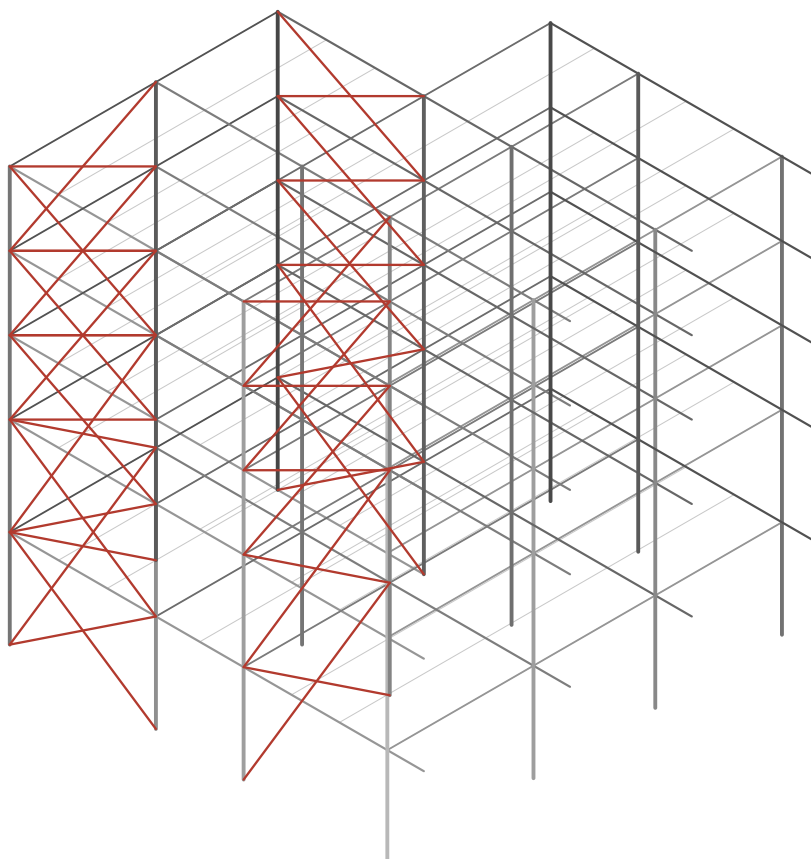


Progettazione della struttura in **acciaio** di un edificio civile con caserma

Relazione di calcolo strutturale · NTC 2018



Andrea Lucio Posteraro

matricola 1724444

Sito: **Avellino**

Piano terra e primo: **caserma**

Piani 2°, 3° e attico: **residenziale**

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
1.5.1 Combinazione fondamentale (SLU)	5
1.5.2 Combinazione caratteristica rara (SLE)	5
1.5.3 Resistenza delle sezioni inflesse	6
2 Analisi dei carichi	7
2.1 Solaio tipo di interpiano	7
2.1.1 Incidenza dei tramezzi	7
2.2 Solaio di copertura	8
2.3 Solaio dei balconi	9
2.4 Tamponature e parapetti	9
2.5 Carichi variabili di esercizio	10
2.6 Carico neve	10
2.6.1 Combinazione dei carichi variabili in copertura	11
2.7 Riepilogo dei carichi e combinazioni di progetto	11
3 Verifica della lamiera grecata	12
3.1 Schema statico	12
3.2 Verifica di resistenza	13
4 Travi secondarie	14
4.1 Schema statico e criteri di dimensionamento	14
4.2 Esempio di calcolo: trave secondaria del piano caserma	14
4.3 Riepilogo delle travi secondarie	15
4.4 Travi a sbalzo dei balconi	15
5 Travi principali	17
5.1 Schema statico	17
5.2 Esempio di calcolo: trave principale di spina del piano caserma	17
5.3 Riepilogo delle travi principali	19
5.4 Tavole di carpenteria	20

6	Azione del vento	23
6.1	Velocità e pressione cinetica di riferimento	23
6.2	Coefficiente di esposizione	23
6.3	Coefficienti di forma e pressione del vento	23
6.4	Forze di piano	24
7	Controventi verticali	26
7.1	Schema resistente e collocazione	26
7.2	Sforzi nelle aste: metodo delle sezioni di Ritter	26
7.3	Dimensionamento della diagonale	28
7.4	Verifica della saldatura della piastra di nodo	29
8	Piedritti	30
8.1	Analisi dei carichi per aree di influenza	30
8.2	Verifica di stabilità delle aste compresse	31
8.2.1	Esempio: piedritto C2, tronco del piano terra	31
8.3	Montanti del campo controventato	33
9	Unione trave secondaria – trave principale	34
9.1	Tipologia e azioni di progetto	34
9.2	Sollecitazioni sui bulloni	34
9.3	Verifiche del collegamento	35
10	Scala a due rampe parallele	36
10.1	Geometria e analisi dei carichi	36
10.2	Progetto della trave a ginocchio	36
A	Errata corrige rispetto alla prima stesura	38

Elenco delle figure

2.1	Stratigrafia del solaio tipo di interpiano.	7
2.2	Stratigrafia del solaio di copertura.	8
2.3	Stratigrafia del solaio dei balconi.	9
3.1	Linee di influenza del momento flettente (deformate elastiche secondo il principio di Müller-Breslau): appoggio 2 e sezione di campata a $0,4\ell$. Le ordinate positive individuano le campate da caricare.	12
3.2	Inviluppo del momento flettente allo SLU per il solaio della caserma. Il diagramma è riportato dal lato delle fibre tese.	13
4.1	Trave secondaria di spina del piano caserma: schema statico, momento flettente (dal lato delle fibre tese) e taglio.	14
4.2	Trave a sbalzo del balcone: schema statico, momento flettente e taglio.	16
5.1	Trave principale di spina del piano caserma: schema statico, momento flettente (dal lato delle fibre tese) e taglio.	17
5.2	Trave principale di bordo del piano caserma: al carico concentrato si somma il carico lineare della tamponatura esterna.	18
5.3	Carpenteria del piano caserma (piano terra e piano primo).	20
5.4	Carpenteria dei piani residenziali (piani 2°, 3° e attico).	21
5.5	Carpenteria della copertura non praticabile.	22
6.1	Da sinistra: andamento del coefficiente di esposizione, delle pressioni sopravento e sottovento e delle forze di piano di progetto (vento in direzione y , ripartite su due controventi).	24
7.1	Controvento verticale in direzione y : forze di piano, sforzi normali nelle diagonali tese (in rosso) e reazioni di ribaltamento nei montanti. In tratteggio la diagonale compressa, trascurata nel modello.	27
7.2	Nodo di attacco della diagonale di controvento: piastra saldata all'incrocio trave-piedritto e collegamento bullonato dei due angolari.	29
8.1	A sinistra: andamento dello sforzo normale di progetto lungo l'altezza per i tre piedritti analizzati. A destra: curve di instabilità con posizionamento dei punti di verifica.	32
9.1	Unione trave secondaria-trave principale con doppia squadretta: prospetto del nodo e composizione delle azioni sui bulloni.	35
10.1	Trave a ginocchio: schema statico con andamento dei gradini e diagramma del momento flettente (dal lato delle fibre tese).	37

CAPITOLO 1

Premessa e criteri generali

1.1 Oggetto della relazione

La presente relazione illustra il dimensionamento e la verifica dell'orditura metallica di un edificio multipiano a destinazione mista, ubicato nel comune di Avellino. L'edificio si sviluppa su cinque livelli fuori terra oltre la copertura: il piano terra e il piano primo ospitano una caserma (ambienti assimilabili alla categoria B2 – uffici aperti al pubblico), mentre i piani secondo, terzo e l'attico sono a destinazione residenziale (categoria A).

La relazione affronta, nell'ordine: l'analisi dei carichi di tutti gli impalcati, la verifica della lamiera grecata collaborante, il progetto delle travi secondarie e principali (di spina e di bordo) e delle travi a sbalzo dei balconi; quindi il calcolo dell'azione del vento, il dimensionamento dei controventi verticali e dei piedritti, le unioni bullonate e il progetto della scala.

1.2 Descrizione dell'organismo strutturale

La struttura portante è interamente in acciaio, con schema a telai pendolari controventati. La maglia strutturale, riportata nelle tavole di carpenteria del Capitolo 5, 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 realizzato con lamiera grecata tipo A55/P600 e caldana collaborante in calcestruzzo alleggerito; la lamiera è ordita in direzione x e si appoggia sulle travi secondarie, disposte in direzione y con interasse compreso fra 1,80 e 2,00 m. Le travi secondarie scaricano sulle travi principali di spina (allineamenti B, C, D), le quali trasferiscono i carichi ai piedritti. Le altezze di interpiano sono 4,00 m ai due livelli della caserma e 3,00 m ai tre livelli residenziali, per un'altezza complessiva di 17,00 m fuori terra.

La stabilità nei confronti delle azioni orizzontali è affidata a controventi verticali a croce di Sant'Andrea, disposti nel campo C-D fra i fili 2 e 3 per la direzione x e sui fili 1 e 3 per la direzione y .

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 1993-1-1 – *Eurocodice 3: progettazione delle strutture in acciaio*;
- UNI EN 1991-1-1/1-3/1-4 – *Azioni sulle strutture*.

1.4 Materiali

Acciaio da carpenteria – S275 (UNI EN 10025-2)		
Tensione di snervamento	f_{yk}	275 N/mm ²
Tensione di rottura	f_{tk}	430 N/mm ²
Modulo elastico	E	210.000 N/mm ²
Modulo di elasticità tangenziale	G	80.769 N/mm ²
Coefficiente parziale (resistenza sezioni)	γ_{M0}	1,05
Coefficiente parziale (stabilità)	γ_{M1}	1,05
Coefficiente parziale (sezioni forate / bulloni)	γ_{M2}	1,25
Lamiera grecata A55/P600 – S250GD		
Tensione di snervamento	f_{yk}	250 N/mm ²
Bulloni – classe 8.8		
Tensione di snervamento	f_{yb}	640 N/mm ²
Tensione di rottura	f_{tb}	800 N/mm ²

Rispetto alla prima stesura si è assunto per la lamiera grecata $f_{yk} = 250 \text{ N/mm}^2$ (acciaio S250GD, il più comune per i profili grecati da solaio) anziché il valore di 190 N/mm^2 : quest'ultimo corrisponde in genere a una tensione ammissibile di catalogo e non a una resistenza caratteristica da impiegare nel formato semiprobabilistico agli stati limite.

1.5 Criteri di verifica

Le verifiche sono condotte con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

1.5.1 Combinazione fondamentale (SLU)

$$F_d = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i>1} \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki} \quad (1.1)$$

con $\gamma_{G1} = 1,30$, $\gamma_{G2} = 1,50$, $\gamma_{Qi} = 1,50$ per gli effetti sfavorevoli e $\gamma_{G1} = 1,00$, $\gamma_{G2} = 0,80$, $\gamma_{Qi} = 0$ per quelli favorevoli. La condizione di carico minima F_d^{min} è impiegata nelle verifiche di stabilità globale e nel calcolo delle sollecitazioni nei controventi.

1.5.2 Combinazione caratteristica rara (SLE)

$$F_{rara} = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{0i} Q_{ki} \quad (1.2)$$

impiegata per il controllo degli spostamenti verticali secondo la Tab. 4.2.XII NTC 2018:

$$\delta_{max} \leq \frac{L}{250} \quad (\text{elementi di solaio in generale})$$

e $\delta \leq 2L/250$ per gli sbalzi, misurando L come luce di calcolo.

1.5.3 Resistenza delle sezioni inflesse

Tutti i profilati IPE impiegati appartengono alla **classe 1** (Tab. 1.1); si adotta pertanto il momento resistente plastico:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}}, \quad V_{c,Rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad (1.3)$$

con $A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f$.

Tabella 1.1. Classificazione delle sezioni impiegate ($\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}} = 0,924$).

Profilo	c_w/t_w	72ϵ	c_f/t_f	9ϵ	Classe
IPE 180	27,5	66,6	4,23	8,32	1
IPE 220	30,1	66,6	4,35	8,32	1
IPE 240	30,7	66,6	4,28	8,32	1
IPE 270	33,3	66,6	4,82	8,32	1
IPE 300	35,0	66,6	5,28	8,32	1
IPE 330	36,1	66,6	5,07	8,32	1
IPE 360	37,3	66,6	4,96	8,32	1
IPE 400	38,5	66,6	4,79	8,32	1

Nella stesura manoscritta il momento resistente era calcolato talvolta con il modulo elastico W_{el} , talvolta con quello plastico W_{pl} , ma leggendo dal prontuario il valore di W_{el} . Poiché le sezioni sono tutte di classe 1, il riferimento corretto e coerente è W_{pl} : ciò comporta un incremento di resistenza dell'ordine del 12–15% per i profili IPE.

