

CARICHI VARIABILI (D.M. 14/01/08)**AZIONE DEL VENTO (cap.3.3)****Velocità di riferimento $v_{b,0}$**

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

SICILIA ZONA 4

 $v_{b,0}$ 28 m/s a_0 500 m k_a 0,02 1/s**Pressione cinetica di riferimento**

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

 q_b 490 N/m²0,49 kN/m² ρ 1,25 kg/m³**Coefficiente di esposizione c_e**

parametri per la determinazione del coeff.di esposizione

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

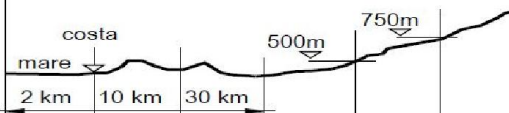
area A

zona 4

DATI PROGETTO

distanza dal mare 16 km

quota 250 m s.l.m.

ZONE 1,2,3,4,5						
						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

CATEGORIA IV

k_r

0,22

z_0

0,3 m

z_{min}

8 m

DATI PROGETTO

z

12 m

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

$z \geq z_{min}$

coefficiente di topografia

c_t

1

coefficiente di esposizione

c_e

1,908

Coefficiente dinamico

c_d

1

Coefficiente di forma

$c_p (\pm)$

1,2

PRESSIONE DEL VENTO

p

1,122 KN/m²

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

AZIONE DELLA NEVE (cap.3.4)

SICILIA ZONA 3

altitudine di progetto $a_s > 200m$

250 m s.l.m.

valore caratteristico di riferimento

q_{sk}

0,648 KN/m²

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

$a_s \leq 200 \text{ m}$

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

$a_s > 200 \text{ m}$

coefficiente di esposizione C_E 1,1

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

coefficiente termico C_t 1

coefficiente di forma μ_1 0,8

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

CARICO NEVE q_s 0,570 KN/m²

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

CARICO DA MANUTENZIONE q_k 0,5 KN/m²

PRESENZA DI PIU' CARICHI VARIABILI

vento (±)	1,122 KN/m ² -1,122 KN/m ²
neve	0,570 KN/m ²
manutenzione	0,5 KN/m ²

carico massimo verso l'alto

1_vento come principale Q_k -1,122 KN/m²

carico massimo verso il basso

1_vento come principale	Q_k	1,407 KN/m ²
2_neve come principale	Q_k	1,243 KN/m ²
3_manutenzione come principale	Q_k	1,458 KN/m ²

coeff.di probabilità

$\psi_{0 \text{ vento}}$	0,6
$\psi_{0 \text{ neve}}$	0,5
$\psi_{0 \text{ manutenzione}}$	0

SCELTA LAMIERA GRECATA

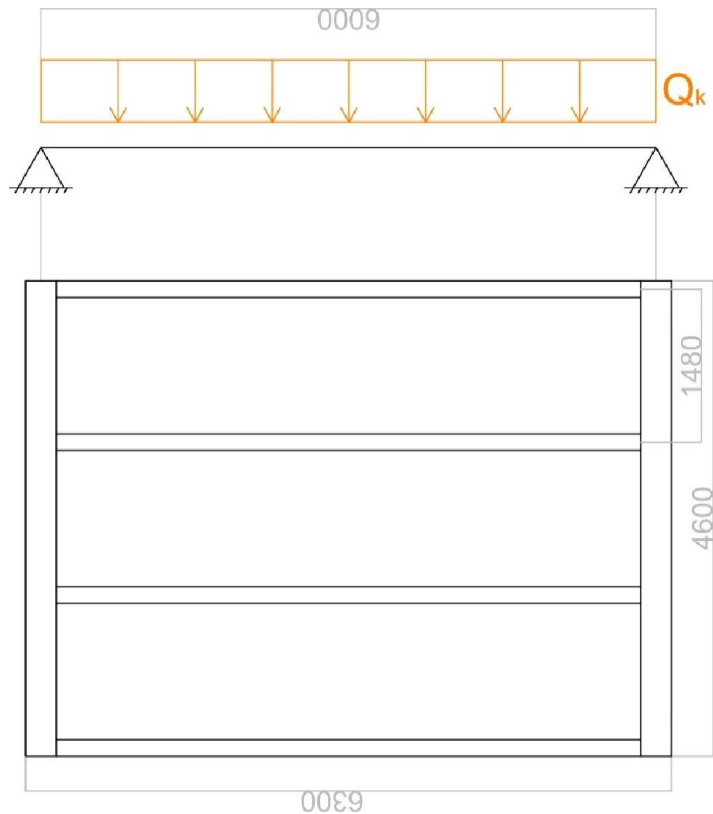
la manutenzione è il carico principale

Q_k

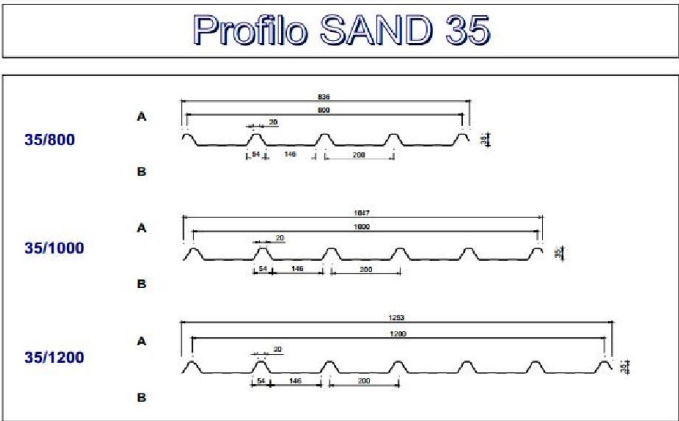
1,458 kN/m²
142,914 kg/m²

interasse

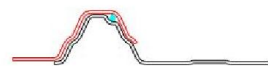
1480 mm
1,48 m



www.piacenzapannelli.it



Sormonto 1 greca e sistema drenaggio SAND DRY



Caratteristiche

Descrizione	N. greche	Largh. Utile	Largh. lastra	% sormonto	Lungh min	Lungh max
35/800	5	800	836	4,31	500	15.000
35/1000	6	1000	1047	4,49	500	15.000
35/1200	7	1200	1253	4,23	500	15.000

Portata kg al mq nel caso di appoggi su più campate

Distanza tra gli appoggi mt

Spessore	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,2
0,5	703	450	312	230	176	139	112	93
0,6	843	540	375	275	211	167	135	111
0,7	983	629	437	321	246	194	157	130
0,8	1122	718	499	366	281	222	180	148
1	1401	896	623	457	350	277	224	185

CARATTERISTICHE STATICHE ACCIAIO ZINCATO, PREVERNICIATO, ALUZINC

Spessore mm	Peso	Y	J (cm4)	W (cm3)
0,5	4,69	2,54	7,87	3,10
0,6	5,63	2,54	9,45	3,72
0,7	6,57	2,54	11,03	4,34
0,8	7,5	2,55	12,62	4,95
1	9,38	2,56	15,81	6,18

peso lamiera $4,69 \text{ kg/m}^2$
 $0,048 \text{ kN/m}^2$

CARICHI UNITARI

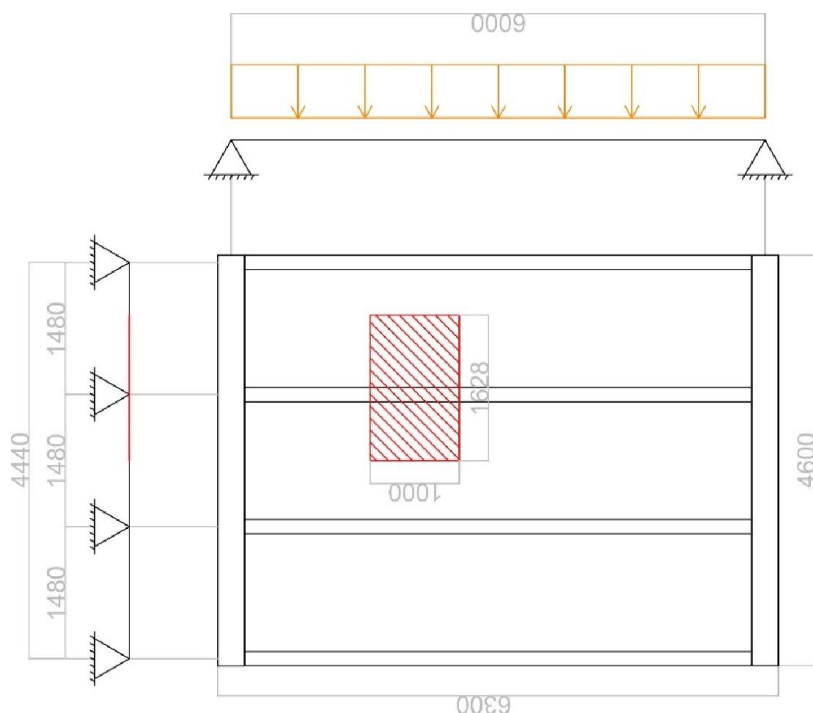
VALORE CARATTERISCO

carico più gravoso (manutenzione)	Q_k	$1,46 \text{ kN/m}^2$
carico variabile assegnato	Q_k	5 kN/m^2
peso lamiera	G_k	$0,05 \text{ kN/m}^2$
peso ipotizzato trave secondaria	G_k	$0,2 \text{ kN/m}$
peso ipotizzato trave principale	G_k	$0,3 \text{ kN/m}$
peso ipotizzato colonna	G_k	2 kN/m
peso gradini	G_k	$0,33 \text{ kN/m}^2$
peso ipotizzato ringhiera	G_k	$0,3 \text{ kN/m}$

VALORE DI CALCOLO (* γ_g ; * γ_q)

carico più gravoso (manutenzione)	Q_d	$2,19 \text{ kN/m}^2$
carico variabile assegnato	Q_d	$7,50 \text{ kN/m}^2$
peso lamiera	G_d	$0,06 \text{ kN/m}^2$
peso ipotizzato trave secondaria	G_d	$0,26 \text{ kN/m}$
peso ipotizzato trave principale	G_d	$0,39 \text{ kN/m}$
peso ipotizzato colonna	G_d	$2,6 \text{ kN/m}$
peso gradini	G_d	$0,43 \text{ kN/m}^2$
peso ipotizzato ringhiera	G_d	$0,39 \text{ kN/m}$

TRAVE SECONDARIA DI COPERTURA



area di influenza della trave secondaria A_{infl}	1,628 m ²
tratto unitario della trave secondaria	1 m
lunghezza interasse	1,48 m
lunghezza d'influenza $L_{infl} = 1,1 \times L$	1,628 m
lunghezza trave secondaria	6 m

SLE (* A_{infl})

carico più gravoso (manutenzione)	Q_k	2,37 kN/m
peso lamiera	G_k	0,08 kN/m
peso ipotizzato trave secondaria	G_k	0,2 kN/m
	TOT	2,65 kN/m

SLU (* A_{infl})

carico più gravoso (manutenzione)	Q_d	3,56 kN/m
peso lamiera	G_d	0,10 kN/m
peso ipotizzato trave secondaria	G_d	0,26 kN/m
	TOT	3,92 kN/m

PROGETTO SLU

	γ_{M0}	1,05
$Q_d + G_d$	q	3,92E+00 kN/m
$Q_d + G_d$ sulla trave secondaria	Q	2,35E+01 kN
reazione all'appoggio	R_B	1,18E+01 kN
Momento max	M_{ed}	1,77E+01 kNm
Modulo plastico	W_{pl}	6,11E+01 cm ³
		6,11E-05 m ³

Si sceglie un profilo **IPE 140** che abbia un W_{pl} maggiore di quello ottenuto con il progetto SLU e lo si verifica a SLE

W_{pl}	88,34 cm ³
I_y	541,2 cm ⁴
	0,000005412 m ⁴
A	16,43 cm ²

VERIFICA SLE (verifica a deformazione) S275

$G_k + Q_k$	q	2,65 kN/m
$G_k + Q_k$ sulla trave secondaria	Q	15,91 kN
Reazione all'appoggio	R_B	7,96 kN

COPERTURE IN GENERALE (4.2.4.2.2.)

