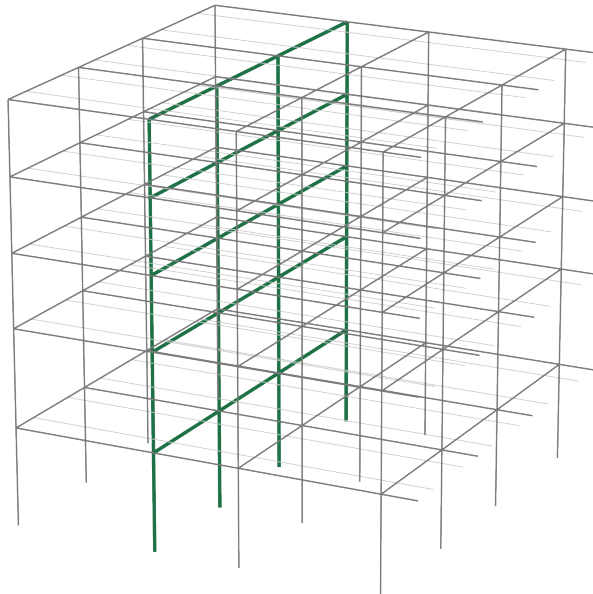


Progettazione della struttura in **CLS** di un edificio civile con caserma

Relazione di calcolo strutturale · NTC 2018



Indice

1	Premessa e criteri generali	4
1.1	Oggetto della relazione	4
1.2	Descrizione dell'organismo strutturale	4
1.3	Normativa di riferimento	4
1.4	Materiali	5
1.5	Criteri di verifica	5
2	Analisi dei carichi	7
2.1	Solaio tipo di interpiano	7
2.1.1	Incidenza dei tramezzi	7
2.2	Solaio di copertura non praticabile	8
2.3	Solaio dei balconi	8
2.4	Tamponature e parapetti	8
2.5	Carichi variabili di esercizio	8
2.6	Carico neve	8
2.7	Riepilogo dei carichi e combinazioni di progetto	9
3	Solaio: linee di influenza ed equazione dei tre momenti	10
3.1	Schema statico e linee di influenza	10
3.2	Il carico permanente (CC0)	10
3.3	I carichi accidentali (CC1–CC4)	10
3.4	Diagrammi di inviluppo	12
4	Verifica a flessione del solaio	16
4.1	Dimensionamento delle armature	16
4.2	Momento negativo agli appoggi	16
4.3	Momento positivo in campata	16
5	Verifica a taglio del solaio	18
6	Predimensionamento della trave	19
6.1	Sezione e carico di progetto	19
6.2	Equazione dei tre momenti	19
6.3	Tagli e momenti di campata	19
7	Predimensionamento dei pilastri	21
7.1	Discesa dei carichi sul pilastro A3	21
7.2	Dimensionamento delle sezioni	21
8	Telaio parziale ai nodi di estremità	22

8.1	Nodo di bordo (trave da 5,20 m)	22
8.2	Nodo D (trave da 6,00 m)	23
9	Azioni orizzontali	24
9.1	Forza di piano e momento nei pilastri	24
9.2	Equazione dei quattro momenti	24
10	Disposizione delle armature della trave	26
10.1	Verifica a flessione con doppia armatura	26
10.2	Verifica a taglio	26
A	Errata corrige rispetto alla stesura manoscritta	28

Elenco delle figure

1.1	Carpenteria del piano tipo con evidenziati gli elementi analizzati: striscia di solaio, trave dell'allineamento 2 e pilastro A3.	5
2.1	Stratigrafia del solaio tipo in latero-cemento 20 + 5.	7
3.1	Linee di influenza del momento flettente (curve elastiche esatte): appoggi 2 e 3 e sezioni di campata. Le ordinate concordi individuano le campate da caricare.	11
3.2	Condizione CC0 (permanenti): diagrammi complessivi del taglio e del momento flettente, riportato dal lato delle fibre tese.	12
3.3	Condizioni CC1 e CC2: diagrammi del momento flettente (fibre tese). . . .	13
3.4	Condizioni CC3 e CC4: diagrammi del momento flettente (fibre tese). . . .	14
3.5	Inviluppo del taglio allo SLU per la striscia di solaio.	15
3.6	Inviluppo del momento flettente allo SLU. Il diagramma è riportato dal lato delle fibre tese.	15
4.1	Sezioni tipo del solaio armato: appoggio 2 e campata 2-3.	17
4.2	Copertura del diagramma di inviluppo con i momenti resistenti delle armature adottate.	17
5.1	Inviluppo del taglio e resistenze $V_{Rd,c}$ per zone, con indicazione delle fasce piene.	18
6.1	Trave continua sull'allineamento 2: schema statico, taglio e momento flettente (dal lato delle fibre tese) per carichi verticali.	20
8.1	Telaio parziale al nodo di bordo e diagramma del momento sulla trave 2-4 (fibre tese).	22
9.1	Incremento di momento dovuto al vento (andamento a denti di sega) e inviluppo di progetto della trave per gravità $\pm$ vento (fibre tese).	25
10.1	Sezioni tipo della trave 30×60 con le armature adottate.	27

CAPITOLO 1

Premessa e criteri generali

1.1 Oggetto della relazione

La presente relazione illustra il dimensionamento e la verifica della struttura in conglomerato cementizio armato di un edificio multipiano a destinazione mista, ubicato nel comune di Avellino. L'edificio si sviluppa su cinque livelli fuori terra: il piano terra e il piano primo ospitano una *caserma* (altezza di interpiano 4,00 m), mentre i piani secondo, terzo e l'attico sono a destinazione *residenziale* (altezza di interpiano 3,00 m).

La relazione affronta, nell'ordine: l'analisi dei carichi di tutti gli impalcati; lo studio del solaio in latero-cemento mediante linee di influenza ed equazione dei tre momenti, con le verifiche a flessione e a taglio; il predimensionamento della trave principale sull'allineamento 2 e dei pilastri; il telaio parziale ai nodi di estremità; l'azione del vento e la disposizione finale delle armature della trave.

1.2 Descrizione dell'organismo strutturale

L'ossatura portante è costituita da telai in c.a. con travi emergenti 30×60 e pilastri a sezione quadrata rastremati in altezza. La maglia strutturale è definita dai fili verticali 1-4 e dai fili orizzontali A-D, con le seguenti campate:

Direzione x	1-2: 6,00 m	2-3: 3,60 m	3-4: 5,90 m (+ sbalzo 1,50 m)
Direzione y	A-B: 5,20 m	B-C: 5,00 m	C-D: 6,00 m

L'impalcato è un solaio in latero-cemento gettato in opera $20 + 5$ ordito in direzione x (luci 3,60 e 5,90 m con sbalzo di 1,50 m per i balconi), che scarica sulle travi principali disposte lungo gli allineamenti numerici. L'altezza complessiva fuori terra è di 17,00 m.

1.3 Normativa di riferimento

- D.M. 17 gennaio 2018 – *Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni* (NTC 2018);
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. – *Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2018*;
- UNI EN 1992-1-1 – *Eurocodice 2: progettazione delle strutture in calcestruzzo*;
- UNI EN 1991-1-1/1-3/1-4 – *Azioni sulle strutture*.

Carpenteria del piano tipo – travi 30×60, pilastri 50×50 (piani caserma) / 40×40 (piani alti)

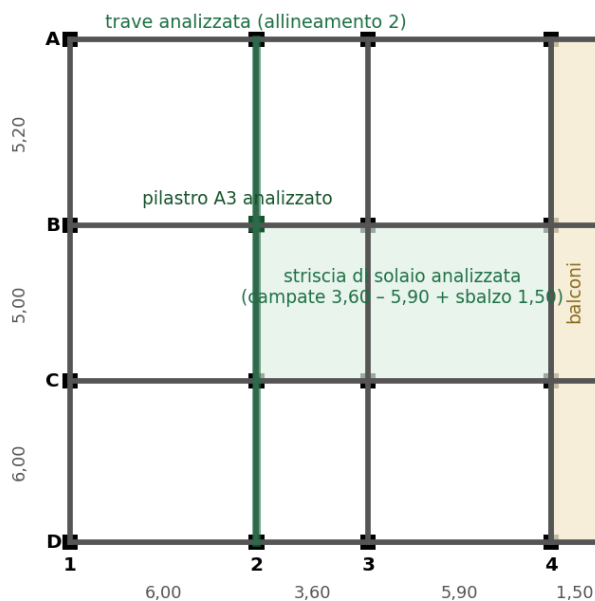


Figura 1.1. Carpenteria del piano tipo con evidenziati gli elementi analizzati: striscia di solaio, trave dell'allineamento 2 e pilastro A3.

