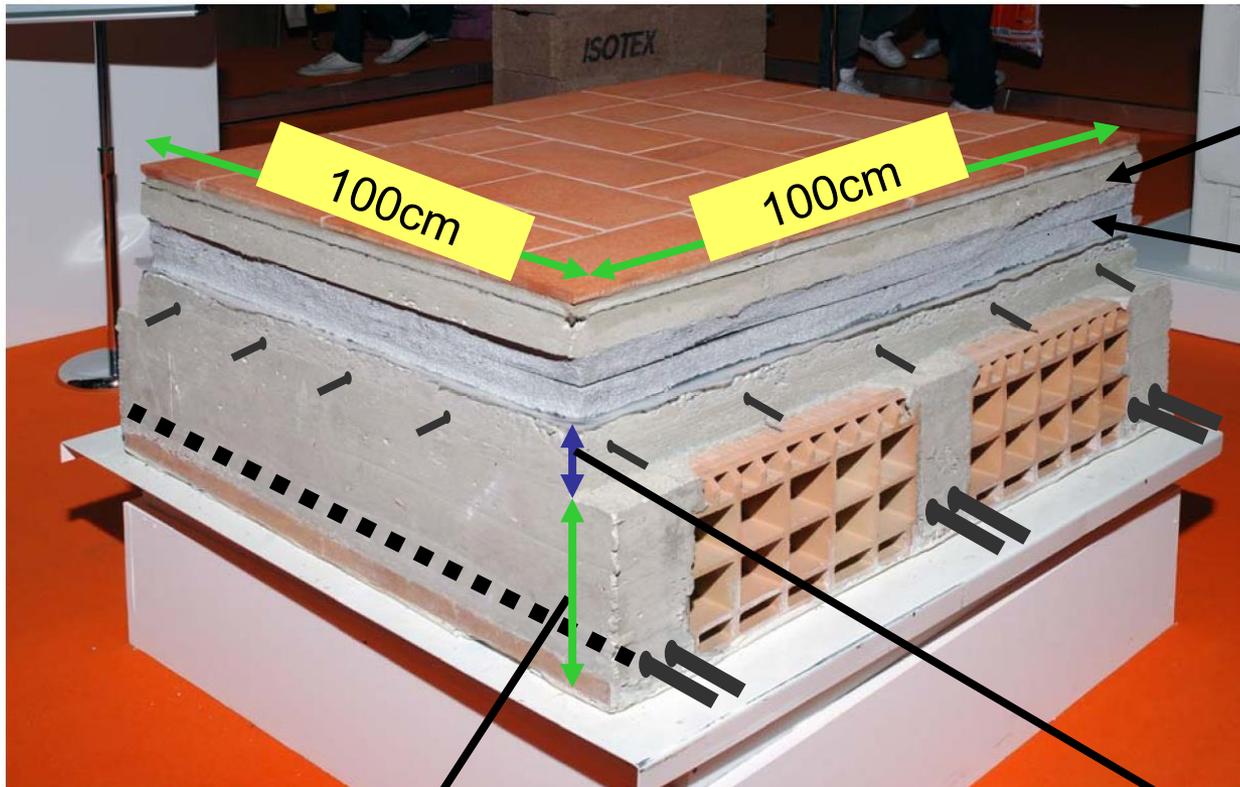
Carichi permanenti non strutturali (G2)

Peso proprio delle parti non strutturali quali il *pavimento*, il *massetto*, le *tramezzature interne*, l'*intonaco*

Carichi variabili o di esercizio (Q)

Definiti dalla norma in funzione delle destinazione d'uso proprie della struttura (es. *abitazione*, *negozio*, *parcheggio*)

Gli elementi del solaio in c.a.



massetto
sottopavimento (sp.
5-10cm) [G2]

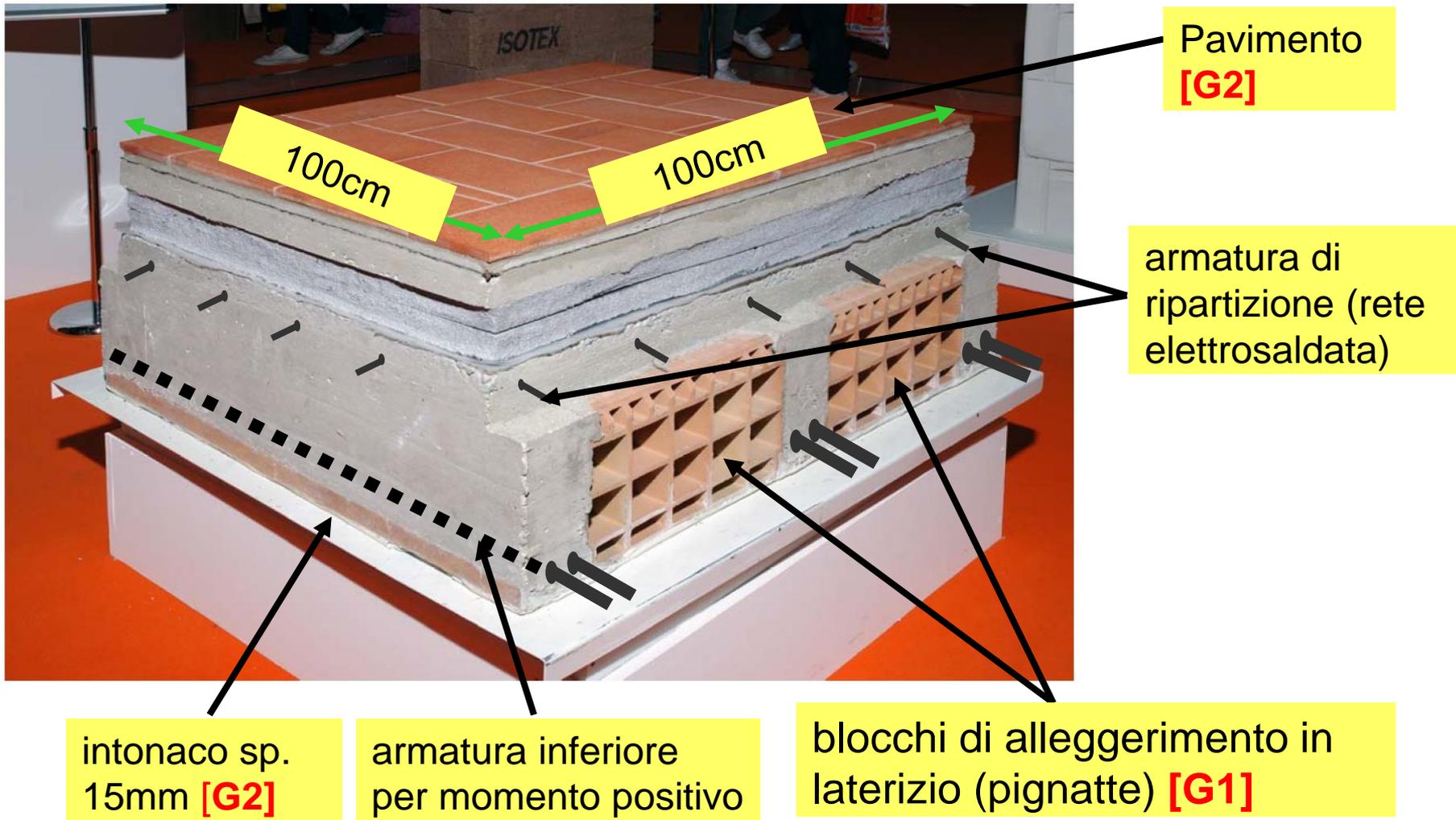
isolante termo-
acustico [G2]

altezza della nervatura di cls =
altezza pignatta (12÷35cm) [G1]

altezza soletta cls
(4÷5cm) [G1]

G1 = peso proprio strutturale; G2 = peso proprio non strutturale [NTC2018]

Gli elementi del solaio in c.a.



G1 = peso proprio strutturale; G2 = peso proprio non strutturale [NTC2018]

Peso di volume dei principali materiali utilizzati nelle costruzioni

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m ³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcere compatto	26,0
Calcere tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno) [forato]	18,0 [8,0]
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0

Analisi dei carichi

Analisi dei carichi riferiti alla striscia di solaio (**interno**) di larghezza 1 m

Campate interne	Altezza (m)	Larghezza (m)	p. spec. [N/m ³]	Carico lineare [N/m]
Soletta	0.04	1.0	25000	1000
Laterizi	0.16	0.8	8000	1024
Nervature	0.16	0.2	25000	800

Carico G1 per metro di lunghezza Totale 2824 N/m

Massetto	0.08	1.0	18000	1440
Intonaco	0.02	1.0	18000	360
Pavimento	0.02	1.0	20000	400
Incidenza tramezzi	--	--	--	1600

Carico G2 per metro di lunghezza Totale 3800 N/m

Analisi dei carichi

Come si valuta l'incidenza del carico delle partizioni interne (tramezzi)?

Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio di elementi divisori interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito g_{2k} , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito g_{2k} ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza G_{2k} delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisori con $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $4,00 < G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$.

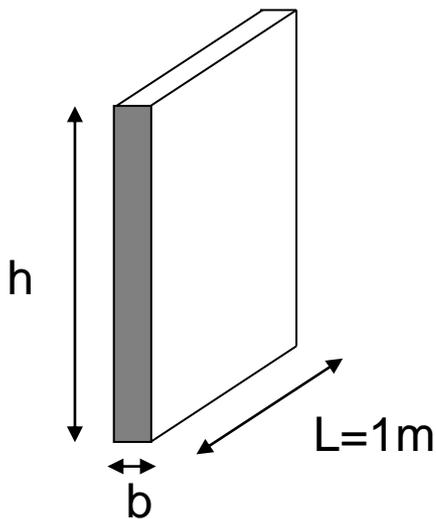
Elementi divisori interni con peso proprio maggiore devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

Estratto dal paragrafo 3.1.3 del D.M. 17.01.2018, NTC2018

Analisi dei carichi

Tramezzature (o *partizioni interne*): il carico può essere schematizzato come uniformemente distribuito sulla superficie, purché i solai abbiano un'adeguata capacità di ripartire i carichi (§ 3.1.3)

- | | |
|---|-------------------------------|
| - per elementi divisori con $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$: | $g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$; |
| - per elementi divisori con $1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m}$: | $g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$; |
| - per elementi divisori con $2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m}$: | $g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$; |
| - per elementi divisori con $3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$: | $g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$; |
| - per elementi divisori con $4,00 < G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$: | $g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$. |



Muratura di mattoni forati ($b=10\text{cm}$, $h=280\text{ cm}$)

Peso specifico muratura (senza intonaco) $\gamma=8 \text{ kN/m}^3$

$$G_{2,M} = \gamma \cdot b \cdot h \cdot L = 8 \cdot 0.1 \cdot 2.8 \cdot 1 = 2.24 \text{ kN/m}$$

Peso specifico della malta di calce (intonaco) $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$

$$G_{2,I} = \gamma \cdot b \cdot h \cdot L = 18 \cdot 0.02 \cdot 2.8 \cdot 1 = 1.00 \text{ kN/m}$$

$$G_2 = G_{2,M} + G_{2,I} = 3.24 \text{ kN/m} \rightarrow g_2 = 1.6 \text{ kN/m}^2$$

Analisi dei carichi

Analisi dei carichi riferiti alla striscia di solaio (sbalzo) di larghezza 1.0m

sbalzo	Altezza (m)	Larghezza (m)	p. spec. [N/m ³]	Carico lineare [N/m]
Soletta	0.04	1.0	25000	1000
Laterizi	0.16	0.8	8000	1024
Nervature	0.16	0.2	25000	800

Carico G1 per metro di lunghezza Totale 2824 N/m

Massetto	0.04	1.0	18000	720
Intonaco	0.02	1.0	18000	360
Pavimento	0.02	1.0	20000	400
Guaina imperme.	--	--	--	70

Carico G2 per metro di lunghezza Totale 1550 N/m

Analisi dei carichi

Valori dei carichi di esercizio per le diverse categorie di edifici (§3.1.4, NTC2018)

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	5,00	3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00

Carichi lineari

Carichi puntuali

Carichi di superficie

Analisi dei carichi

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale.			
	Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.			
	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi.			
	Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti			
	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili	0,50 secondo categoria di appartenenza	1,20	1,00
	Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	—	—	—

Combinazioni di calcolo delle azioni

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

$$F_d = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_q Q_{k1} + \sum_{(i>1)} \gamma_q \Psi_{0i} Q_{ki}$$

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazioni rare: $F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{(i>1)} \Psi_{0i} Q_{ki}$

Combinazioni frequenti: $F_d = G_1 + G_2 + P + \Psi_{1i} Q_{k1} + \sum_{(i>1)} \Psi_{2i} Q_{ki}$

Combinazioni quasi permanenti: $F_d = G_1 + G_2 + P + \sum_{(i>1)} \Psi_{2i} Q_{ki}$

G1 valore nominale delle azioni permanenti strutturali

G2 valore nominale delle azioni permanenti non strutturali

P valore nominale delle azioni di precompressione

Qk1 valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione

Qki valore caratteristico delle altre azioni variabili

Ψ0i, Ψ1i, Ψ2i coefficienti di combinazione

Coefficienti parziali per le azioni (γ_F)

Coefficienti parziali per le azioni γ_F nelle verifiche SLU (§ 2.6.1, NTC2018)

		γ_F	
Carichi permanenti G1	Favorevoli	γ_{G1}	1.0
	Sfavorevoli		1.3
Carichi permanenti NON strutturali G2	Favorevoli	γ_{G2}	0.8
	Sfavorevoli		1.5
Carichi variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0.0
	Sfavorevoli		1.5

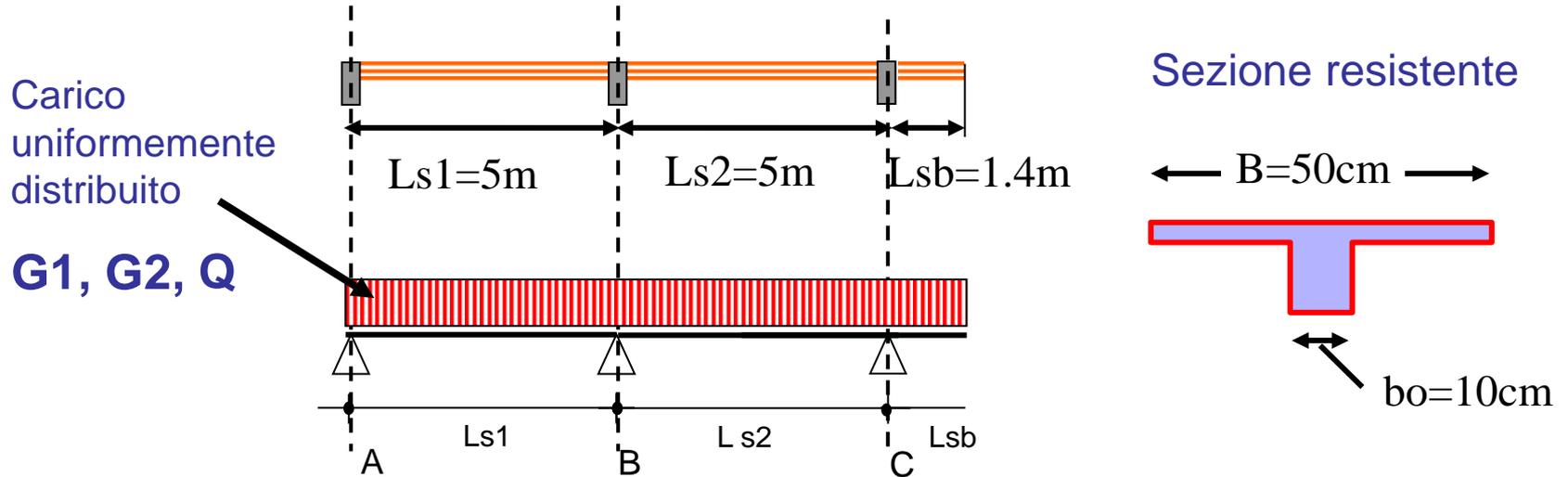
Combinazioni di calcolo delle azioni

I Coefficienti di combinazione (Ψ_{0j} ; Ψ_{1j} ; Ψ_{2j}) sono funzione della destinazione d'uso dei locali

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

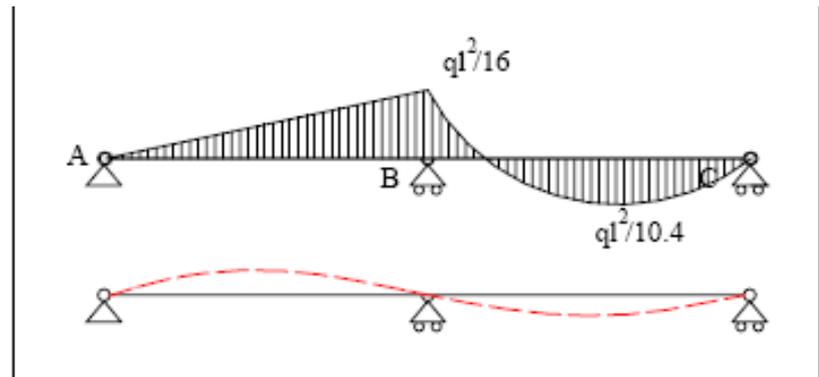
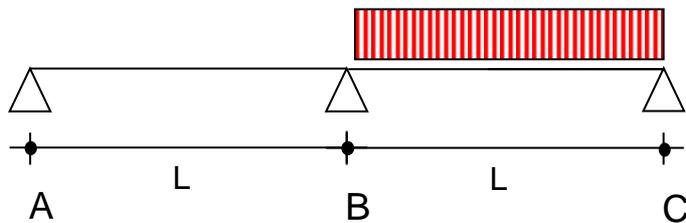
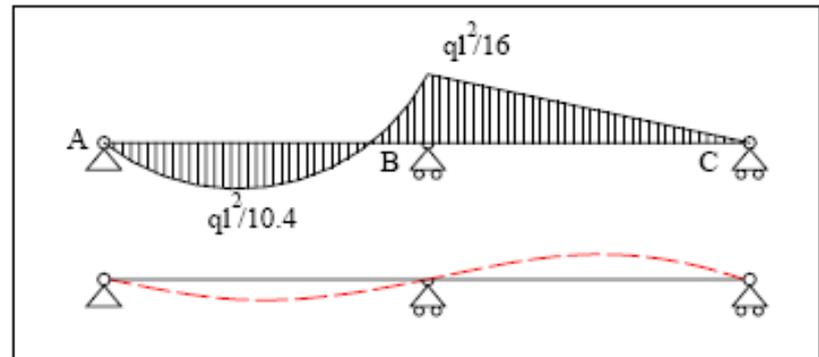
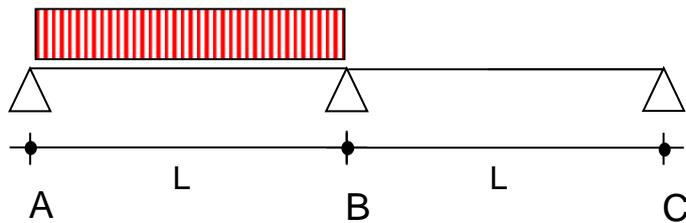
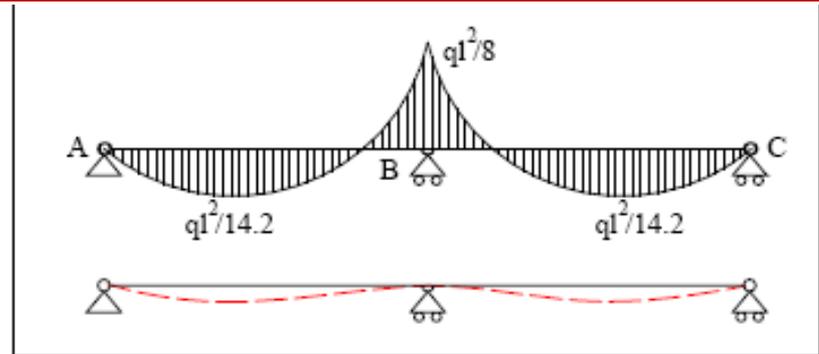
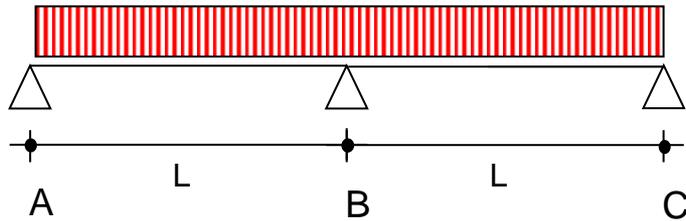
Lo schema statico