Freccia max	δ_{max}	0,039 m
1) limite per δ_{max} (L=lunghezza trave secondaria)	L/200	0,03 m
		$\delta_{max} > 0,03$ NON è verificato

Q_k	q	2,374 kN/m
Q_k sulla trave secondaria	Q	14,245 kN
Reazione all'appoggio	R_B	7,122 kN

Freccia max	δ_2	0,035 m
2) limite per δ_2 (L=lunghezza trave secondaria)	L/250	0,024 m
		$\delta_2 > 0,024$ NON è verificato

PROGETTO SLE S275

1)	δ_{max}	0,039 m
Momento d'inerzia	I	0,0000071037 m ⁴
		710,367 cm ⁴

Può andare bene un profilo **IPE 160**

2)	δ_2	0,0353 m
Momento d'inerzia	I	7,949E-06 m ⁴
		794,9 cm ⁴

Anche in questo caso può andare bene un profilo **IPE 160**

W_{pl}	123,9 cm ³
I_y	869,3 cm ⁴
A	16,18 cm ²
G	15,8 kg/m

PROFILO IPE 160 per la TRAVE SECONDARIA DI COPERTURA

SCELTA GRIGLIATO GRADINI

luce gradino
alzata
pedata
h da coprire
2a + p

1200 mm
15,4 cm
30 cm
404 cm
60,8
26 gradini

TOT

TABELLA DEI CARICHI DISTRIBUITI

Maglia	Piatto	Distanza netta tra gli appoggi (mm)													Peso Kg/mq
		300	400	500	600	700	800	900	1000	1200	1400	1600	1800	2000	
15 x 76	20x2	6500	3500	2900	2500	2000	1500	1000	-	-	-	-	-	-	22,6
	25x2	19000	10500	6700	4700	3300	2200	1550	1150	650	-	-	-	-	28,1
	30x2	27000	15000	10000	7000	5000	3800	2700	2000	1200	800	500	-	-	33,4
	40x2	47000	27000	17000	12000	10000	7000	5500	4500	2600	1700	1100	800	550	44,0

L1 1,2 m

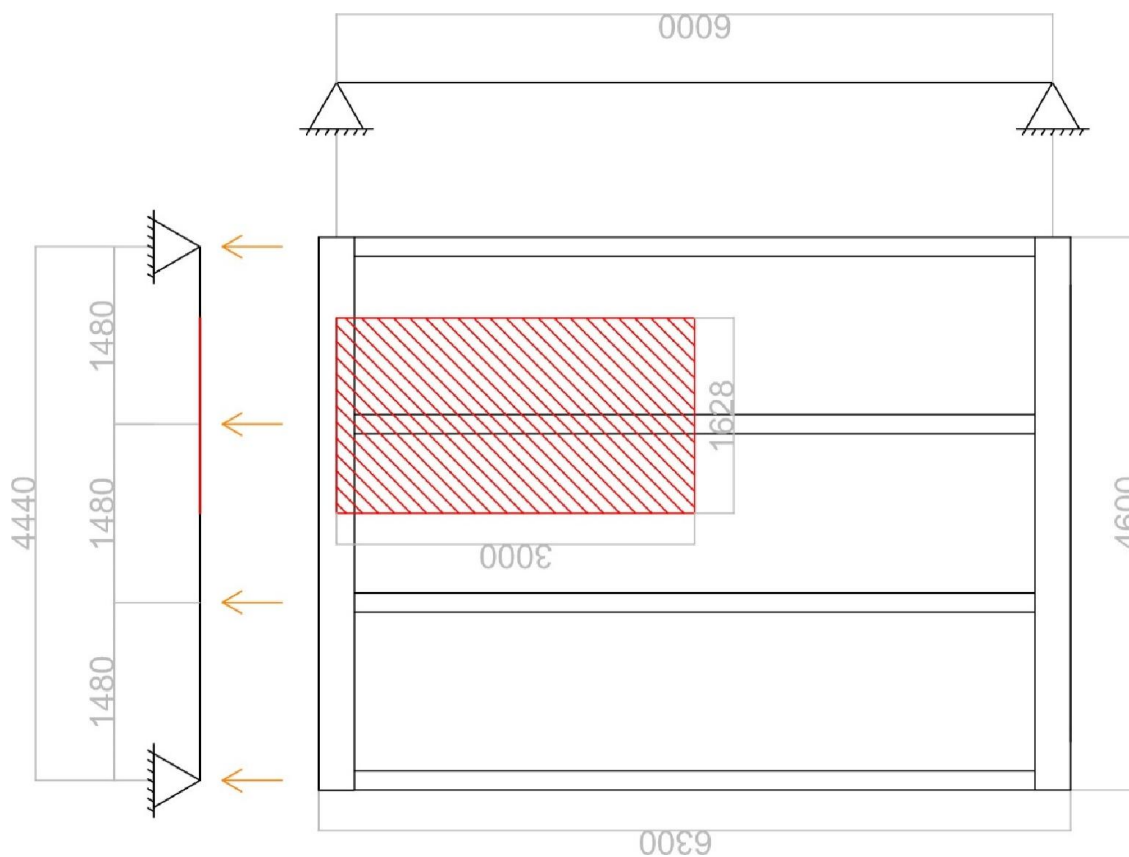
L2 0,3 m

Area 0,36 m²

Peso gradino scelto cad. 33,4 kg/m²

0,328 kN/m²

TRAVE PRINCIPALE DI COPERTURA



area di influenza della trave principale A_{infl}	4,884 m ²
tratto della trave secondaria	3 m
lunghezza interasse a	1,48 m
lunghezza d'influenza $L_{infl} = 1,1 \times L$	1,628 m
lunghezza trave principale	4,44 m

SLE

carico più gravoso (manutenzione) * A_{infl}	Q_k	7,12 kN
peso lamiera * A_{infl}	G_k	0,23 kN
peso trave secondaria * 3m	G_k	0,60 kN
peso trave principale (trascurabile)	G_k	0,30 kN/m
	TOT	7,96 kN

SLU

carico più gravoso (manutenzione)	Q_d	10,68 kN
peso lamiera	G_d	0,30 kN
peso trave secondaria	G_d	0,78 kN
peso trave principale (trascurabile)	G_d	0,39 kN/m
	TOT	11,77 kN

Il peso della trave principale, come carico distribuito, si può trascurare poiché il momento dato da essa sarà molto minore rispetto a quello dovuto al carico concentrato

PROGETTO SLU

Lunghezza trave principale	γ_{M0}	1,05
Forza concentrata sulla trave principale ($Q_d + G_d$)	L	4,44 m
Momento max	F	11,77 kN
Modulo plastico	M_{ed}	17,42 kNm
	W_{pl}	66,50 cm ³
Si sceglie un profilo IPE 140 che abbia un W_{pl} maggiore di quello ottenuto con il progetto SLU e lo si verifica a SLE	W_{pl}	88,34 cm ³
	I_y	541,20 cm ⁴
		0,000005412 m ⁴
	A	16,43 cm ²

VERIFICA SLE (verifica a deformazione)

S275

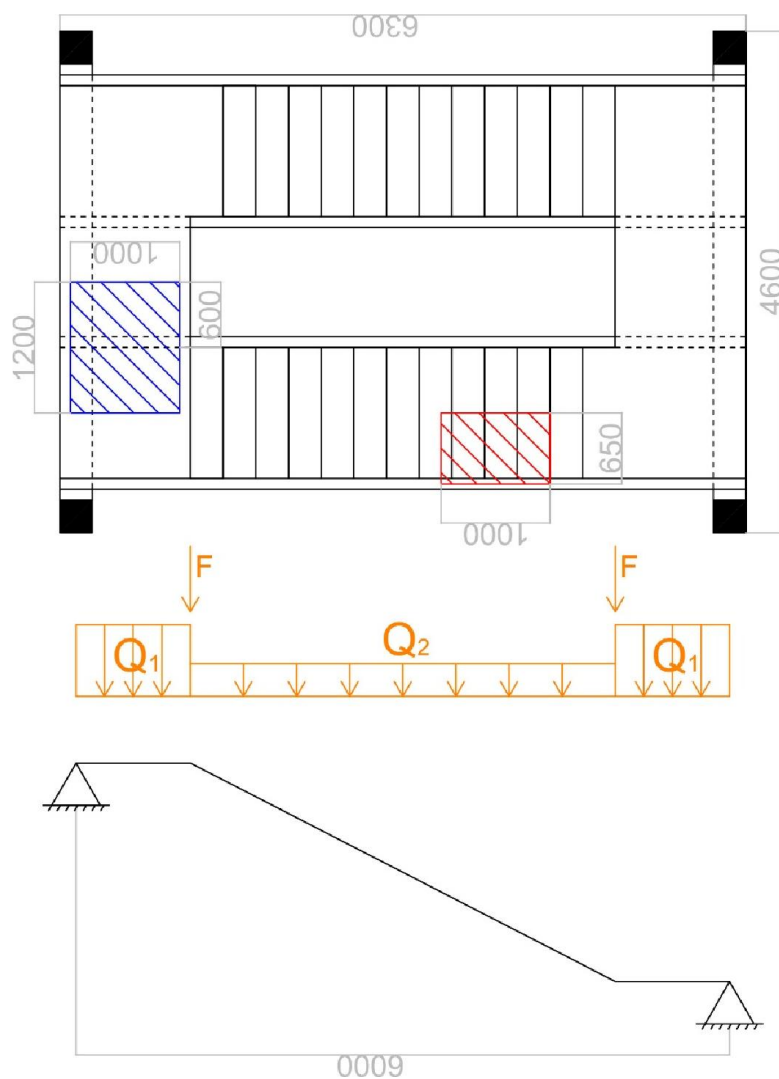
Modulo di Young	E	210000000 kN/m ²
COPERTURE IN GENERALE (4.2.4.2.2)		$\delta_{max} = L/200$
		$\delta_2 = L/250$
$G_k + Q_k$	F_{TOT}	7,96 kN
Q_k	F	7,122 kN
Si individua qual è la condizione più gravosa, facendo il rapporto tra Q_k e $G_k + Q_k$		
$Q_k / (G_k + Q_k)$		0,895 > 0,8 = 200/250
Q_k è il carico più condizionante, pertanto si studia solo questo		
Freccia max = $F_{TOT} a(3L^2 - 4a^2) / 24EI_{y \text{ IPE 140}}$	δ_2	0,019 m
2) limite per δ_2	L/250	0,018 m
		$\delta_2 > 0,01776$ NON è verificato