1.4 Materiali

Calcestruzzo – C25/30		
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	25 N/mm ²
Resistenza di progetto	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C = 0,85 \cdot 25 / 1,5$	14,17 N/mm ²
Modulo elastico (adottato)	E_{cm}	30 000 N/mm ²
Deformazione ultima	ε_{cu}	3,5 ‰
Acciaio da c.a. – B450C		
Tensione di snervamento	f_{yk}	450 N/mm ²
Resistenza di progetto	$f_{yd} = f_{yk} / 1,15$	391,3 N/mm ²
Deformazione di snervamento	$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$	1,86 ‰

1.5 Criteri di verifica

Le verifiche sono condotte con il metodo semiprobabilistico agli stati limite ultimi:

$$F_d = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_Q Q_k \quad (1.1)$$

con $\gamma_{G1} = 1,30$, $\gamma_{G2} = 1,50$, $\gamma_Q = 1,50$ per gli effetti sfavorevoli e $\gamma_{G1} = 1,00$, $\gamma_{G2} = 0,80$, $\gamma_Q = 0$ per quelli favorevoli. La quota $\Delta F_d = F_d^{\max} - F_d^{\min}$ costituisce il carico “accidentale” da disporre nelle posizioni più sfavorevoli individuate dalle linee di influenza.

Le sezioni inflesse sono verificate allo SLU con il legame parabola–rettangolo per il calcestruzzo (equivalente allo *stress-block* con $\beta_1 = 0,8095$ e braccio $z = d - 0,416 x$) ed elasto-plastico per l'acciaio; il taglio è verificato con la formulazione di normativa per elementi senza armatura trasversale (solaio) e con il traliccio di Mörsch ad inclinazione variabile (trave).

Rispetto allo svolgimento manoscritto sono stati individuati e corretti nove errori di calcolo o di impostazione (C1–C9), richiamati puntualmente nel testo con note come la presente e riepilogati nell'Appendice A.

CAPITOLO 2

Analisi dei carichi

2.1 Solaio tipo di interpiano

Il solaio è in latero-cemento gettato in opera di spessore $20 + 5$ cm: travetti da 10 cm a interasse 50 cm, pignatte 40×20 e caldana collaborante di 5 cm ($\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{pign} = 4 \text{ kN/m}^3$).

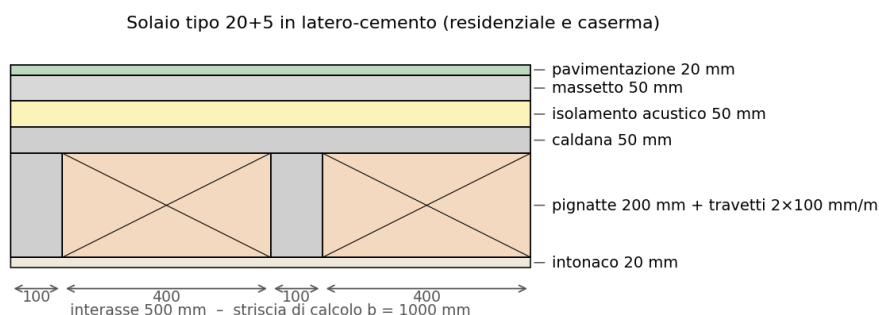


Figura 2.1. Stratigrafia del solaio tipo in latero-cemento 20 + 5.

Tabella 2.1. Peso proprio strutturale del solaio tipo (striscia di 1,00 m).

Peso proprio strutturale G_1	s [m]	γ [kN/m ³]	g [kN/m ²]
Caldana in cls	0,050	25,00	1,250
Travetti $2 \times (0,10 \times 0,20)$	–	25,00	1,000
Pignatte $2 \times (0,40 \times 0,20)$	–	4,00	0,640
G_1 [kN/m²]			2,89

Tabella 2.2. Carichi permanenti non strutturali del solaio tipo (esclusi i tramezzi).

Permanenti non strutturali G_2	s [m]	γ [kN/m ³]	g [kN/m ²]
Massetto di allettamento	0,050	25,00	1,250
Pavimentazione in gres	0,020	20,00	0,400
Isolamento acustico	0,050	0,30	0,015
Intonaco all'intradosso	0,020	18,00	0,360
Totale strati [kN/m²]			2,02

2.1.1 Incidenza dei tramezzi

I tramezzi interni sono in laterizio forato da 60 mm ($\gamma = 9 \text{ kN/m}^3$) intonacato su entrambe le facce (15 mm per faccia, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$): peso unitario $0,54 + 0,54 = 1,08 \text{ kN/m}^2$ di

parete. Il peso per unità di lunghezza risulta:

$$h = 3,00 \text{ m (residenziale)} : G_2 = 1,08 \cdot 3,00 = 3,24 \text{ kN/m}$$

$$h = 4,00 \text{ m (caserma)} : G_2 = 1,08 \cdot 4,00 = 4,32 \text{ kN/m}$$

Applicando la Tab. 3.1.II del §3.1.3.1 NTC 2018:

$$3,00 < 3,24 \leq 4,00 \text{ kN/m} \Rightarrow g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2 \text{ (assunto)}$$

$$4,00 < 4,32 \leq 5,00 \text{ kN/m} \Rightarrow g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

I permanenti non strutturali complessivi valgono pertanto $G_2 = 2,02 + 1,20 = 3,22 \text{ kN/m}^2$ per gli impalcati residenziali e $G_2 = 2,02 + 2,00 = 4,02 \text{ kN/m}^2$ per quelli della caserma.

2.2 Solaio di copertura non praticabile

$G_1 = 2,89 \text{ kN/m}^2$ come al solaio tipo; $G_2 =$ pavimentazione 0,40 + allettamento 0,60 + guaina 0,05 + isolante 0,01 + massetto delle pendenze $25 \cdot 0,07 = 1,75$ + intonaco 0,36 = **3,17 kN/m²**.

2.3 Solaio dei balconi

$G_1 = 2,89 \text{ kN/m}^2$; $G_2 =$ pavimentazione 0,40 + allettamento 0,60 + guaina 0,05 + intonaco 0,36 = **1,41 kN/m²**.

2.4 Tamponature e parapetti

Tamponatura a cappotto: intonaco esterno in malta cementizia (0,44), pannello in polistirene espanso (0,01), blocchi forati da 300 mm (1,71), intonaco interno (0,27): peso unitario $2,43 \text{ kN/m}^2$, da cui $7,29 \text{ kN/m}$ ai piani residenziali e $9,72 \text{ kN/m}$ ai piani della caserma.

Il parapetto dei balconi (forato da 120 mm intonacato, incidenza struttura) pesa $2,00 \text{ kN/m}^2$; con $h = 1,10 \text{ m}$ trasmette in punta allo sbalzo $\bar{P} = 2,20 \text{ kN/m}$.

2.5 Carichi variabili di esercizio

Dalla Tab. 3.1.II delle NTC 2018: ambienti residenziali (cat. A) $q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$; piani caserma (cat. B2) $q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$; balconi (cat. A, balconi, ballatoi e scale comuni) $q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$; coperture accessibili per sola manutenzione (cat. H1) $q_k = 0,50 \text{ kN/m}^2$.

2.6 Carico neve

Avellino appartiene alla Zona II con quota del sito $a_s = 348 \text{ m s.l.m.} > 200 \text{ m}$:

$$q_{sk} = 0,85 \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right] = 0,85 \left[1 + \left(\frac{348}{481} \right)^2 \right] = 1,29 \text{ kN/m}^2 \quad (2.1)$$

Con copertura piana ($0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \Rightarrow \mu_1 = 0,80$), $C_E = 1,0$ e $C_t = 1,0$:

$$q_s = q_{sk} \mu_1 C_E C_t = 1,29 \cdot 0,80 = 1,04 \text{ kN/m}^2 \quad (2.2)$$

C2 – Sulla copertura non praticabile il variabile di progetto è il massimo fra la neve e la categoria H1: $Q_{cop} = \max(1,04; 0,50) = 1,04 \text{ kN/m}^2$. Il manoscritto adottava $0,50 \text{ kN/m}^2$, sottostimando del 108% il variabile di copertura.

2.7 Riepilogo dei carichi e combinazioni di progetto

Tabella 2.3. Riepilogo dei carichi unitari e delle combinazioni di progetto.