Per la valutazione delle caratteristiche di sollecitazione (M, V) il solaio viene schematizzato come una **trave continua su più appoggi**

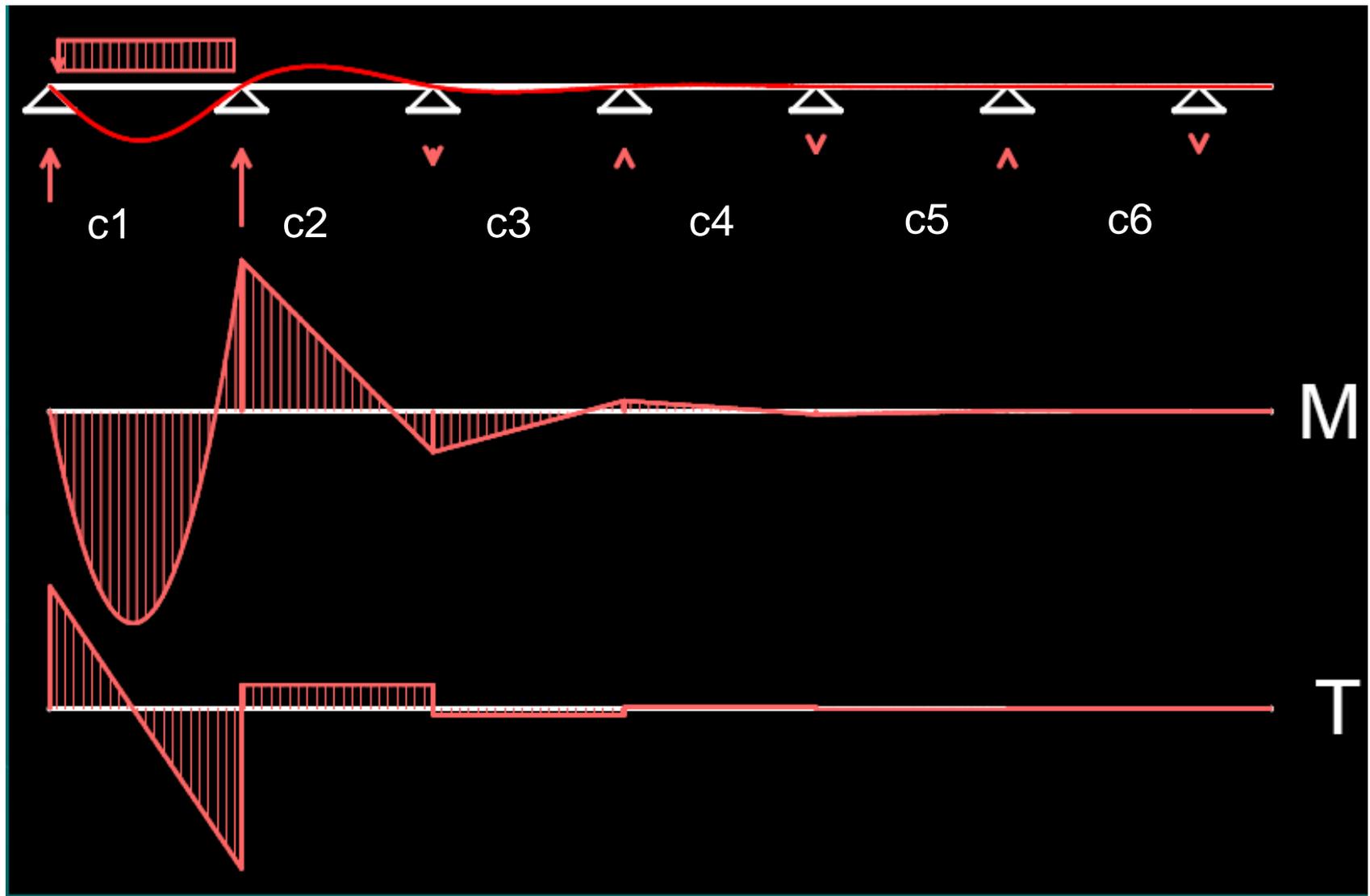


Qual è la condizione di carico che “massimizza” gli effetti?