PROGETTO SLE S275

2)	δ_2	0,019 m
Momento d'inerzia = $250Fa(3L^2-4a^2)/24EL$	I	0,00000593286 m ⁴
		593,286 cm ⁴
Può andare bene un profilo IPE 160	W _{pl}	123,9 cm ³
	I _y	869,3 cm ⁴
		0,000008693 m ⁴
	A	20,09 cm ²

PROFILO IPE 160 per la TRAVE PRINCIPALE DI COPERTURA

TRAVE SECONDARIA A GINOCCHIO DI PIANO



carico Q_2 distribuito sull'area d'influenza della rampa (in rosso):

SLE

carico variabile assegnato *0,65m	Q_k	3,25 kN/m
peso gradino *0,65m	G_k	0,21 kN/m
peso ipotizzato trave secondaria a ginocchio	G_k	0,20 kN/m
peso ringhiera	G_k	0,30 kN/m
	TOT	3,96 kN/m

SLU

carico variabile assegnato *0,65m	Q_d	4,88 kN/m
peso gradino *0,65m	G_d	0,28 kN/m
peso ipotizzato trave secondaria a ginocchio	G_d	0,26 kN/m
peso ringhiera	G_d	0,39 kN/m
	TOT	5,80 kN/m

carico Q_1 distribuito sull'area d'influenza del pianerottolo (in blu):

SLE

carico variabile assegnato *1,2m	Q_k	6 kN/m
peso pianerottolo *1,2m	G_k	0,39 kN/m
peso ipotizzato trave secondaria a ginocchio	G_k	0,20 kN/m
	TOT	6,59 kN/m

SLU

carico variabile assegnato *1,2m	Q_d	9 kN/m
peso pianerottolo *1,2m	G_d	0,511 kN/m
peso ipotizzato trave secondaria a ginocchio	G_d	0,260 kN/m
	TOT	9,771 kN/m

carico F concentrato sull'area d'influenza del pianerottolo (in blu):

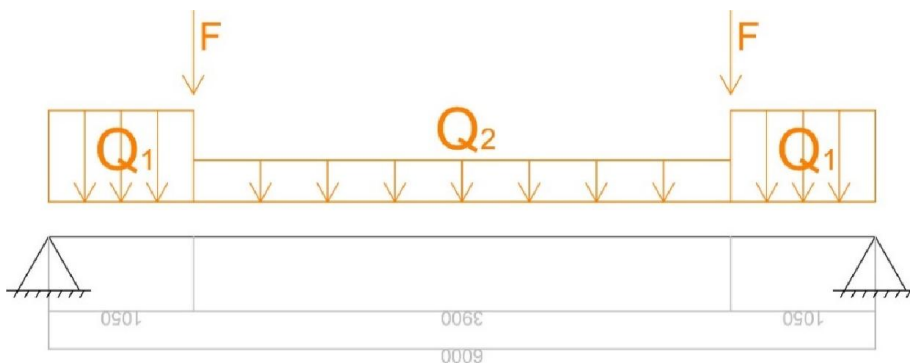
SLE

peso ringhiera *0,6m	G_k	0,18 kN
----------------------	-------	---------

SLU

peso ringhiera *0,6m	G_d	0,23 kN
----------------------	-------	---------

si approssima tutto ad uno schema di trave app.-app.



media ponderata tra i carichi distribuiti Q_1 e Q_2 fatta separatamente per carichi permanenti e variabili

$$(2 \cdot Q_1 \cdot 1,05 + Q_2 \cdot 3,9) / 6$$

SLE

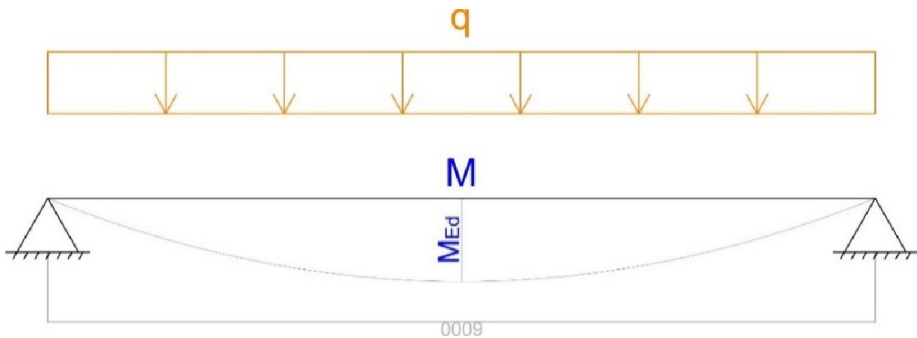
$(Q+G)_k \text{ TOT}$	4,883548495 kN/m
$Q_k \text{ TOT}$	4,2125 kN/m

SLU

$(Q+G)_d \text{ TOT}$	7,191113044 kN/m
-----------------------	------------------

si risolve tramite la sovrapposizione degli effetti (CARICO DISTRIBUITO + FORZE CONCENTRATE)

CARICO DISTRIBUITO



lunghezza trave a ginocchio

6 m

Modulo di Young E

2,1E+08 kN/m²

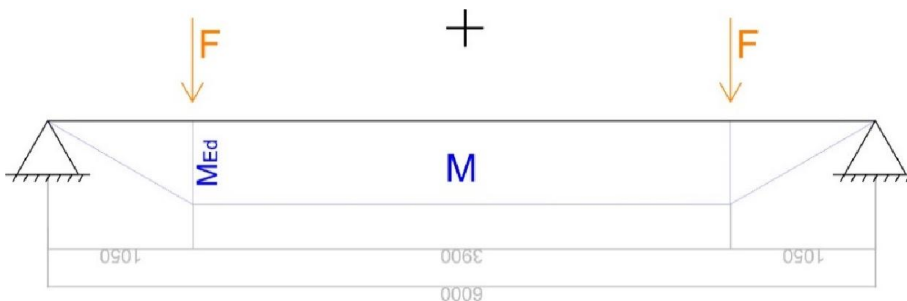
PROGETTO SLU	S275	γ_{M0}	1,05
$Q_d + G_d$		q	7,19 kN/m
$Q_d + G_d$ sulla trave a ginocchio		Q	43,15 kN
reazione all'appoggio		R	21,57 kN
Momento max		M_{ed}	32,36 kNm
Modulo plastico		W_{pl}	123556,40 mm ³ 0,0001236 m ³
Si sceglie un profilo UPE 160 che abbia un W_{pl} maggiore di quello ottenuto con il progetto SLU		W_{pl}	131600 mm ³
		I_y	9111000 mm ⁴ 0,000009111 m ⁴
		A	2170 mm ²

Nel caso di travi non tozze, le deformazioni condizionano più della resistenza.
Pertanto, non è necessaria fare la verifica SLE: si passa direttamente al progetto SLE.

PROGETTO SLE	S275		
SOLAI IN GENERALE (4.2.4.2.2)		δ_{max}	L/250
		δ_2	L/300
$G_k + Q_k$		q	4,88 kN/m
$G_k + Q_k$ sulla trave a ginocchio		Q	29,30 kN
Reazione all'appoggio		R	14,65 kN
Freccia max		δ_{max}	0,043 m
Q_k		q	4,21 kN/m
Q_k sulla trave secondaria		Q	25,28 kN
Reazione all'appoggio		R	12,64 kN
Freccia max		δ_2	0,037 m

1)	δ_{\max}	0,043 m
Momento d'inerzia	I	1,63512E-05 m ⁴ 16351166,84 mm ⁴
Può andare bene un profilo UPE 200		
2)	δ_2	0,037 m
Momento d'inerzia	I	1,69252E-05 m ⁴ 16925223,21 mm ⁴
Anche in questo caso può andare bene un profilo UPE 200		
	W_{pl}	220100 mm ³
	I_y	19090000 mm ⁴ 0,00001909 m ⁴
	A	2900 mm ²
	G	22,8 kg/m

FORZE CONCENTRATE



lunghezza trave a ginocchio	6 m
Modulo di Young E	2,1E+08 kN/m ²
a (lunghezza braccio)	1,05 m

PROGETTO SLU	S275	γ_{M0}	1,05
Forza concentrata		G_d	0,234 kN
Momento max		M_{ed}	0,246 kNm
Somma Mmax forze concentr. e Mmax carico distribuito		$M_{(ed)tot}$	32,606 kNm
		W_{pl}	124494,524 mm ³

Il profilo UPE 200 ricavato prima è in grado di portare quest'ulteriore momento
La verifica SLE è trascurabile, si passa direttamente al progetto SLE

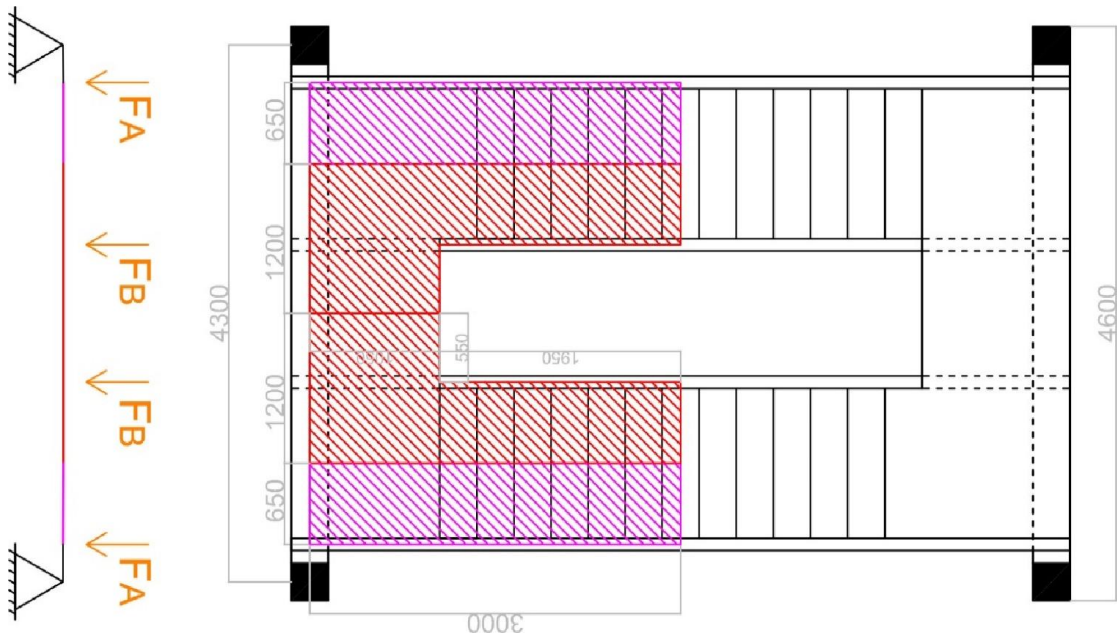
PROGETTO SLE	S275	$\delta_{\max} L/250$	
SOLAI IN GENERALE (4.2.4.2.2)		G_k	0,18 kN
Forza concentrata		R	0,18 kN
Reazione all'appoggio		δ_{\max}	0,000203 m
Freccia max = $Fa(3L^2 - 4a^2)/24EI_{y \text{ UPE 200}}$		I	1,61859E-07 m ⁴ 161859,375 mm ⁴
Momento d'inerzia = $250Fa(3L^2 - 4a^2)/24EL$			

è un carico trascurabile

PROFILO UPE 200 per la TRAVE A GINOCCHIO

$W_{pl,y}$	220100 mm ³
I_y	19090000 mm ⁴
	0,00001909 m ⁴
A	2900 mm ²
G	22,8 kg/m

TRAVE PRINCIPALE DI PIANO



Area d'influenza rampa (in rosa)

tratto di trave secondaria a ginocchio
lunghezza d'influenza
area d'influenza della trave principale
lunghezza tot ringhiera