Solaio	G_1	G_2	Q_k	$F_d^{\max}$ [kN/m ²]	$F_d^{\min}$	ΔF_d
Interpiano residenziale (cat. A)	2,89	3,22	2,00	11,59	5,47	6,12
Interpiano caserma (cat. B2)	2,89	4,02	3,00	14,29	6,11	8,18
Copertura non praticabile (neve)	2,89	3,17	1,04	10,07	5,43	4,64
Balconi (cat. A)	2,89	1,41	4,00	11,87	4,02	7,85
Parapetto [kN/m]	–	2,20	–	3,30	1,76	1,54

A titolo di esempio, per il solaio residenziale:

$$F_d^{\max} = 1,30 \cdot 2,89 + 1,50 \cdot 3,22 + 1,50 \cdot 2,00 = 11,59 \text{ kN/m}^2$$

$$F_d^{\min} = 1,00 \cdot 2,89 + 0,80 \cdot 3,22 = 5,47 \text{ kN/m}^2$$

C1 – Per i balconi si adotta $Q = 4,00 \text{ kN/m}^2$ (cat. A), come correttamente indicato nella tabella dei carichi dello stesso manoscritto; nelle combinazioni era però stato impiegato $2,00 \text{ kN/m}^2$, ottenendo $F_d^{\max} = 8,87$ e $\Delta F_d = 4,86 \text{ kN/m}^2$ in luogo dei valori corretti $11,87$ e $7,85 \text{ kN/m}^2$.

CAPITOLO 3

Solaio: linee di influenza ed equazione dei tre momenti

3.1 Schema statico e linee di influenza

La striscia di solaio di larghezza unitaria è schematizzata come trave continua su tre appoggi con sbalzo: $\ell_1 = 3,60$ m, $\ell_2 = 5,90$ m, $\ell_3 = 1,50$ m. La struttura è una volta iperstatica: le linee di influenza delle grandezze di interesse sono pertanto *curve elastiche* nelle campate (deformate mutue secondo il principio di Müller-Breslau) e rette sullo sbalzo, staticamente determinato.

Dai segni delle ordinate si ricavano le disposizioni del carico accidentale ΔF_d più sfavorevoli:

- massimo M_2 (negativo): Δq su entrambe le campate, sbalzo scarico $\rightarrow$ CC1;
- massimo M in campata 1-2: Δq su campata 1-2 e sbalzo $\rightarrow$ CC2;
- massimo M_3 (negativo): Δq su campata 2-3 e sbalzo $\rightarrow$ CC3;
- massimo M in campata 2-3: Δq sulla sola campata 2-3 $\rightarrow$ CC4.

3.2 Il carico permanente (CC0)

L'equazione di congruenza di Clapeyron scritta all'appoggio 2, con $M_1 = 0$ e M_3 noto dall'equilibrio dello sbalzo, fornisce direttamente l'incognita iperstatica:

$$M_2 = \frac{1}{2(\ell_1 + \ell_2)} \left[-\ell_2 M_3 + 3\ell_1 \frac{p' \ell_1^2}{12} + 3\ell_2 \frac{p'' \ell_2^2}{12} \right], \quad \frac{1}{2(\ell_1 + \ell_2)} = \frac{1}{19} = 0,0526 \quad (3.1)$$

C3 – il coefficiente vale esattamente $1/19 = 0,0526$: l'arrotondamento a 0,052 del manoscritto introduceva un errore sistematico di circa l'1% su tutti i momenti (ad esempio 15,69 anziché 15,90 kNm per i permanenti).

Con $p' = F_d^{\min} = 5,47$, $p'' = F_{d,bal}^{\min} = 4,02$ kN/m² e $\bar{P} = 0,8 \cdot 2,20 = 1,76$ kN:

$$M_3 = 4,02 \cdot \frac{1,5^2}{2} + 1,76 \cdot 1,5 = 7,16 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 0,0526 \left[-5,9 \cdot 7,16 + 3 \cdot 3,6 \cdot \frac{5,47 \cdot 3,6^2}{12} + 3 \cdot 5,9 \cdot \frac{5,47 \cdot 5,9^2}{12} \right] = 15,90 \text{ kNm}$$

3.3 I carichi accidentali (CC1–CC4)

Il carico $\Delta F_d = 6,12$ kN/m² nelle campate e $\Delta F_{d,bal} = 7,85$ kN/m² con $\Delta \bar{P} = 1,54$ kN sullo sbalzo viene disposto secondo le quattro condizioni individuate dalle linee di influenza.

Linee di influenza (curve elastiche esatte) - i tratti positivi individuano le campate da caricare

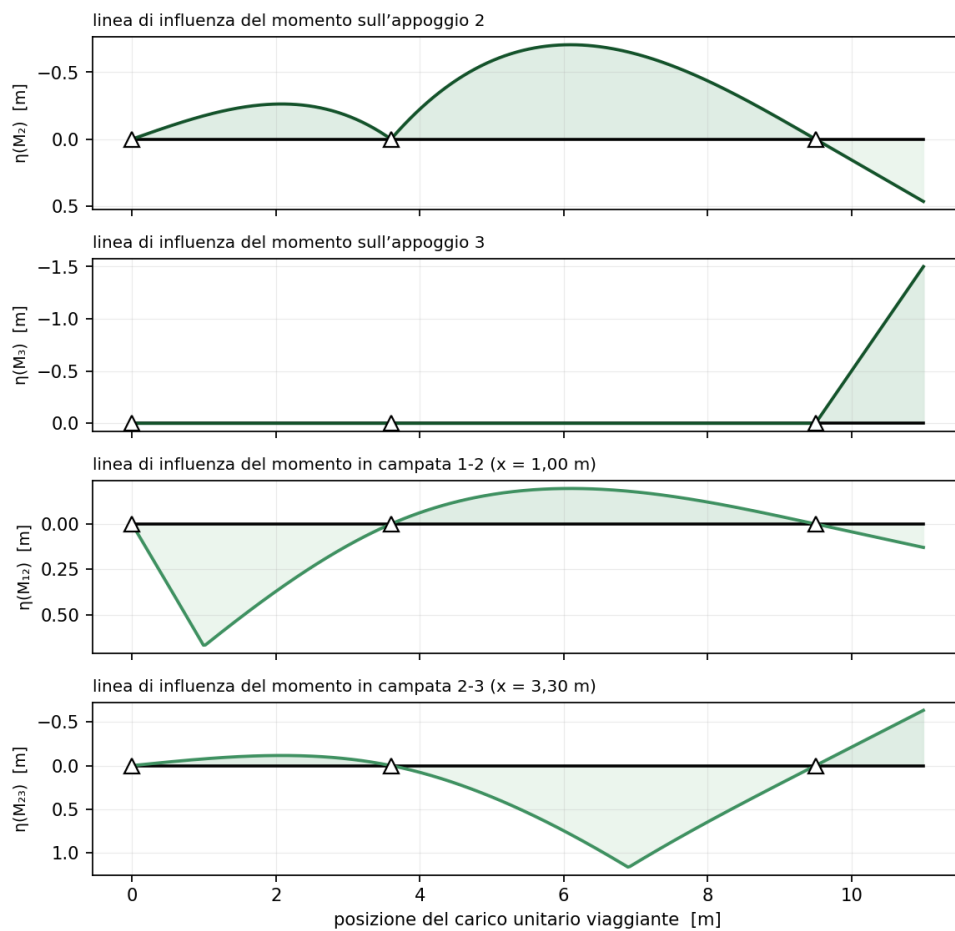


Figura 3.1. Linee di influenza del momento flettente (curve elastiche esatte): appoggi 2 e 3 e sezioni di campata. Le ordinate concordi individuano le campate da caricare.

CC0 - carichi permanenti: diagrammi complessivi di taglio e momento (fibre tese)

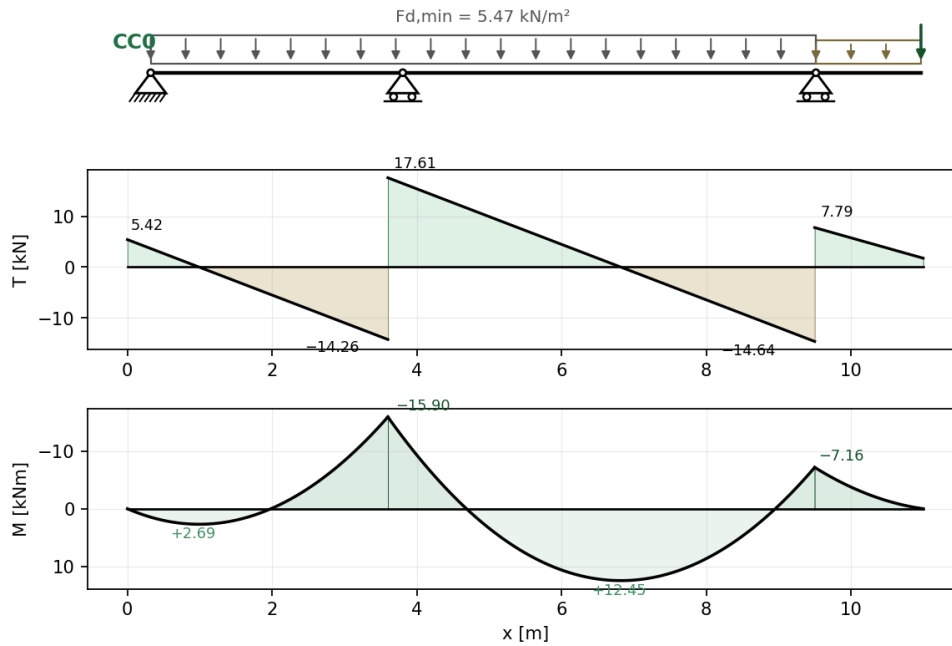


Figura 3.2. Condizione CC0 (permanenti): diagrammi complessivi del taglio e del momento flettente, riportato dal lato delle fibre tese.