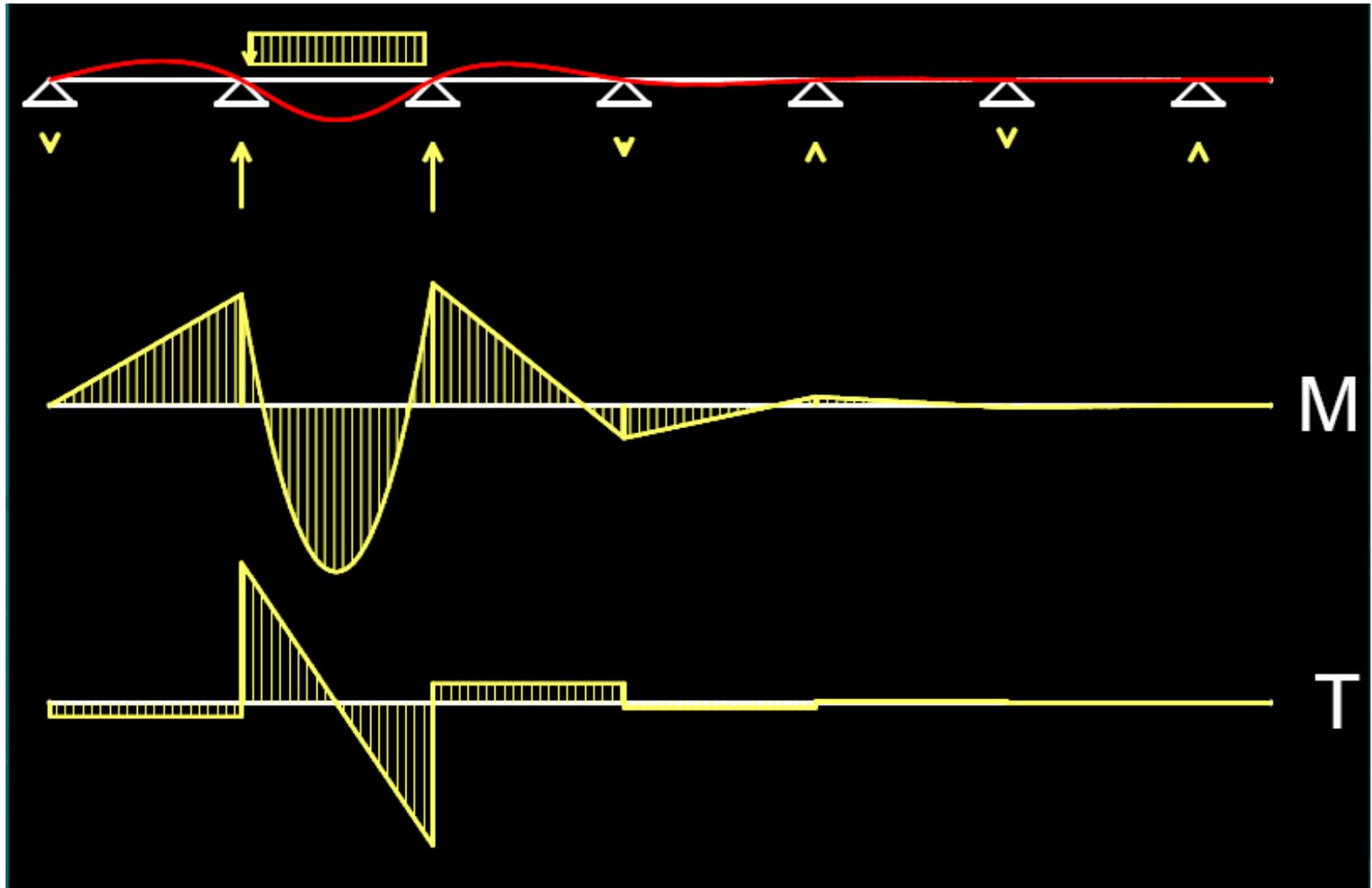
Le combinazione di carico



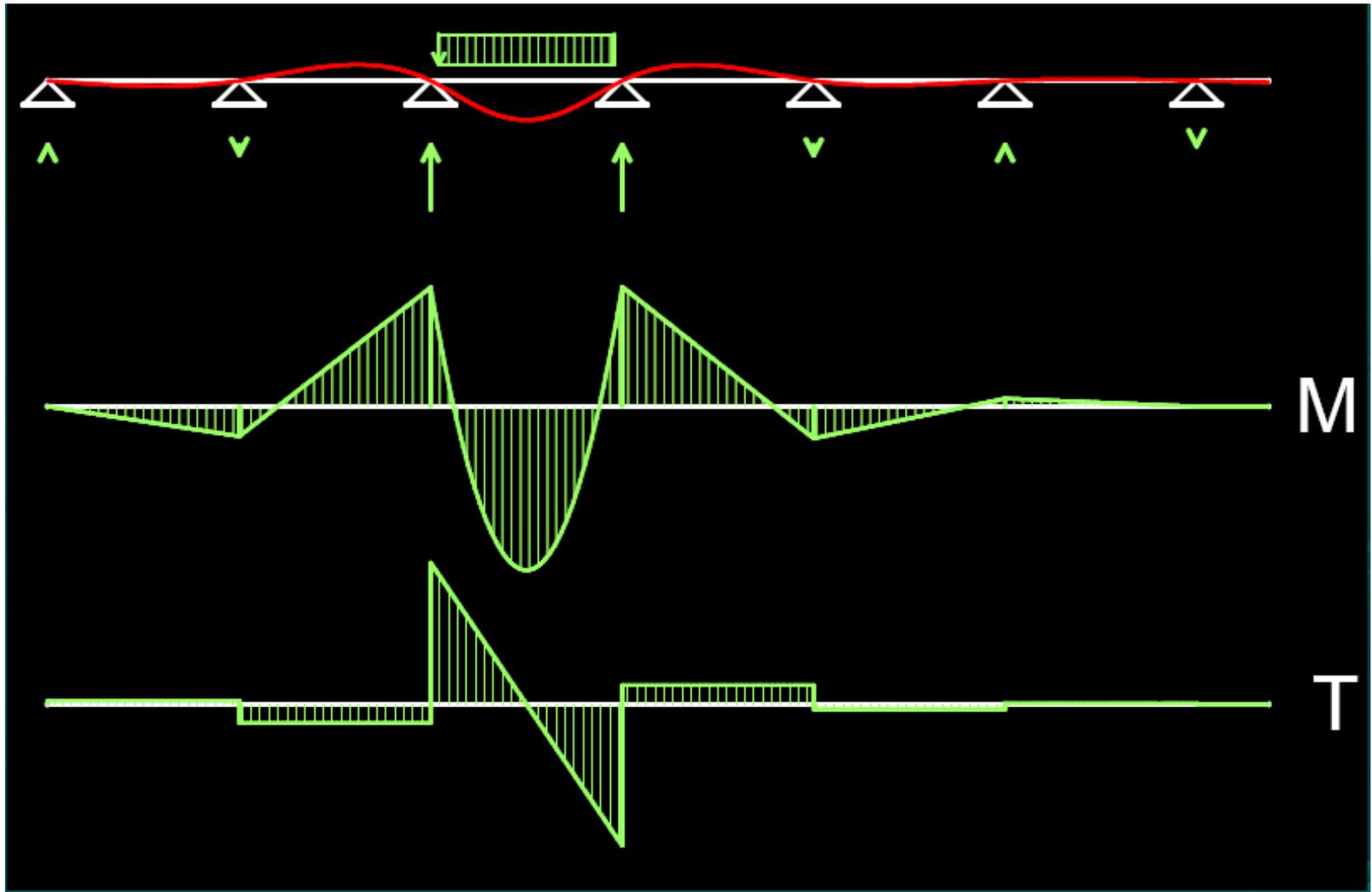
Le combinazioni di carico



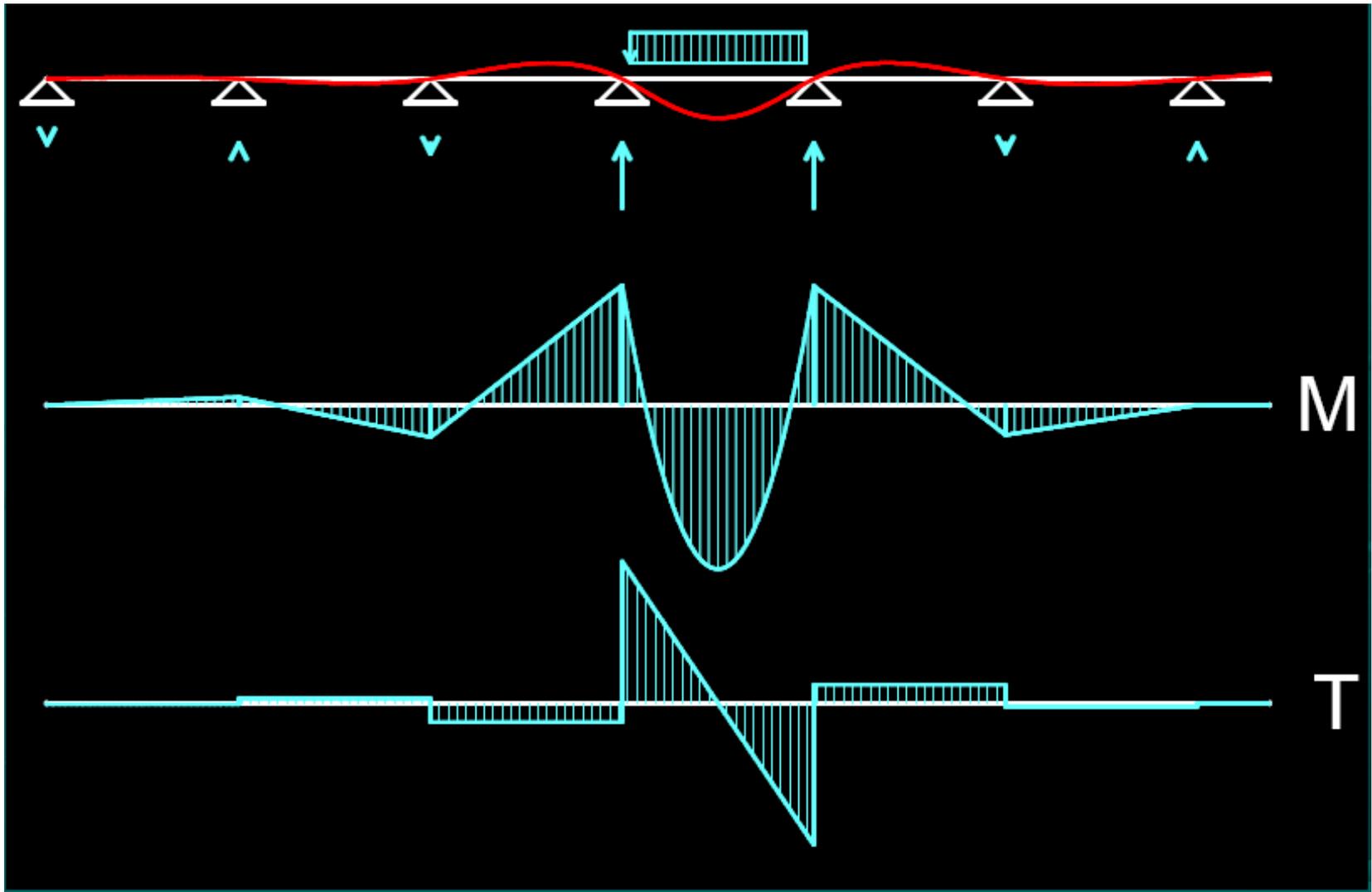
Le combinazione di carico



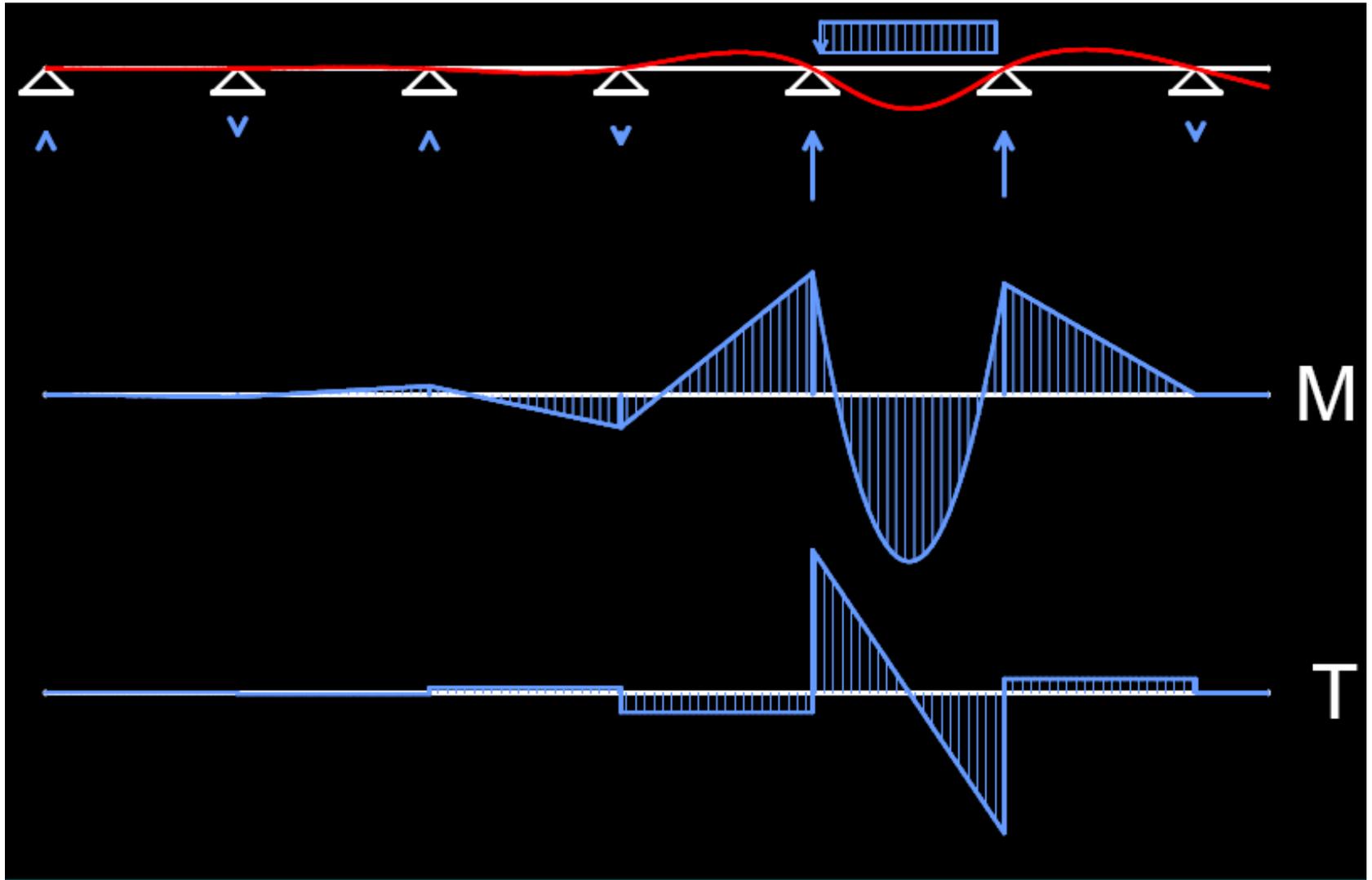
Le combinazione di carico



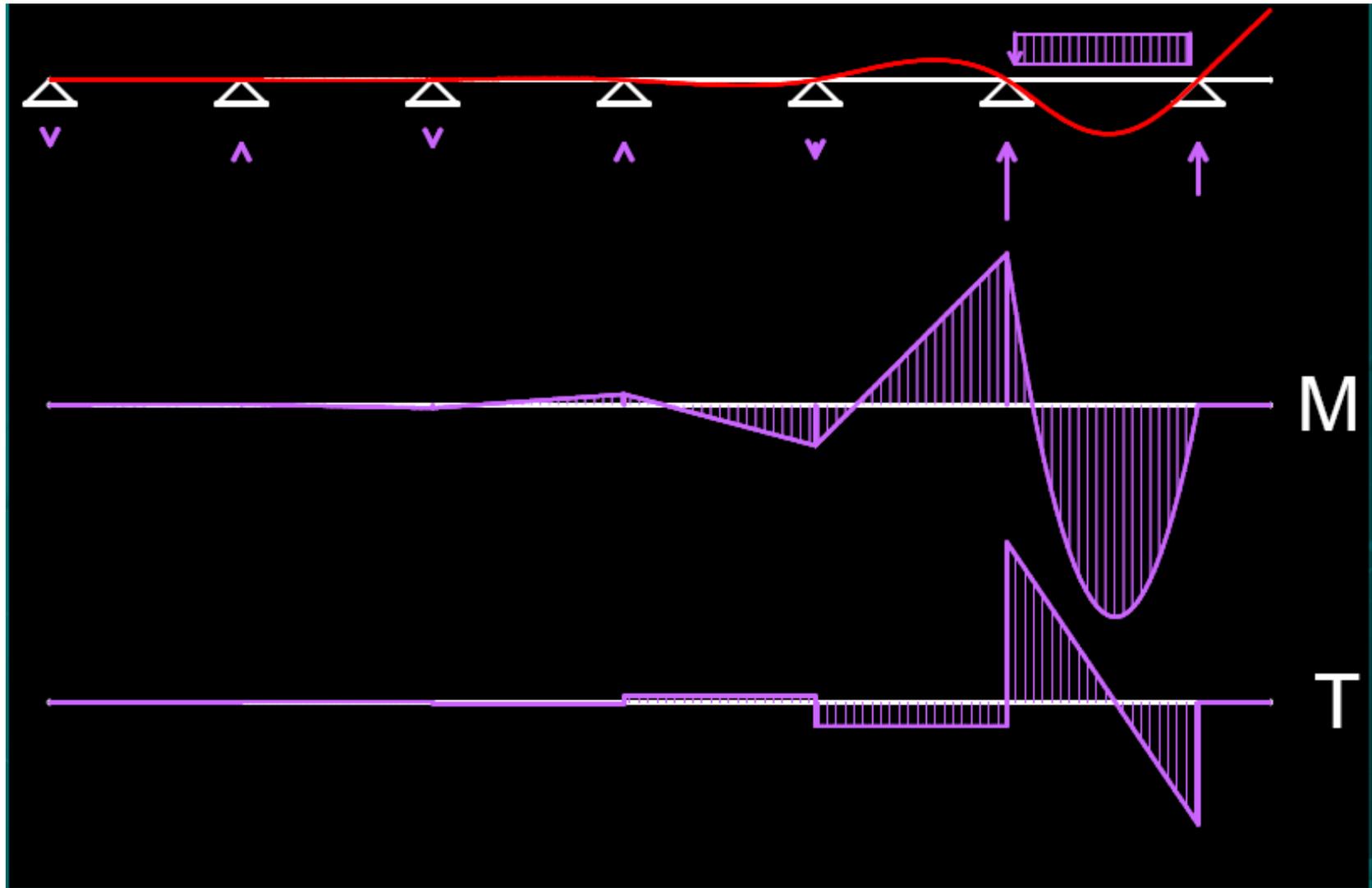
Le combinazione di carico



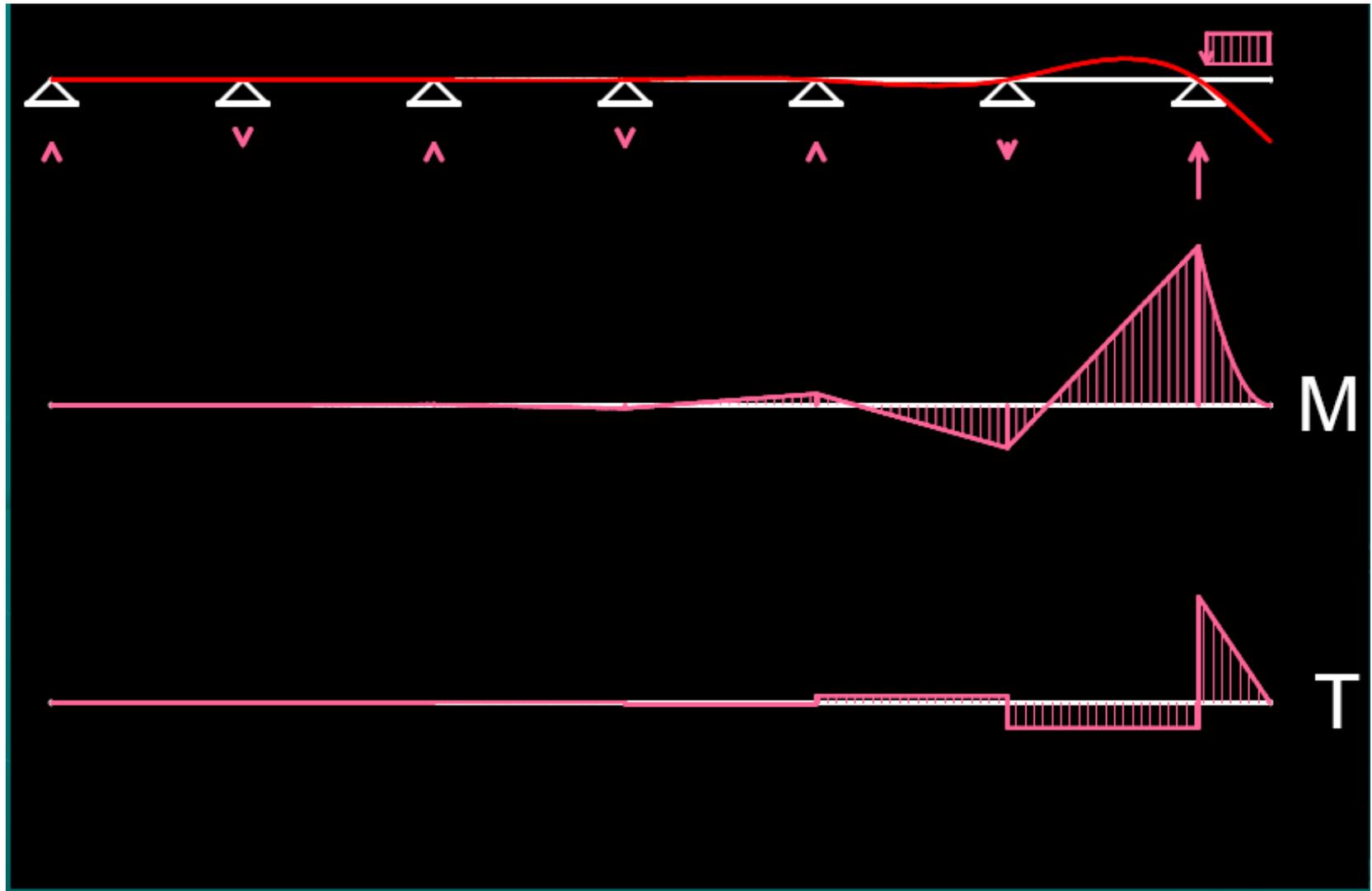
Le combinazione di carico



Le combinazione di carico

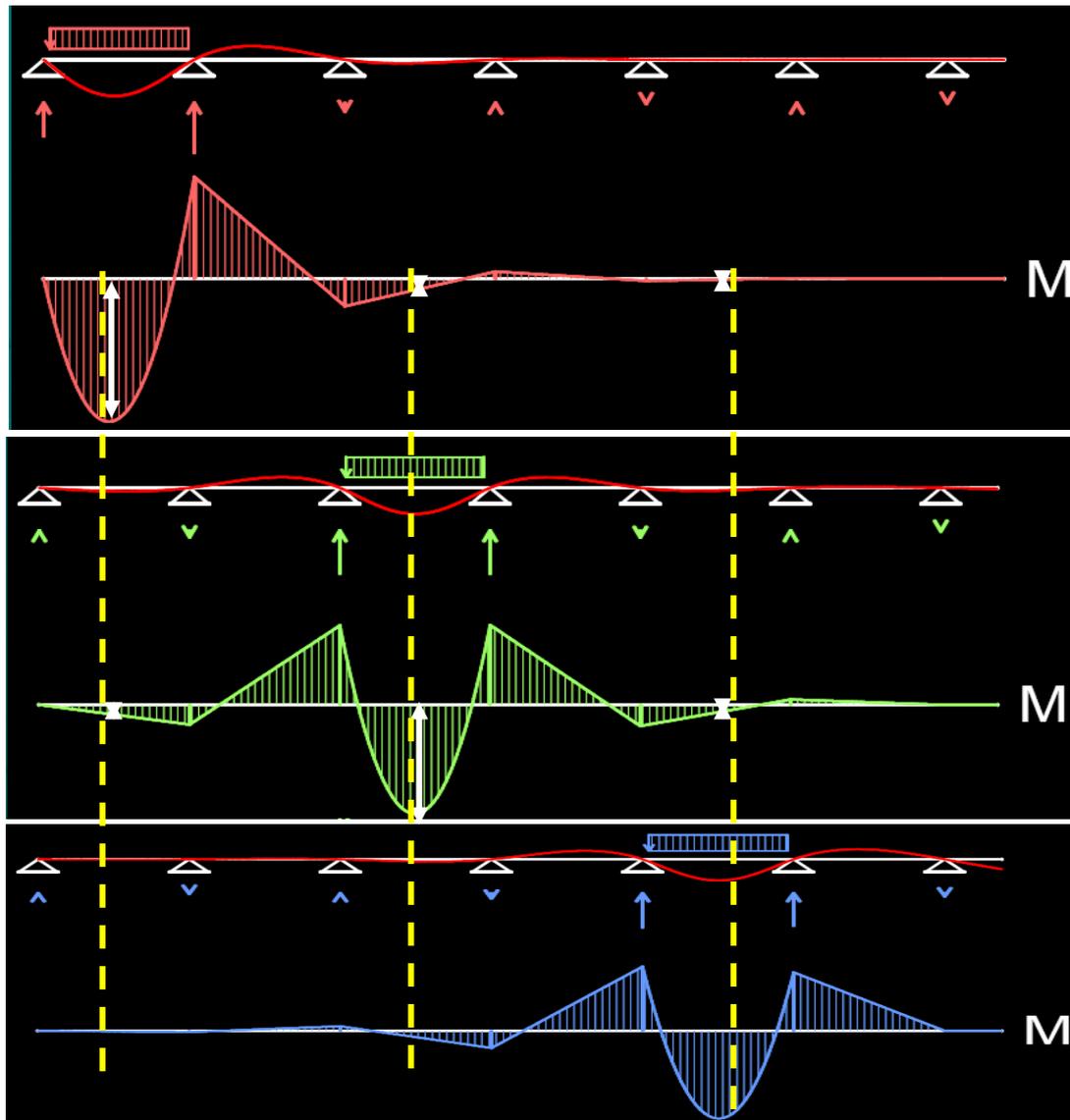


Le combinazione di carico

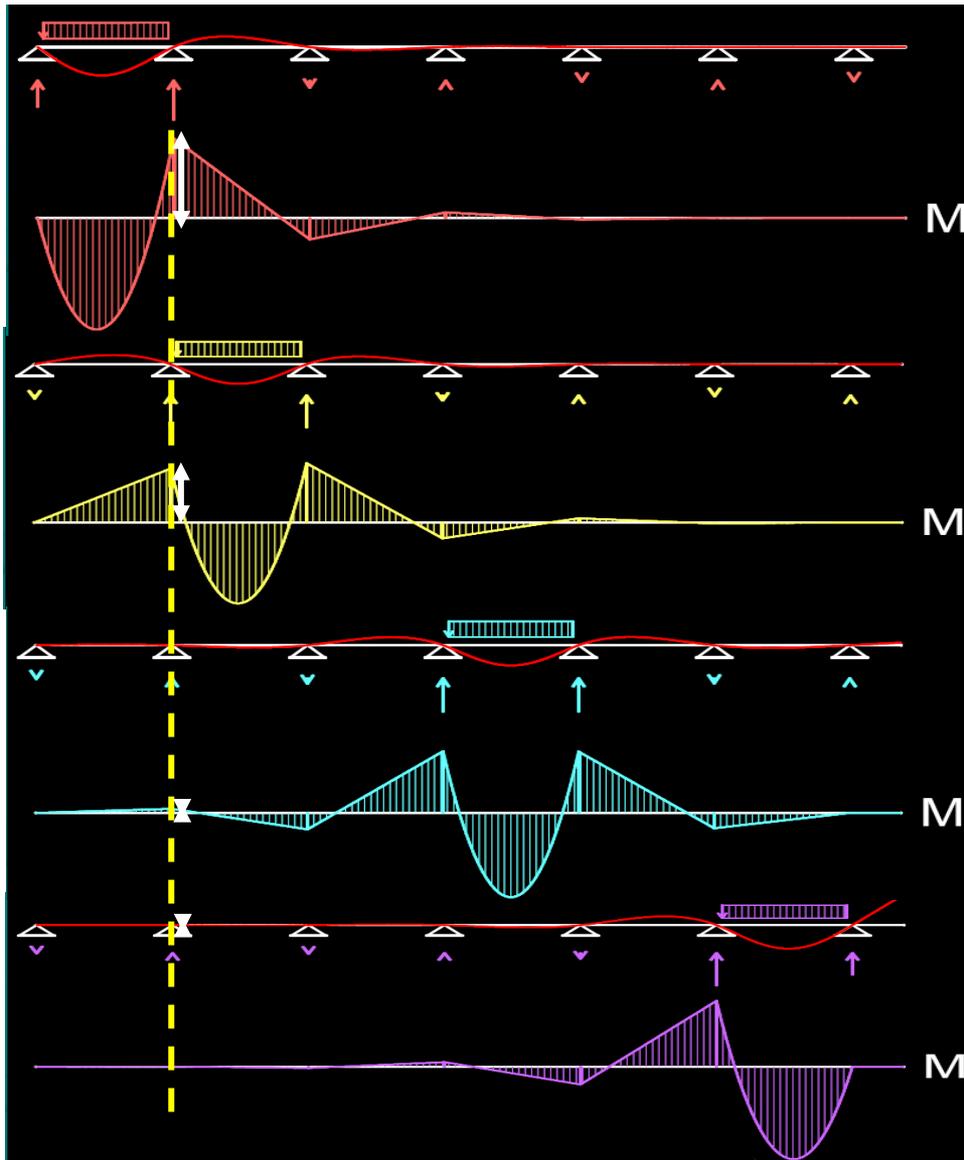


Le combinazione di carico

Sommando le ordinate dei diagrammi derivanti dai diversi schemi di carico, si ottiene il **momento positivo massimo** in campata ($M+$).



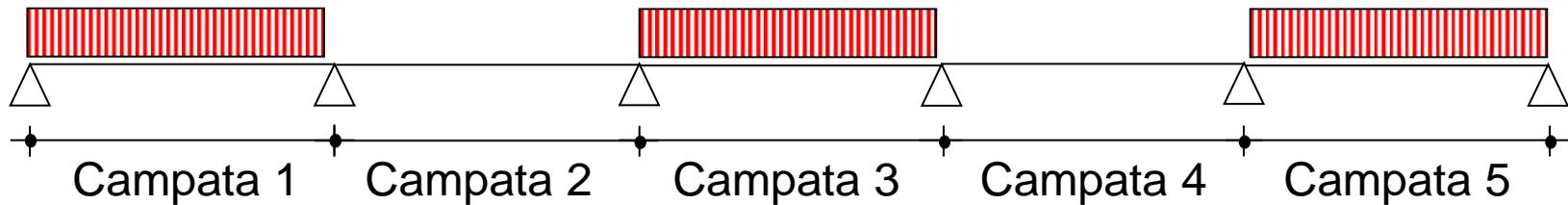
Le linee di influenza



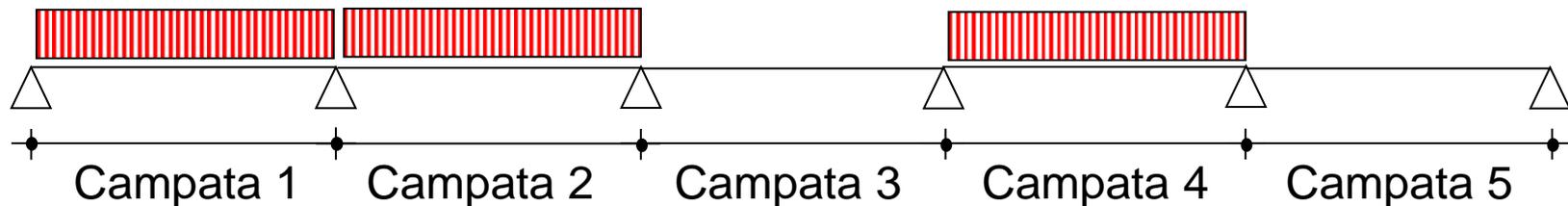
La somma delle ordinate dei diagrammi valutata in corrispondenza dell'appoggio adiacente a due travi caricate restituisce il valore del **momento negativo minimo** (M-) e del **taglio massimo**.