CAPITOLO 2

Analisi dei carichi

2.1 Solaio tipo di interpiano

Il solaio è costituito da lamiera grecata A55/P600 con caldana collaborante in calcestruzzo alleggerito ($\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$) armata con rete elettrosaldata $\phi 8$ maglia $20 \times 20 \text{ cm}$. Lo spessore medio di calcestruzzo, tenuto conto del profilo trapezio della greca, è pari a $50 + 55/2 = 77,5 \text{ mm}$, cui corrisponde un volume di $0,0775 \text{ m}^3$ per metro quadrato di solaio.

Solaio tipo di interpiano (residenziale e caserma)

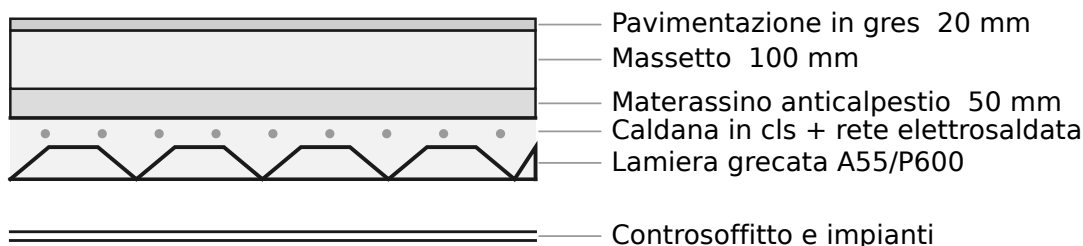


Figura 2.1. Stratigrafia del solaio tipo di interpiano.

Tabella 2.1. Peso proprio strutturale del solaio tipo.

Peso proprio strutturale G_1	s [m]	γ [kN/m ³]	g [kN/m ²]
Lamiera grecata A55/P600 $s = 1,0 \text{ mm}$	–	–	0,130
Caldana in cls alleggerito (sp. medio 77,5 mm)	0,077	18,00	1,395
Rete elettrosaldata $\phi 8$ maglia $20 \times 20 \text{ cm}$	–	–	0,040
G_1 [kN/m ²]			1,56

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	0,100	18,00	1,800
Pavimentazione in gres	0,020	20,00	0,400
Materassino anticalpestio	0,050	0,30	0,015
Controsoffitto e impianti	–	–	0,300
Totale strati [kN/m ²]			2,52

2.1.1 Incidenza dei tramezzi

I tramezzi interni sono realizzati con laterizio forato da 60 mm ($\gamma = 9 \text{ kN/m}^3$) intonacato su entrambe le facce (15 mm per faccia, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$).

Tabella 2.3. Peso unitario del tramezzo interno.

Tramezzo interno	s [m]	γ [kN/m ³]	g [kN/m ²]
Forato in laterizio 8×25×25 cm	0,060	9,00	0,540
Intonaco (due facce)	0,030	18,00	0,540
Peso unitario [kN/m²]			1,08

Il peso per unità di lunghezza risulta:

$$h = 3,00 \text{ m (residenziale)} : G_2 = 1,080 \cdot 3,00 = 3,24 \text{ kN/m}$$

$$h = 4,00 \text{ m (caserma)} : G_2 = 1,080 \cdot 4,00 = 4,32 \text{ kN/m}$$

Applicando la Tab. 3.1.II del §3.1.3.1 NTC 2018, che consente di ragguagliare il peso dei tramezzi a un carico permanente portato uniformemente distribuito:

$$3,00 < 3,24 \leq 4,00 \text{ kN/m} \Rightarrow g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$$

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

Nel manoscritto il valore 3,24 kN/m era stato ricondotto alla fascia 2,00 ÷ 3,00 (con $g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$) anziché alla fascia 3,00 ÷ 4,00. Si osservi inoltre che il ragguaglio è ammesso solo per $G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$: la prima ipotesi di tramezzo (forato da 8 cm, $h = 4 \text{ m}$, $G_2 = 5,68 \text{ kN/m}$) sarebbe stata quindi fuori campo di applicabilità, ed è correttamente stata scartata.

I carichi permanenti non strutturali complessivi valgono pertanto $G_2 = 4,12 \text{ kN/m}^2$ per gli impalcati residenziali e $G_2 = 4,52 \text{ kN/m}^2$ per quelli della caserma.

2.2 Solaio di copertura

Solaio di copertura

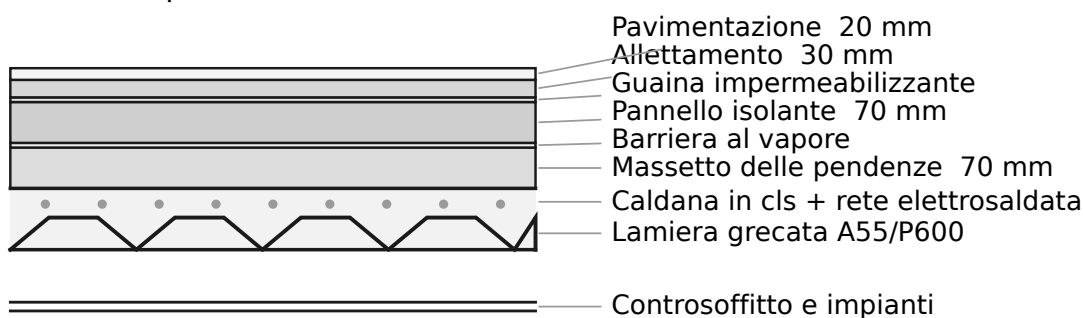
**Figura 2.2.** Stratigrafia del solaio di copertura.

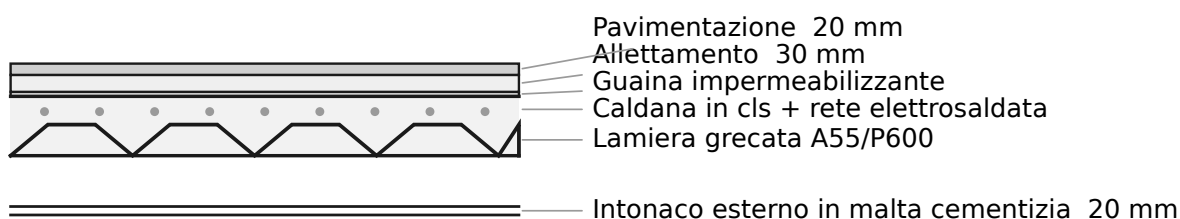
Tabella 2.4. Carichi permanenti non strutturali del solaio di copertura.

Permanenti non strutturali G_2 – copertura	s [m]	γ [kN/m ³]	g [kN/m ²]
Pavimentazione	0,020	20,00	0,400
Strato di allettamento	0,030	20,00	0,600
Guaina impermeabilizzante	–	–	0,050
Pannello isolante in poliestere	0,070	0,15	0,011
Massetto delle pendenze	0,070	18,00	1,260
Controsoffitto	–	–	0,200
G_2 [kN/m²]			2,52

Il peso proprio strutturale coincide con quello del solaio tipo ($G_1 = 1,56$ kN/m²). La medesima stratigrafia è impiegata per le terrazze praticabili del piano attico, che differiscono unicamente per la categoria di carico variabile.

2.3 Solaio dei balconi

Solaio dei balconi

**Figura 2.3.** Stratigrafia del solaio dei balconi.**Tabella 2.5.** Carichi permanenti non strutturali del solaio dei balconi.

Permanenti non strutturali G_2 – balconi	s [m]	γ [kN/m ³]	g [kN/m ²]
Pavimentazione	0,020	20,00	0,400
Strato di allettamento	0,030	20,00	0,600
Guaina impermeabilizzante	–	–	0,050
Intonaco esterno in malta cementizia	0,020	22,00	0,440
G_2 [kN/m²]			1,49

2.4 Tamponature e parapetti

La tamponatura esterna è realizzata a cappotto: intonaco esterno in malta cementizia, pannello isolante in polistirene espanso, blocchi forati in laterizio da 300 mm, intonaco interno in malta di calce.

Tabella 2.6. Peso unitario della tamponatura esterna.

Tamponatura esterna	s [m]	γ [kN/m ³]	g [kN/m ²]
Intonaco esterno in malta cementizia	0,020	22,00	0,440
Pannello isolante in polistirene espanso	0,060	0,15	0,009
Blocchi forati in laterizio	0,300	5,70	1,710
Intonaco interno in malta di calce	0,015	18,00	0,270
Peso unitario [kN/m²]			2,43

$$h = 3,00 \text{ m} : 7,29 \text{ kN/m}$$

$$h = 4,00 \text{ m} : 9,72 \text{ kN/m}$$

Tabella 2.7. Peso unitario del parapetto in muratura.

Parapetto	s [m]	γ [kN/m ³]	g [kN/m ²]
Intonaco in malta cementizia	0,020	22,00	0,440
Laterizio forato	0,120	9,00	1,080
Intonaco interno	0,015	18,00	0,270
Peso unitario [kN/m²]			1,79

Con altezza $h = 1,10$ m il parapetto trasmette alle travi di bordo un carico lineare pari a $1,79 \cdot 1,10 = 1,97$ kN/m.

2.5 Carichi variabili di esercizio

Dalla Tab. 3.1.II delle NTC 2018:

Ambiente	Cat.	q_k [kN/m ²]	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Ambienti residenziali	A	2,00	0,7	0,5	0,3
Balconi, ballatoi e terrazze praticabili	A	4,00	0,7	0,5	0,3
Uffici aperti al pubblico (caserma)	B2	3,00	0,7	0,5	0,3
Coperture accessibili per sola manutenzione	H	0,50	0,0	0,0	0,0
Neve ($a_s \leq 1000$ m s.l.m.)	–	1,146	0,5	0,2	0,0

Per balconi e terrazze praticabili la Tab. 3.1.II prescrive $q_k = 4,00$ kN/m² («balconi, ballatoi e scale comuni») e non 2,00 kN/m² come assunto nella prima stesura. La correzione ha effetto significativo sul dimensionamento delle travi delle terrazze e degli sbalzi.

2.6 Carico neve

Avellino appartiene alla **Zona II** con altitudine di riferimento $a_s = 398$ m s.l.m. > 200 m; il valore caratteristico al suolo è:

$$q_{sk} = 0,85 \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right] = 0,85 \left[1 + \left(\frac{398}{481} \right)^2 \right] = 1,432 \text{ kN/m}^2 \quad (2.1)$$

Con copertura piana ($0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \Rightarrow \mu_1 = 0,80$), coefficiente di esposizione $C_E = 1,0$ (topografia normale) e coefficiente termico $C_t = 1,0$:

$$q_s = q_{sk} \mu_1 C_E C_t = 1,432 \cdot 0,80 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,146 \text{ kN/m}^2 \quad (2.2)$$

Il manoscritto riportava $q_{sk} = 1,29 \text{ kN/m}^2$: l'esecuzione corretta dell'operazione fornisce $1,432 \text{ kN/m}^2$, con un incremento dell'11% del carico neve di progetto.

2.6.1 Combinazione dei carichi variabili in copertura

Sulla copertura non praticabile insistono due azioni variabili non contemporanee per natura (manutenzione e neve); si assume come dominante quella che massimizza l'effetto:

$$\text{neve dominante: } q_s + \psi_{0,H} q_{k,H} = 1,146 + 0 \cdot 0,50 = 1,146 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{manutenzione dominante: } q_{k,H} + \psi_{0,neve} q_s = 0,50 + 0,5 \cdot 1,146 = 1,07 \text{ kN/m}^2$$

Governa la neve, con $Q_k^{eq} = 1,15 \text{ kN/m}^2$. Per le terrazze praticabili, analogamente, risulta dominante il carico di categoria A: $Q_k^{eq} = 4,00 + 0,5 \cdot 1,146 = 4,57 \text{ kN/m}^2$.

2.7 Riepilogo dei carichi e combinazioni di progetto

Tabella 2.8. Riepilogo dei carichi unitari e delle combinazioni di progetto.