	3 m
L_{infl}	0,65 m
A_{infl}	1,95 m ²
	3,65 m

SLE

carico variabile sulla rampa* A_{infl}
peso ipotizz. trave secondaria a ginocchio*tratto di trave
peso gradini* A_{infl}
peso ipotizzato ringhiera*lung.h.ringhiera
peso ipotizz. trave principale di piano (trascurabile)

Q_k	9,75 kN
G_k	0,6 kN
G_k	0,64 kN
G_k	1,10 kN
G_k	0,3 kN/m
$F_{Ak} = TOT$	12,08 kN

SLU

carico variabile sulla rampa* A_{infl}
peso ipotizz. trave secondaria a ginocchio*tratto di trave
peso gradini* A_{infl}
peso ipotizzato ringhiera*lung.h.ringhiera
peso ipotizz. trave principale di piano (trascurabile)

Q_d	14,63 kN
G_d	0,78 kN
G_d	0,83 kN
G_d	1,42 kN
G_d	0,39 kN/m
$F_{Ad} = TOT$	17,66 kN

Area d'influenza pianerottolo (in rosso)

tratto di trave secondaria a ginocchio		3 m
lunghezza d'influenza	L_{infl}	1,2 m
area d'influenza della trave principale ($3*0,65+0,55*1,05$)	A_{infl}	2,5275 m ²
lunghezza tot ringhiera ($=1,95+0,55+1,2$)		3,7 m

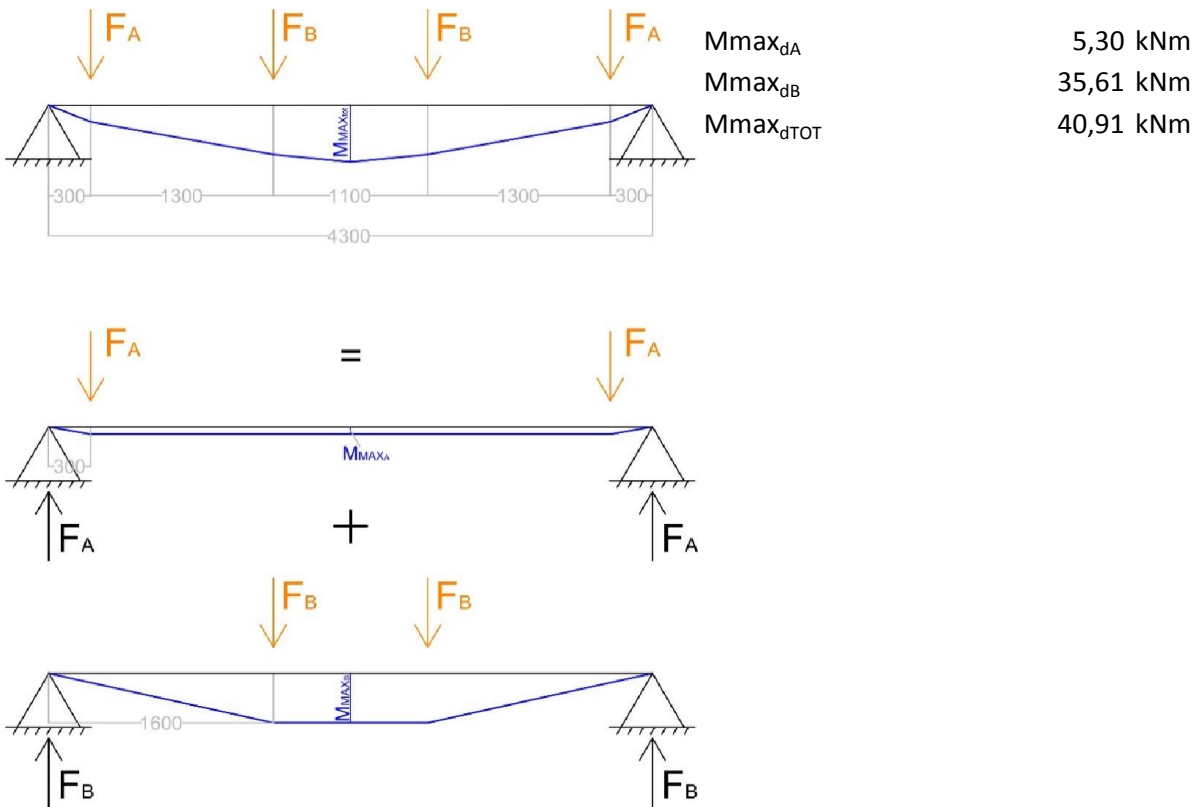
SLE

carico variabile sulla rampa* A_{infl}	Q_k	12,64 kN
peso ipotizz. trave secondaria a ginocchio*tratto di trave	G_k	0,6 kN
peso gradini* A_{infl}	G_k	0,83 kN
peso ipotizzato ringhiera*lungh.ringhiera	G_k	1,11 kN
peso ipotizz. trave principale di piano (trascurabile)	G_k	0,3 kN/m
	$F_{Bk} = TOT$	15,18 kN

SLU

carico variabile sulla rampa* A_{infl}	Q_d	18,96 kN
peso ipotizz. trave secondaria a ginocchio*tratto di trave	G_d	0,78 kN
peso gradini* A_{infl}	G_d	1,08 kN
peso ipotizzato ringhiera*lungh.ringhiera	G_d	1,443 kN
peso ipotizz. trave principale di piano (trascurabile)	G_d	0,39 kN/m
	$F_{Bd} = TOT$	22,26 kN

Per trovare il profilo più adatto, si progetta la trave principale considerando tutte le forze che agiscono contemporaneamente in essa, ossia le due forze F_A e le due forze F_B .
Quindi per trovare l'effetto complessivo, sia allo SLU che allo SLE, applico il principio della sovrapposizione degli effetti.



PROGETTO SLU	S275
Reazione all'appoggio ($F_{Ad} + F_{Bd}$)	
Momento max	
Modulo plastico	

γ_{M0}	1,05
R	39,91 kN
M_{ed}	40,91 kNm
W_{pl}	156,19 cm ³

PROGETTO SLE	S275
Modulo di Young	
luce	

E	210000000 kN/m ²
L	4,3 m
a	0,3 m
$F_{Ak(g+q)}$	12,08 kN
b	1,6 m
$F_{Bk(g+q)}$	15,18 kN

COPERTURE IN GENERALE (4.2.4.2.2)

1) limite per δ_{max}

$$\delta_{maxA} = F_A a (3L^2 - 4a^2) / 24EI_y$$

$$\delta_{maxB} = F_B b (3L^2 - 4b^2) / 24EI_y$$

$$I_y = (250/24EL)(F_A a (3L^2 - 4a^2) + F_B b (3L^2 - 4b^2))$$

L/250	0,0172
-------	--------

I_y	1,497E-05 m ⁴ 1497,34 cm ⁴
-------	---

2) limite per δ_2

$$\delta_{2A} = F_A a (3L^2 - 4a^2) / 24EI_y$$

$$\delta_{2B} = F_B b (3L^2 - 4b^2) / 24EI_y$$

$$I_y = (300/24EL)(F_A a (3L^2 - 4a^2) + F_B b (3L^2 - 4b^2))$$

$F_{Ak(q)}$	9,75 kN
$F_{Bk(q)}$	12,64 kN
L/300	0,0143 m

I_y	1,489E-05 m ⁴
-------	--------------------------

Si sceglie un profilo che abbia W_{pl} maggiore a quello minimo ottenuto nel progetto SLU e I_y maggiore del maggiore tra i due trovati nel progetto SLE