La combinazione a “scacchiera”

Disposizione dei carichi per la valutazione dei **massimi momenti positivi $M+$ in campata**

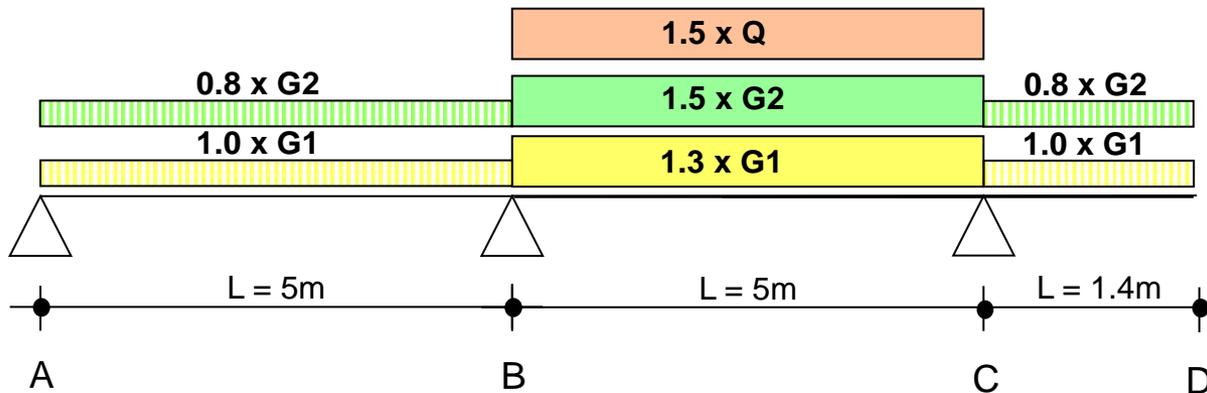


Disposizione dei carichi per la valutazione dei **minimi momenti negativi $M-$ sugli appoggi**

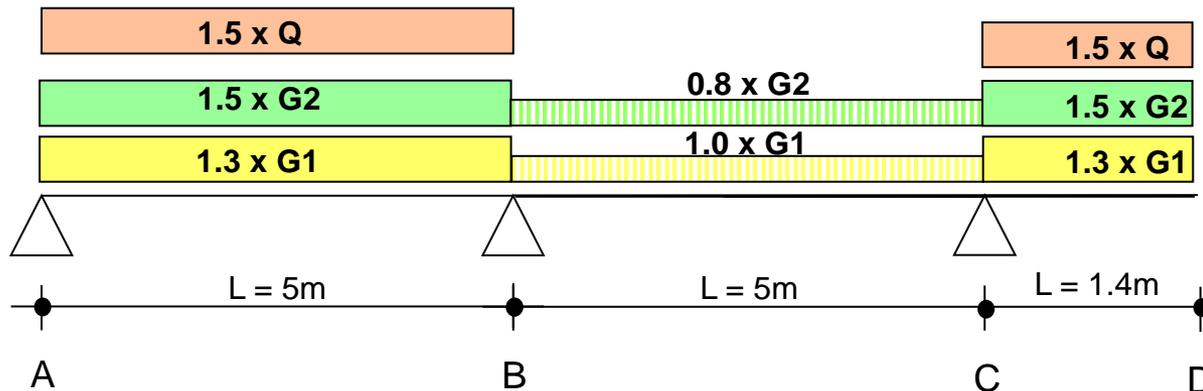


Le combinazione di carico

Combinazione1: $\max M(+)_BC$

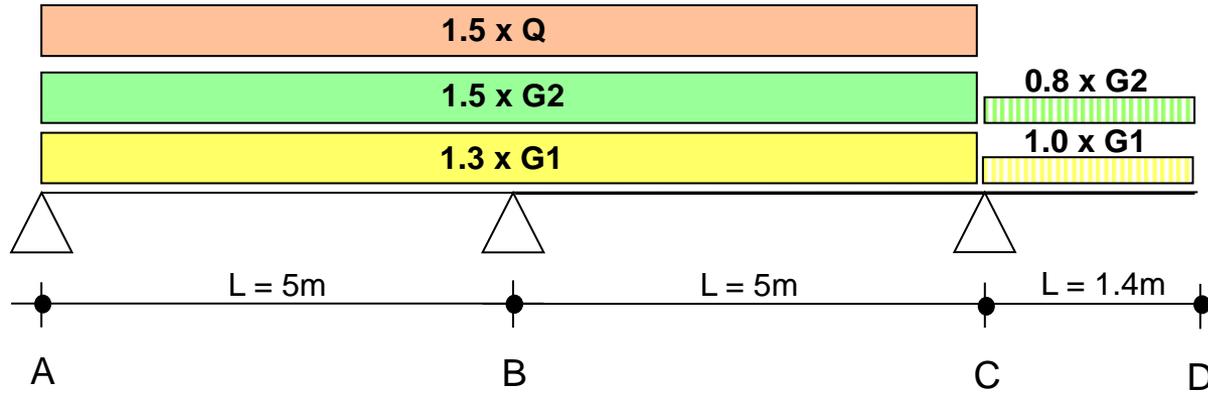


Combinazione2: $\max M(+)_AB; \min M(-)_C$



Le combinazione di carico

Combinazione3: $\min M(-)_B, \max V_B$



Combinazione4: $\min M(-)_C; \max V_C$

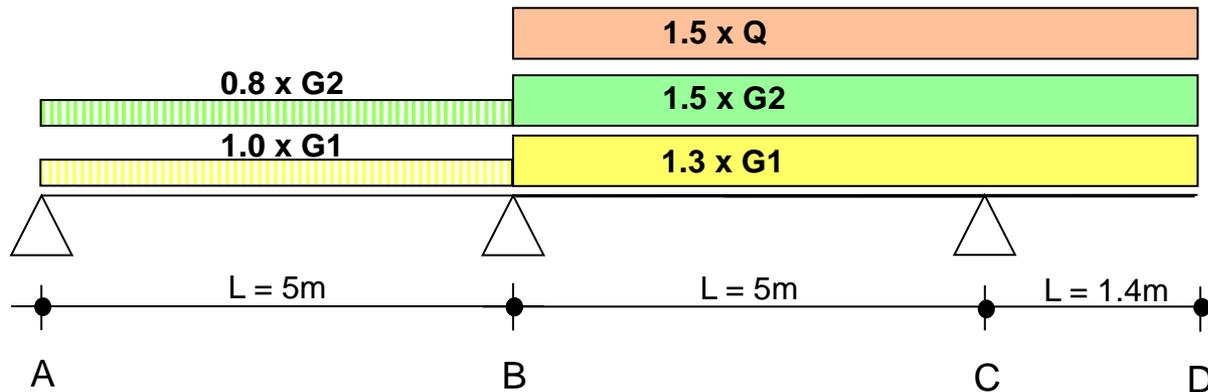


Diagramma delle sollecitazioni: Momento flettente

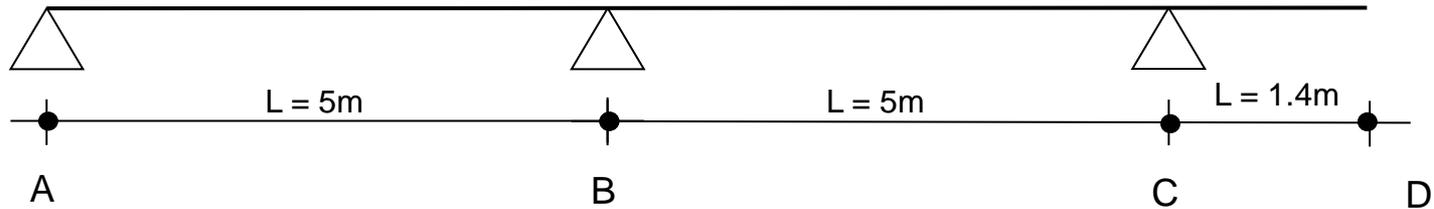
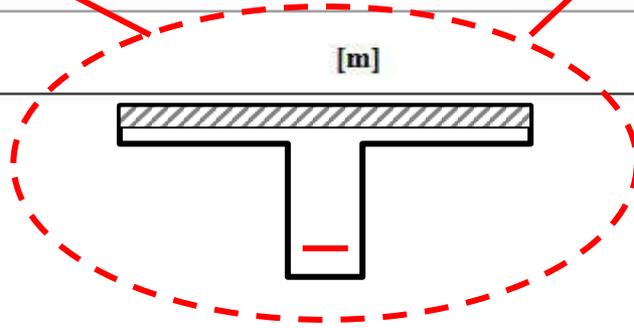
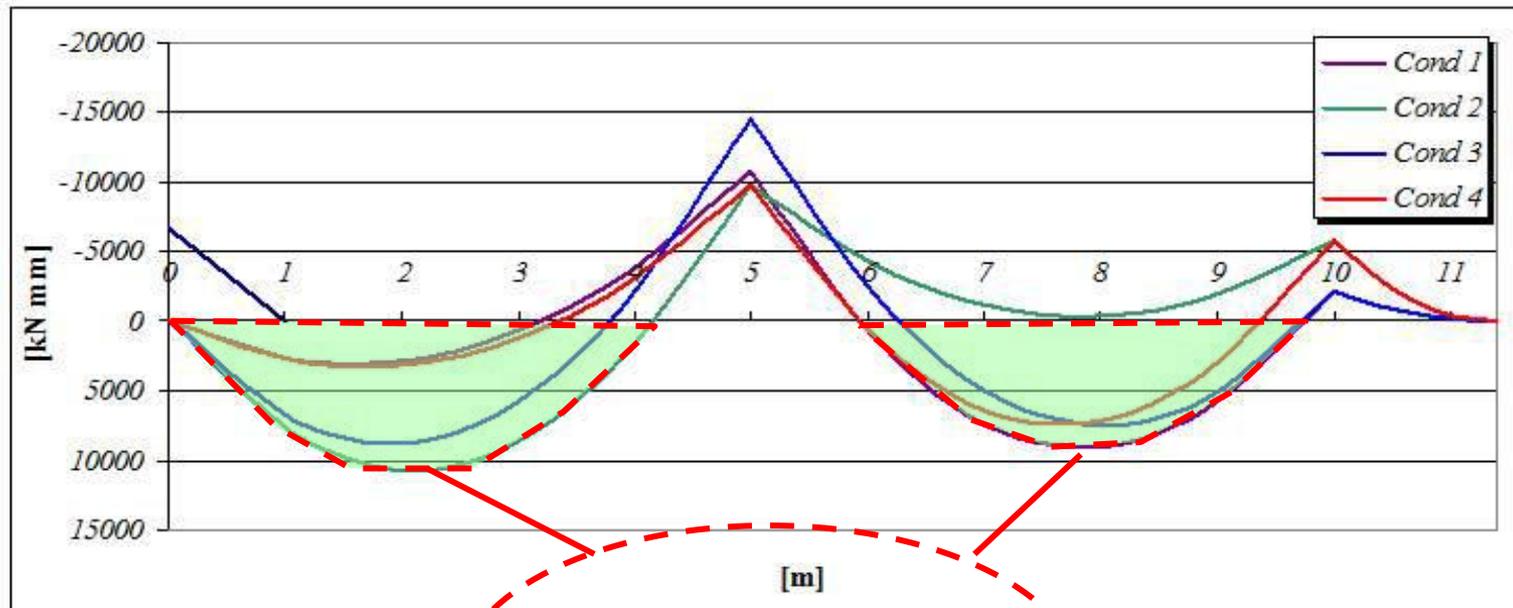


Diagramma di involuppo delle sollecitazioni di momento di calcolo M_{sd}



Fibre tese inferiori-
fibre compresse
superiori

Diagramma delle sollecitazioni: Momento flettente

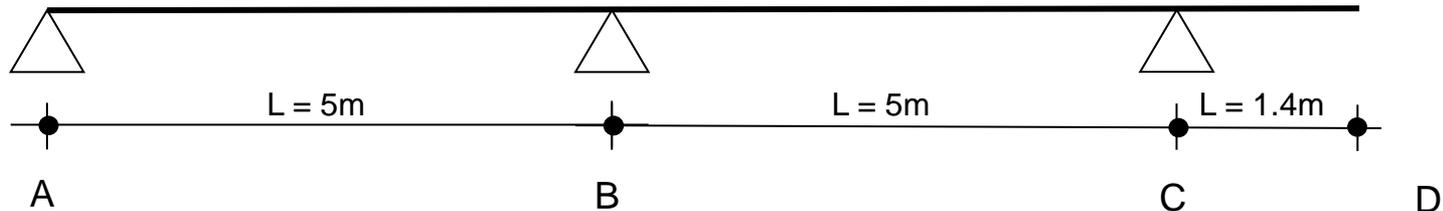
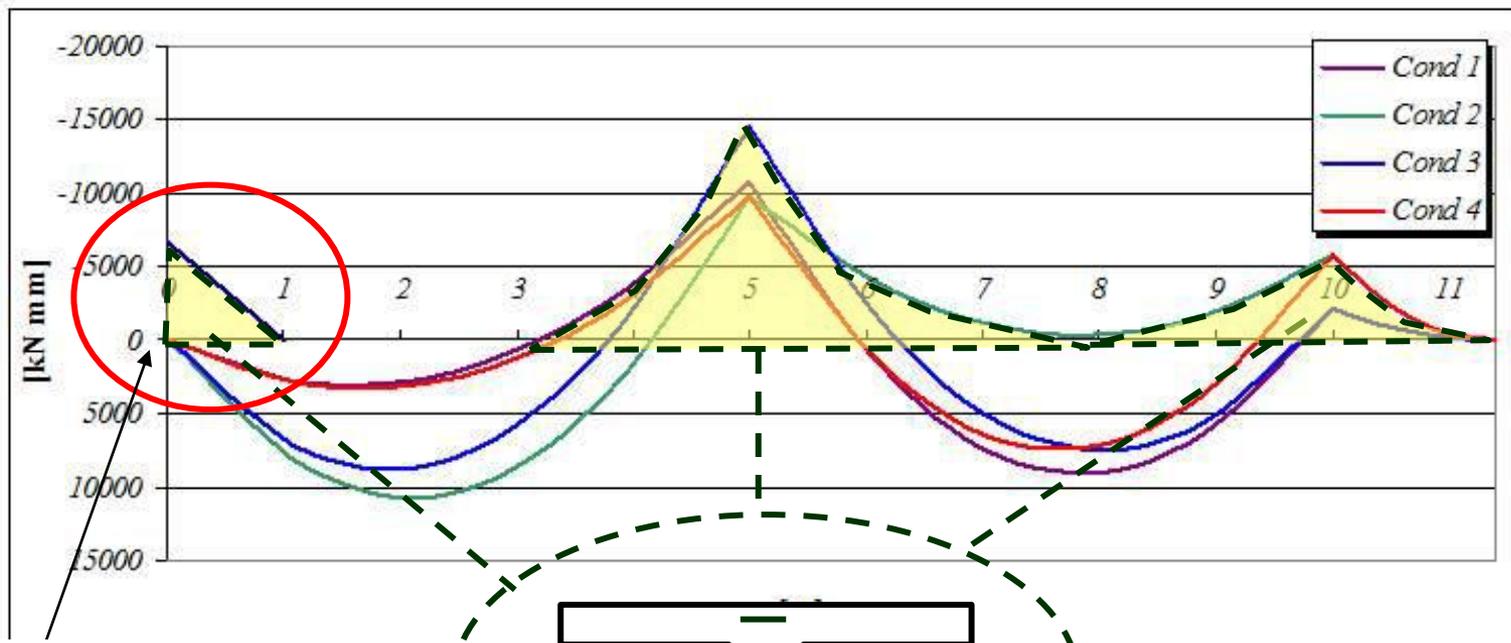
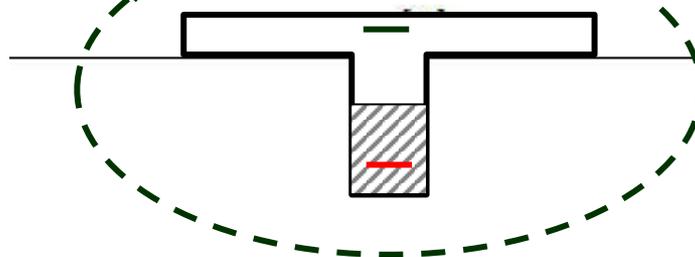


Diagramma di involuppo delle sollecitazioni di momento di calcolo M_{sd}



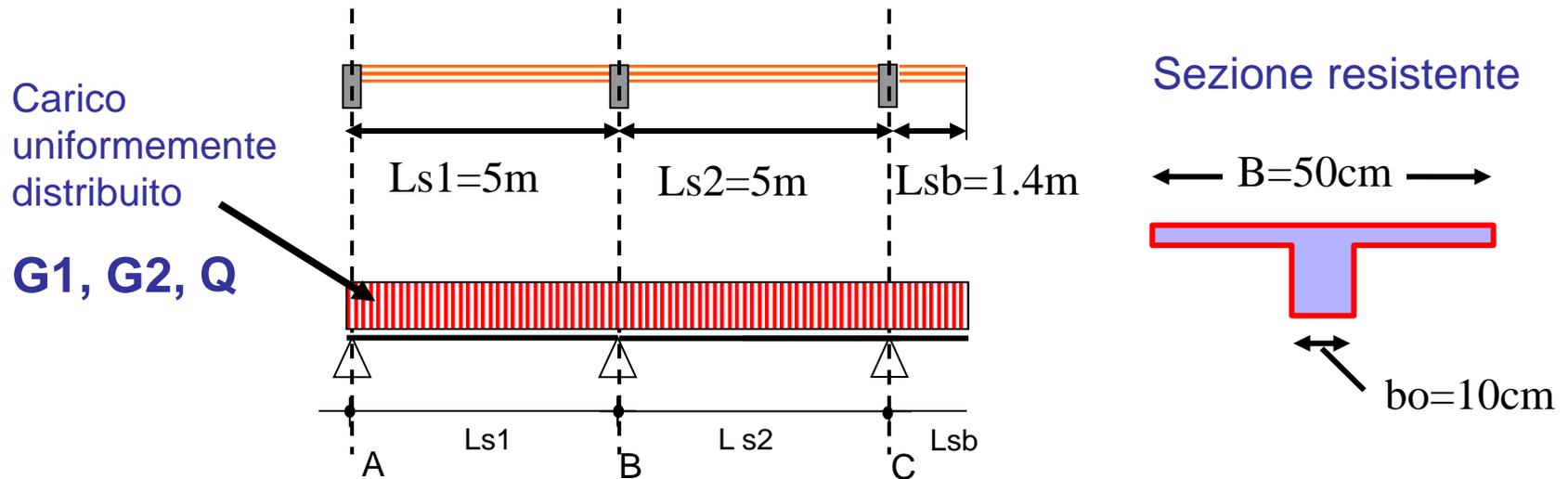
Momento negativo da semi-incastro



Fibre tese superiori-
fibre compresse inferiori

Lo schema statico

Per la valutazione delle caratteristiche di sollecitazione il (M,V) il solaio viene schematizzato come una **trave continua su più appoggi**



Per portare in conto le reali condizioni di vincolo in A si valuta un momento pari a **$M_{sd} = qL^2/18$**