Solaio	G_1	G_2	Q_k^{eq} [kN/m ²]	F_d (SLU)	F_d^{min}
Interpiano residenziale (cat. A)	1,56	4,12	2,00	11,21	4,86
Interpiano caserma (cat. B2)	1,56	4,52	3,00	13,31	5,18
Copertura non praticabile (cat. H + neve)	1,56	2,52	1,15	7,53	3,58
Terrazze praticabili (cat. A + neve)	1,56	2,52	4,57	12,67	3,58
Balconi (cat. A + neve)	1,56	1,49	4,57	11,13	2,76

A titolo di esempio, per il solaio della caserma:

$$F_d^{max} = 1,30 \cdot 1,56 + 1,50 \cdot 4,52 + 1,50 \cdot 3,00 = 13,31 \text{ kN/m}^2$$

$$F_d^{min} = 1,00 \cdot 1,56 + 0,80 \cdot 4,52 + 0 = 5,18 \text{ kN/m}^2$$

CAPITOLO 3

Verifica della lamiera grecata

3.1 Schema statico

La lamiera grecata è ordita in direzione x e appoggia sulle travi secondarie: si comporta quindi come trave continua su più appoggi di luce pari all'interasse delle secondarie. Si assume come luce di progetto la massima, $\ell = 2,00$ m, e si adotta cautelativamente lo schema di trave continua su quattro appoggi (tre campate), che restituisce i coefficienti più gravosi.

Il calcolo è stato condotto per via numerica (elementi finiti di trave Eulero–Bernoulli) considerando tutte le disposizioni possibili del carico variabile a scacchiera. I coefficienti ottenuti coincidono con quelli classici:

Sollecitazione	Carichi permanenti (tutte le campate)	Carico variabile (disposizione più gravosa)
Momento sull'appoggio 2	$-\frac{p\ell^2}{10}$	$-\frac{p\ell^2}{8,57}$
Momento in campata 1-2	$+\frac{p\ell^2}{12,5}$	$+\frac{p\ell^2}{9,88}$

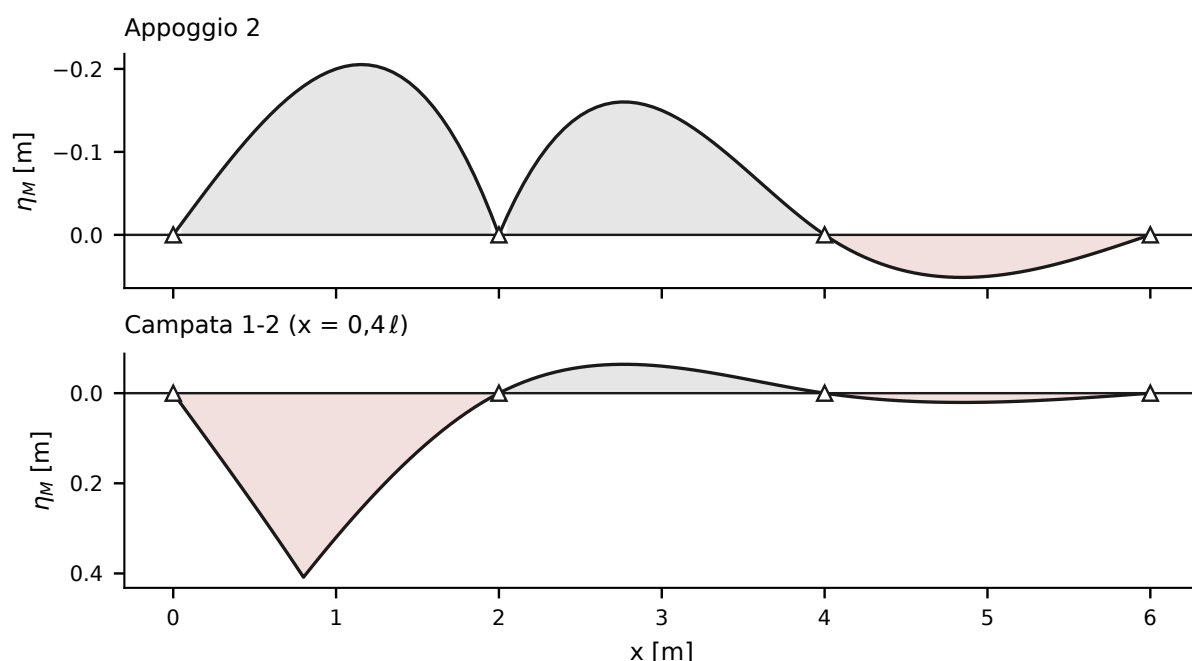


Figura 3.1. Linee di influenza del momento flettente (deformate elastiche secondo il principio di Müller-Breslau): appoggio 2 e sezione di campata a $0,4\ell$. Le ordinate positive individuano le campate da caricare.

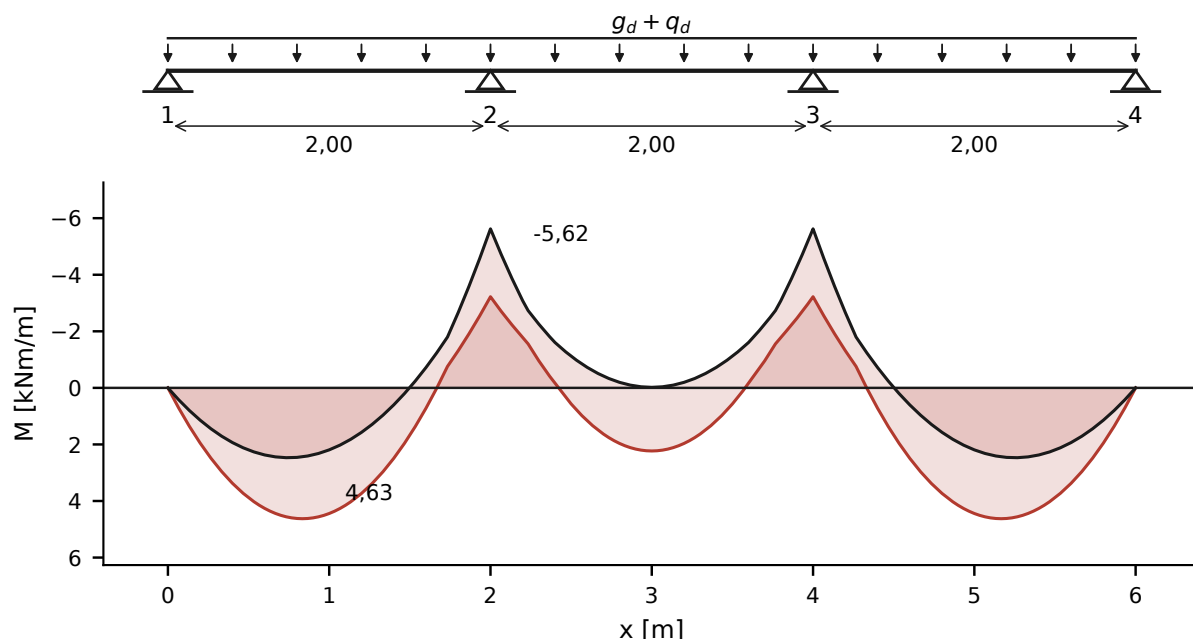


Figura 3.2. Involuppo del momento flettente allo SLU per il solaio della caserma. Il diagramma è riportato dal lato delle fibre tese.

3.2 Verifica di resistenza

La sezione della lamiera è verificata a flessione monoassiale retta:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1 \quad \text{con} \quad M_{Rd} = \frac{W_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (3.1)$$

Per il solaio della caserma, che governa il dimensionamento:

$$M_{Ed} = 1,30 M_{G1} + 1,50 M_{G2} + 1,50 M_Q = 5,62 \text{ kNm/m}$$

$$W_{eff,req} = \frac{M_{Ed} \gamma_{M0}}{f_{yk}} = 23,6 \text{ cm}^3/\text{m}$$

cui corrisponde una lamiera A55/P600 di spessore $s = 1,20 \text{ mm}$ ($W_{eff} = 30,2 \text{ cm}^3/\text{m}$, $M_{Rd} = 7,19 \text{ kNm/m}$).

Tabella 3.1. Verifica della lamiera grecata per i diversi impalcati.

Solaio	M_{G1}	M_{G2}	M_Q	M_{Ed}	W_{req}	s	W_{eff}	M_{Ed}/M_{Rd}
		[kNm/m]			[cm ³ /m]	[mm]	[cm ³ /m]	
Interpiano residenziale	0,63	1,65	0,93	4,68	19,7	1,00	23,3	0,85
Interpiano caserma	0,63	1,81	1,40	5,62	23,6	1,20	30,2	0,78
Copertura non praticabile	0,63	1,01	0,53	3,13	13,1	1,00	23,3	0,56
Terrazze praticabili	0,63	1,01	2,13	5,53	23,2	1,20	30,2	0,77
Balconi	0,63	0,60	2,13	4,91	20,6	1,00	23,3	0,89

Si adotta uno spessore minimo di 1,00 mm per ragioni di uniformità di fornitura e di robustezza in fase di getto, anche dove il calcolo consentirebbe spessori inferiori. Sulle tavole originali lo spessore era indicato in «10 mm» e «7 mm»: si tratta evidentemente di 1,0 mm e 0,7 mm.

CAPITOLO 4

Travi secondarie

4.1 Schema statico e criteri di dimensionamento

Le travi secondarie sono realizzate con profilati IPE in acciaio S275, semplicemente appoggiate alle travi principali mediante squadrette bullonate sull'anima; lo schema statico è quindi quello di trave in semplice appoggio. La luce di progetto è la massima presente in pianta, $L = 6,00$ m (campata C–D), con interasse $i = 2,00$ m.

Il carico di progetto per unità di lunghezza vale $q_d = F_d \cdot i$; per le travi di bordo si aggiunge il carico lineare della tamponatura (o del parapetto in copertura) e si dimezza l'area di solaio afferente.

Trave secondaria di spina - piano caserma

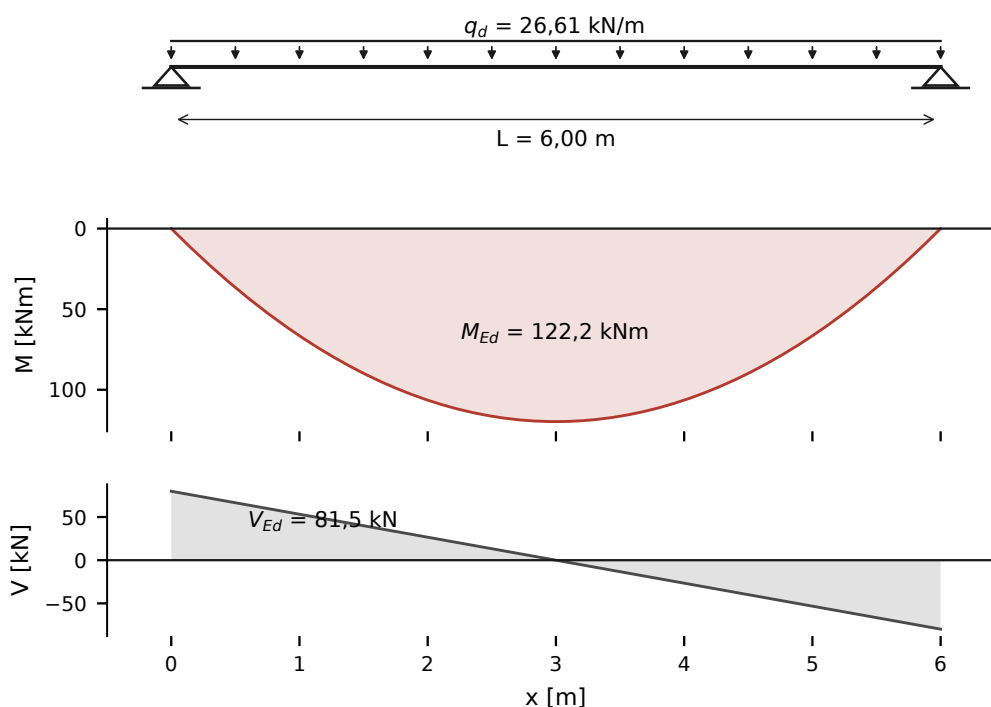


Figura 4.1. Trave secondaria di spina del piano caserma: schema statico, momento flettente (dal lato delle fibre tese) e taglio.