Per ciascuna condizione i tagli e i momenti di campata seguono dall'equilibrio della singola campata:

$$T_s = \frac{p\ell}{2} + \frac{M_s - M_d}{\ell}, \quad x^* = \frac{T_s}{p}, \quad M_{\max} = -M_s + T_s x^* - \frac{p x^{*2}}{2} \quad (3.2)$$

Tabella 3.1. Sollecitazioni del solaio per le cinque condizioni di carico (momenti in kNm, tagli in kN; M_2 e M_3 tendono le fibre superiori).

	M_2	M_3	T_{12}	T_{21}	T_{23}	T_{32}	T_{34}	M_{12}^+	M_{23}^+
CC0	-15,90	-7,16	5,42	14,26	17,61	14,64	7,79	2,69	12,45
CC1	-20,30	0	5,38	16,66	21,50	14,62	0	2,36	17,45
CC2	-0,30	-11,15	10,94	11,10	-1,84	1,84	13,32	9,77	0
CC3	-13,08	-11,15	-3,63	3,63	18,38	17,73	13,32	0	14,53
CC4	-16,54	0	-4,59	4,59	20,86	15,25	0	0	19,01

3.4 Diagrammi di involucro

Ogni condizione accidentale viene sommata alla permanente CC0; l'involuppo dei diagrammi CC0+CCi fornisce le sollecitazioni di progetto. All'appoggio 1 si assume per convenzione il momento di semincastro $M_1 = F_d^{\max} \ell_1^2 / 24 = 11,59 \cdot 3,6^2 / 24 = 6,26$ kNm, a copertura del vincolo flessionale realmente offerto dalla trave di bordo.

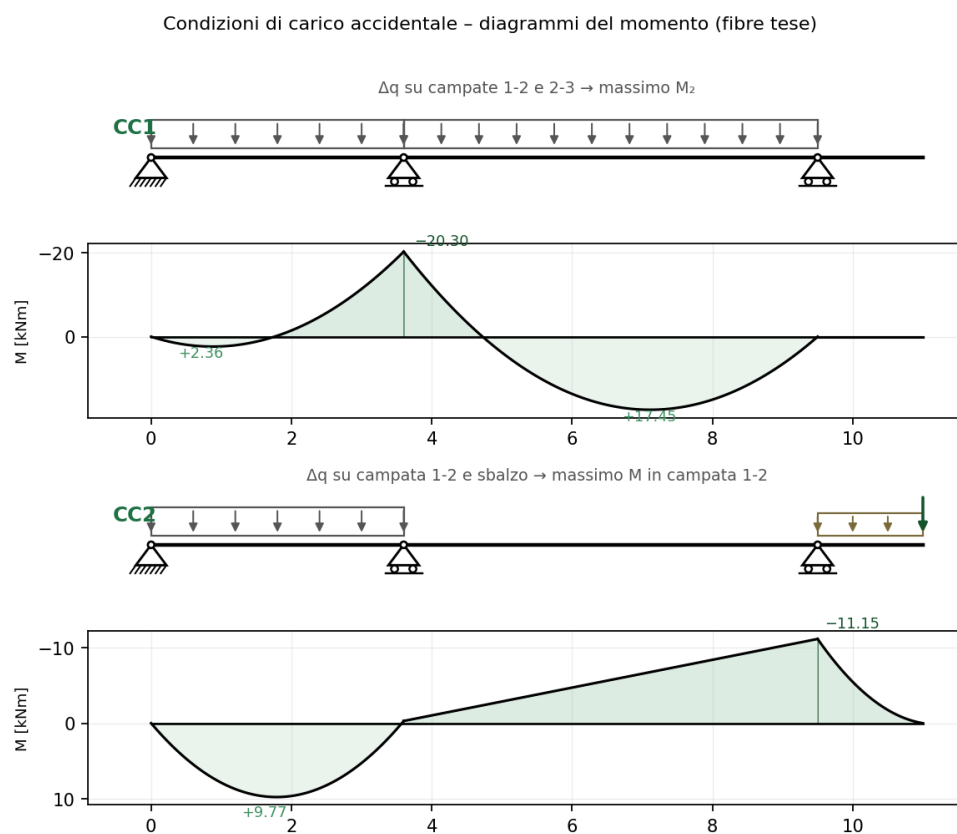


Figura 3.3. Condizioni CC1 e CC2: diagrammi del momento flettente (fibre tese).

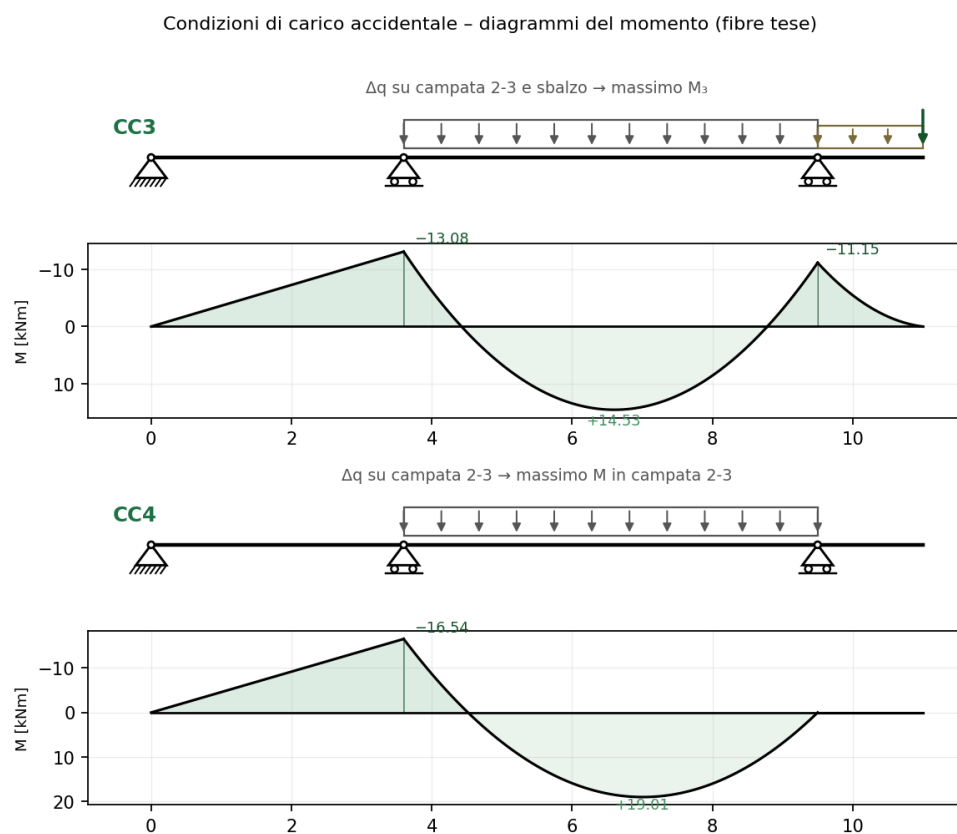


Figura 3.4. Condizioni CC3 e CC4: diagrammi del momento flettente (fibre tese).

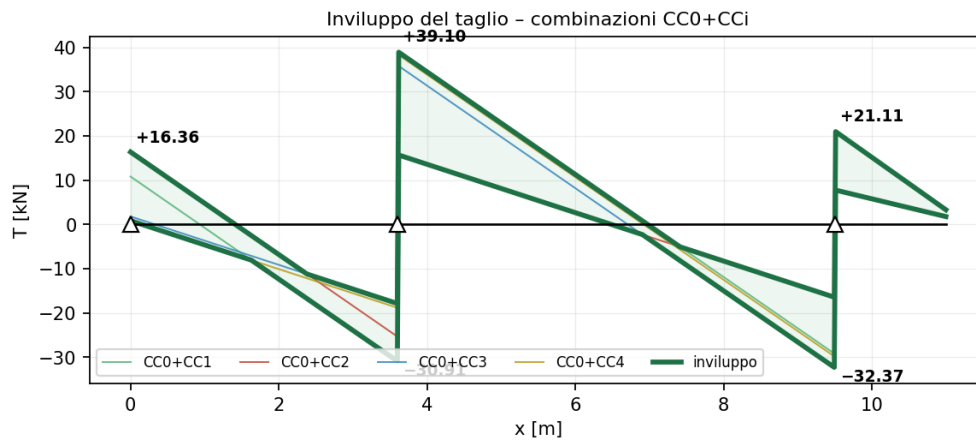


Figura 3.5. Involuppo del taglio allo SLU per la striscia di solaio.