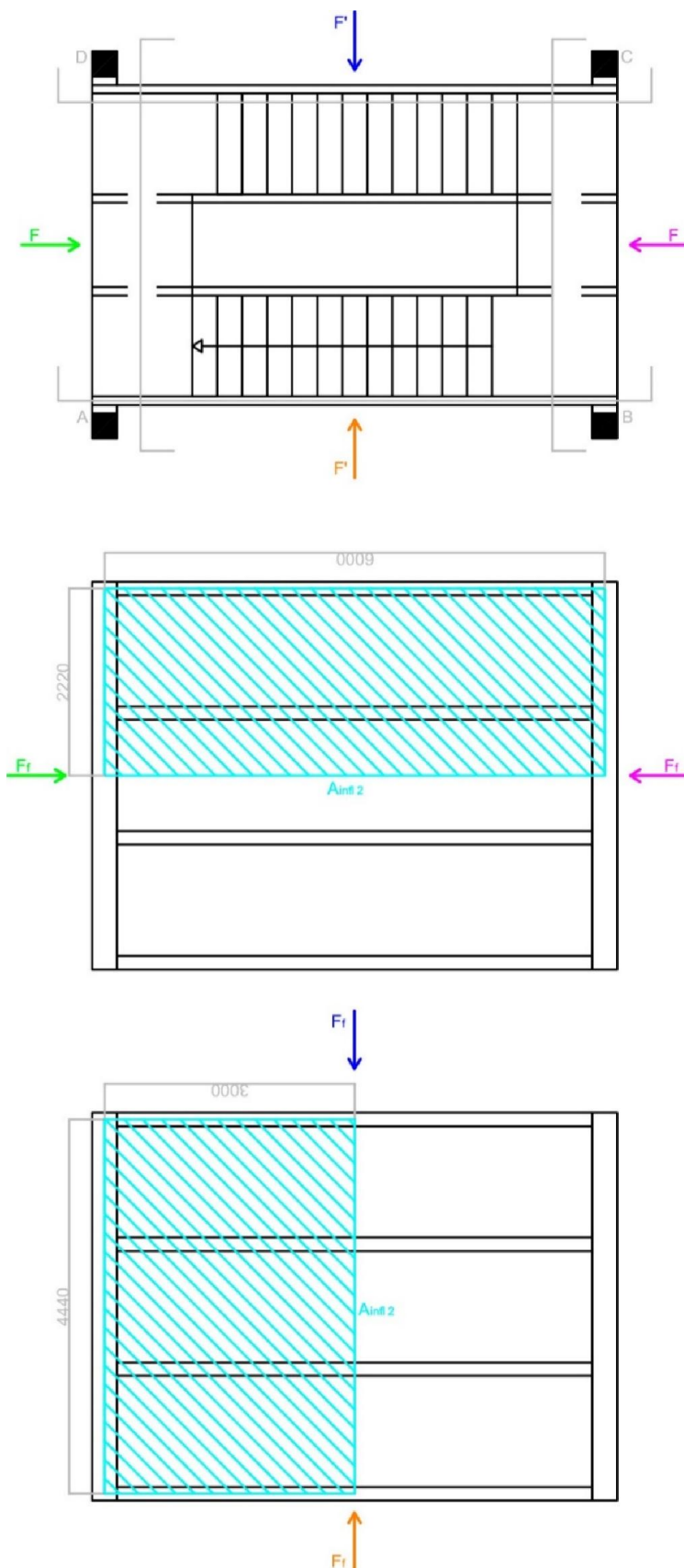
Può andare bene un profilo **IPE 200**

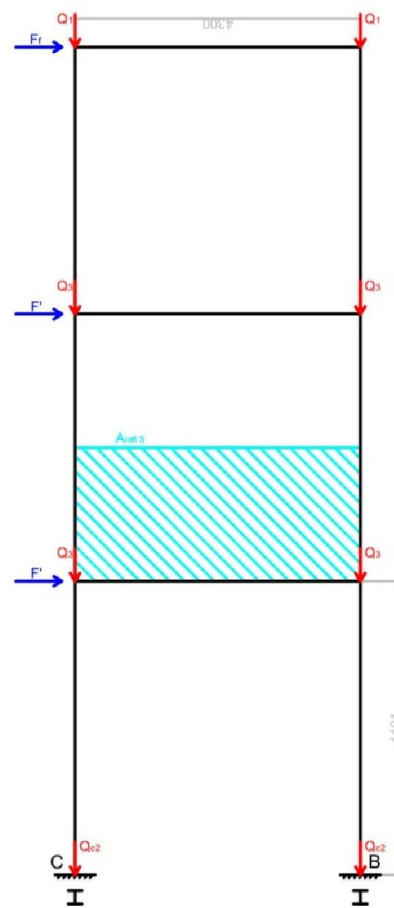
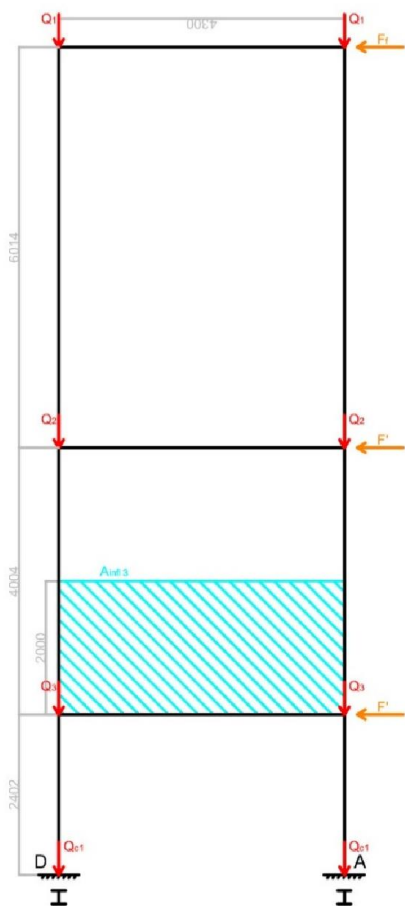
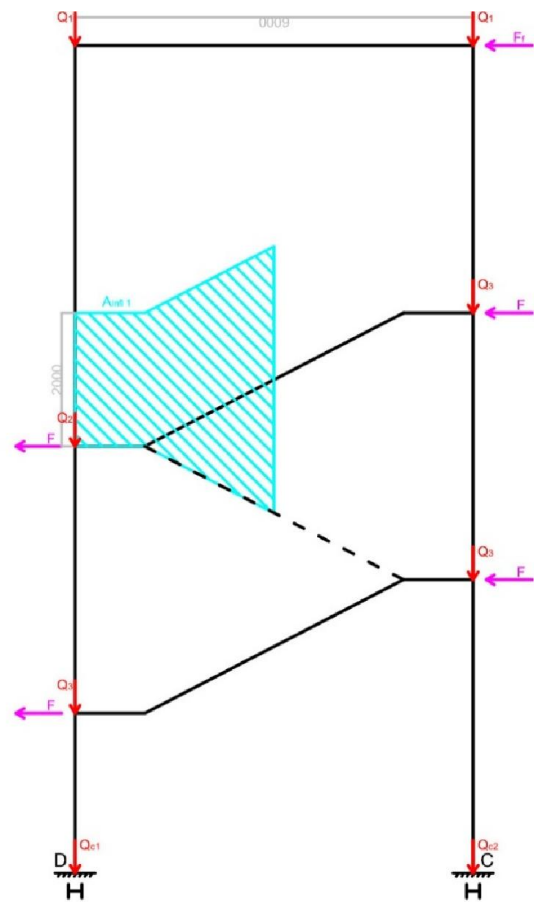
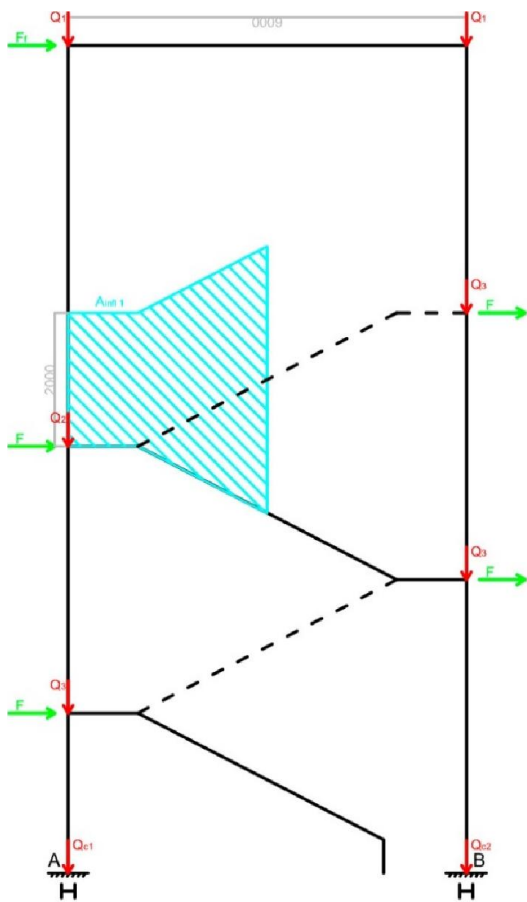
W_{pl}	220,6 cm ³
I_y	1943 cm ⁴
A	28,48 cm ²
G	22,4 kg/m
i_y	8,26 cm

PROFILO IPE 200 per la TRAVE PRINCIPALE DI PIANO

Trave secondaria di copertura	IPE 160
Trave principale di copertura	IPE 160
Trave secondaria a ginocchio	UPE 200
Trave principale di piano	IPE 200

AZIONE ORIZZONTALE DEL VENTO
schemi esemplificativi di piante e sezioni





CALCOLO AZIONE ORIZZONTALE DEL VENTO

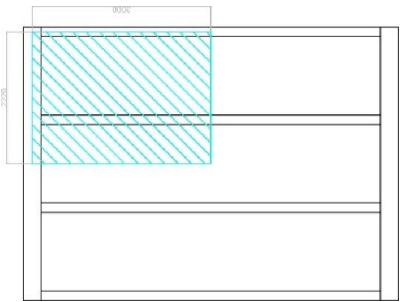
pressione cinetica di riferimento	q_b	0,49 kN/m ²
coefficiente di esposizione ($z=z_{min}=8m$) per gli interpiani	c_e	1,634
coefficiente di esposizione ($z=12m$) per la copertura	c_e	1,908
coefficiente di forma	c_p	1,2
coefficiente dinamico	c_d	1
coefficiente di attrito (copertura come superficie scabra)	c_f	0,02
Area d'influenza negli interpiani	A_{infl1}	7,95 m ²
Area d'influenza mezza copertura	A_{infl2}	13,2 m ²
Area d'influenza parapetto	A_{infl3}	8,6 m ²

Pressione del vento (interpiani) = $q_b * c_e * c_p * c_d$	P	0,96 kN/m²
Forza orizz. finale che agisce sui nodi (lato lungo) = $P * A_{infl3} / 2$	F	4,13 kN
Forza orizz. finale che agisce sui nodi (lato corto) = $P * A_{infl1}$	F'	7,64 kN

Azione tangenziale del vento (copertura) = $q_b * c_e * c_f$	P_f	0,019 kN/m²
Forza tangenziale finale che agisce in copertura = $P_f * A_{infl2}$	F_f	0,25 kN

CALCOLO CARICHI VERTICALI SU CIASCUNA COLONNA IN COPERTURA

tratto trave secondaria ricadente nell' A_{infl}	3 m
tratto trave principale ricadente nell' A_{infl}	2,22 m
A_{infl} della colonna	6,66 m ²



SLE

carico puntuale

carico variabile copertura (manutenzione carico principale)	Q_k	9,71 kN
peso lamiera	G_k	0,32 kN
peso ipotizzato trave secondaria	G_k	0,60 kN
peso ipotizzato trave principale	G_k	0,67 kN
TOT	Q_1	11,30 kN

SLU

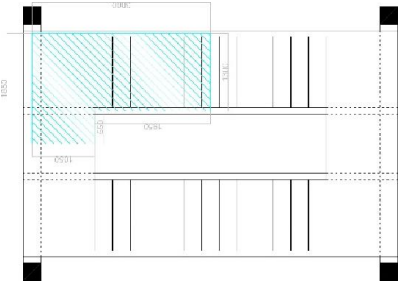
carico puntuale

carico variabile copertura	Q_d	14,57 kN
peso lamiera	G_d	0,41 kN
peso ipotizzato trave secondaria	G_d	0,78 kN
peso ipotizzato trave principale	G_d	0,87 kN
TOT	Q_{1d}	16,63 kN

CALCOLO CARICHI VERTICALI SU CIASCUNA COLONNA NEL PIANO

tratto trave secondaria ricadente nell' A_{infl}
tratto trave principale ricadente nell' A_{infl}
tratto di ringhiera ricadente nell' A_{infl}
 A_{infl} della colonna
tratto di colonna (per trovare Q_2)
tratto di colonna (per trovare Q_3)
tratto di colonna (per trovare Q_{c1})
tratto di colonna (per trovare Q_{c2})