4.2 Esempio di calcolo: trave secondaria del piano caserma

$$q_d = F_d i = 13,31 \cdot 2,00 = 26,61 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{q_d L^2}{8} + 1,30 \frac{g_{pp} L^2}{8} = 122,2 \text{ kNm} \quad V_{Ed} = \frac{q_d L}{2} + 1,30 \frac{g_{pp} L}{2} = 81,5 \text{ kN}$$

Il modulo plastico minimo necessario è $W_{pl} \geq M_{Ed} \gamma_{M0} / f_{yk}$, cui corrisponde il profilo **IPE 300**:

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 164,5 \text{ kNm} > M_{Ed} \quad V_{Rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = 388,2 \text{ kN} \gg V_{Ed}$$

Verifica di deformabilità in combinazione rara ($q_{rara} = 18,16 \text{ kN/m}$):

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{q L^4}{E I_y} = 17,9 \text{ mm} \leq \delta_{lim} = \frac{L}{250} = 24,0 \text{ mm}$$

Per la maggior parte delle travi secondarie il dimensionamento è governato dalla deformabilità e non dalla resistenza: i coefficienti di sfruttamento flessionale si attestano fra 0,63 e 0,81, mentre quelli di freccia sfiorano l'unità. La verifica a taglio non è mai determinante ($V_{Ed}/V_{Rd} < 0,25$).

4.3 Riepilogo delle travi secondarie

Tabella 4.1. Progetto e verifica delle travi secondarie ($L = 6,00 \text{ m}$, S275).

Trave	q_d [kN/m]	q_{rara}	M_{Ed} [kNm]	Profilo	M_{Rd} [kNm]	M_{Ed}/M_{Rd}	δ [mm]	δ/δ_{lim}
Spina – caserma	26,61	18,16	122,2	IPE 300	164,5	0,74	17,9	0,74
Spina – residenziale	22,41	15,36	103,0	IPE 270	126,8	0,81	21,8	0,91
Spina – terrazze	25,35	17,32	116,5	IPE 300	164,5	0,71	17,1	0,71
Spina – copertura	15,07	10,46	69,6	IPE 240	96,1	0,72	22,2	0,93
Bordo – caserma	25,94	18,80	119,2	IPE 300	164,5	0,72	18,5	0,77
Bordo – residenziale	20,68	14,97	95,2	IPE 270	126,8	0,75	21,3	0,89
Bordo – terrazze	15,23	10,63	70,3	IPE 240	96,1	0,73	22,6	0,94
Bordo – copertura	10,09	7,20	47,0	IPE 220	74,6	0,63	21,6	0,90
Sbalzo balcone	22,26	–	33,0	IPE 180	43,5	0,76	5,1	0,43

4.4 Travi a sbalzo dei balconi

Le travi dei balconi sono mensole di sbalzo pari a 1,50 m, caricate dal solaio di balcone e, in testa, dal peso del parapetto. Il limite di deformabilità è assunto pari a $2L/250$.

Trave a sbalzo del balcone

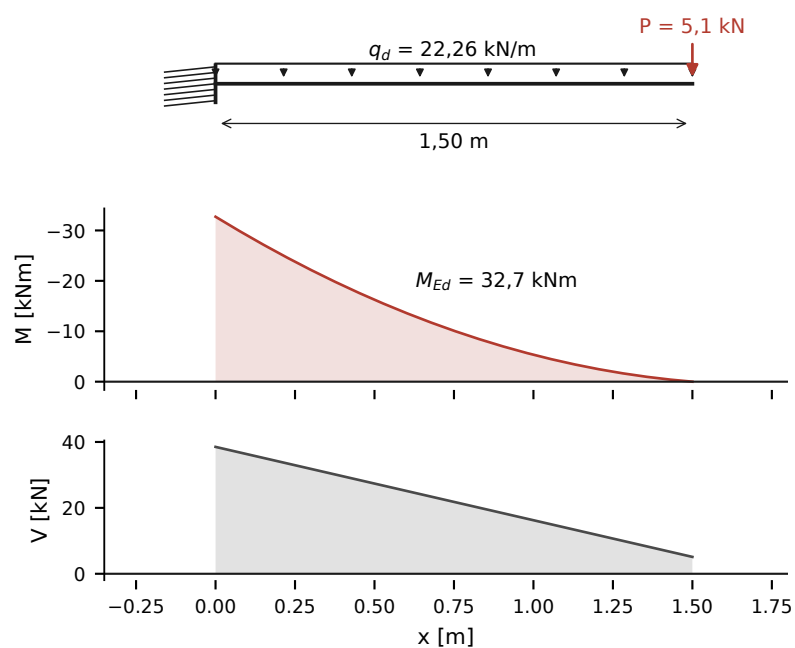


Figura 4.2. Trave a sbalzo del balcone: schema statico, momento flettente e taglio.

CAPITOLO 5

Travi principali

5.1 Schema statico

Le travi principali ricevono dalle travi secondarie forze concentrate in corrispondenza degli attacchi. Nella campata di progetto (filo 1-2, $L = 6,00$ m) le travi secondarie sono disposte con passo $a = 2,00$ m e determinano quindi *due* carichi concentrati ai terzi della luce.

Per le travi di spina (allineamento C) la larghezza di solaio afferente a ciascun punto di carico è pari alla semisomma delle luci adiacenti:

$$b_{infl} = \frac{5,00 + 6,00}{2} = 5,50 \text{ m}$$

mentre per le travi di bordo (allineamenti A e D) si ha $b_{infl} = 3,00$ m, con l'aggiunta del carico lineare della tamponatura.

Trave principale di spina - piano caserma

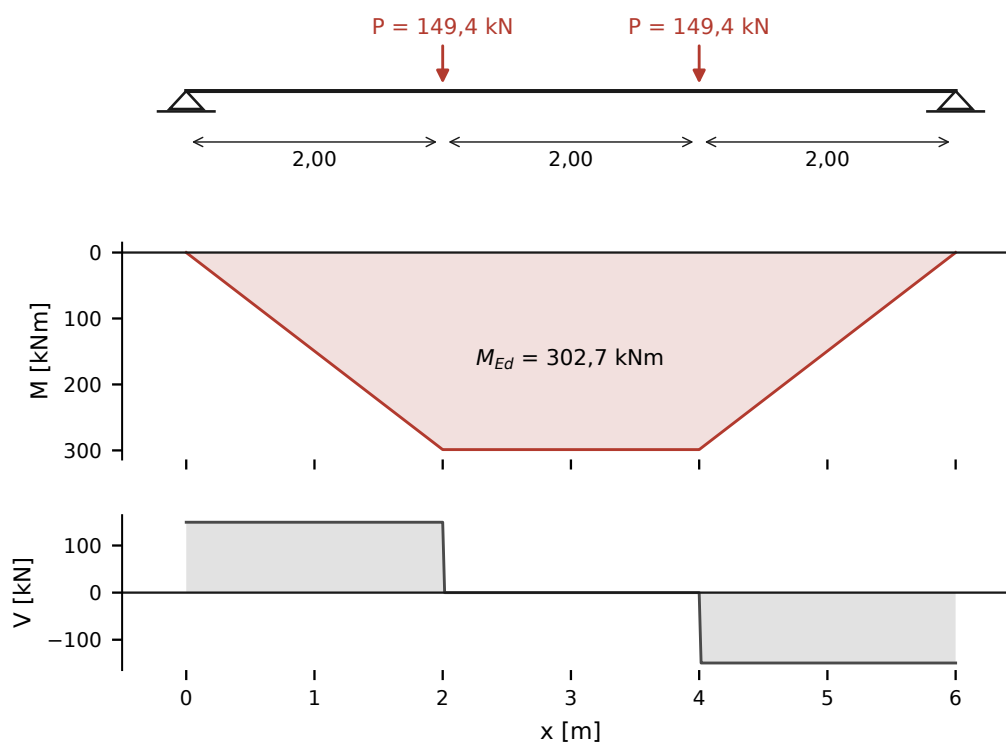


Figura 5.1. Trave principale di spina del piano caserma: schema statico, momento flettente (dal lato delle fibre tese) e taglio.

5.2 Esempio di calcolo: trave principale di spina del piano caserma

La forza concentrata trasmessa da ciascuna trave secondaria vale:

$$P_d = F_d \cdot a \cdot b_{infl} + 1,30 g_{pp,sec} b_{infl} = 13,31 \cdot 2,00 \cdot 5,50 + \dots = 149,4 \text{ kN}$$

Con due carichi simmetrici ai terzi della luce:

$$M_{Ed} = P_d a + 1,30 \frac{g_{pp} L^2}{8} = 302,7 \text{ kNm} \quad V_{Ed} = 152,0 \text{ kN}$$

Il profilo che soddisfa contemporaneamente resistenza, taglio e deformabilità è **IPE 400**, con $M_{Rd} = 342,3 \text{ kNm}$ e $V_{Rd} = 645,5 \text{ kN}$. La freccia in combinazione rara, sommando il contributo dei carichi concentrati e del peso proprio,

$$\delta = \frac{P a (3L^2 - 4a^2)}{24 E I_y} + \frac{5}{384} \frac{g_{pp} L^4}{E I_y} = 16,4 \text{ mm} \leq 24,0 \text{ mm}$$

Trave principale di bordo - piano caserma

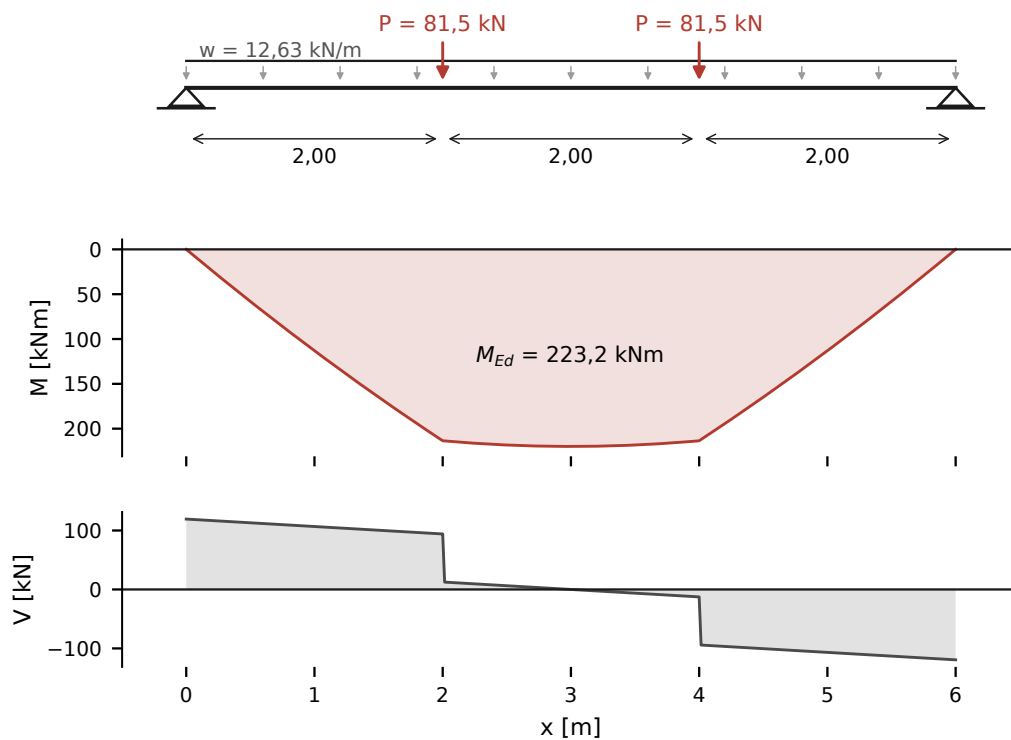


Figura 5.2. Trave principale di bordo del piano caserma: al carico concentrato si somma il carico lineare della tamponatura esterna.

5.3 Riepilogo delle travi principali

Tabella 5.1. Progetto e verifica delle travi principali ($L = 6,00$ m, S275).