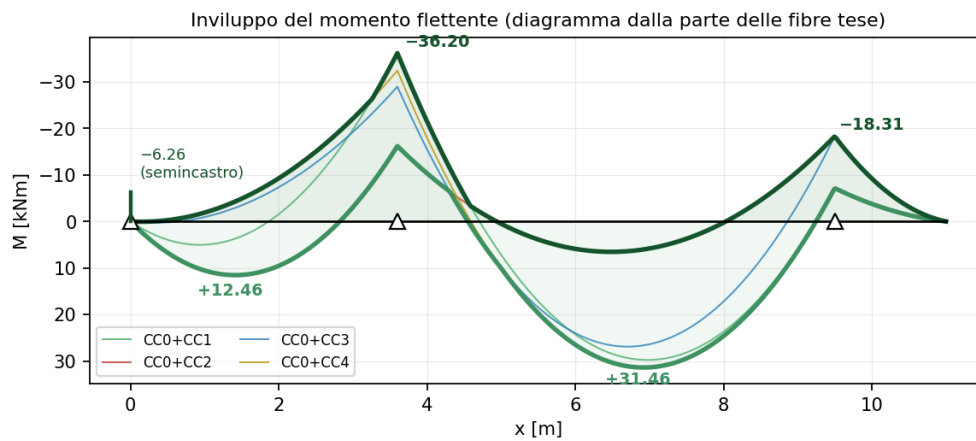


Figura 3.6. Involuppo del momento flettente allo SLU. Il diagramma è riportato dal lato delle fibre tese.

I momenti di involucro e le reazioni massime risultano:

$$\begin{aligned}
 M_2^- &= -(15,90 + 20,30) = -36,20 \text{ kNm} & M_3^- &= -(7,16 + 11,15) = -18,31 \text{ kNm} \\
 M_{12}^+ &= 2,69 + 9,77 = +12,46 \text{ kNm} & M_{23}^+ &= 12,45 + 19,01 = +31,46 \text{ kNm} \\
 R_1 &= 16,36 \text{ kN} & R_2 &= 70,02 \text{ kN} & R_3 &= 53,48 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

CAPITOLO 4

Verifica a flessione del solaio

4.1 Dimensionamento delle armature

Il dimensionamento di primo tentativo si esegue con braccio $z \simeq 0,9d = 0,9 \cdot 210 = 189$ mm e acciaio snervato, $A_s \geq M_{Ed} / (z f_{yd})$; le aree si riferiscono alla striscia di 1,00 m (due travetti).

Tabella 4.1. Armature del solaio: momenti di progetto, aree richieste e barre adottate.

Sezione	M_{Ed} [kNm]	$A_{s,req}$ [mm ²]	Armatura (per travetto)	A_s [mm ²]
Appoggio 1	6,26	85	1 ϕ 8	101
Appoggio 2	36,20	490	4 ϕ 10	628
Appoggio 3	18,31	248	2 ϕ 10	314
Campata 1-2	12,46	168	1 ϕ 12	226
Campata 2-3	31,46	425	2 ϕ 14	616

4.2 Momento negativo agli appoggi

Agli appoggi la compressione interessa le nervature ($b = 200$ mm/m). Per l'appoggio 2 (4 ϕ 10 per travetto, $A_s = 628$ mm²):

$$C = T = A_s f_{yd} = 628 \cdot 391,3 = 245,7 \text{ kN} \quad x = \frac{T}{0,8095 b f_{cd}} = \frac{245,7 \cdot 10^3}{0,8095 \cdot 200 \cdot 14,17} = 107,1 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{d-x}{x} 3,5\text{‰} = 3,36\text{‰} > \varepsilon_{yd} \quad z = 210 - 0,416 \cdot 107,1 = 165,4 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = 245,7 \cdot 0,1654 = 40,65 \text{ kNm} > 36,20 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

Analogamente: appoggio 3 (2 ϕ 10) $M_{Rd} = 23,06 > 18,31$ kNm; appoggio 1 (1 ϕ 8) $M_{Rd} = 7,99 > 6,26$ kNm.

4.3 Momento positivo in campata

C8 – in campata la zona compressa è la caldana superiore: la larghezza collaborante della striscia è $b = 1000$ mm e l'asse neutro deve risultare interno alla soletta ($x \leq 50$ mm). Il manoscritto impiegava $b = 200$ mm anche in campata, ottenendo $x \simeq 105$ mm e scartando erroneamente armature in realtà ampiamente sufficienti.

Per la campata 2-3 (2 ϕ 14 per travetto, $A_s = 616$ mm²):

$$x = \frac{616 \cdot 391,3 \cdot 10^{-3}}{0,8095 \cdot 1000 \cdot 14,17} \cdot 10^3 = 21,0 \text{ mm} < 50 \text{ mm} \quad \checkmark \quad z = 210 - 0,416 \cdot 21,0 = 201,3 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = 241,0 \cdot 0,2013 = 48,48 \text{ kNm} > 31,46 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

Per la campata 1-2 (1 ϕ 12): $x = 7,7$ mm, $M_{Rd} = 18,30 > 12,46$ kNm.

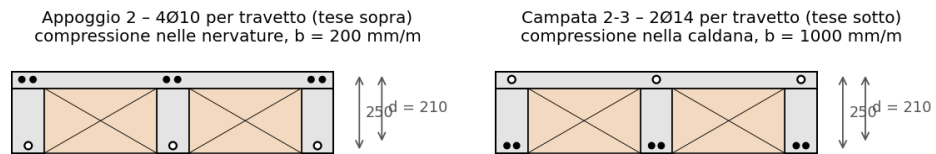


Figura 4.1. Sezioni tipo del solaio armato: appoggio 2 e campata 2-3.

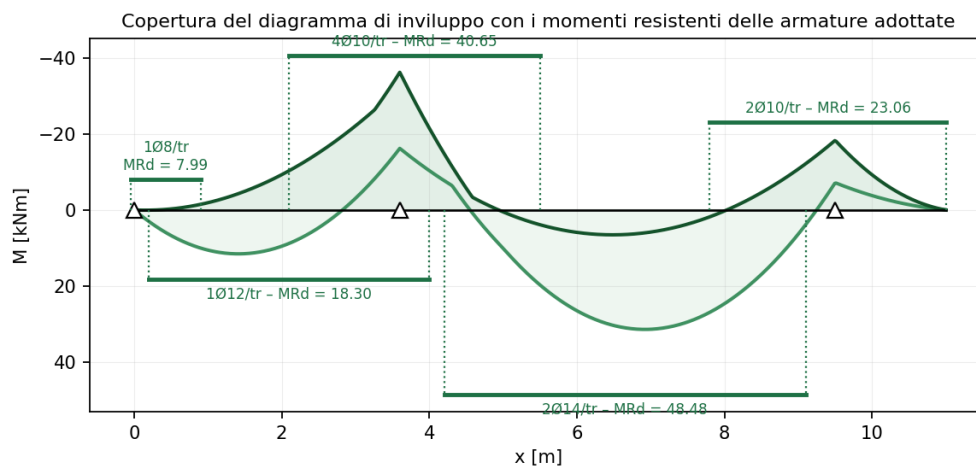


Figura 4.2. Copertura del diagramma di involucro con i momenti resistenti delle armature adottate.

CAPITOLO 5

Verifica a taglio del solaio

Per elementi senza armatura trasversale (NTC §4.1.2.3.5.1):

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} \right] b_w d \geq v_{\min} b_w d, \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,98 \leq 2 \quad (5.1)$$

Tabella 5.1. Verifica a taglio del solaio ($d = 210$ mm).

Appoggio	V_{Ed} [kN]	b_w [mm]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Esito
1 (nervature)	16,36	200	20,41	verificato
2 (nervature)	39,10	200	33,30	non verificato
2 (fascia piena)	39,10	600	69,26	verificato
3 (nervature)	32,37	200	26,43	non verificato
3 (fascia piena)	32,37	600	61,24	verificato

C9 – all'appoggio 1 governa il minimo di normativa $v_{\min}$; agli appoggi 2 e 3 la verifica sulle sole nervature non è soddisfatta e si dispone una fascia piena $b_w = 600$ mm a cavallo dell'appoggio. Nel manoscritto la resistenza dell'appoggio 3 era affetta da errori numerici ($V_{Rd,c} = 12,08$ kN, incompatibile con l'ordine di grandezza).