3 m
1,85 m
7,35 m
4,4775 m²
6,014 m
4,004 m
2,402 m
4,404 m



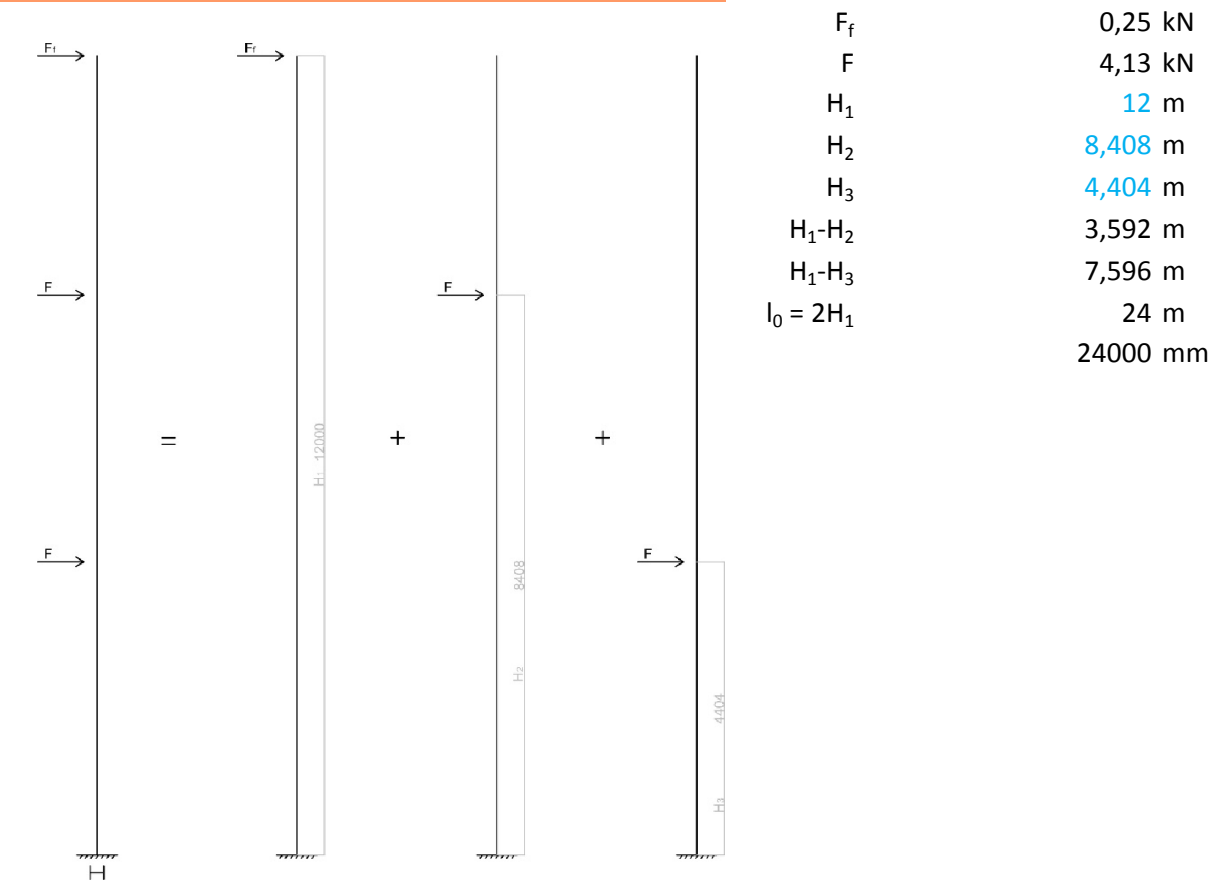
SLE

carico variabile sulla rampa	Q_k	22,39 kN
peso gradini	G_k	1,47 kN
peso ipotizzato trave secondaria	G_k	0,60 kN
peso ipotizzato trave principale	G_k	0,56 kN
peso ipotizzato ringhiera	G_k	2,21 kN
peso ipotizzato colonna (per trovare Q_2)	G_k	12,03 kN
peso ipotizzato colonna (per trovare Q_3)	G_k	8,01 kN
TOT	Q_2	39,24 kN
TOT	Q_3	35,22 kN
peso ipotizzato colonna (per trovare Q_{c1} -colonna in basso)	Q_{c1k}	4,80 kN
peso ipotizzato colonna (per trovare Q_{c2})	Q_{c2k}	8,81 kN

SLU

carico variabile copertura	Q_d	33,58 kN
peso gradini	G_d	1,91 kN
peso ipotizzato trave secondaria	G_d	0,78 kN
peso ipotizzato trave principale	G_d	0,72 kN
peso ipotizzato ringhiera	G_d	2,87 kN
peso ipotizzato colonna (per trovare Q_2)	G_d	15,64 kN
peso ipotizzato colonna (per trovare Q_3)	G_d	10,41 kN
peso ipotizzato colonna (per trovare Q_4)	G_d	6,25 kN
TOT	Q_{2d}	55,49 kN
TOT	Q_{3d}	50,27 kN
peso ipotizzato colonna (per trovare Q_{c1} -colonna in basso)	Q_{c1d}	6,25 kN
peso ipotizzato colonna (per trovare Q_{c2})	Q_{c2d}	11,45 kN

Gli schemi AB e DC, in cui le colonne sono posizionate lungo il piano di maggior rigidezza, possono essere ricondotti ad uno schema di trave a mensola soggetta a carichi puntuali sui nodi.
Per determinare i massimi spostamenti di tale trave, si considerano solo i carichi orizzontali dovuti al vento e si confrontano con i limiti di deformabilità imposti dalla normativa.
Studiamo la colonna maggiormente sollecitata (schema a mensola) derivante dal telaio DC, che si decide di non controventare.



Si calcola lo spostamento massimo finale avendo come incognita il momento d'inerzia del profilo della colonna

$\delta_{1max}=F_fH_1^3/3EI$	δ_{1max}	6,77E-07 /I
$\delta_{2max}=FH_2^3/3EI+(FH_2^2/2EI)(H_1-H_2)$	δ_{2max}	6,40E-06 /I
$\delta_{3max}=FH_3^3/3EI+(FH_3^2/2EI)(H_1-H_3)$	δ_{3max}	2,01E-06 /I
$\delta_{TOTmax}=\delta_{1max}+\delta_{2max}+\delta_{3max}$	δ_{TOT}	9,08E-06 /I

Ottenuti gli spostamenti, è necessario verificarli con i limiti di freccia imposti dalla normativa. Tuttavia, in normativa (tabella 4.2.XI - NTC08) si parla di *limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali*, senza alcun riferimento specifico per le scale. È possibile pertanto ridurre il limite massimo ottenuto in corrispondenza della copertura da $H/500$ (valido per edifici multipiano) ad $H/250$, poiché il comfort richiesto percorrendo le scale sarà certamente più basso di quello richiesto nelle costruzioni ordinarie. Possiamo quindi consentire degli spostamenti maggiori e, in questo modo, poter aver un profilo minore per la colonna.

Limite $\delta_{max}=H_1/250$

$I_y \geq 250 \cdot \delta_{TOTmax} / H_1$

$I_y \geq$	1,8921E-04 m ⁴
$I_y \geq$	189214424,09 mm⁴

PROGETTO SECONDO LA LIMITAZIONE DI SNELLEZZA

Per quanto riguarda i limiti di snellezza, la normativa (4.2.4.1.3 - NTC08) differenzia il limite consigliando di non superare il valore 200 per le membrature principali, 250 per le membrature secondarie; la colonna è sicuramente una trave principale. Il limite di normativa però si riferisce ad aste uniformemente compresse e la colonna invece è soggetta ad uno sforzo normale variabile. Pertanto è possibile aumentare il limite di snellezza della colonna a 250.

$$\lambda = l_0 / i_{y(\max)} \leq 250$$

$$i_{y(\max)} \geq l_0 / 250 \text{ (raggio d'inerzia)}$$

$$i_{y(\max)} \geq$$

$$96,0000 \text{ mm}$$

Si sceglie un profilo che abbia I_y maggiore di quello ottenuto nel progetto SLE e i_y maggiore di quello ottenuto considerando la snellezza della colonna.

Può andare bene un profilo **HE 280 B**

$W_{pl,y}$	1534000 mm ³
$W_{pl,z}$	717600 mm ³
I_y	192700000 mm ⁴
	0,0001927 m ⁴
I_z	69590000 mm ⁴
	0,00006959 m ⁴
A	13140 mm ²
G	103 kg/m
	1,05 kN/m
i_y	121,1 mm
i_z	70,9 mm
h	280 mm
b	280 mm
h/b	1
t_f	18 mm
t_w	10,5 mm

VERIFICA SLU (a pressoflessione - METODO A)

S275

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{\min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} \leq 1$$

dove

$$\gamma_{M1} / \chi_f A = 1 / N_{b,y,Rd}$$

$$\gamma_{M1} / f_y W_{pl,y} = 1 / M_{y,Rd}$$

$$N_{Ed} =$$

ψ	1,75
γ_{M0}	1,05
γ_{M1}	1,05
f_y	275 N/mm ²
	0,275 kN/mm ²

VALORI DI CALCOLO (SLU)

forza tangenziale che agisce in copertura

$$F_{fd} = 0,37 \text{ kN}$$

forza orizzontale del vento sui nodi

$$F_d = 6,20 \text{ kN}$$

carico verticale in copertura

$$Q_{1d} = 16,63 \text{ kN}$$

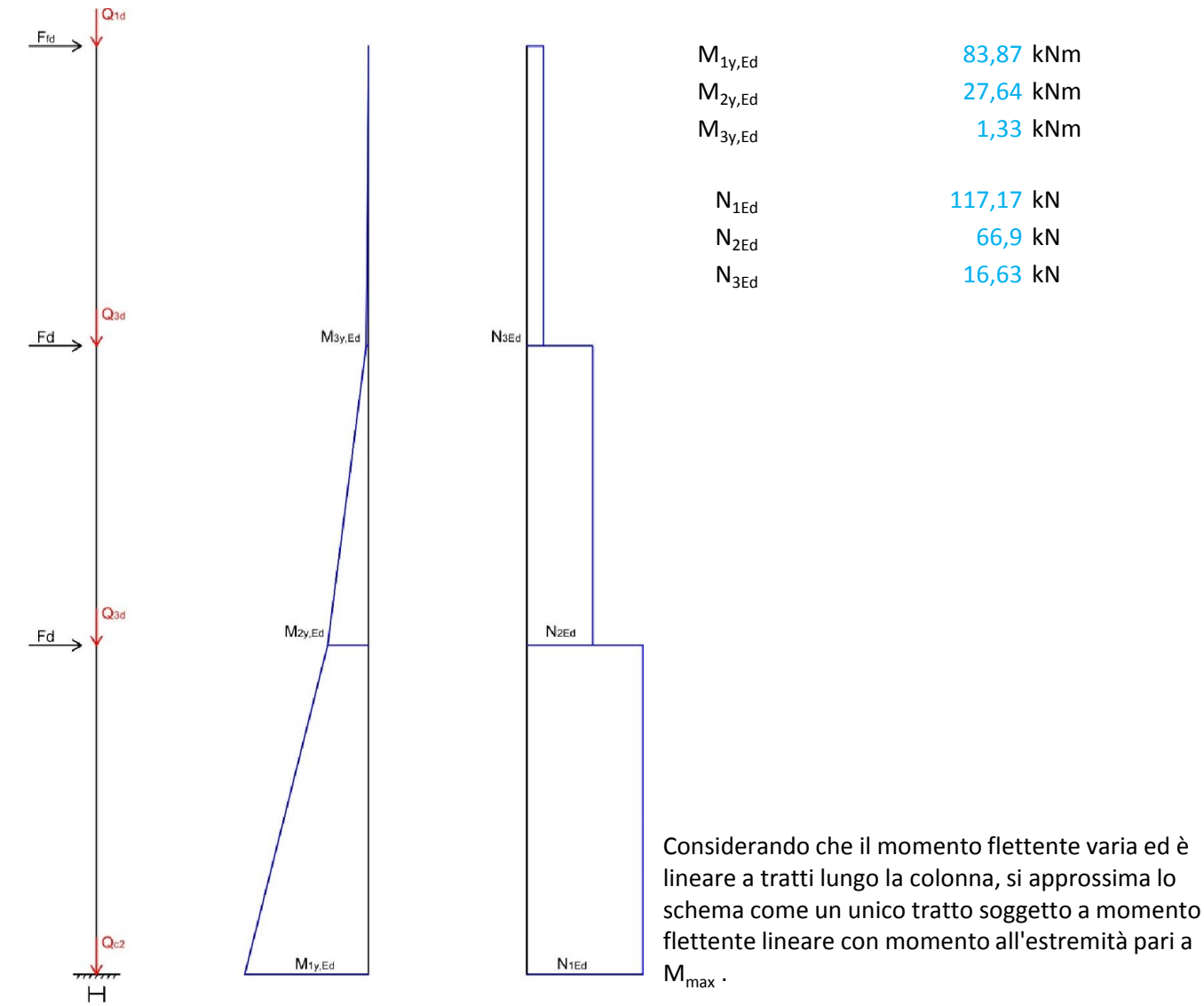
carico verticale nel piano

$$Q_{3d} = 50,27 \text{ kN}$$

carico verticale alla base

$$Q_{c2d} = 11,45 \text{ kN}$$

Caratteristiche di sollecitazione dello schema a mensola (con i valori di calcolo) _ allegato 1



$M_{y,Ed,m} = M_{y,max}/2$	$M_{y,Ed,medio}$	41,94 kNm
$M_{y,eq,Ed} = 1,3M_{y,Ed,medio} \geq 0,75M_{max}$ (circ.NTC08 - Metodo A)	$M_{y,eq,Ed}$	54,52 kNm
	$M_{y,Ed,max}$	83,87 kNm
	$0,75M_{y,Ed,max}$	62,90 kNm
Poiché $1,3M_{y,Ed,medio}$ NON è $\geq 0,75M_{max}$ usiamo il valore $0,75M_{max}$	$M_{y,eq,Ed}$	62,90 kNm
$M_{y,eq,Ed} = 0,75M_{y,Ed,max}$	$M_{y,Rd}$	401,76 kNm
$M_{y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0}$		

Per non trascurare la variabilità di N, nel calcolo di N_{cr} , si moltiplica il valore di N_{cr} (calcolato per $N=cost$) per un coefficiente $\Psi=1,75$, in analogia al caso di instabilità flessione-torsionale calcolando M_{cr} quando M è variabile.