Diagramma delle sollecitazioni: Taglio

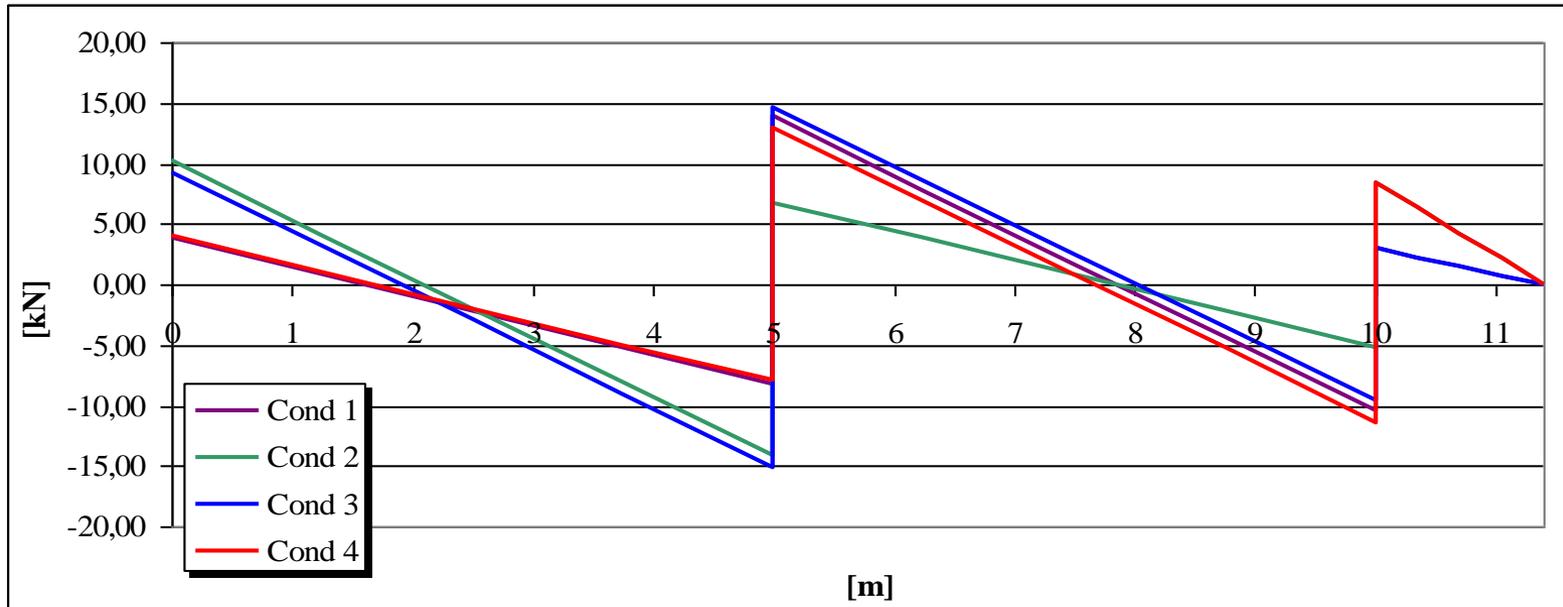
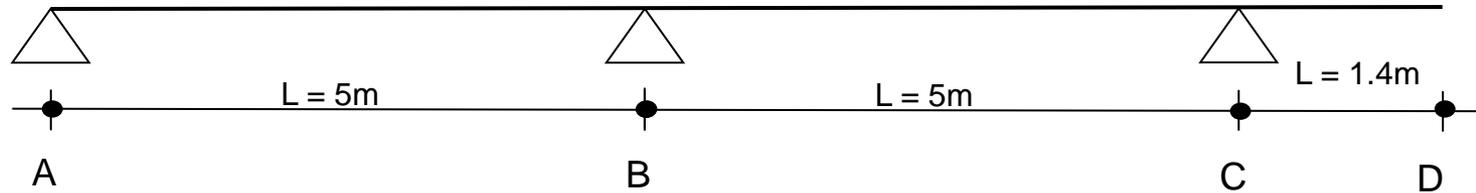
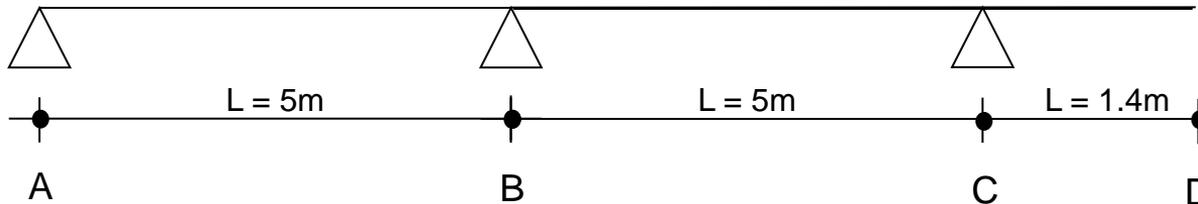


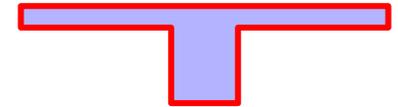
Diagramma di involuppo delle sollecitazioni di taglio di calcolo Vsd

Le sollecitazioni di calcolo

I valori delle sollecitazioni (M,V) con i quali effettuare le operazioni di progetto/verifica sono ottenuti dal diagramma di involucro delle combinazioni di carico



Sezione
resistente in
c.a.



	M [kNmm]	V_{sx} [kN]	V_{dx} [kN]
Appoggio A	-6750	--	10.2
Campata A-B	10257	--	--
Appoggio B	-14012	15.1	14.7
Campata B-C	8732	--	--
Appoggio C	-5890	11.4	8.4

Il progetto delle armature

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:

$$A_{f \min} = M_d / (0.9 \cdot d \cdot f_{yd})$$

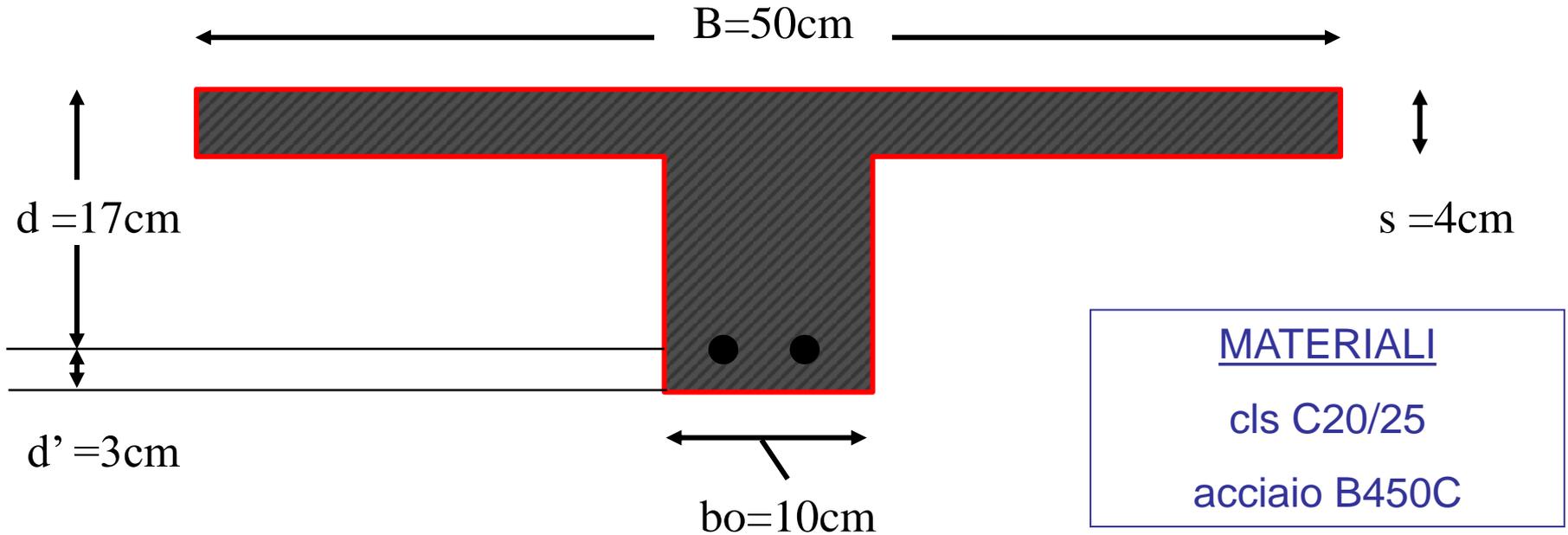
Inoltre, in corrispondenza della sezione di appoggio, deve essere disposta un'area di armatura minima inferiore tale che:

$$A_{f \min} = V_{Sd} / f_{yd}$$

NOTA: Nella prima disequazione il valore del momento resistente M_{Rd} deve essere valutato con il valore effettivo di armatura disposta.

Il progetto delle armature

Sezione resistente del travetto di solaio in c.a.



La definizione dell'**altezza utile** (d) presuppone la valutazione del valore del **copriferro** (“*strato di cls posto per garantire la protezione delle armature dalla corrosione...*” p.to 4.1.6.1.3 della NTC18)

Il copriferro - interferro

Estratto dalla NTC18 (D.M. 17/01/2018)

4.1.6.1.3 *Copriferro e interferro*

L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo. Gli elementi strutturali devono essere verificati allo stato limite di fessurazione secondo il § 4.1.2.2.4.

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, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature.

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.

Il copriferro

In funzione delle condizioni ambientali e della classe di resistenza del cls deve essere utilizzato un valore del copriferro secondo quanto riportato nella tabella (circolare NTC2018 C4.1.6.1.3):

Tabella C4.1.IV Copriferri minimi in mm

C_{min}	C_o	ambiente	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	
			$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	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

Per classi di cls $C < C_{min}$ il valore del copriferro deve essere aumentato di 5mm

Il progetto delle armature

La norma NTC18 prescrive che in ogni sezione deve essere disposto almeno un **valore minimo di armatura longitudinale**:

4.1.6.1.1 Armatura delle travi

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

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \text{ e comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d, \quad (4.1.43)$$

dove:

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;

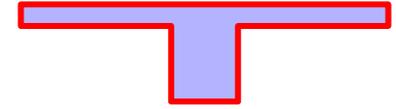
f_{yk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

$$A_{s,min} = 0.26 \frac{2.2}{450} \cdot 100 \cdot 170 = 21.6 \text{mmq}$$

<

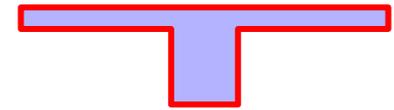
$$0.0013 \cdot 100 \cdot 170 = 22.1 \text{mmq}$$

Il progetto delle armature



sezione	Msd [kNm]	Vsd [kN]	$A_s(M)$ [cm ²]	$A_s(V)$ [cm ²]	$A_{s,min}$ [cm ²]	$A_{s,eff}$	
						[cm ²]	ϕ
Asup	6.75	--	1,12	--	0.22	1.13 (1.54)	1 ϕ 12 (1 ϕ 14)
Ainf	--	10.2	--	0,27	--	0.5	1 ϕ 8
AB	10.26	--	1,70	--	0.22	2.04	1 ϕ 14+1 ϕ 8
Bsup	14.01	--	2,34	--	0.22	3.08	2 ϕ 14
Binf	--	15.1	--	0,39	--	0.5	1 ϕ 8
BC	8.73	--	1,46	--	0.22	1.57 (2.04)	2 ϕ 10 (1 ϕ 14+1 ϕ 8)
Csup	5.89	--	0,98	--	0.22	1,13 (1.54)	1 ϕ 12 (1 ϕ 14)
Cinf	--	11.4	--	0,30	--	0.50	1 ϕ 8

Il progetto delle armature



Area di armatura in cmq

		Diametro tondini (mm)												
		ϕ 6	ϕ 8	ϕ 10	ϕ 12	ϕ 14	ϕ 16	ϕ 18	ϕ 20	ϕ 22	ϕ 24	ϕ 26	ϕ 28	ϕ 30
Numero di barre	1	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	2.54	3.14	3.80	4.52	5.31	6.16	7.07
	2	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	5.09	6.28	7.60	9.05	10.62	12.32	14.14
	3	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	7.63	9.42	11.40	13.57	15.93	18.47	21.21
	4	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	10.18	12.57	15.21	18.10	21.24	24.63	28.27
	5	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	12.72	15.71	19.01	22.62	26.55	30.79	35.34
	6	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	15.27	18.85	22.81	27.14	31.86	36.95	42.41
	7	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	17.81	21.99	26.61	31.67	37.17	43.10	49.48
	8	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	20.36	25.13	30.41	36.19	42.47	49.26	56.55
	9	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	22.90	28.27	34.21	40.72	47.78	55.42	63.62
	10	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	25.45	31.42	38.01	45.24	53.09	61.58	70.69
	11	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	27.99	34.56	41.81	49.76	58.40	67.73	77.75
	12	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	30.54	37.70	45.62	54.29	63.71	73.89	84.82

Le verifiche 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:

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

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

1) Valutazione del momento resistente M_{Rd}

1.1) *Posizione dell'asse neutro*

1.2) *Determinazione del Momento Resistente M_{Rd}*

2) Confronto tra il Momento resistente M_{Rd} e quello agente M_{Sd}

Le verifiche di sicurezza a flessione

La procedura per la valutazione della posizione dell'asse neutro si può sintetizzare in 5 passi:

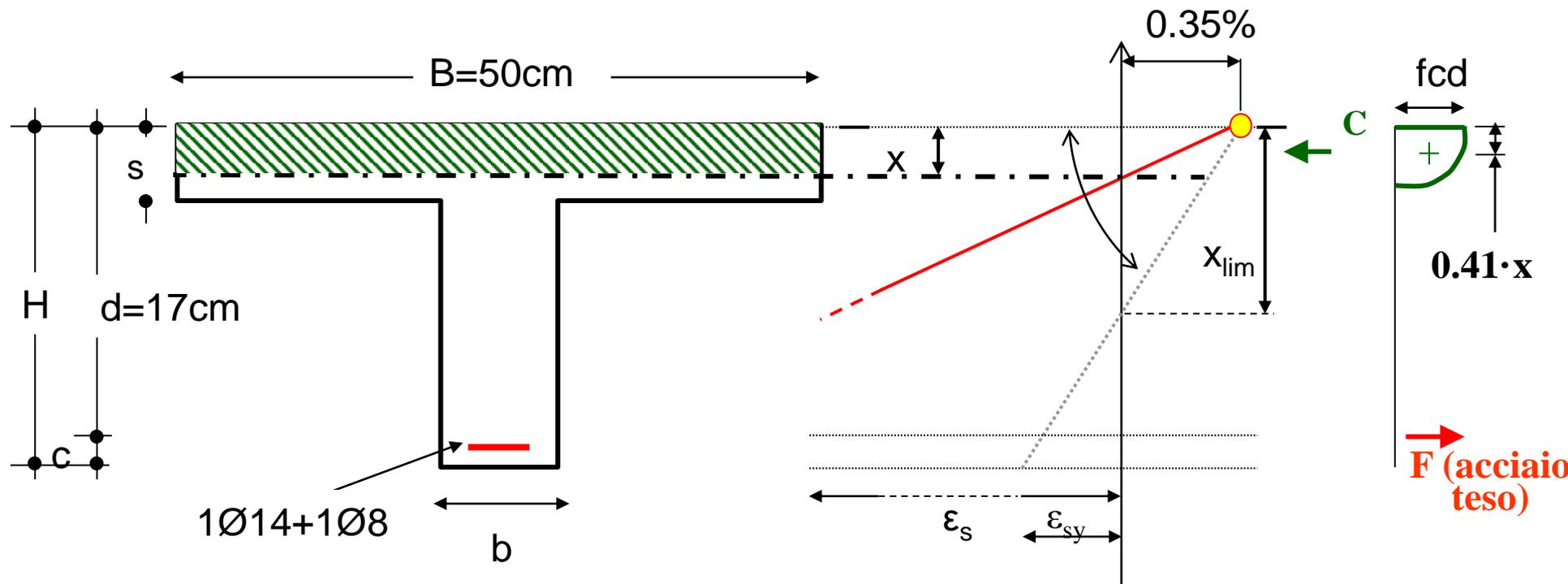
- 1) si ipotizza la **regione di rottura** e una posizione di tentativo dell'**asse neutro**;
- 2) sulla base dell'ip. 1 si valuta la tensione dell'**acciaio teso/compresso** (snervato o in fase elastica) e il coefficiente ψ
- 3) si impone l'equilibrio alla traslazione e si determina la posizione dell'asse neutro
- 4) si itera le fasi (1)-(2) con il valore di x determinato in (3) fino a ridurre lo scarto relativo tra due iterazioni ad un valore trascurabile
- 5) nota la posizione dell'asse neutro (e di λ) si calcola il valore del momento resistente imponendo l'equilibrio alla rotazione

NOTA: per le regioni da 1 a 4 il valore di x è univocamente determinato dalla (3) ipotizzando la sola condizione (snervato o in fase elastica) dell'acciaio teso/compresso. Il valore di ψ è costante

Verifiche a flessione semplice

Sezione della campata A-B. Ipotizziamo che l'asse neutro della sezione ricada entro lo spessore della soletta s e sia in regione 2
a.n. $c' = x < x_{lim}$; $\psi = 0.809$; $\lambda = 0.416$

$$x_{lim} = \frac{0.35\% \cdot h}{0.35\% + \varepsilon_{yd}} = \frac{0.0035 \cdot 170}{0.0035 + 0.00183} = 111.6\text{mm}$$

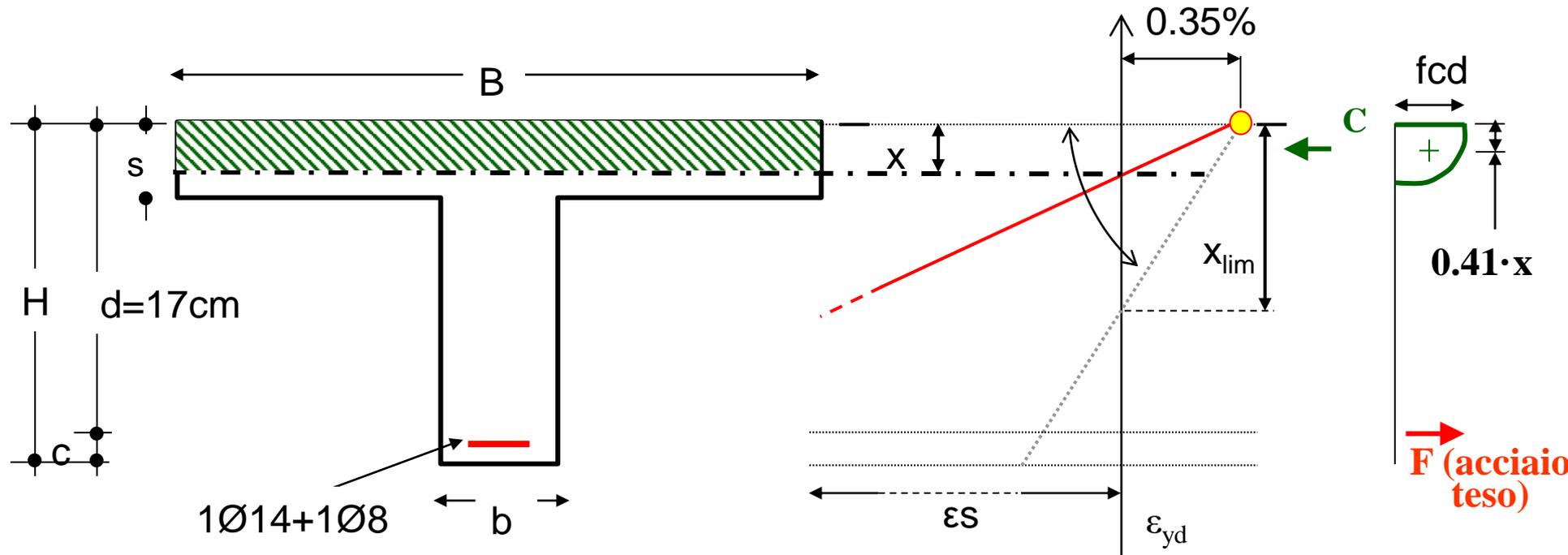


Verifiche a flessione semplice

La posizione dell'asse neutro è valutata imponendo l'equilibrio alla traslazione delle risultanti di compressione e di trazione:

$$N_{Rd} = -B \cdot \psi \cdot x \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} = 0 \Rightarrow x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{B \cdot \psi \cdot f_{cd}} = \frac{204 \cdot 391.3}{500 \cdot 0.81 \cdot 11.7} = 16.8 < 111.6 \text{ mm} = x_{lim}$$