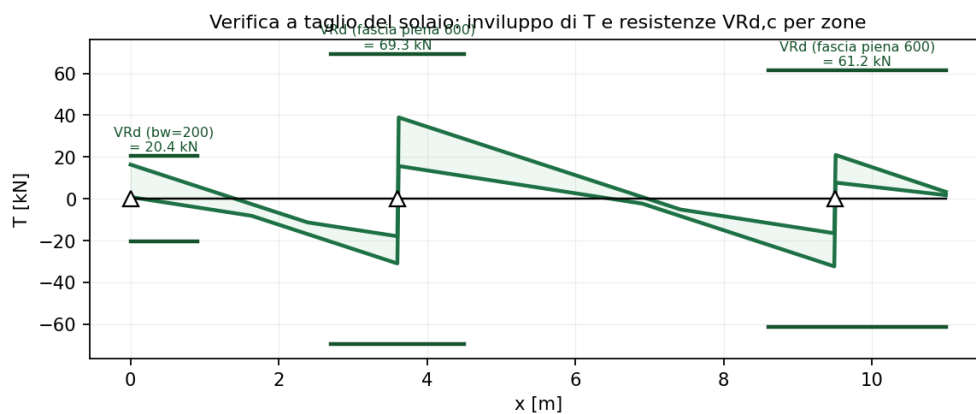


Figura 5.1. Involucro del taglio e resistenze $V_{Rd,c}$ per zone, con indicazione delle fasce piene.

CAPITOLO 6

Predimensionamento della trave

6.1 Sezione e carico di progetto

Si analizza la trave continua sull'allineamento 2, il più caricato, con campate $5,20 - 5,00 - 6,00$ m. Il predimensionamento della sezione sulla luce maggiore fornisce $H = \ell/10 = 0,60$ m e $b = H/2 = 0,30$ m: **trave** 30×60 , con peso proprio $g_{pp} = 0,30 \cdot 0,60 \cdot 25 = 4,50$ kN/m.

Il carico di progetto discende dal solaio in $F_d^{\max}$ (caserma) sulla larghezza di influenza $L_{inf} = (3,60 + 5,90)/2 = 4,75$ m, più il peso proprio fattorizzato:

$$p = F_d^{\max} L_{inf} + 1,3 g_{pp} = 14,29 \cdot 4,75 + 1,3 \cdot 4,50 = 60,89 \text{ kN/m} \quad (6.1)$$

C4 – il manoscritto calcolava $p = (F_d^{\max} + g_{pp}) L_{inf} = 76,38$ kN/m, sommando grandezze non omogenee (kN/m² con kN/m) e moltiplicando anche il peso proprio della trave per la larghezza di influenza: il carico risultava sovrastimato del 25%.

6.2 Equazione dei tre momenti

Con $M_A = M_D = 0$ il sistema di Clapeyron per le due incognite M_B, M_C è:

$$2M_B(\ell_1 + \ell_2) + M_C \ell_2 = \frac{p(\ell_1^3 + \ell_2^3)}{4} = 4043,1 \text{ kNm} \quad (6.2)$$

$$M_B \ell_2 + 2M_C(\ell_2 + \ell_3) = \frac{p(\ell_2^3 + \ell_3^3)}{4} = 5190,7 \text{ kNm} \quad (6.3)$$

ossia $20,4 M_B + 5,0 M_C = 4043,1$ e $5,0 M_B + 22,0 M_C = 5190,7$, da cui:

$$\boxed{M_B = 148,64 \text{ kNm}, \quad M_C = 202,16 \text{ kNm}} \quad (6.4)$$

(fibre tese superiori).

C5 – il manoscritto disaccoppiava erroneamente le due equazioni, ottenendo $M_B = 51,30$ e $M_C = 39,46$ kNm: valori incompatibili con l'ordine di grandezza $p\ell^2/12 \simeq 130 \div 180$ kNm dei momenti di continuità.

6.3 Tagli e momenti di campata

A-B : $T_{AB} = 129,7$ kN, $T_{BA} = 186,9$ kN, $x^* = 2,13$ m, $M_{\max} = +138,2$ kNm

B-C : $T_{BC} = 141,5$ kN, $T_{CB} = 162,9$ kN, $x^* = 2,32$ m, $M_{\max} = +15,8$ kNm

C-D : $T_{CD} = 216,4$ kN, $T_{DC} = 149,0$ kN, $x^* = 3,55$ m, $M_{\max} = +182,2$ kNm

Trave continua sull'allineamento 2 - carichi verticali (schema, taglio, momento sulle fibre tese)

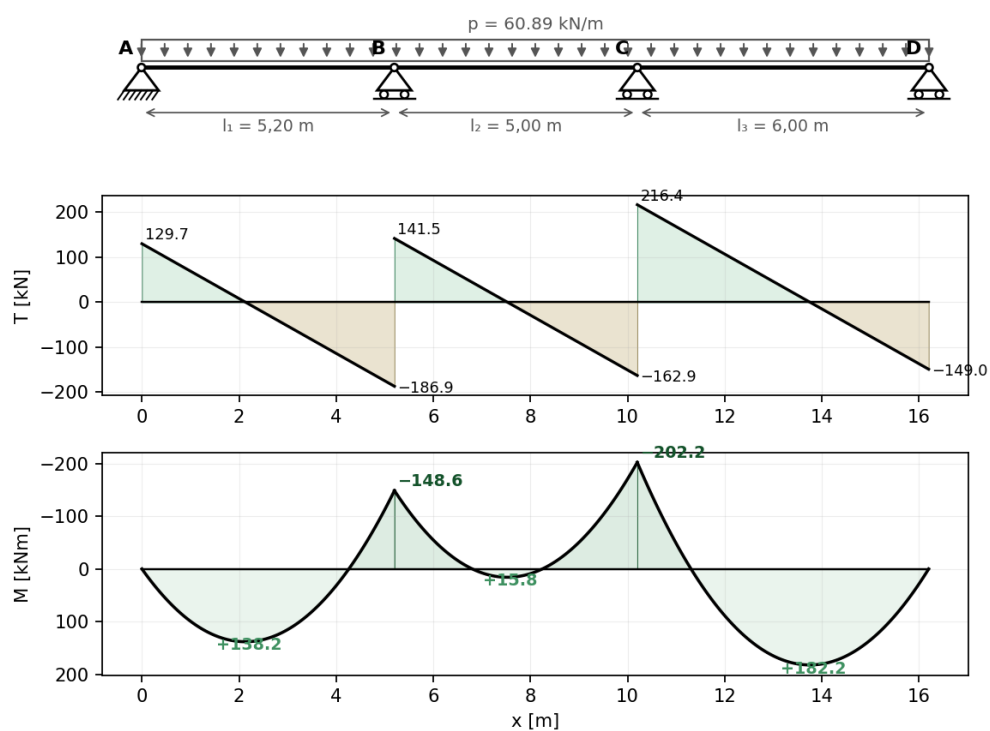


Figura 6.1. Trave continua sull'allineamento 2: schema statico, taglio e momento flettente (dal lato delle fibre tese) per carichi verticali.

CAPITOLO 7

Predimensionamento dei pilastri

7.1 Discesa dei carichi sul pilastro A3

Si analizza il pilastro di bordo A3, con area di influenza $A = 12,35 \text{ m}^2$; a ciascun livello il contributo comprende il solaio, l'aliquota di trave (4,75 m, $g_{pp} = 4,50 \text{ kN/m}$), il peso proprio del pilastro e la tamponatura su 4,75 m (parapetto in copertura).

Tabella 7.1. Discesa dei carichi sul pilastro A3 (risultanti progressive, $N_{Ed} = 1,3N_{G1} + 1,5N_{G2} + 1,5N_Q$).

Livello	N_{G1} [kN]	N_{G2} [kN]	N_Q [kN]	N_{Ed} [kN]
Copertura	74,3	39,2	12,8	174,5
Attico	172,7	78,9	37,5	399,1
Piano terzo	240,8	118,7	62,2	584,4
Piano secondo	339,3	158,5	86,9	809,1
Piano primo (caserma)	449,3	208,1	123,9	1082,1
Piano terra (caserma)	559,3	257,7	161,0	1355,1

C7 – i contributi G_2 sono valutati con i carichi effettivi del Capitolo 2 (copertura 3,17, residenziale 3,22, caserma 4,02 kN/m²) e con $Q_{cop} = 1,04 \text{ kN/m}^2$; nel manoscritto era stato ripetuto 2,89 kN/m² (il valore di G_1) per tutti i livelli, sottostimando N_{Ed} di circa il 6%.

7.2 Dimensionamento delle sezioni

Con $A_c \geq N_{Ed} / (0,8 \cdot k \cdot f_{cd})$ e $k = 0,5$ per tener conto della flessione:

$$\text{piani caserma : } A_c \geq \frac{1355,1 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 0,5 \cdot 14,17} = 2391 \text{ cm}^2 \Rightarrow 50 \times 50$$

$$\text{piani superiori : } A_c \geq \frac{809,1 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 0,5 \cdot 14,17} = 1428 \text{ cm}^2 \Rightarrow 40 \times 40$$

con rastremazione della sezione al passaggio fra caserma e piani residenziali.