Trave	P_d [kN]	w_d [kN/m]	M_{Ed} [kNm]	Profilo	M_{Rd} [kNm]	M_{Ed} / M_{Rd}	δ [mm]	δ / δ_{lim}
Spina – caserma	149,4	0,00	302,7	IPE 400	342,3	0,88	16,4	0,68
Spina – residenziale	125,9	0,00	255,1	IPE 360	266,9	0,96	19,7	0,82
Spina – copertura	85,1	0,00	173,0	IPE 330	210,6	0,82	18,7	0,78
Bordo – caserma	81,5	12,63	223,2	IPE 360	266,9	0,84	17,6	0,73
Bordo – residenziale	68,6	9,47	182,8	IPE 330	210,6	0,87	19,9	0,83
Bordo – copertura	46,4	2,56	106,4	IPE 270	126,8	0,84	23,6	0,98

5.4 Tavole di carpenteria

Carpenteria - piano caserma

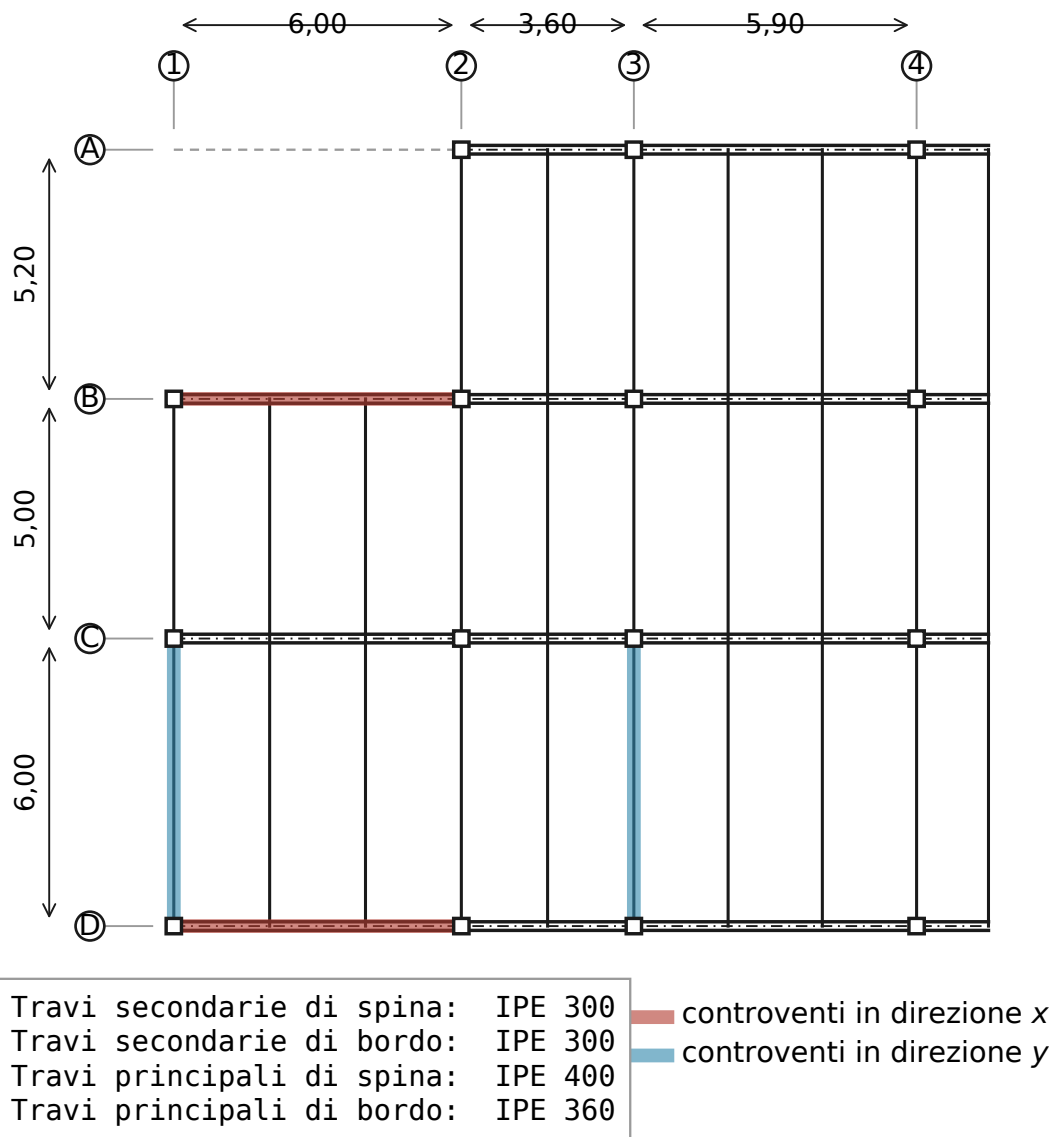


Figura 5.3. Carpenteria del piano caserma (piano terra e piano primo).

Carpenteria - piano residenziale

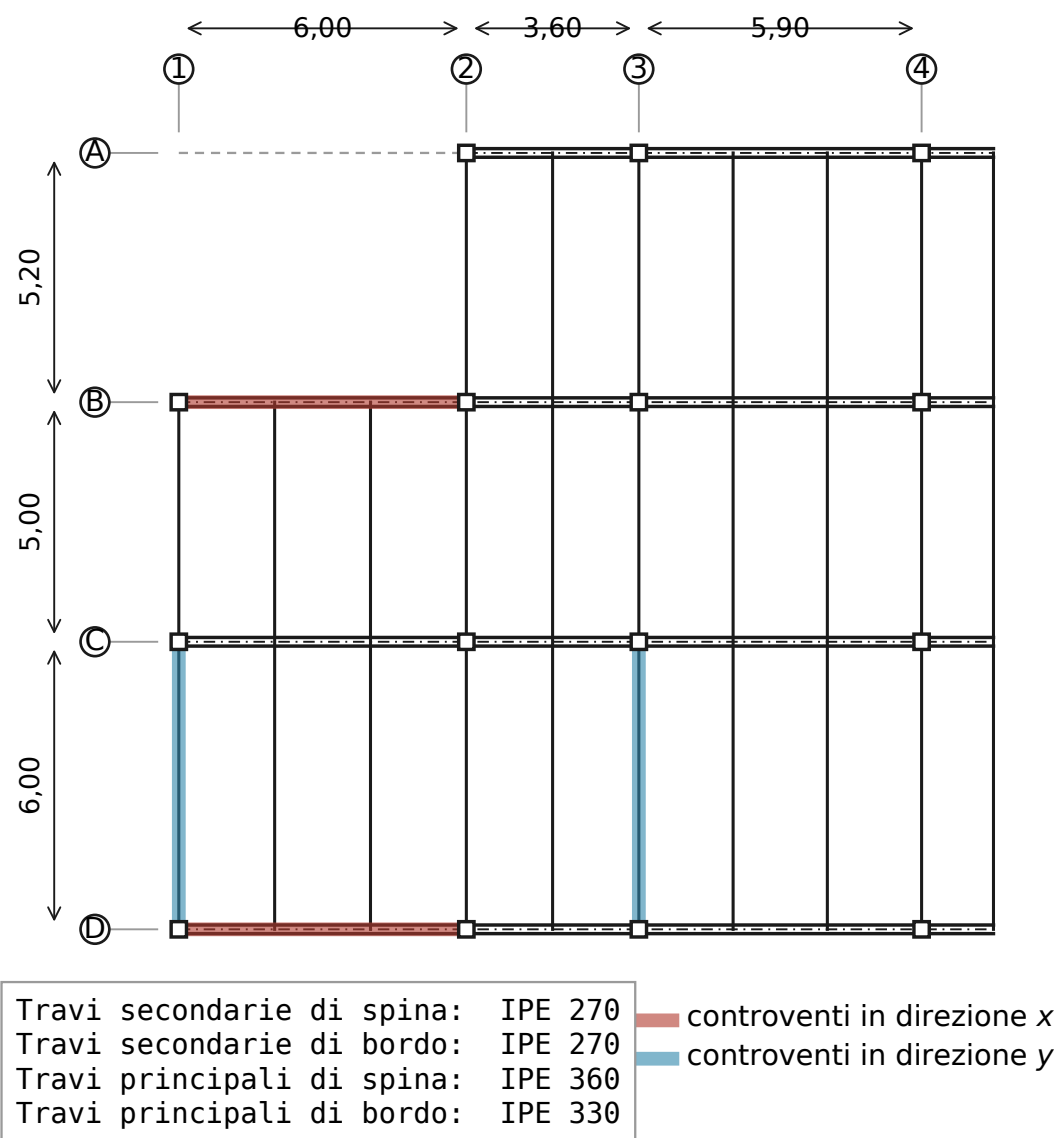


Figura 5.4. Carpenteria dei piani residenziali (piani 2°, 3° e attico).

Carpenteria - copertura non praticabile

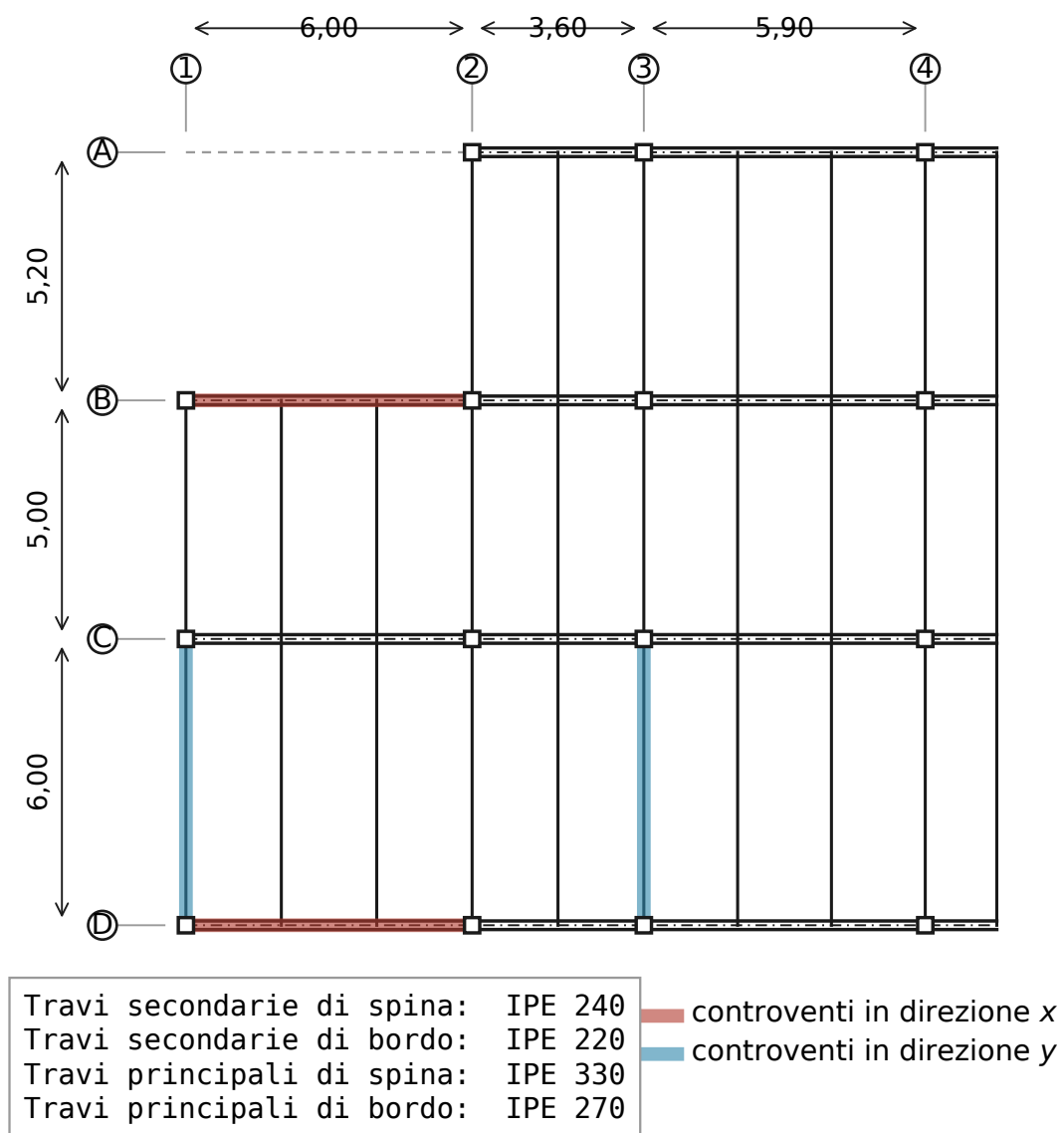


Figura 5.5. Carpenteria della copertura non praticabile.