La rottura avviene nella regione 2

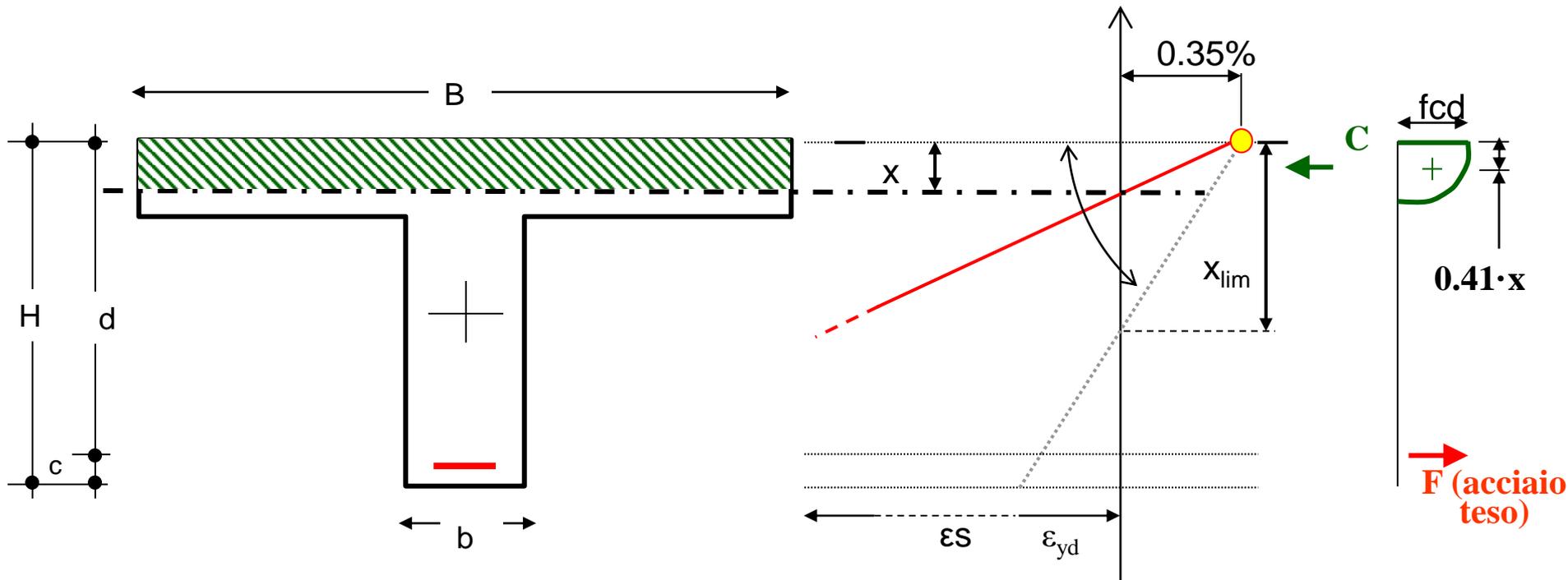


Verifiche a flessione semplice

Il valore del **momento resistente** è valutato imponendo l'**equilibrio alla rotazione** delle risultanti di trazione e di compressione rispetto a qualsiasi asse (es. passante per $H/2$):

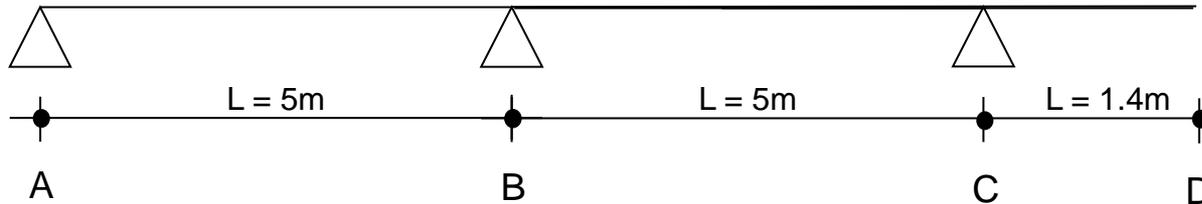
$$M_{Rd} = B \cdot \psi \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (H/2 - \lambda \cdot x) + A_s \cdot f_{yd} (H/2 - c)$$

$$M_{Rd} = 500 \cdot 0.81 \cdot 16.8 \cdot 11.7 \cdot (100 - 0.41 \cdot 16.8) + 204 \cdot 391.3 \cdot (100 - 30) = 13 \text{ kNm}$$

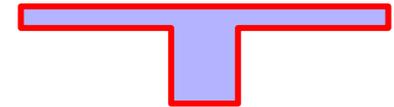


Le verifiche di sicurezza a flessione

Schema statico



Sezione resistente



sezione	$A_{s,eff}$		Msd [kNm]	Mrd [kNm]	Verifica Mrd \geq Msd
	[cm ²]	ϕ			
Asup	1.54	1Ø14	6.75	8.60	Ok
AB	2.04	1Ø14+1Ø8	10.26	13.00	Ok
Bsup	3.08	2Ø14	14.01	17.20	Ok
BC	2.04	1Ø14+1Ø8	8.732	13.00	Ok
Csup	1.54	1Ø14	5.890	8.60	Ok

In ogni sezione il valore di Mrd è maggiore di Msd. L'area di acciaio nelle parte inferiore delle sezioni di appoggio è maggiore a quella strettamente necessaria valutata in funzione della sollecitazione di taglio.

Le verifiche di sicurezza a flessione

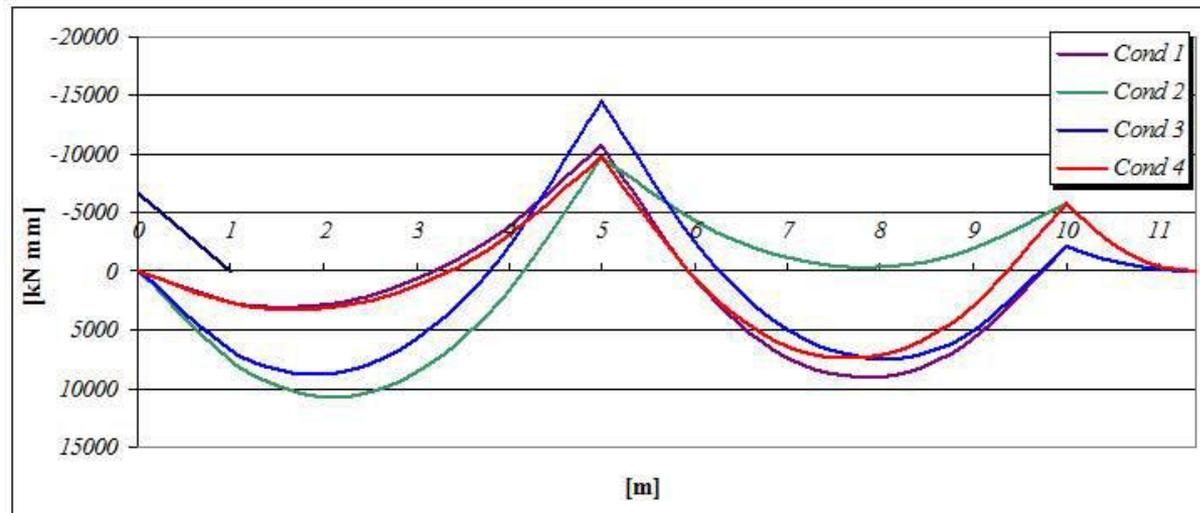
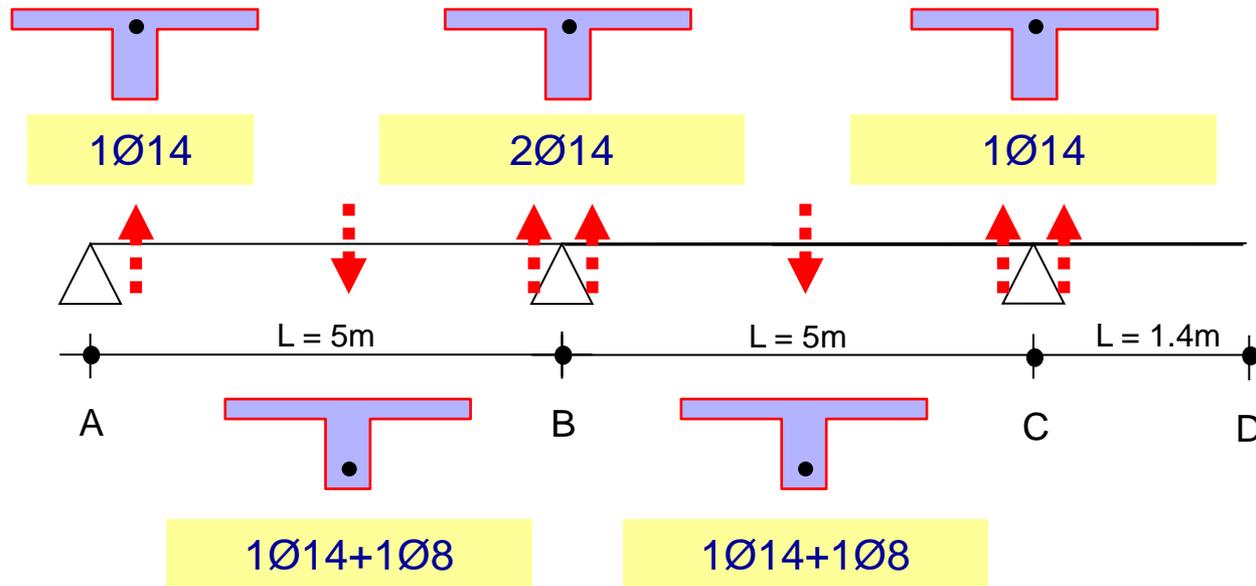


Diagramma del momento agente - resistente

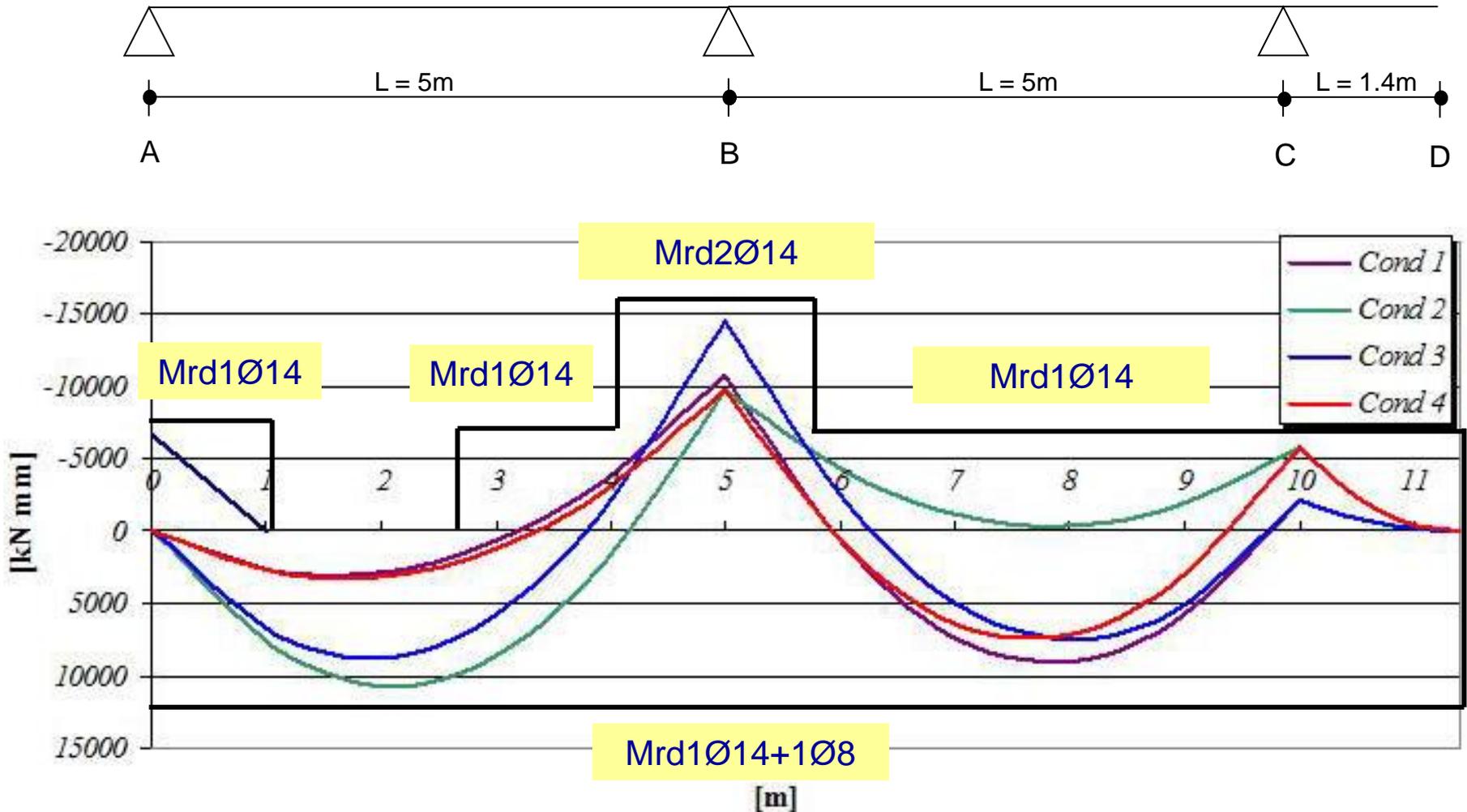
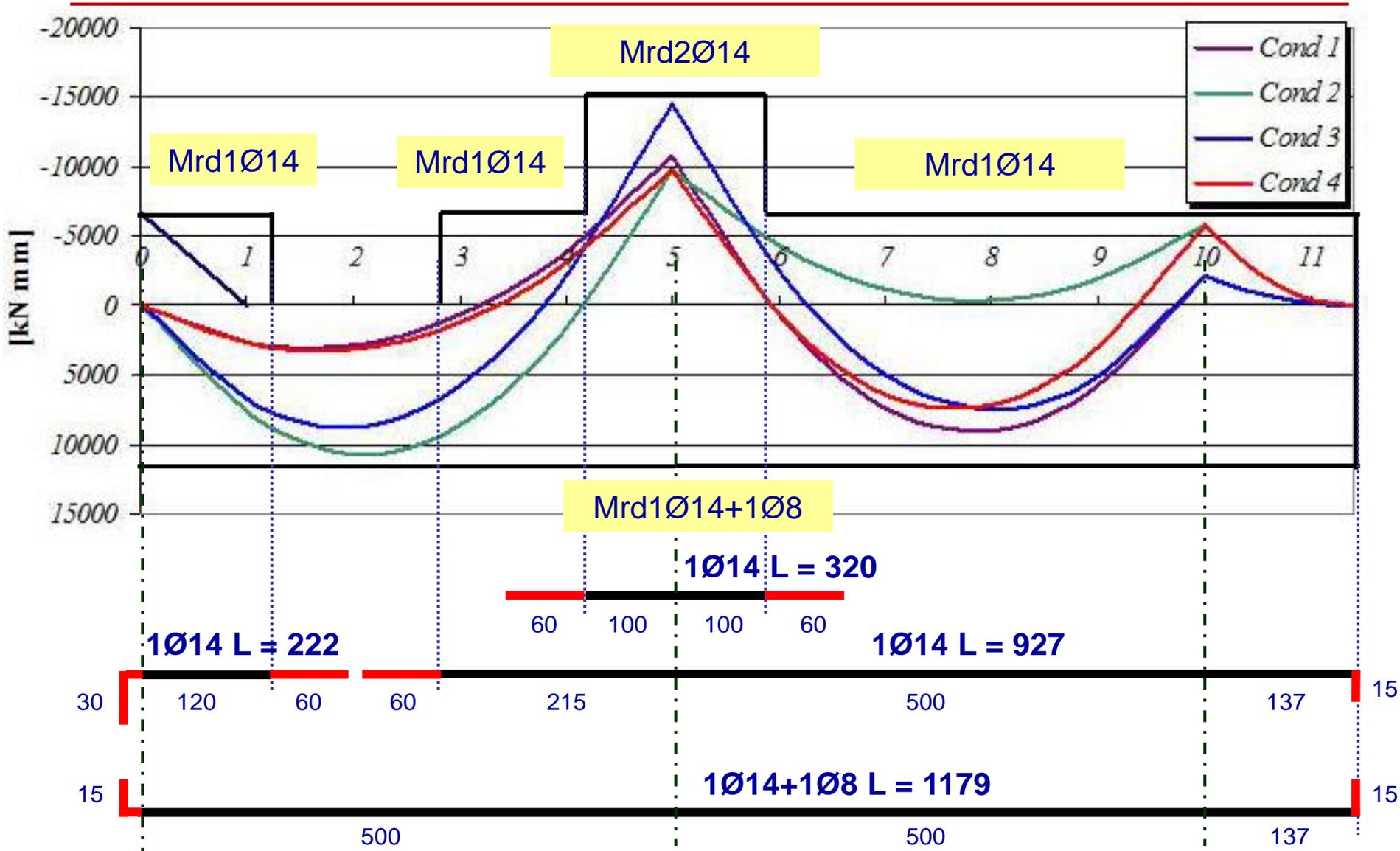


Diagramma del momento agente - resistente



L'ancoraggio delle barre

4.1.6.1.4 *Ancoraggio delle barre e loro giunzioni*

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

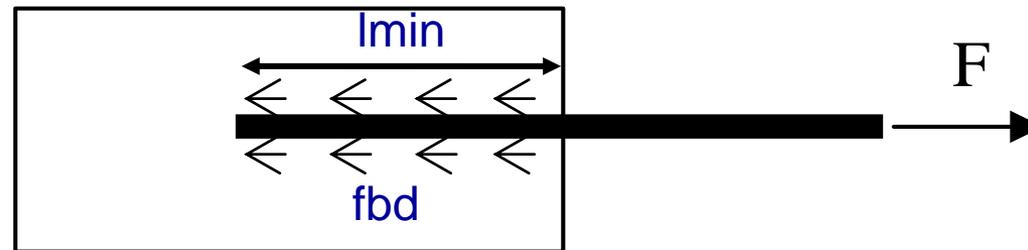
La continuità fra le barre può effettuarsi mediante:

- 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 20 volte il diametro della barra. La distanza mutua (interferro) nella sovrapposizione non deve superare 4 volte il diametro;
- saldature, eseguite in conformità alle norme in vigore sulle saldature. 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 tipi di giunzioni devono essere preventivamente validati mediante prove sperimentali.