CAPITOLO 8

Telaio parziale ai nodi di estremità

8.1 Nodo di bordo (trave da 5,20 m)

Per valutare il momento che la continuità trave-pilastro trasmette agli appoggi di estremità si adotta il *telaio parziale*: al nodo convergono la trave, con estremo lontano incastrato ($K = 4EJ/\ell$), e i due tronchi di pilastro superiore e inferiore, con cerniera nel punto di flesso a metà altezza di piano ($K = 3EJ/(h/2)$). Con $J_{tr} = 30 \cdot 60^3/12 = 540\,000 \text{ cm}^4$ e $J_p = 50^4/12 = 520\,833 \text{ cm}^4$:

$$K_{24} = \frac{4EJ_{tr}}{5,2} = 124\,615 \text{ kNm} \quad K_{21} = K_{23} = \frac{3EJ_p}{2,0} = 234\,375 \text{ kNm}$$

$$\mu_{24} = \frac{p \ell^2}{12} = \frac{60,89 \cdot 5,2^2}{12} = 137,2 \text{ kNm}$$

C6 – coerentemente con lo schema a cerniera nel punto di flesso, la lunghezza dei tronchi di pilastro è $h/2 = 2,00 \text{ m}$; nel manoscritto era stata impiegata la luce della trave (5,20 m), sottostimando di 2,6 volte la rigidezza dei pilastri e quindi sovrastimando il momento trasmesso alla trave.

L'equilibrio del nodo ($\sum K$) $\varphi + \mu_{24} = 0$ e la ripartizione forniscono:

$$M_{24} = \mu_{24} \left(1 - \frac{K_{24}}{\sum K} \right) = 108,4 \text{ kNm} \quad M_{21} = M_{23} = -54,2 \text{ kNm}$$

$$M_{42} = - \left(\mu_{42} + \frac{1}{2} \frac{K_{24}}{\sum K} \mu_{24} \right) = -151,6 \text{ kNm} \quad M_{\max}^{camp} = +76,4 \text{ kNm}$$

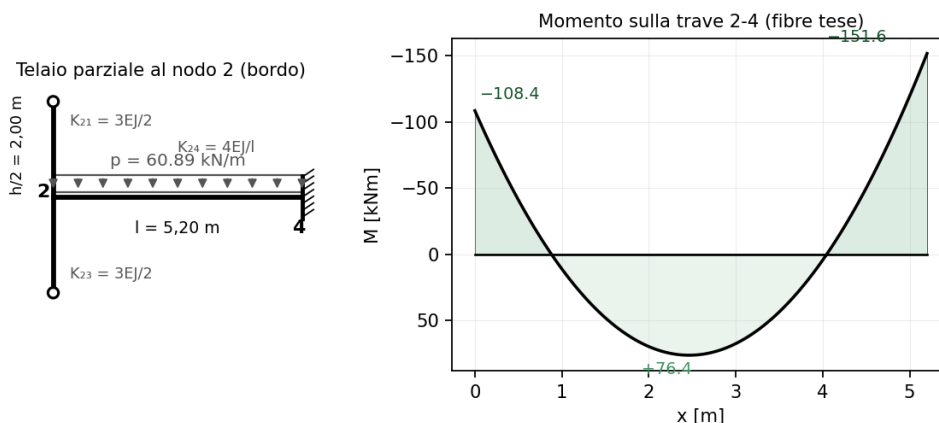


Figura 8.1. Telaio parziale al nodo di bordo e diagramma del momento sulla trave 2–4 (fibre tese).

8.2 Nodo D (trave da 6,00 m)

Per l'appoggio D, con $K_{24} = 4EJ_{tr}/6,0 = 108\,000 \text{ kNm}$ e $\mu = p \cdot 6^2/12 = 182,7 \text{ kNm}$:

$$M_D = 182,7 \left(1 - \frac{K_{24}}{\sum K} \right) = 148,5 \text{ kNm} \quad M_{42} = -199,8 \text{ kNm} \quad M_{\max}^{camp} = +100,5 \text{ kNm}$$

I momenti così ottenuti costituiscono il momento negativo di progetto degli appoggi di estremità A e D, cautelativamente posti nulli nello schema di trave continua ai fini dei massimi in campata.

CAPITOLO 9

Azioni orizzontali

9.1 Forza di piano e momento nei pilastri

L'azione del vento sul fronte investito si traduce nella forza di piano $F = 47,73$ kN. Con altezza di interpiano $h = 4,00$ m, ripartendo sul telaio più caricato e sui quattro pilastri dell'allineamento, il taglio per pilastro vale $F_{h,Ed} = 23,86$ kN e il momento in testa (punto di flesso a metà altezza):

$$M_w = F_{h,Ed} \cdot \frac{h}{2} = 23,86 \cdot 2,00 = 47,73 \text{ kNm} \quad (9.1)$$

9.2 Equazione dei quattro momenti

I momenti M_w trasmessi dai pilastri squilibrano i nodi della trave. Imponendo ai nodi interni $m_{BA} = m_{BC} + M_w$, $m_{CB} = m_{CD} + M_w$ e agli estremi $m_{AB} = -M_w$, $m_{DC} = +M_w$, l'equazione dei tre momenti senza carichi trasversali si riduce al sistema:

$$(2\ell_1 + 2\ell_2) m_{BC} + \ell_2 m_{CD} = -(\ell_1 + \ell_2) M_w \quad (9.2)$$

$$\ell_2 m_{BC} + (2\ell_2 + 2\ell_3) m_{CD} = -(2\ell_2 + \ell_3) M_w \quad (9.3)$$

da cui $m_{BC} = -16,26$, $m_{CD} = -31,02$, $m_{BA} = +31,47$, $m_{CB} = +16,71$ kNm, con punti di nullo a $x_1 = 3,13$, $x_2 = 2,47$, $x_3 = 2,36$ m. Il diagramma dell'incremento è lineare "a denti di sega"; poiché il vento agisce nei due versi, in fase di progetto si assume su ogni sezione l'incremento in valore assoluto.

I momenti di progetto della trave, sovrapponendo carichi verticali (Capitoli 6 e 8) e vento, risultano:

Sezione	A	camp. A-B	B	camp. B-C	C	camp. C-D	D
M_{Ed} [kNm]	156,1	153,5	180,1	32,3	233,2	223,2	196,2

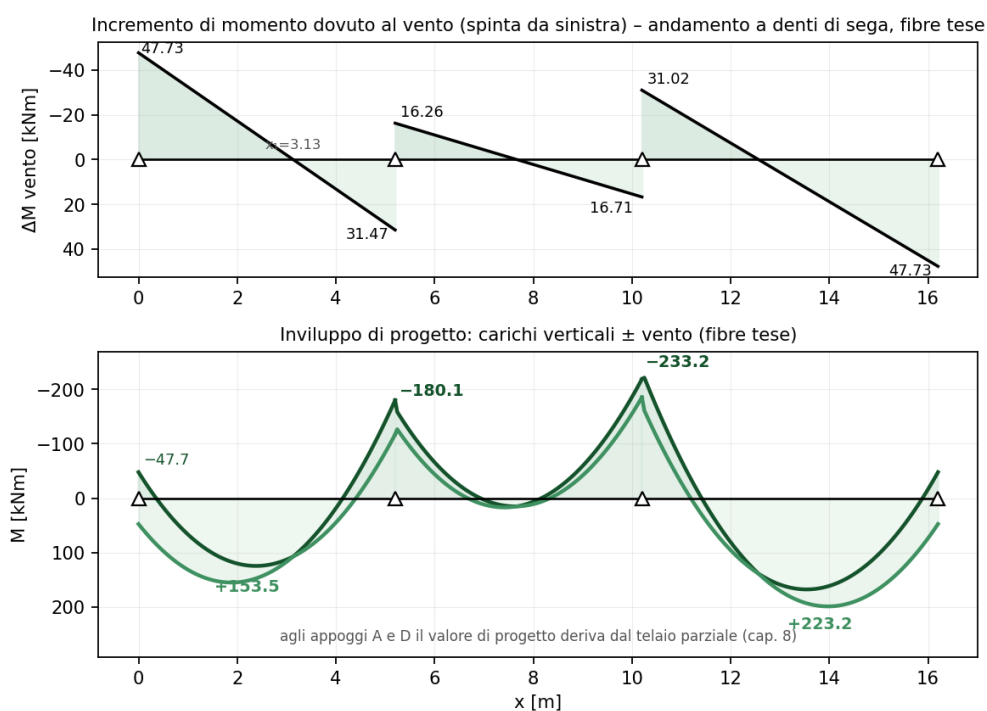


Figura 9.1. Incremento di momento dovuto al vento (andamento a denti di sega) e inviluppo di progetto della trave per gravità ± vento (fibre tese).