$N_{Ed,m} = N_{Ed,max}$	$N_{ed,m}$	117,17 kN
$N_{cr,y(per\ N=cost)} = \pi^2 EI_y / l_0^2$	$N_{cr,y}$	692,69 kN
$N_{cr,y} = \Psi N_{cr,y(per\ N=cost)}$	$N_{cr,y}$	1212,20 kN

$$N_{Rd} = A f_y / \gamma_{M0}$$

$$\lambda = l_0 / i_{iy}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{E / f_y}$$

$$\bar{\lambda} = \lambda / (\lambda_1 \sqrt{\psi})$$

curva d'instabilità b

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\chi = 1 / (\phi + \sqrt{\phi^2 + \bar{\lambda}^2})$$

$$N_{b,Rd} = \chi N_{Rd}$$

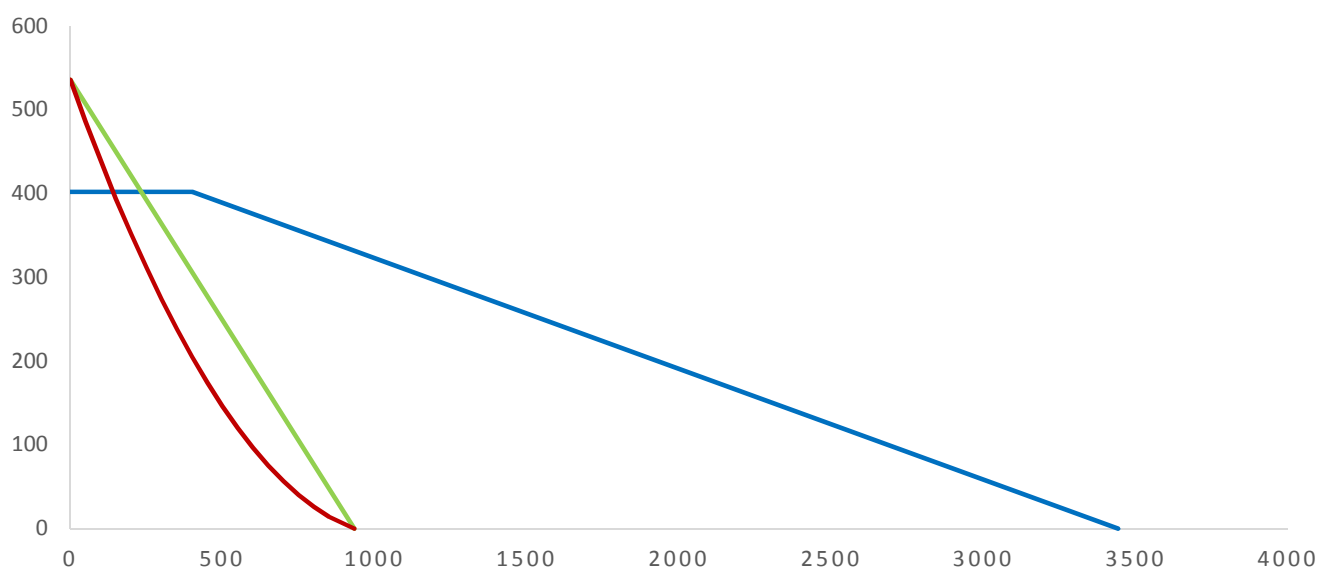
N_{Rd}	3441,43 kN
λ	198,18
λ_1	86,8
$\bar{\lambda}$	1,73
α	0,34
ϕ	2,25
χ	0,271
$N_{b,Rd}$	932,50 kN

Avendo ora ricavato tutti i valori necessari, è possibile fare la verifica a pressoflessione

$$(N_{Ed,m} / N_{b,Rd}) + (M_{y,eq,Ed} / (M_{y,Rd} (1 - N_{Ed,m} / N_{cr,y}))) \leq 1$$

$$0,299 < 1$$

**il profilo HE 280 B è verificato a pressoflessione
lungo il piano di maggior rigidezza**



Il profilo HE 280 B deve essere verificato anche lungo il piano di minor rigidezza, ossia in corrispondenza dei telai DA e CB. Studiamo tali schemi nel programma di calcolo Tel 2008.

TELAIO DA (senza controventi, con +F' e +F_f) _allegato 2

verifichiamo gli spostamenti massimi in copertura con i dati forniti da Tel

$$\delta_{max} = 69,93 \text{ mm}$$

$$\text{Limite } \delta_{max} \leq H_1 / 250 = 12000 / 250 = 48 \text{ mm}$$

non è verificato

Affinchè gli spostamenti massimi verifichino i limiti di normativa è necessario irrigidire la struttura.

Proviamo a controventare la struttura al piano terra con dei profili ad L 80x80x8

TELAIO DA (con controventi L80x80x8 al piano terra, con +F' e +F_f) _allegato 3

verifichiamo gli spostamenti massimi in copertura con i dati forniti da Tel

$$\delta_{max} = 34,1 \text{ mm}$$

$$\text{Limite } \delta_{max} \leq H_1 / 250 = 12000 / 250 = 48 \text{ mm}$$

verificato

Verifichiamo anche un'altra possibile soluzione, ossia controventare solo il primo piano.

TELAIO DA (con controventi L80x80x8 al primo piano, con +F' e +F_f) _ allegato 4

verifichiamo gli spostamenti massimi in copertura con i dati forniti da Tel

$$\delta_{\max} = 2,17 \text{ mm}$$

$$\text{Limite } \delta_{\max} \leq H_1/250 = 12000/250 = 48 \text{ mm}$$

verificato

Gli spostamenti della struttura così progettata verificano ampiamente i limiti di normativa, quindi è possibile immaginare un profilo per i controventi più piccolo di L 80x80x8, in modo da avere un risparmio economico per l'acciaio utilizzato.

I profili utilizzati per i controventi saranno L 70x70x6.

Si verifica anche l'altro telaio posizionato lungo il piano di minor rigidità, ossia il telaio CB.

TELAIO CB (con controventi L70x70x6 al primo piano, con +F' e +F_f) _ allegato 5

verifichiamo gli spostamenti massimi in copertura con i dati forniti da Tel

$$\delta_{\max} = 7,32 \text{ mm}$$

$$\text{Limite } \delta_{\max} \leq H_1/250 = 12000/250 = 48 \text{ mm}$$

verificato

Per ragioni di sicurezza e per evitare l'effetto torsionale che si origina dai due telai controventati per i differenti spostamenti massimi che essi creano, si preferisce controventare tutti i piani in entrambi i telai. In questo modo, la torsione che si crea nella struttura sarà assolutamente trascurabile avendo una differenza minima tra gli spostamenti massimi. Verifichiamolo numericamente inserendo entrambe le strutture in Tel. Si preferisce inoltre usare dei profili L70x70x6 per avere più margini di scelta per i successivi collegamenti.

TELAIO DA (con controventi L70x70x6 in ogni piano, con +F' e +F_f) _ allegato 6

verifichiamo con i dati forniti da Tel sia gli spostamenti massimi in copertura che gli spostamenti massimi agli interpiani. Il limite imposto dalla normativa (tabella 4.2.XI - NTC08) è in questo caso $h_{\text{interpiano}}/300$.

$$\delta_{\max} = 1,37 \text{ mm}$$

$$\text{Limite } \delta_{\max} \leq H_1/250 = 12000/250 = 48 \text{ mm}$$

verificato

$$\delta_1 = 0,68 \text{ mm}$$

$$\text{Limite } \delta_1 \leq 2402/300 = 8 \text{ mm}$$

verificato

$$\delta_2 = 1,28 \text{ mm}$$

$$\text{Limite } \delta_2 \leq 4004/300 = 13,34 \text{ mm}$$

verificato

TELAIO CB (con controventi L70x70x6 in ogni piano, con +F' e +F_f) _ allegato 7

verifichiamo gli spostamenti massimi in copertura con i dati forniti da Te

$$\delta_{\max} = 1,98 \text{ mm}$$

$$\text{Limite } \delta_{\max} \leq H_1/250 = 12000/250 = 48 \text{ mm}$$

verificato

$$\delta_1 = 1,17 \text{ mm}$$

$$\text{Limite } \delta_2 \leq 4004/300 = 13,34 \text{ mm}$$

verificato

$$\delta_2 = 1,89 \text{ mm}$$

$$\text{Limite } \delta_2 \leq 4004/300 = 13,34 \text{ mm}$$

verificato

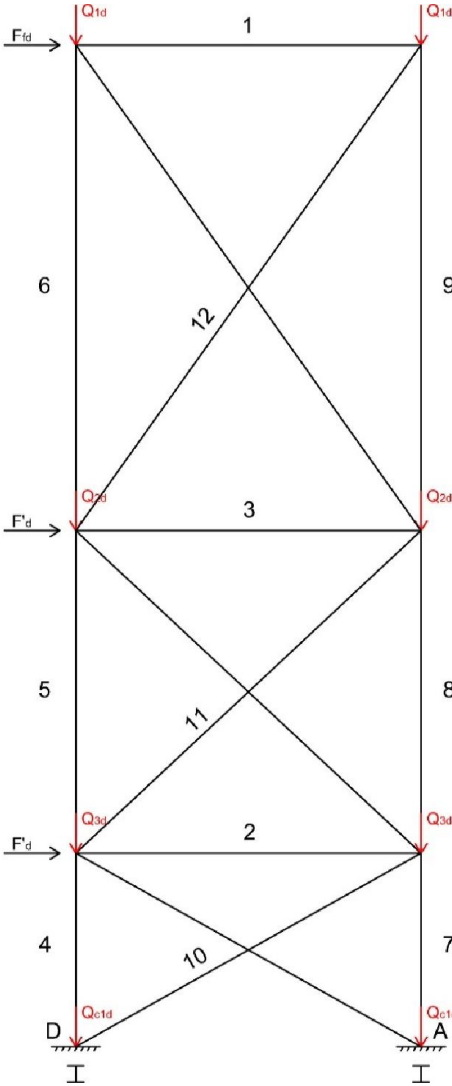
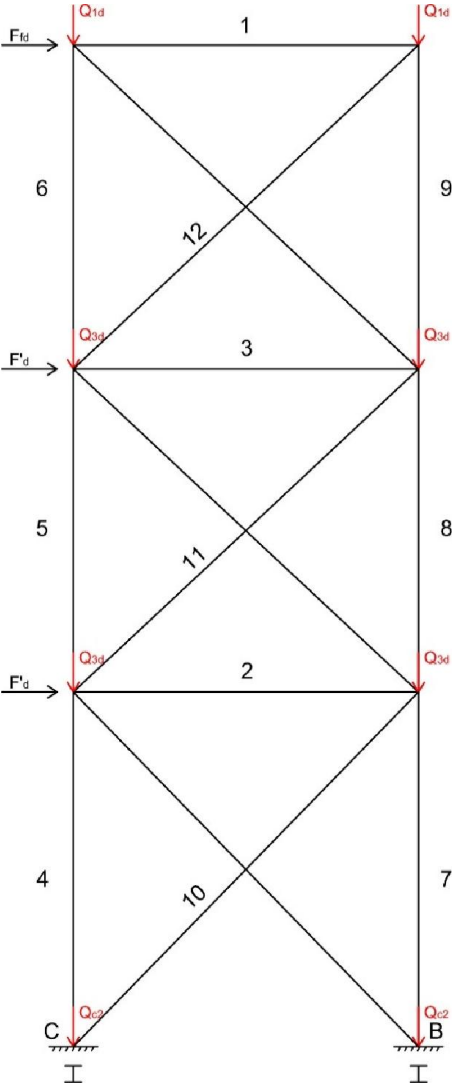
Adesso è necessario fare la verifica a pressoflessione degli schemi così progettati.