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

L'ancoraggio delle barre

Le barre di armatura devono essere ancorate nelle zone di cls compresso per una lunghezza idonea a prevenire lo sfilamento. La lunghezza di ancoraggio è valutata ipotizzando uno sviluppo costante delle tensioni di aderenza entro la lunghezza di ancoraggio (*ipotesi di Brice*)



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

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

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

L'ancoraggio delle barre

4.1.2.1.1.4 Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

La resistenza tangenziale di aderenza di progetto f_{bd} vale:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c \quad [4.1.6]$$

dove:

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;

f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk} \quad [4.1.7]$$

in cui

$\eta_1 = 1,0$ in condizioni di buona aderenza;

$\eta_1 = 0,7$ in condizioni di non buona aderenza, quali nei casi di armature molto addensate, ancoraggi in zona tesa, ancoraggi in zone superiori di getto, in elementi strutturali realizzati con casseforme scorrevoli, a meno che non si adottino idonei provvedimenti;

$\eta_2 = 1,0$ per barre di diametro $\Phi \leq 32$ mm

$\eta_2 = (132 - \Phi)/100$ per barre di diametro superiore

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.54 \text{ N/mm}^2$$

(§11.2.10.2 NTC18)

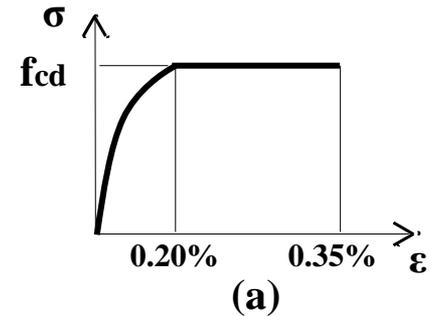
$$f_{bd} = 2.31 \text{ N/mm}^2$$

Scelta dei materiali: Resistenze di Calcolo

Calcestruzzo

Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$

dove: $f_{ck} = R_{ck} \cdot 0.83$ $\alpha_{cc} = 0.85$ $\gamma_c = 1.5$



Resistenza media a trazione: $f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$

Modulo elastico:

$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0.3}$ dove: $f_{cm} = f_{ck} + 8$ [NOTA: unità in N/mm²]

Modulo di Poisson: $\nu = 0.2$ [NOTA: per cls fessurato si può $\nu = 0$]

ipotizzando l'impiego di un calcestruzzo C20/25 ($R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ - $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$) si ha:

$$f_{cd} = \frac{0.85 \cdot 25 \cdot 0.83}{1.5} = 11.7 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{ctm} = 2.2 \text{ N/mm}^2$$
$$E_{cm} = 30200 \text{ N/mm}^2$$

L'ancoraggio delle barre

Nel caso in esame, utilizzando barre $\emptyset 8$, $\emptyset 14$ la lunghezza di ancoraggio è:

$$l_{\min}(\phi 8) = f_{yd} \cdot d / (4f_{bd}) = 391.3 \cdot 8 / (4 \cdot 2.31) = 338\text{mm} \approx 40(\phi 8)$$

$$l_{\min}(\phi 14) = f_{yd} \cdot d / (4f_{bd}) = 391.3 \cdot 14 / (4 \cdot 2.31) = 592\text{mm} \approx 40(\phi 14)$$

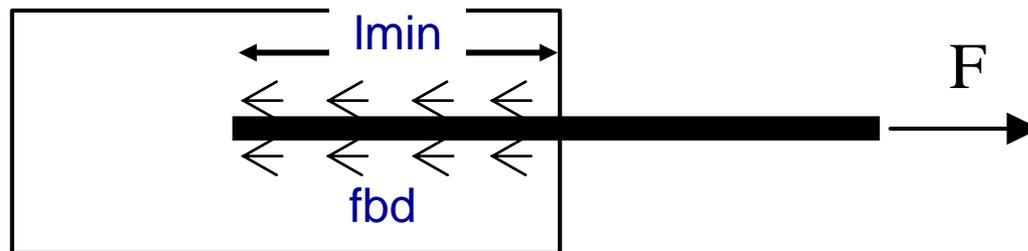


Diagramma del momento agente - resistente

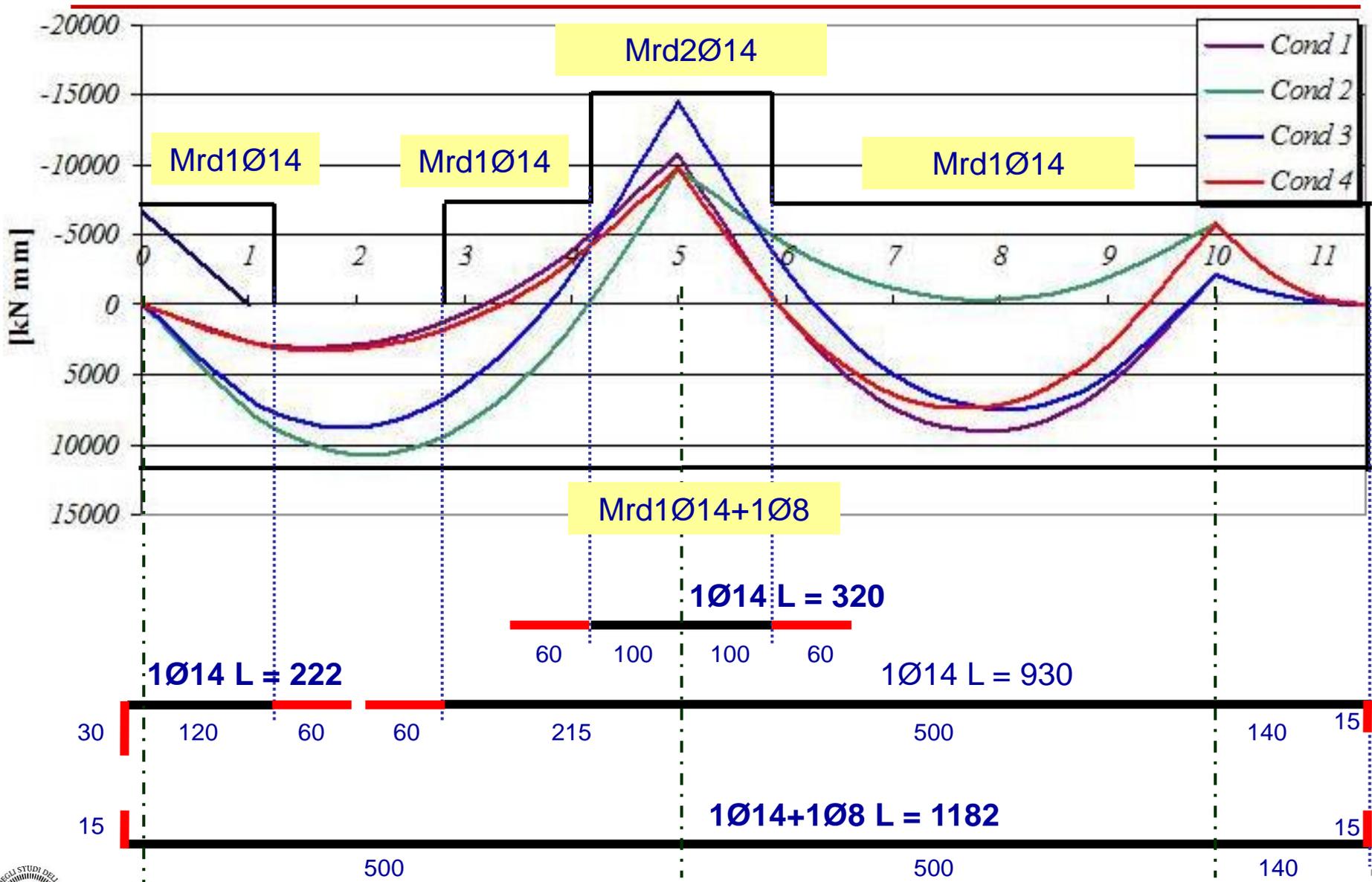


Diagramma del momento agente - resistente

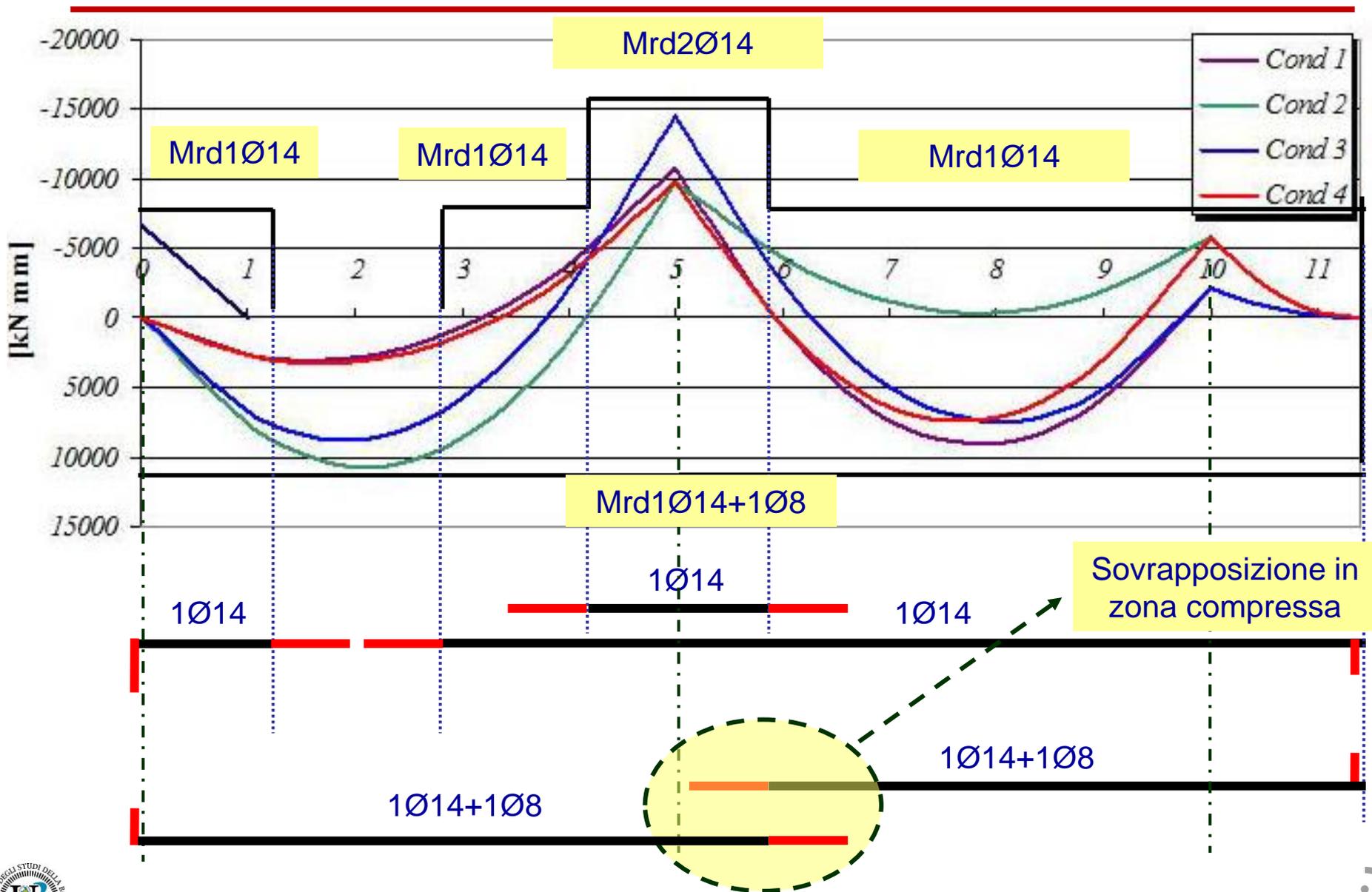
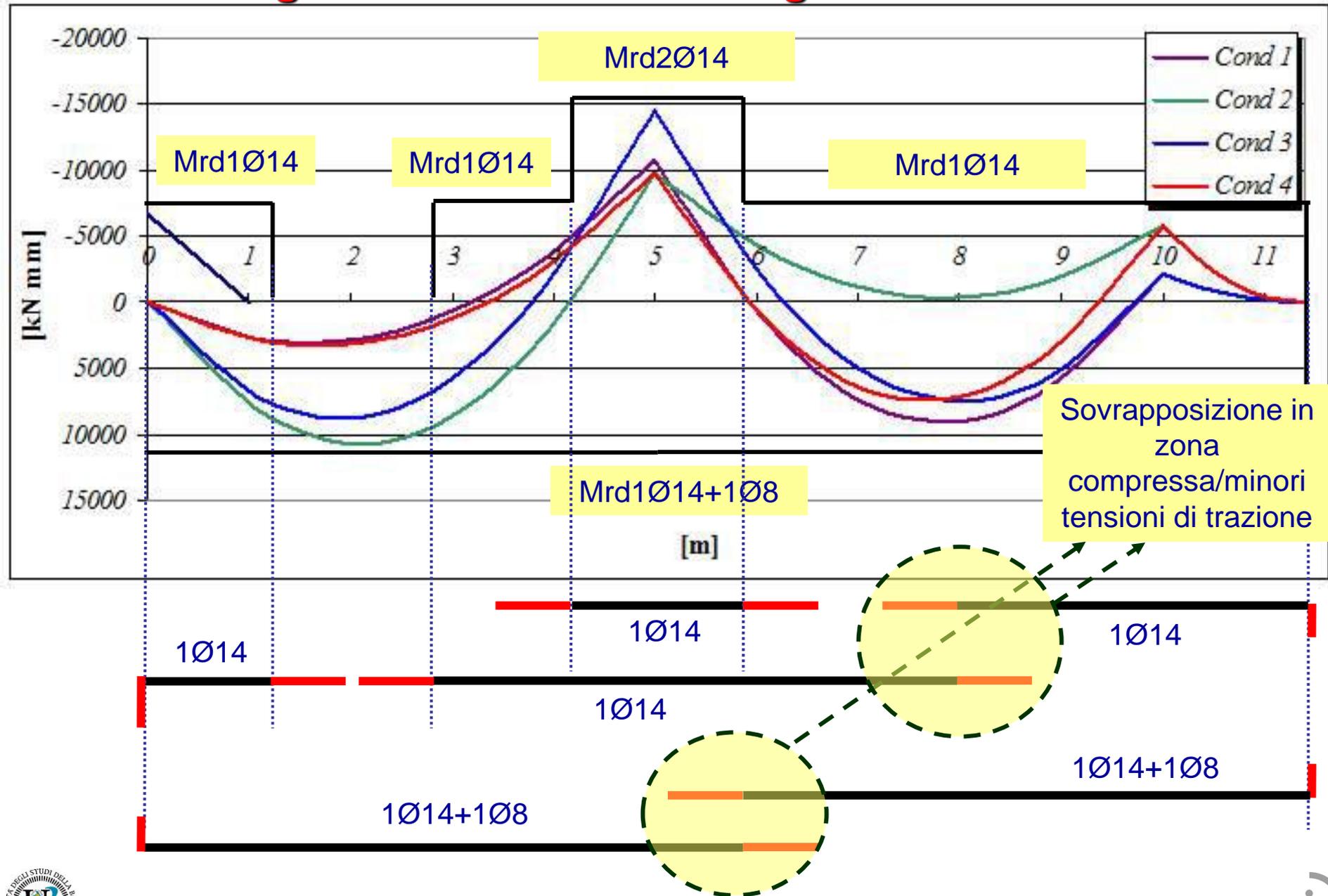


Diagramma del momento agente - resistente



La verifica di sicurezza a taglio

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Per elementi sprovvisti di armatura resistente a taglio (es. solai) la verifica allo SLU è soddisfatta se:

$$VRd \geq VEd$$

dove VEd è il valore dello sforzo di taglio agente e VRd è il taglio resistente valutato secondo l'espressione 4.1.23 delle NTC18:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

d

è l'altezza utile della sezione

b_w

è la larghezza minima della sezione

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$$

è il rapporto geometrico di armatura longitudinale

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$$

è la tensione media di compressione nella sezione

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

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

Diagramma delle sollecitazioni. Taglio

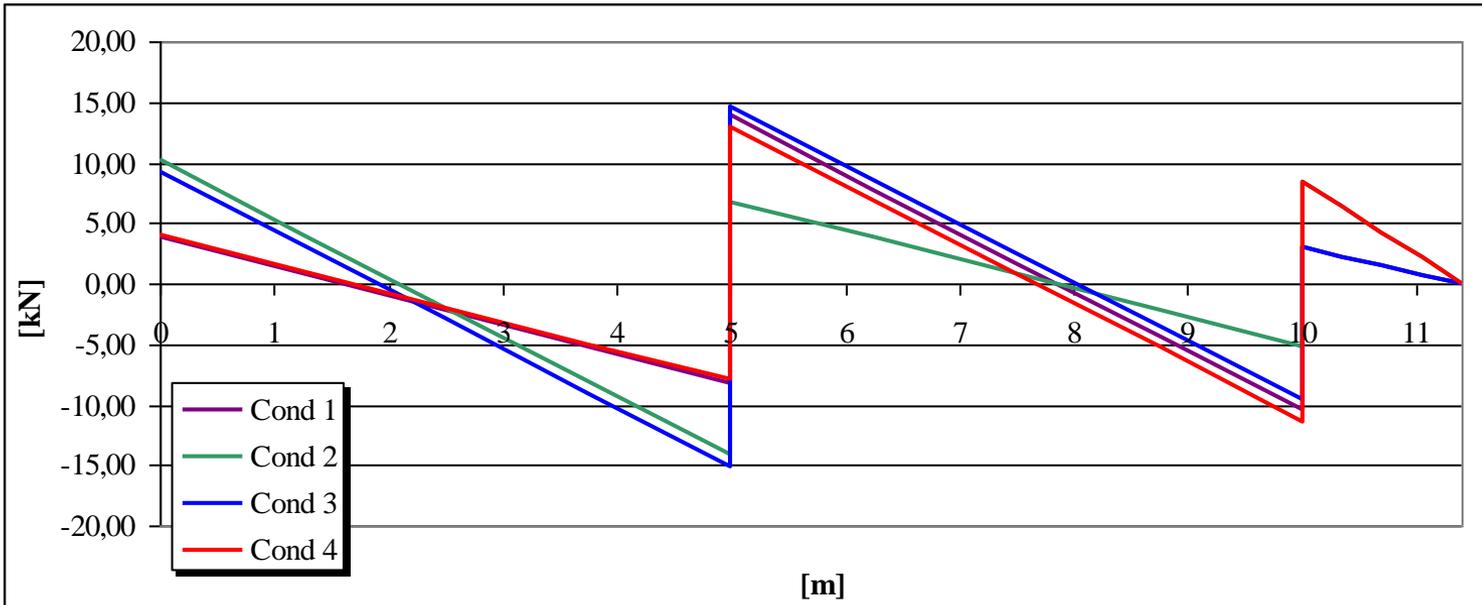
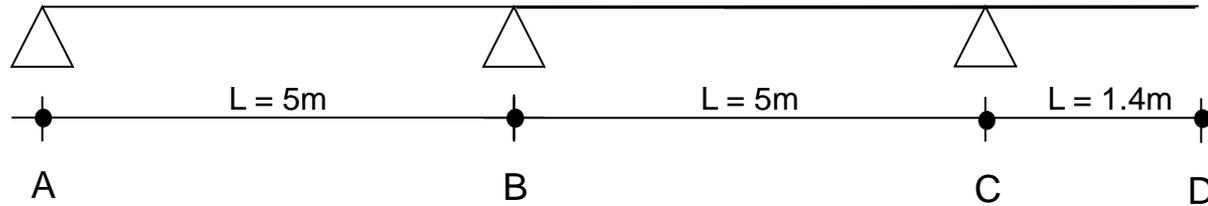