CAPITOLO 10

Disposizione delle armature della trave

10.1 Verifica a flessione con doppia armatura

Sezione 30×60 con $d = 570$ mm e $d'' = 30$ mm. La verifica è condotta a doppia armatura risolvendo l'equilibrio $C_c + C' - T = 0$ con armatura compressa inizialmente in campo elastico:

$$(0,8095 b f_{cd}) x^2 + (A'_s E_s \varepsilon_{cu} - A_s f_{yd}) x - A'_s E_s \varepsilon_{cu} d'' = 0 \quad (10.1)$$

verificando $\varepsilon_s = \frac{d-x}{x} \varepsilon_{cu} \geq \varepsilon_{yd}$ (armatura tesa) e ricalcolando con $\sigma'_s = f_{yd}$ ove $\varepsilon'_s \geq \varepsilon_{yd}$; infine $M_{Rd} = C_c(d - 0,416x) + C'(d - d'')$.

Tabella 10.1. Armature longitudinali della trave 30×60 e verifica a flessione.

Sezione	M_{Ed} [kNm]	$A_{s,req}$ [mm ²]	Arm. tesa	Arm. compr.	x [mm]	ε'_s [‰]	M_{Rd} [kNm]
Appoggio A	156,1	778	4 ϕ 18	2 ϕ 16	70,0	2,00	215,3
Campata A-B	153,5	765	4 ϕ 20	2 ϕ 16	97,2	2,42	262,1
Appoggio B	180,1	897	4 ϕ 18	2 ϕ 14	80,8	2,20	214,1
Campata B-C	32,3	161	3 ϕ 14	2 ϕ 16	36,7	0,64	99,4
Appoggio C	233,2	1162	4 ϕ 20	2 ϕ 14	107,9	2,53	260,0
Campata C-D	223,2	1112	4 ϕ 20	2 ϕ 16	97,2	2,42	262,1
Appoggio D	196,2	977	4 ϕ 18	2 ϕ 16	70,0	2,00	215,3

Tutte le sezioni risultano verificate; l'armatura compressa è snervata ovunque tranne che in campata B-C, dove resta in campo elastico senza pregiudizio per la verifica. Per la sezione più sollecitata (appoggio C):

$$A_s \geq \frac{233,2 \cdot 10^6}{513 \cdot 391,3} = 1162 \text{ mm}^2 \Rightarrow 4\phi 20 = 1257 \text{ mm}^2 \text{ (tese, superiori); } A'_s = 2\phi 14 = 308 \text{ mm}^2$$

$$x = 107,9 \text{ mm} \quad \varepsilon_s = 14,98\text{‰} \text{ (snervata)} \quad \varepsilon'_s = 2,53\text{‰} \geq 1,86\text{‰}$$

$$C_c = 0,8095 \cdot 300 \cdot 14,17 \cdot 107,9 = 371,3 \text{ kN} \quad C' = 120,5 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 371,3 \cdot 0,525 + 120,5 \cdot 0,540 = 260,0 \text{ kNm} > 233,2 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

10.2 Verifica a taglio

Il taglio massimo di progetto, comprensivo dell'aliquota da vento, vale $V_{Ed} = T_{CD} + \Delta V_w = 216,4 + 13,1 = 229,5$ kN. Con il traliccio di Mörsch a staffe verticali e $\cot \vartheta = 1$:

$$V_{Rcd} = b \cdot 0,9d \cdot \frac{f_{cd}}{2} \cdot \frac{\cot \vartheta}{1 + \cot^2 \vartheta} = 545,1 \text{ kN} > V_{Ed} \quad \checkmark$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{0,9d f_{yd}} = \frac{229,5 \cdot 10^3}{513 \cdot 391,3} = 1143 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Si adottano staffe $\phi 10$ a due bracci, passo 120 mm:

$$V_{Rsd} = 0,9d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} = 513 \cdot \frac{157}{120} \cdot 391,3 \cdot 10^{-3} = 262,6 \text{ kN} > 229,5 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Sezioni tipo della trave 30×60 – staffe Ø10/120 a due bracci

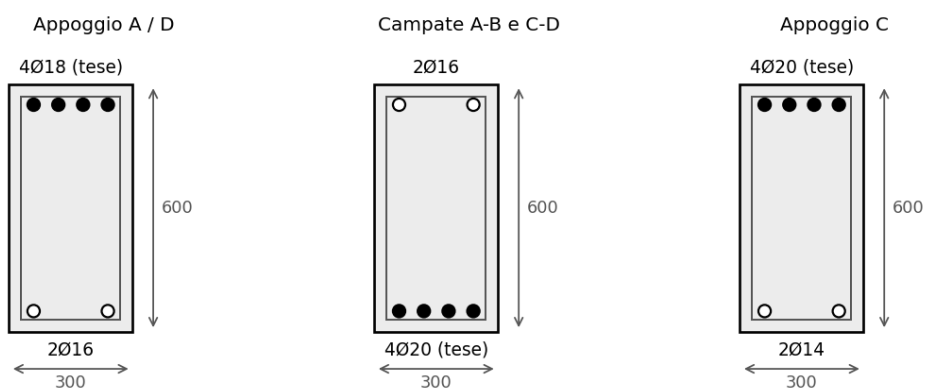


Figura 10.1. Sezioni tipo della trave 30 × 60 con le armature adottate.

APPENDICE A

Errata corregge rispetto alla stesura manoscritta

Si riportano di seguito le difformità riscontrate nella stesura manoscritta e le correzioni introdotte, con l'indicazione della loro incidenza sui risultati.

Voce	Correzione	Effetto
Balconi (C1)	$Q = 4,00 \text{ kN/m}^2$ (cat. A) nelle combinazioni: $\Delta F_d = 7,85$ (era 4,86)	determinante sullo sbalzo
Copertura (C2)	governa la neve: $Q_{cop} = 1,04$ (era 0,50) kN/m^2	+108%
Coefficiente (C3)	$1/[2(\ell_1 + \ell_2)] = 1/19 = 0,0526$ (era 0,052)	$\simeq 1\%$ su tutti i momenti
Carico trave (C4)	$p = F_d^{\max} L_{inf} + 1,3 g_{pp} = 60,89$ (era 76,38) kN/m	-25%
Sistema trave (C5)	sistema 2×2 risolto correttamente: $M_B = 148,6$, $M_C = 202,2$ (erano 51,3 e 39,5) kNm	determinante
Telaio parziale (C6)	rigidezze pilastri con $h/2 = 2,00 \text{ m}$ (era 5,20 m)	$\times 2,6$ su K_{pil}
Pilastro A3 (C7)	G_2 effettivi per destinazione (era 2,89 ovunque)	+6% su N_{Ed}
Campate solaio (C8)	compressione nella caldana, $b = 1000 \text{ mm}$ (era 200)	favorevole
Taglio solaio (C9)	$V_{Rd,c}$ ricalcolate con controllo di $v_{\min}$; fascia piena agli appoggi 2 e 3	determinante

Tabella A.1. Confronto sintetico dei principali valori numerici.

Grandezza	Manoscritto	Relazione corretta	Causa
ΔF_d balcone $[\text{kN/m}^2]$	4,86	7,85	C1
M_2 CC0 $[\text{kNm}]$	15,69	15,90	C3
M_2^- involucro $[\text{kNm}]$	35,74	36,20	C1+C3
M_{23}^+ involucro $[\text{kNm}]$	31,60	31,46	C1+C3
p trave $[\text{kN/m}]$	76,38	60,89	C4
M_B $[\text{kNm}]$	51,30	148,64	C4+C5
M_C $[\text{kNm}]$	39,46	202,16	C4+C5
$M_{\max}$ campata C-D $[\text{kNm}]$	324,27	182,24	C4+C5
K pilastro $[\text{kNm}]$	90 144	234 375	C6
M appoggio A (telaio) $[\text{kNm}]$	101,76	108,39	C4+C6
N_{Ed} pilastro al piede $[\text{kN}]$	1279,74	1355,14	C2+C7
M_{Rd} campata 2-3 ($2\phi 14$) $[\text{kNm}]$	40,05	48,48	C8
$V_{Rd,c}$ appoggio 3, fascia piena $[\text{kN}]$	42,95	61,24	C9

Nota metodologica

Tutti i valori numerici riportati nella presente relazione, comprese le tabelle e i diagrammi, sono generati automaticamente da un unico motore di calcolo: ciò garantisce la coerenza interna dei risultati ed elimina il rischio di disallineamento fra testo, tabelle e disegni. Le linee di influenza del solaio sono curve elastiche esatte in forma chiusa; tutti i diagrammi del momento flettente sono tracciati dal lato delle fibre tese.