CAPITOLO 6

Azione del vento

6.1 Velocità e pressione cinetica di riferimento

Il sito di Avellino ricade in **Zona 3** (Tab. 3.3.I NTC 2018), cui corrispondono $v_{b,0} = 27$ m/s, $a_0 = 500$ m e $k_s = 0,37$. Poiché l'altitudine del sito $a_s = 398$ m s.l.m. è inferiore ad a_0 , il coefficiente di altitudine vale $c_a = 1,00$ e quindi:

$$v_b = v_{b,0} c_a = 27,0 \text{ m/s} \quad (6.1)$$

Assumendo un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni ($c_r = 1,00$), la pressione cinetica di riferimento risulta:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27,0^2 = 0,456 \text{ kN/m}^2 \quad (6.2)$$

6.2 Coefficiente di esposizione

L'edificio si colloca in area suburbana (classe di rugosità del terreno **B**) a una distanza dalla costa compresa fra 10 e 30 km: ne consegue la **categoria di esposizione III**, con $k_r = 0,20$, $z_0 = 0,10$ m e $z_{min} = 5,00$ m. Con coefficiente di topografia $c_t = 1,0$:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad (z \geq z_{min}) \quad (6.3)$$

e $c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$.

6.3 Coefficienti di forma e pressione del vento

Per un edificio a pianta rettangolare con rapporto $h/d \simeq 1,1$ si assumono (Circolare 2019, §C3.3.11.2.1):

$$c_{pe} = +0,80 \text{ (faccia sopravento)} \quad c_{pe} = -0,50 \text{ (faccia sottovento)}$$

Il coefficiente dinamico è posto $c_d = 1,0$, essendo l'edificio di forma regolare e di altezza inferiore a 80 m. La pressione del vento vale quindi $p = q_r c_e(z) c_{pe} c_d$.

La depressione sulla faccia sottovento è assunta costante in altezza e valutata alla quota di sommità $z = 18,10$ m ($c_e = 2,537$), da cui $p_{sott} = 0,578$ kN/m². Si considera inoltre l'azione tangenziale sulle facce parallele alla direzione del vento, $p_f = q_r c_e(z) c_f$ con $c_f = 0,04$ (superfici molto scabre), a favore di sicurezza.

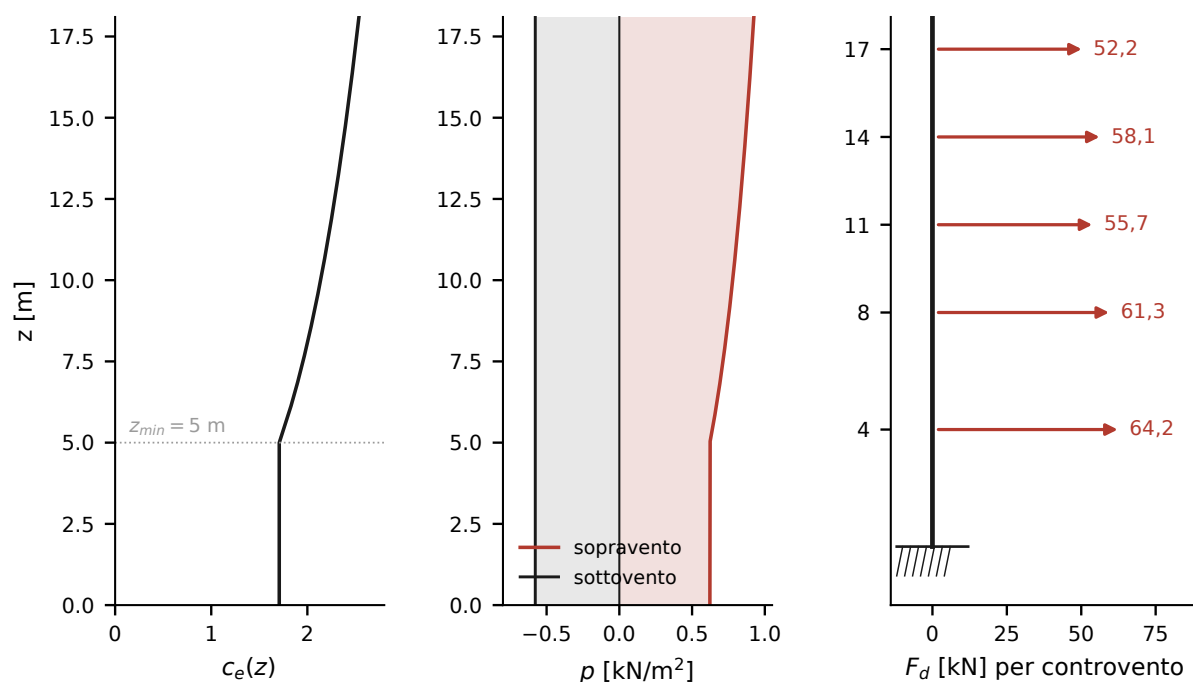


Figura 6.1. Da sinistra: andamento del coefficiente di esposizione, delle pressioni sopravento e sottovento e delle forze di piano di progetto (vento in direzione y , ripartite su due controventi).

6.4 Forze di piano

La risultante di piano si ottiene applicando le pressioni all'area di influenza di ciascun impalcato ($A_i = B \cdot h_{infl,i}$, con $h_{infl,i}$ pari alla semisomma delle altezze di interpiano adiacenti; all'ultimo livello si aggiunge l'altezza del parapetto). La forza di progetto sul singolo controvento è:

$$F_{d,i} = \gamma_Q \frac{(p_{sopra,i} + p_{sott}) A_i + p_{f,i} A_{lat,i}}{n_{contr}} \quad \gamma_Q = 1,50, \quad n_{contr} = 2 \quad (6.4)$$

essendo la pianta doppiamente simmetrica rispetto ai due telai di controvento di ciascuna direzione. La forza al piano terra si scarica direttamente in fondazione e non compete al controvento.

Tabella 6.1. Forze di piano per vento in direzione y (facciata investita $B = 17,00$ m).

Livello	z [m]	$c_e(z)$	p_{sopra} [kN/m ²]	A [m ²]	F_p [kN]	F_t [kN]	F_d [kN]
Piano primo	4,00	1,708	0,622	68,0	81,6	4,0	64,2
Piano secondo	8,00	1,995	0,727	59,5	77,7	4,1	61,3
Piano terzo	11,00	2,200	0,802	51,0	70,4	3,9	55,7
Piano attico	14,00	2,360	0,860	51,0	73,4	4,2	58,1
Copertura	17,00	2,493	0,909	44,2	65,7	3,8	52,2
Taglio alla base per controvento							291,6

Tabella 6.2. Forze di piano per vento in direzione x (facciata investita $B = 16,20$ m).

Livello	z [m]	$c_e(z)$	p_{sopra} [kN/m ²]	A [m ²]	F_p [kN]	F_t [kN]	F_d [kN]
Piano primo	4,00	1,708	0,622	64,8	77,8	4,2	61,5
Piano secondo	8,00	1,995	0,727	56,7	74,0	4,3	58,7
Piano terzo	11,00	2,200	0,802	48,6	67,1	4,1	53,4
Piano attico	14,00	2,360	0,860	48,6	69,9	4,4	55,7
Copertura	17,00	2,493	0,909	42,1	62,6	4,0	50,0
Taglio alla base per controvento							279,3

Il taglio complessivo alla base di ciascun controvento vale 291,6 kN in direzione y e 279,3 kN in direzione x ; i momenti ribaltanti corrispondenti sono 3061 kNm e 2932 kNm.

CAPITOLO 7

Controventi verticali

7.1 Schema resistente e collocazione

La stabilità orizzontale è affidata a quattro controventi verticali a croce di Sant'Andrea, due per direzione, disposti in campate di luce $B = 6,00$ m:

- direzione x : piani verticali sugli allineamenti B e D, campata 1-2;
- direzione y : piani verticali sui fili 1 e 3, campata C-D.

Le diagonali sono progettate come **aste tese**: si trascura il contributo della diagonale compressa, che si instabilizza per prima. Ad ogni piano una sola diagonale risulta quindi attiva, in funzione del verso dell'azione orizzontale.

Nella prima stesura il controvento in direzione x era collocato nella campata 2-3, larga soltanto 3,60 m. Con tale disposizione lo sforzo nella diagonale del primo piano salirebbe a 417,5 kN e, soprattutto, lo sforzo di ribaltamento nei montanti raggiungerebbe 814,6 kN: valore superiore ai 623,6 kN di carico permanente favorevole disponibile, con conseguente sollevamento del piede della colonna e necessità di tirafondi pretesi. Si è quindi spostato il controvento nella campata 1-2 ($B = 6,00$ m), ottenendo $N_{mont} = 510,2$ kN e uno sforzo netto di compressione pari a 113,5 kN.

7.2 Sforzi nelle aste: metodo delle sezioni di Ritter

Sezionando il traliccio con un piano orizzontale posto in corrispondenza di ciascun interpiano, l'equilibrio alla traslazione orizzontale del concio superiore fornisce direttamente lo sforzo nella diagonale tesa:

$$N_{Ed,i} = \frac{V_{Ed,i}}{\cos \vartheta_i}, \quad V_{Ed,i} = \sum_{j \geq i} F_{d,j}, \quad \vartheta_i = \arctan \frac{h_i}{B} \quad (7.1)$$

mentre l'equilibrio alla rotazione attorno al nodo di base fornisce lo sforzo nei montanti:

$$N_{mont} = \frac{M_{Ed}}{B} = \frac{\sum_i F_{d,i} z_i}{B} = 510,2 \text{ kN} \quad (7.2)$$

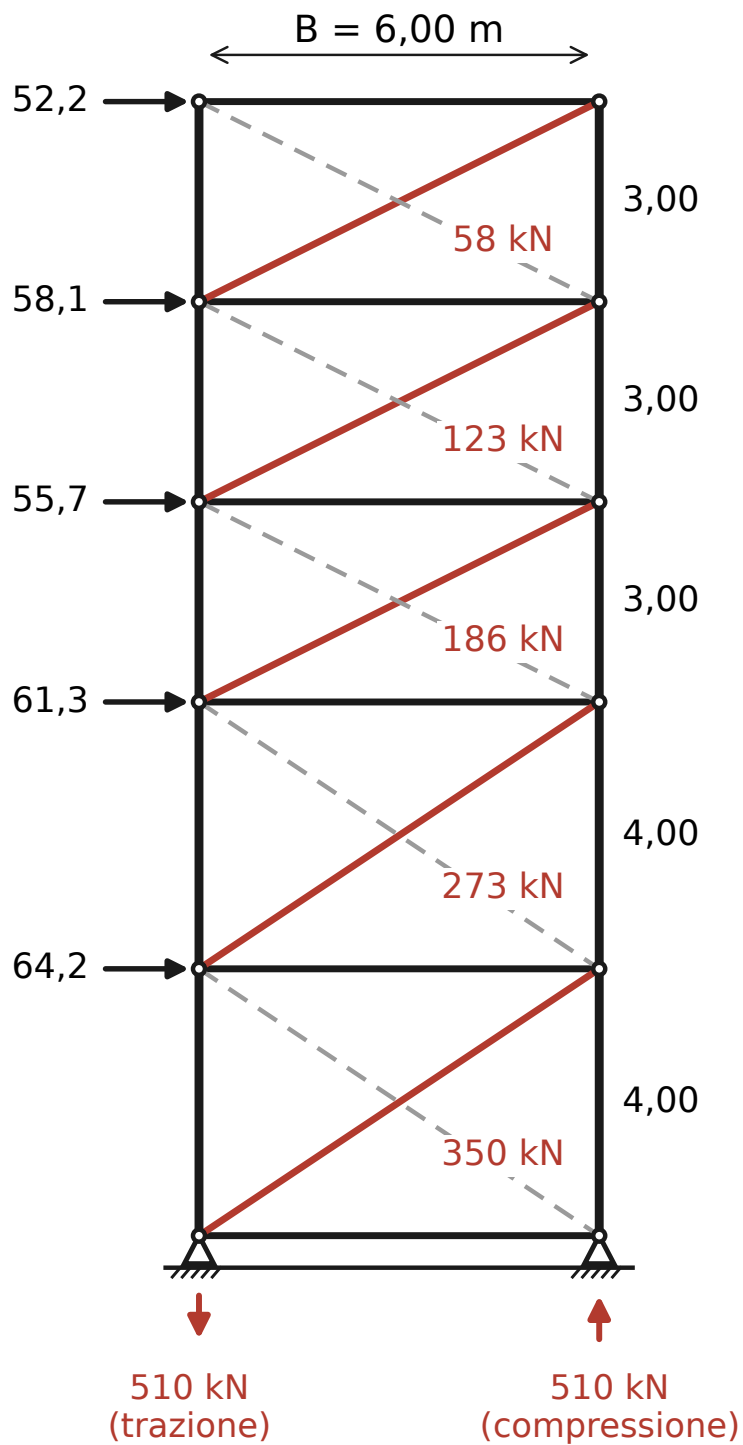


Figura 7.1. Controvento verticale in direzione y : forze di piano, sforzi normali nelle diagonali tese (in rosso) e reazioni di ribaltamento nei montanti. In tratteggio la diagonale compressa, trascurata nel modello.