Diagramma di involuppo delle sollecitazioni di taglio di calcolo V_{sd}

Diagramma del taglio agente-resistente

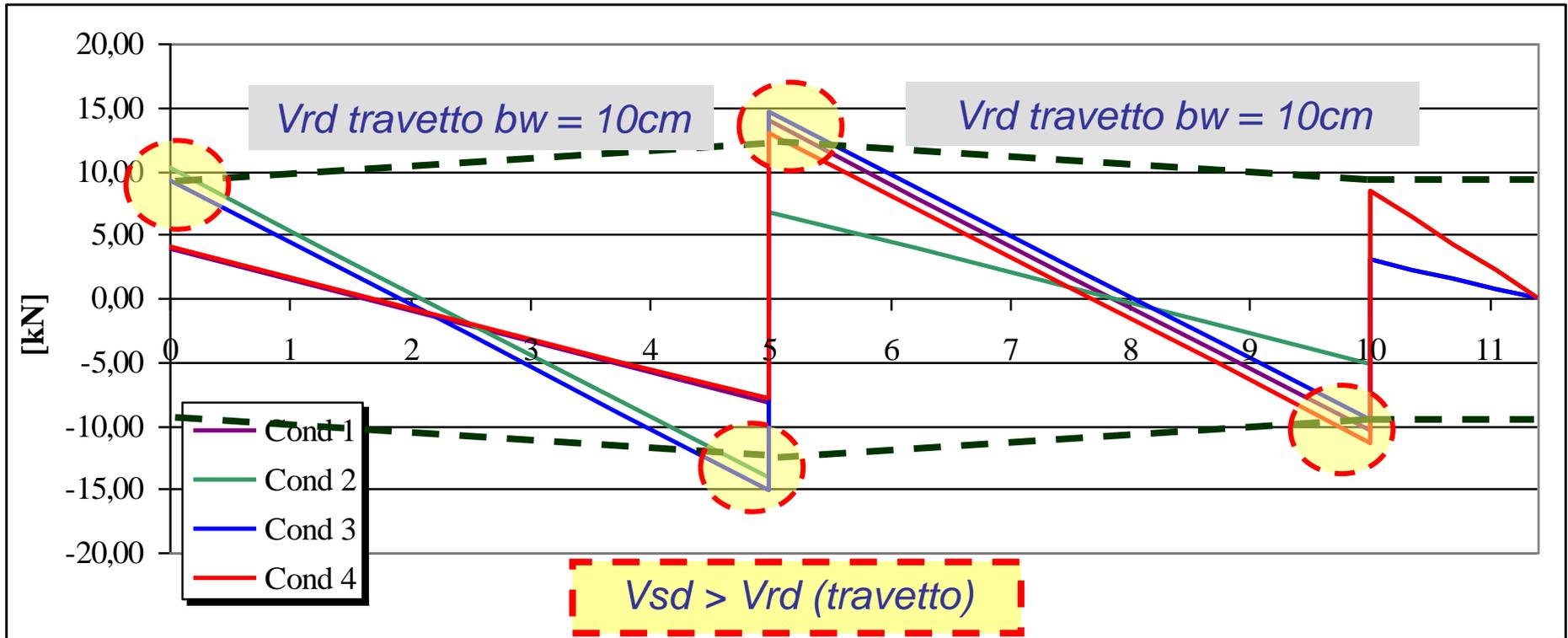
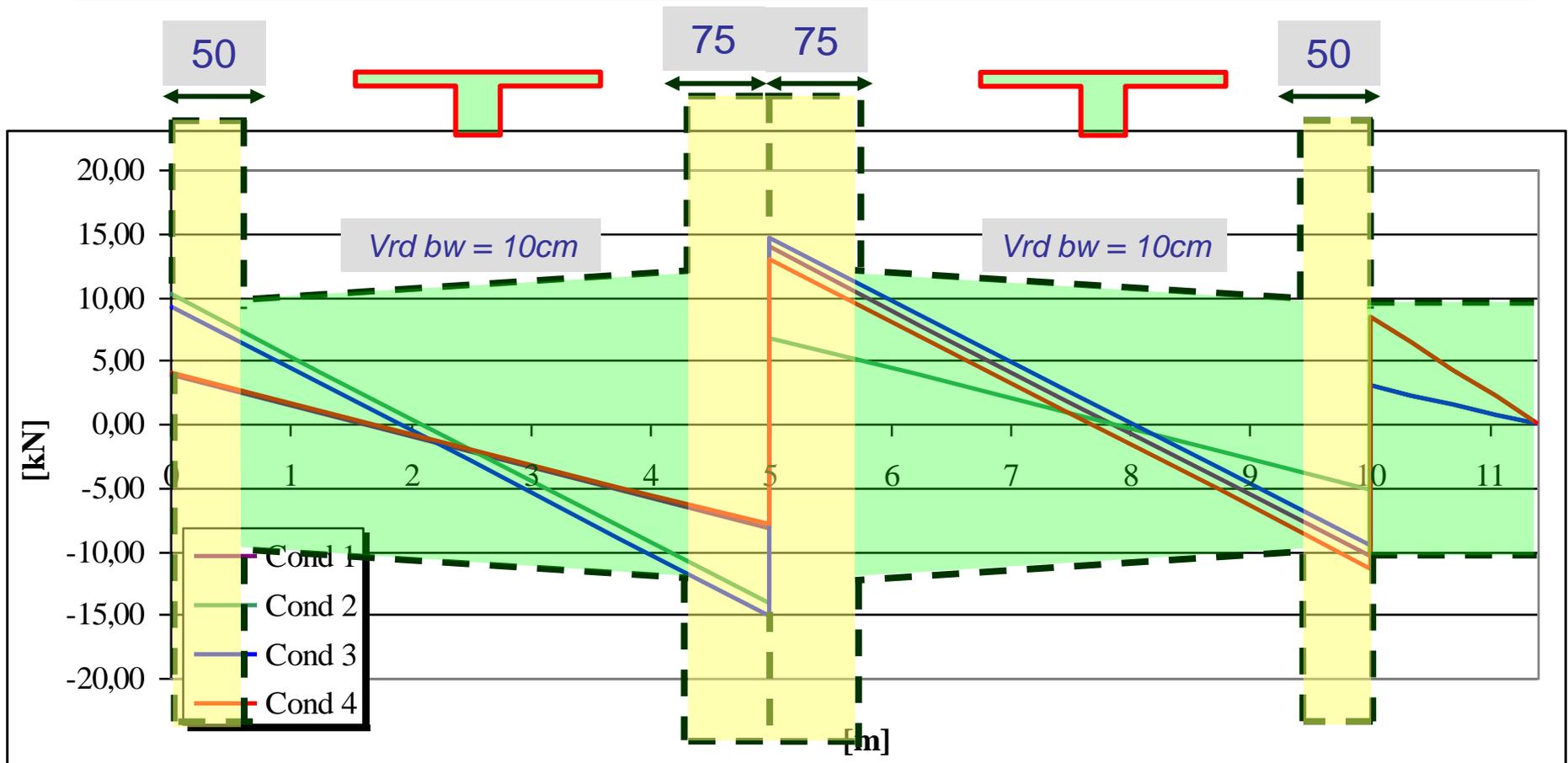


Diagramma del taglio agente-resistente

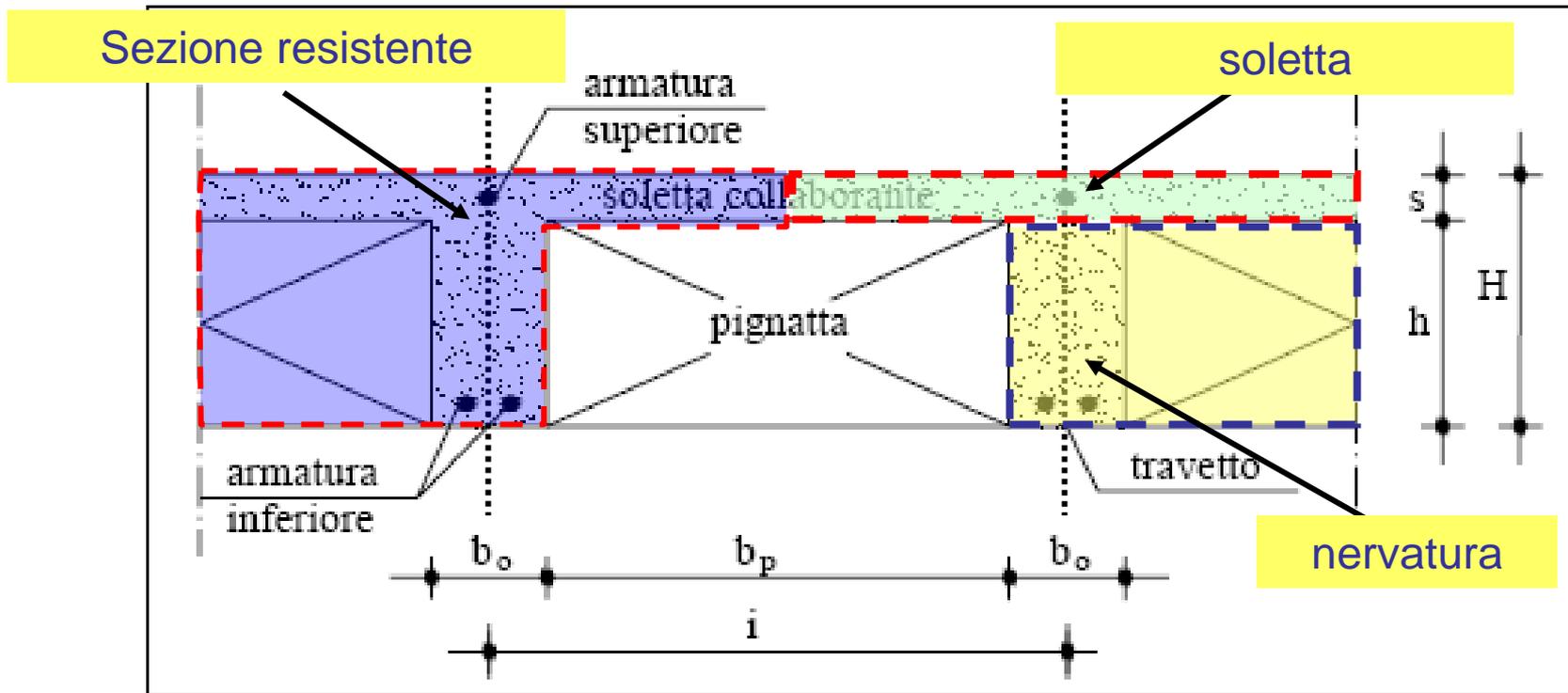


V_{rd} Fascia semi-piena $bw = 30cm$

V_{rd} Fascia semi-piena $bw = 30cm$

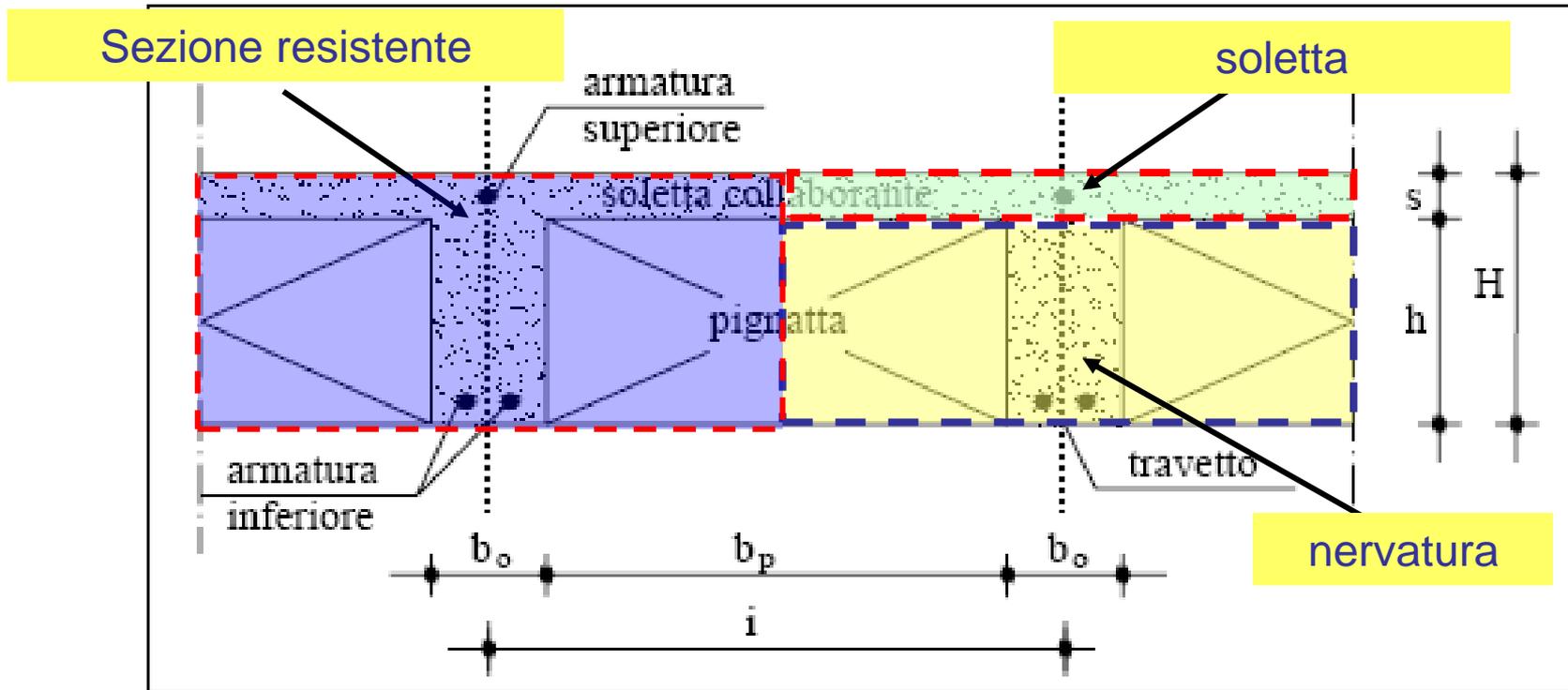
V_{rd} Fascia semi-piena $bw = 30cm$

Verifiche a taglio. Fascia semi-piena di solaio



$$b_o = 30\text{cm}; H = 20\text{cm}; h = 16\text{cm}; s = 4\text{cm}$$

Verifiche a taglio. Fascia piena di solaio



$$b_o = 50\text{cm}; H = 20\text{cm}; h = 16\text{cm}; s = 4\text{cm}$$

Progetto e Verifica di un solaio in c.a. gettato in opera

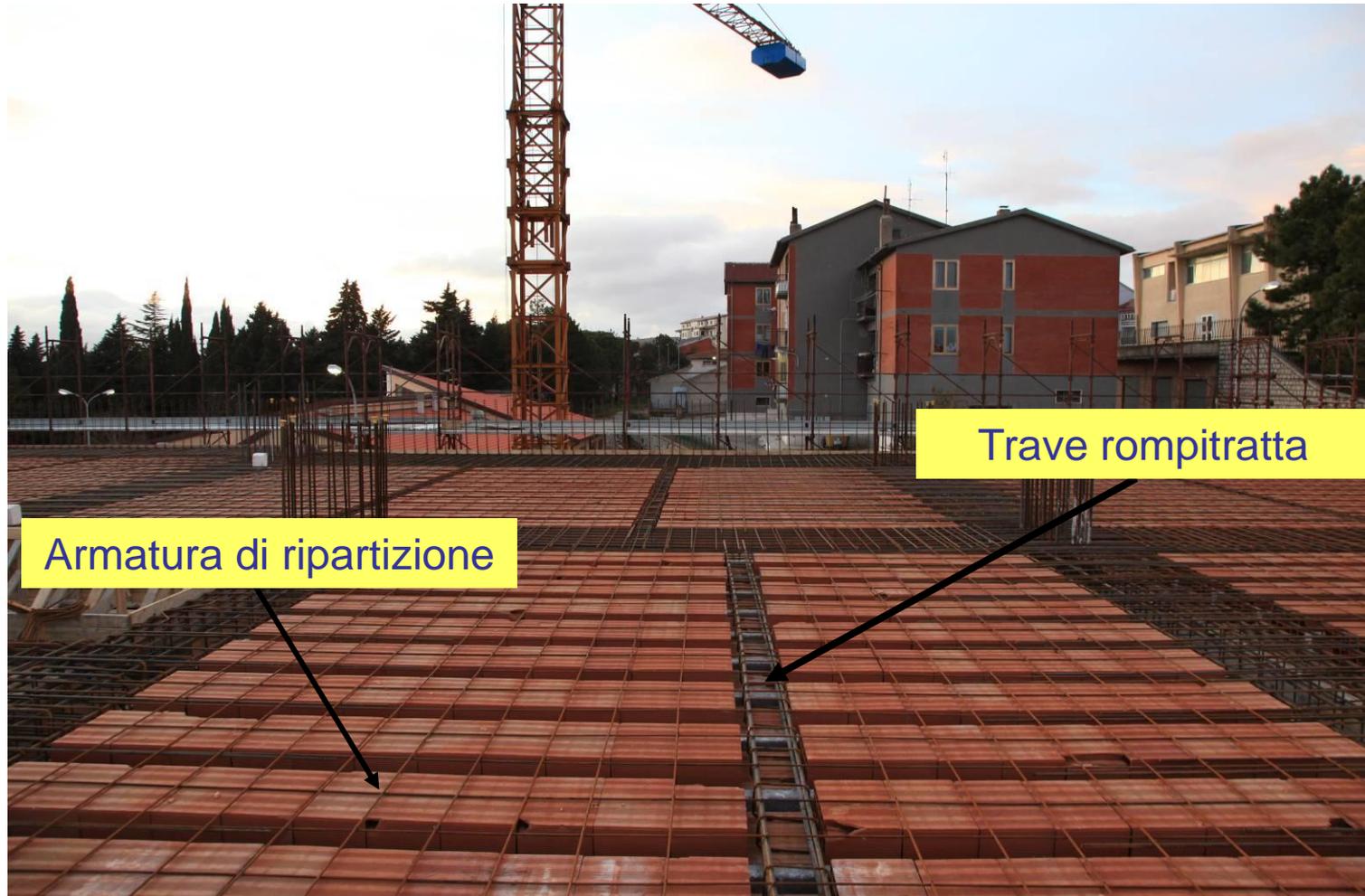


Dettagli costruttivi

Per luci superiori a 5.50 metri 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 (D.M. 09/01/96 punto 7.1.4.6. e punto 5.1.9.1.1.4 del D.M. 14/09/2005) è di $3\phi 6/m$ o il 20% dell'armatura longitudinale di intradosso. Una rete di uso frequente è composta da una maglia quadrata composta da $\phi 6$ con passo 20 cm. Le prescrizioni sulla rete devono essere indicate sui disegni di carpenteria

Dettagli costruttivi



Progetto e Verifica di un solaio in c.a. gettato in opera

Relazione di calcolo

- Introduzione
- Caratteristiche meccaniche dei materiali
- Pre-dimensionamento della sezione dell'elemento
- Analisi dei carichi agenti
- Definizione delle combinazioni di carico
- Schematizzazione e modellazione degli elementi strutturali
- Determinazione delle sollecitazioni
- Progetto delle armature
- Determinazione della lunghezza di ancoraggio
- Verifica dello stato limite ultimo
 - Verifica a flessione
 - Verifica a taglio

Progetto e Verifica di un solaio in c.a. gettato in opera

Elaborati grafici

- Diagramma del momento agente-resistente
- Diagramma del taglio agente-resistente
- Carpenteria
- Armatura del travetto (*sezione longitudinale*)
- Sezioni trasversali
- Particolari costruttivi