Tabella 7.1. Sforzi nelle diagonali di controvento.

Piano	h [m]	V_{Ed} (dir. y) [kN]	ℓ_d [m]	ϑ [°]	N_{Ed} (dir. x) [kN]	N_{Ed} (dir. y) [kN]
1°	4,00	291,6	7,21	33,7	335,7	350,4
2°	4,00	227,3	7,21	33,7	261,8	273,2
3°	3,00	166,0	6,71	26,6	177,8	185,6
4°	3,00	110,3	6,71	26,6	118,2	123,3
5°	3,00	52,2	6,71	26,6	55,9	58,3

La condizione più gravosa si verifica al primo piano nella direzione y , con $N_{Ed} = 350,4$ kN, lunghezza della diagonale $\ell_d = 7,21$ m e inclinazione $\vartheta = 33,7^\circ$.

7.3 Dimensionamento della diagonale

Si adotta una coppia di angolari a lati uguali accoppiati e disposti simmetricamente rispetto alla piastra di nodo, così da eliminare l'eccentricità del collegamento; le due diagonali della croce sono imbullonate nel punto di incrocio, per cui la lunghezza libera d'inflessione da considerare nel controllo di snellezza è pari alla semidiagonale:

$$\lambda = \frac{0,5 \ell_d}{i_y} = 132 \leq 200$$

La sezione adottata è **2 L 90×90×9** in acciaio S275, collegata con 3 bulloni M20 classe 8.8 su piastra di nodo di spessore $t = 15$ mm.

Tabella 7.2. Verifiche della diagonale di controvento e del relativo collegamento ($N_{Ed} = 350,4$ kN).

Verifica	Espressione	Resistenza [kN]	N_{Ed}/N_{Rd}
Plasticizzazione della sezione lorda	$A f_{yk} / \gamma_{M0}$	811,9	0,43
Rottura della sezione netta	$0,9 A_{net} f_{tk} / \gamma_{M2}$	837,2	0,42
Taglio dei bulloni (3 M20, 2 sez.)	$n \cdot 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}$	564,5	0,62
Rifollamento	$n \cdot k_1 \alpha_b f_{tk} d t / \gamma_{M2}$	469,1	0,75
Strappo del blocco	$0,5 f_{tk} A_{nt} / \gamma_{M2} + f_{yk} A_{nv} / (\sqrt{3} \gamma_{M0})$	406,5	0,86
Resistenza di progetto		406,5	0,86

La resistenza di progetto è governata dallo *strappo del blocco* (*block tearing*) sugli angolari, pari a 406,5 kN, con coefficiente di sfruttamento 0,86.

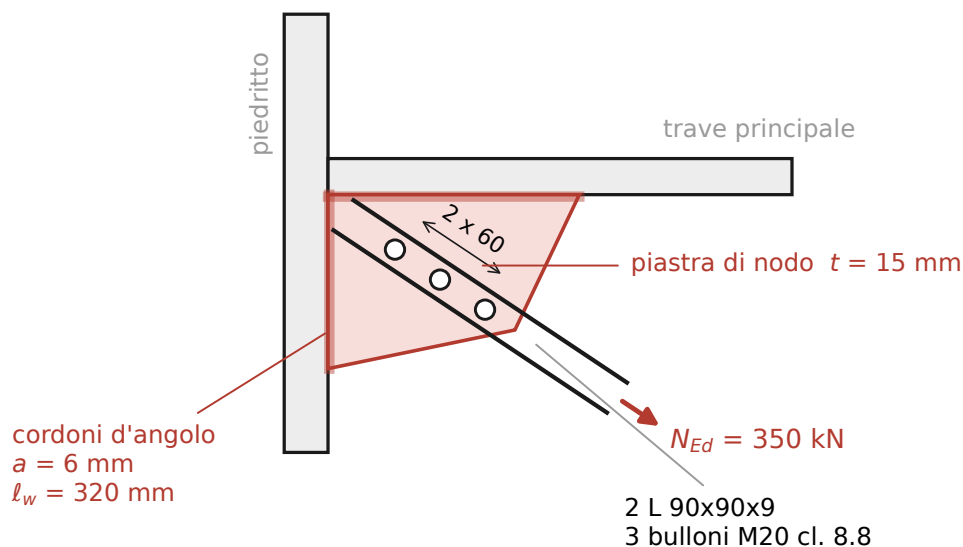


Figura 7.2. Nodo di attacco della diagonale di controvento: piastra saldata all'incrocio trave-piedritto e collegamento bullonato dei due angolari.

7.4 Verifica della saldatura della piastra di nodo

La piastra di nodo è collegata al piedritto e alla trave principale mediante cordoni d'angolo di altezza di gola $a = 6 \text{ mm}$ e lunghezza complessiva $\ell_w = 320 \text{ mm}$ per lato. Scomponendo lo sforzo della diagonale nelle componenti parallela e perpendicolare ai cordoni e riferendo le tensioni alla sezione di gola ribaltata, si ottiene:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} = 91,3 \text{ N/mm}^2 \leq \beta_1 f_{yk} = 192,5 \text{ N/mm}^2 \quad (\beta_1 = 0,70)$$

$$|\sigma_{\perp}| + |\tau_{\perp}| = 71,6 \text{ N/mm}^2 \leq \beta_2 f_{yk} = 233,8 \text{ N/mm}^2 \quad (\beta_2 = 0,85)$$

Entrambe le condizioni sono ampiamente soddisfatte (sfruttamento massimo 0,47).

CAPITOLO 8

Piedritti

8.1 Analisi dei carichi per aree di influenza

Lo sforzo normale nei piedritti è valutato con il metodo delle aree di influenza, assumendo che tutte le travi siano appoggiate ai nodi e uniformemente caricate. A ciascun livello il contributo comprende il solaio, le aliquote di trave secondaria e principale afferenti e, per i piedritti perimetrali, la tamponatura del piano sottostante (o il parapetto in copertura).

Si analizzano tre piedritti rappresentativi:

- C2, piedritto interno con la massima area di influenza (26,40 m²);
- D2, piedritto perimetrale su un lato;
- D1, piedritto d'angolo.

Tabella 8.1. Discesa dei carichi sul piedritto interno C2 (risultanti progressive).

Livello	A_{infl} [m ²]	N_{G1} [kN]	N_{G2} [kN]	N_Q [kN]	N_{Ed} [kN]
Copertura	26,40	45,4	66,5	30,2	204,1
Attico	26,40	91,7	133,1	151,0	545,3
Piano terzo	26,40	137,8	241,7	203,8	847,3
Piano secondo	26,40	183,8	350,4	256,6	1149,3
Piano primo	26,40	230,6	469,6	335,8	1507,8
Piano terra	26,40	277,5	588,7	415,0	1866,3

Tabella 8.2. Discesa dei carichi sul piedritto perimetrale D2.

Livello	A_{infl} [m ²]	N_{G1} [kN]	N_{G2} [kN]	N_Q [kN]	N_{Ed} [kN]
Copertura	14,40	35,3	36,3	16,5	125,0
Attico	14,40	96,8	72,6	82,3	358,2
Piano terzo	14,40	158,1	131,8	111,1	570,0
Piano secondo	14,40	219,5	191,1	139,9	781,9
Piano primo	14,40	293,1	256,1	183,1	1039,9
Piano terra	14,40	366,7	321,1	226,3	1297,9

Tabella 8.3. Discesa dei carichi sul piedritto d'angolo D1.

Livello	A_{infl} [m ²]	N_{G1} [kN]	N_{G2} [kN]	N_Q [kN]	N_{Ed} [kN]
Copertura	9,00	28,3	22,7	10,3	86,3
Attico	9,00	89,1	45,4	51,5	261,1
Piano terzo	9,00	149,7	82,4	69,5	422,4
Piano secondo	9,00	210,3	119,4	87,5	583,7
Piano primo	9,00	285,9	160,1	114,5	783,5
Piano terra	9,00	361,6	200,7	141,5	983,3

Le NTC 2018 (§3.1.4) consentono di ridurre i carichi variabili per gli elementi che sostengono più impalcati. Tale riduzione non è stata applicata, a favore di sicurezza.

8.2 Verifica di stabilità delle aste compresse

Trattandosi di una struttura a nodi fissi (telaio pendolare controventato) con collegamenti a cerniera, la lunghezza libera d'inflessione coincide con l'altezza di interpiano: $L_{cr} = \beta L$ con $\beta = 1,0$.

Il valore $\beta = 2,0$ competerebbe a un telaio a nodi spostabili, privo di controventi. Poiché in questo edificio la traslazione orizzontale è impedita dai controventi verticali del Capitolo 7, l'assunzione $\beta = 1,0$ è quella corretta; adottare $\beta = 2$ comporterebbe un sovradimensionamento ingiustificato dei piedritti.

La verifica è condotta secondo il §4.2.4.1.3.1 NTC 2018:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \geq N_{Ed}, \quad \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad (8.1)$$

$$\Phi = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2], \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}, \quad \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}} = 86,8 \quad (8.2)$$

I profilati HEA impiegati, inflessi attorno all'asse debole z-z e con $h/b \leq 1,2$ e $t_f \leq 100$ mm, ricadono nella **curva di instabilità c** ($\alpha = 0,49$).

8.2.1 Esempio: piedritto C2, tronco del piano terra

$$N_{Ed} = 1866,3 \text{ kN} \quad \lambda = \frac{L_{cr}}{i_z} = 57,1 \quad \bar{\lambda} = 0,658 \quad \chi = 0,750$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,750 \cdot A \cdot 275}{1,05} = 1912,2 \text{ kN} \geq N_{Ed} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{HEA 280} \quad (u = 0,98)$$

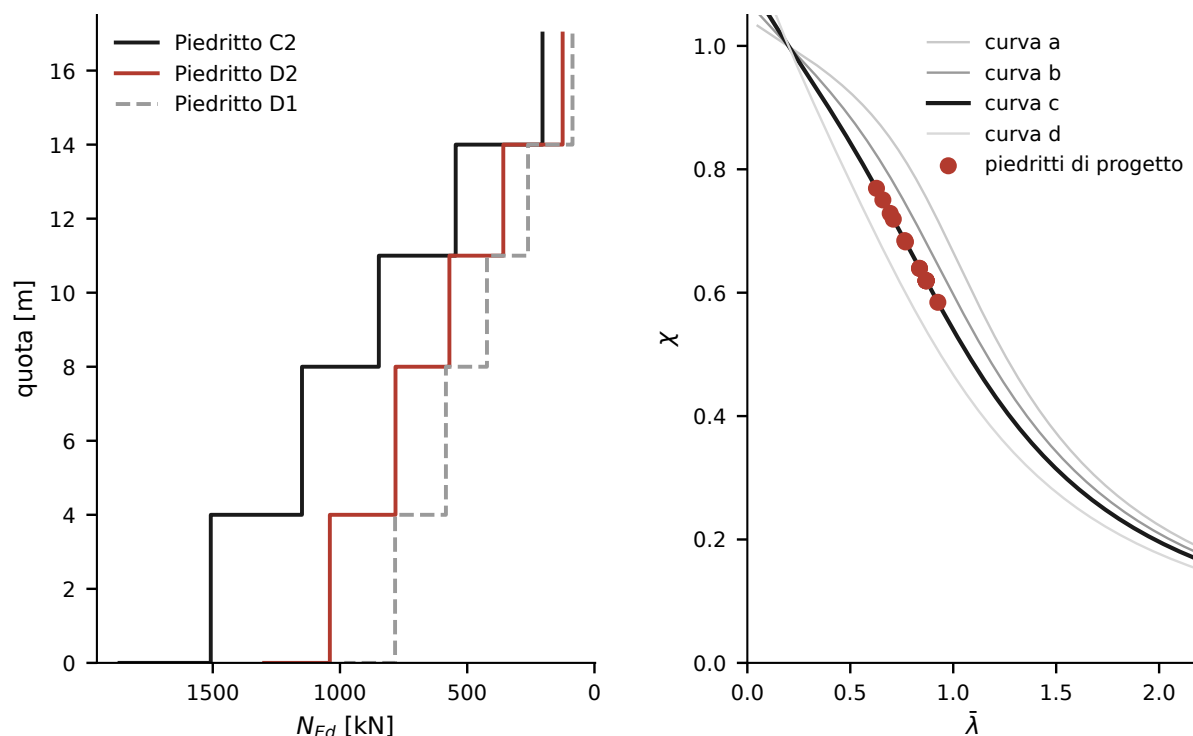


Figura 8.1. A sinistra: andamento dello sforzo normale di progetto lungo l'altezza per i tre piedritti analizzati. A destra: curve di instabilità con posizionamento dei punti di verifica.

Tabella 8.4. Progetto e verifica di stabilità dei piedritti (S275, $\beta = 1,0$).

Piedritto	Tronco	N_{Ed} [kN]	Profilo	λ	$\bar{\lambda}$	χ	$N_{b,Rd}$ [kN]	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$
C2	Caserma (piano terra)	1866,3	HEA 280	57,1	0,658	0,750	1912,2	0,98
	Caserma (piano primo)	1507,8	HEA 260	61,5	0,709	0,719	1635,0	0,92
	Residenziale (2°)	1149,3	HEA 220	54,4	0,627	0,769	1295,3	0,89
	Residenziale (3°)	847,3	HEA 200	60,2	0,694	0,728	1026,4	0,83
	Attico	545,3	HEA 160	75,4	0,868	0,619	629,5	0,87
D2	Caserma (piano terra)	1297,9	HEA 240	66,7	0,768	0,682	1372,4	0,95
	Caserma (piano primo)	1039,9	HEA 220	72,6	0,836	0,639	1076,9	0,97
	Residenziale (2°)	781,9	HEA 180	66,4	0,765	0,684	812,0	0,96
	Residenziale (3°)	570,0	HEA 160	75,4	0,868	0,619	629,5	0,91
	Attico	358,2	HEA 160	75,4	0,868	0,619	629,5	0,57
D1	Caserma (piano terra)	983,3	HEA 220	72,6	0,836	0,639	1076,9	0,91
	Caserma (piano primo)	783,5	HEA 200	80,3	0,925	0,584	823,5	0,95
	Residenziale (2°)	583,7	HEA 160	75,4	0,868	0,619	629,5	0,93
	Residenziale (3°)	422,4	HEA 160	75,4	0,868	0,619	629,5	0,67
	Attico	261,1	HEA 160	75,4	0,868	0,619	629,5	0,41

Ai fini realizzativi è opportuno unificare le sezioni: si adotta HEA 280 per i due livelli della caserma, HEA 220 per i due livelli residenziali inferiori e HEA 200 per l'attico, mantenendo costante la larghezza dell'ala e semplificando così i nodi trave-piedritto.

8.3 Montanti del campo controventato

Le colonne che costituiscono i montanti dei controventi devono sommare allo sforzo gravitazionale l'aliquota derivante dal momento ribaltante:

$$N_{Ed} = N_{Ed,grav} + \frac{M_{Ed}}{B} = 1297,9 + 510,2 = 1808,1 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{HEA\ 280} \quad (u = 0,95)$$

Si verifica infine l'assenza di sollevamento adottando la combinazione con carichi permanenti favorevoli ($\gamma_{G1} = 1,0$, $\gamma_{G2} = 0,8$, $\gamma_Q = 0$):

$$N_{G,fav} = 623,6 \text{ kN} > N_{mont} = 510,2 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad N_{netto} = 113,5 \text{ kN di compressione}$$

Il piede della colonna resta pertanto sempre compresso e la piastra di base può essere dimensionata per sola compressione, senza tirafondi resistenti a trazione.

CAPITOLO 9

Unione trave secondaria – trave principale

9.1 Tipologia e azioni di progetto

Il collegamento è realizzato con **doppia squadretta** bullonata all'anima della trave secondaria e all'anima della trave principale; si tratta di un collegamento a cerniera, che trasmette il solo taglio. L'azione di progetto è la reazione di appoggio della trave secondaria più caricata (piano caserma):

$$V_{Ed} = 79,8 \text{ kN}$$

Si adottano squadrette L 80×80×8 e 3 bulloni M16 classe 8.8 con passo $p_1 = 60 \text{ mm}$.

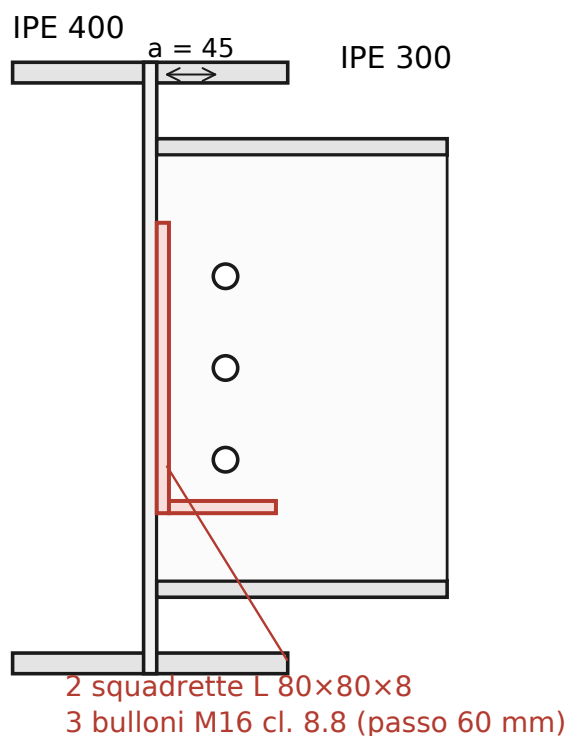
9.2 Sollecitazioni sui bulloni

I bulloni che collegano le squadrette all'anima della trave secondaria sono soggetti, oltre al taglio diretto, al momento di trasporto dovuto all'eccentricità $a = 45 \text{ mm}$ fra l'asse di bullonatura e la faccia della trave principale:

$$M_{Ed} = V_{Ed} \cdot a = 3,59 \text{ kNm}$$

$$F_v = \frac{V_{Ed}}{n} = 26,6 \text{ kN} \quad F_{h,max} = \frac{M_{Ed} z_{max}}{\sum z_i^2} = 29,9 \text{ kN} \quad F_{Ed} = \sqrt{F_v^2 + F_h^2} = 40,1 \text{ kN}$$

Prospetto



Azioni sui bulloni

$$F_v = 26,6 \text{ kN}$$

$$F_{h, \max} = 29,9 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = 40,1 \text{ kN}$$



Figura 9.1. Unione trave secondaria–trave principale con doppia squadretta: prospetto del nodo e composizione delle azioni sui bulloni.

9.3 Verifiche del collegamento

Ogni bullone lavora a *doppio taglio*, essendo interposto fra le due squadrette; la resistenza a rifollamento è valutata sullo spessore minore fra l'anima della trave secondaria e la somma degli spessori delle squadrette.

Tabella 9.1. Verifiche dell'unione bullonata trave secondaria–trave principale.

Verifica	Espressione	Resistenza [kN]	Sfrutt.
Taglio dei bulloni (2 sez.)	$2 \cdot 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}$	120,6	0,33
Rifollamento anima trave sec.	$k_1 \alpha_b f_{tk} d t_w / \gamma_{M2}$	72,4	0,55
Rifollamento squadrette (2x8 mm)	$k_1 \alpha_b f_{tk} d 2t / \gamma_{M2}$	163,1	0,25
Strappo del blocco sull'anima	$0,5 f_{tk} A_{nt} / \gamma_{M2} + f_{yk} A_{nv} / (\sqrt{3} \gamma_{M0})$	155,2	0,51

I bulloni che collegano le squadrette all'anima della trave principale sono soggetti al solo taglio diretto ($V_{Ed}/n = 26,6 \text{ kN}$ per bullone, essendo nulla l'eccentricità rispetto al piano medio dell'anima) e risultano pertanto meno sollecitati dei precedenti.

CAPITOLO 10

Scala a due rampe parallele

10.1 Geometria e analisi dei carichi

La scala collega i piani con un'altezza di interpiano di 3,00 m mediante due rampe parallele con pianerottolo intermedio. Sono previste 18 alzate da 16,7 cm e pedate da 30 cm; ogni rampa presenta pertanto uno sviluppo in proiezione orizzontale di 2,40 m e un'inclinazione $\alpha = 29,1^\circ$. Il pianerottolo ha profondità 1,20 m.

I gradini sono in marmo su struttura metallica; l'ambiente è classificato in categoria A (scale comuni), cui compete $q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$.

Tabella 10.1. Analisi dei carichi della scala (riferiti alla proiezione orizzontale).

Voce	$g \text{ [kN/m}^2\text{]}$
Pedata in marmo (sp. 30 mm)	0,720
Alzata in marmo (sp. 20 mm)	0,267
Struttura metallica del gradino	0,350
G_1	1,34
Intonaco all'intradosso	0,300
Parapetto (ragguagliato)	0,200
G_2	0,50
Carico variabile (cat. A, scale comuni)	4,00

10.2 Progetto della trave a ginocchio

Ciascuna rampa è sostenuta da due travi a ginocchio, cui compete una larghezza di influenza di 0,60 m. Lo schema statico è quello di trave semplicemente appoggiata di luce, in proiezione orizzontale, $L = 3,60 \text{ m}$ (pianerottolo + rampa); il carico è riferito alla medesima proiezione, coerentemente con la definizione dei carichi di normativa.

$$q_d = 5,09 \text{ kN/m} \quad M_{Ed} = \frac{q_d L^2}{8} = 8,6 \text{ kNm}$$

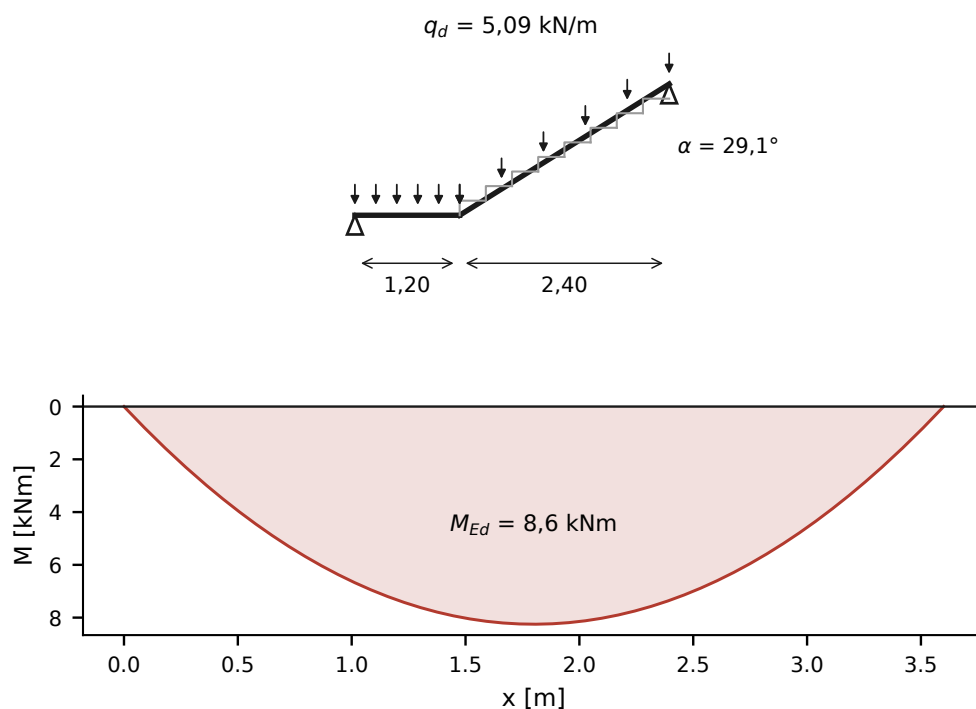


Figura 10.1. Trave a ginocchio: schema statico con andamento dei gradini e diagramma del momento flettente (dal lato delle fibre tese).

Il profilo adottato è **IPE 160**, con $M_{Rd} = 32,5 \text{ kNm}$ e freccia in combinazione rara $\delta = 4,4 \text{ mm} \leq L/250 = 14,4 \text{ mm}$.

La verifica di resistenza risulta ampiamente soddisfatta: la sezione è determinata dal minimo dimensionamento costruttivo, necessario a garantire un adeguato spessore d'anima per il collegamento dei gradini e la rigidezza trasversale della rampa. Il pianerottolo intermedio, di luce ridotta, è sostenuto da profilati di pari sezione.