VALORI DI CALCOLO (SLU)

- forza tangenziale che agisce in copertura
- forza orizzontale del vento sui nodi
- carico verticale in copertura
- carico verticale nel piano
- carico verticale alla base (telaio DA)
- carico verticale alla base (telaio CB)

F_{fd}	0,37 kN
F'_d	11,46 kN
Q_{1d}	16,63 kN
Q_{2d}	55,49 kN
Q_{3d}	50,27 kN
Q_{c1d}	6,25 kN
Q_{c2d}	11,45 kN

Tali forze agiscono sui telai controventati CB e DA. Dai valori ottenuti con Tel delle caratteristiche di sollecitazione si nota che sono diverse le aste maggiormente sollecitate, di cui quindi fare la verifica a pressoflessione. Per evitare la verifica di ciascuna di esse, si preferisce considerare un'asta "ideale" che abbia lunghezza d'inflessione pari a quella d'interpiano, snellezza massima e, inoltre, abbia il massimo momento flettente e il massimo sforzo normale ottenuti. E' evidente che se viene rispettata la verifica per questo tipo di asta, tutte le altre saranno automaticamente verificate.



VERIFICA asta 5 soggetta alle sollecitazioni massime (colonna HE 280 B)

lunghezza libera d'inflessione	$l_0=l$	4004 mm
		4,004 m
l_0/i_z	λ	56,47
momento flettente massimo (lineare)	$M_{z,Ed,max}$	2,28 kNm
sforzo normale massimo	$N_{Ed,max}$	152,35 kN

Secondo il metodo A formulato nella circolare NTC08 (C4.2.4.1.3.3.1): quando il momento flettente varia lungo l'asta, come in questo caso, si ha:

$M_{z,eq,Ed}=1,3M_{z,Ed,medio} \geq 0,75M_{max}$		
$M_{z,Ed,medio} = M_{z,Ed,max}/2$	$M_{z,Ed,medio}$	1,14 kNm
	$M_{z,eq,Ed}$	1,48 kNm
	$0,75M_{max}$	1,71 kNm

Poiché $1,3M_{z,Ed,medio}$ NON è $\geq 0,75M_{max}$ usiamo il valore $0,75M_{max}$

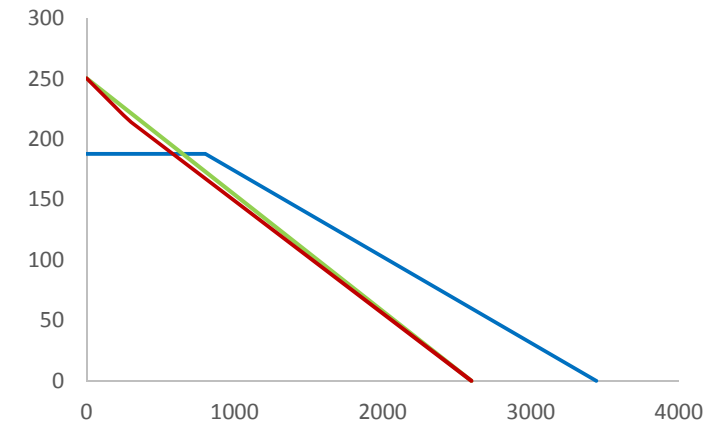
$M_{z,eq,Ed}=0,75M_{z,Ed,max}$	$M_{z,eq,Ed}$	1,71 kNm
$M_{z,Rd}=W_{pl,z}f_y/\gamma_{M0}$	$M_{z,Rd}$	187,94 kNm
$N_{Ed,m} = N_{Ed,max}$	$N_{Ed,m}$	152,35 kN
$N_{cr,z(per\ N=cost)}=\pi^2EI_z/l_0^2$	$N_{cr,z}$	8987,47 kN
$N_{Rd}=Af_y/\gamma_{M0}$	N_{Rd}	3441,43 kN
l_0/i_z	λ	56,47
$\lambda_1=\pi\sqrt{E/f_y}$	λ_1	86,8
$\bar{\lambda}=\lambda/\lambda_1$	$\bar{\lambda}$	0,65
curva d'instabilità c	α	0,49
$\phi = 0,5[1+\alpha(\bar{\lambda}-0,2)+\bar{\lambda}^2]$	ϕ	0,82
$\chi = 1/(\phi+\sqrt{\phi^2-\bar{\lambda}^2})$	χ	0,755
$N_{b,Rd}=\chi N_{Rd}$	$N_{b,Rd}$	2598,25 kN

Avendo ora ricavato tutti i valori necessari, è possibile fare la verifica a pressoflessione

$(N_{Ed,m}/N_{b,Rd}) + (M_{z,eq,Ed}/(M_{z,Rd}(1-N_{Ed,m}/N_{cr,z}))) \leq 1$ 0,068 < 1

L'asta considerata è verificata, quindi ogni asta dei due telai considerati è verificata.

Il profilo HE 280 B è verificato a pressoflessione anche lungo il piano di minor rigidezza.



Da notare che nelle verifiche fatte sono stati considerati i carichi al 100% del loro valore. Analizzando i due domini di resistenza M-N sollecitati rispettivamente nel piano di maggiore e minore rigidezza, si vede che i valori sollecitanti $N_{ed,max}$ e $M_{ed,max}$ rientrano abbondantemente all'interno del dominio calcolato con il metodo A. Pertanto risulta superflua un'ulteriore verifica che consideri altre possibili combinazioni di carichi ridotti attraverso il coefficiente di combinazione ψ_0 .

Una volta considerate le forze orizzontali del vento che agiscono sulla struttura, resta da verificare l'instabilità della trave a ginocchio e della trave principale di piano già progettate. Non è necessario invece fare la verifica delle travi di copertura poiché la forza radente del vento che agisce in essa è davvero piccola e dunque trascurabile. Inoltre è necessario verificare a trazione i controventi e assicurarsi che abbiano un comportamento duttile.

VERIFICA SLU TRAVE A GINOCCHIO (a pressoflessione - METODO A)

S275

_allegato 10

Si effettua la verifica solo nel piano di maggior rigidezza perché nel piano di minor rigidezza l'instabilità è impedita dai gradini. La trave a ginocchio si approssima ad uno schema di trave app.-app., allo stesso modo di come è stata progettata inizialmente.

lunghezza libera d'inflessione	$l_0=l$	6000 mm
		6 m
l_0/i_{iy}	λ	73,98
momento flettente massimo (appr.a parabolico)	$M_{y,Ed,max}$	32,606 kNm
sforzo normale massimo	$N_{Ed,max}$	11,8 kN
	$\gamma_{M0}=\gamma_{M1}$	1,05
	f_y	275 N/mm ²
		0,275 kN/mm ²
	E	210000000 kN/m ²

Secondo il metodo A formulato nella circolare NTC08 (C4.2.4.1.3.3.1): quando il momento flettente varia lungo l'asta, come in questo caso, si ha:

$M_{y,eq,Ed}=1,3M_{y,Ed,medio} \geq 0,75M_{max}$		
$M_{y,Ed,medio} = 2/3M_{y,Ed,max}$	$M_{y,Ed,medio}$	21,74 kNm
	$M_{y,eq,Ed}$	28,26 kNm
	$0,75M_{max}$	24,45 kNm

Poiché $1,3M_{y,Ed,medio} \geq 0,75M_{max}$ usiamo il valore $1,3M_{y,Ed,medio}$

	$M_{y,eq,Ed}$	28,26 kNm
$M_{y,Rd}=W_{pl,y}f_y/\gamma_{M0}$	$M_{y,Rd}$	57,65 kNm
$N_{Ed,m} = N_{Ed,max}$	$N_{Ed,m}$	11,8 kN
$N_{cr,y(per\ N=cost)}=\pi^2EI_y/l_0^2$	$N_{cr,y}$	1097,95 kN
$N_{Rd}=Af_y/\gamma_{M0}$	N_{Rd}	759,52 kN
l_0/i_y	λ	73,98
$\lambda_1=\pi\sqrt{E/f_y}$	λ_1	86,8
$\bar{\lambda}=\lambda/\lambda_1$	$\bar{\lambda}$	0,85
curva d'instabilità c	α	0,49
$\phi = 0,5[1+\alpha(\bar{\lambda}-0,2)+\bar{\lambda}^2]$	ϕ	1,02
$\chi = 1/(\phi+\sqrt{\phi^2-\bar{\lambda}^2})$	χ	0,629
$N_{b,Rd}=\chi N_{Rd}$	$N_{b,Rd}$	478,02 kN

Avendo ora ricavato tutti i valori necessari, è possibile fare la verifica a pressoflessione

$(N_{Ed,m}/N_{b,Rd}) + (M_{y,eq,Ed}/(M_{y,Rd}(1-N_{Ed,m}/N_{cr,y}))) \leq 1$

0,520 <1

Il profilo UPE 200 è verificato

a pressoflessione

lunghezza libera d'inflessione	$l_0=l$	4300 mm 4,3 m
l_0/i_y	λ	52,06
momento flettente massimo (parabolico)	$M_{y,Ed,max}$	40,91 kNm
sforzo normale massimo	$N_{Ed,max}$	22,74 kN
	$\gamma_{M0}=\gamma_{M1}$	1,05
	f_y	275 N/mm ² 0,275 kN/mm ²
	E	210000000 kN/m ²

Secondo il metodo A formulato nella circolare NTC08 (C4.2.4.1.3.3.1): quando il momento flettente varia lungo l'asta, come in questo caso, si ha:

$$M_{y,eq,Ed} = 1,3M_{y,Ed,medio} \geq 0,75M_{max}$$

$$M_{y,Ed,medio} = 2/3M_{y,Ed,max}$$

$M_{y,Ed,medio}$	27,27 kNm
$M_{y,eq,Ed}$	35,45 kNm
$0,75M_{max}$	30,68 kNm

Poiché $1,3M_{y,Ed,medio} \geq 0,75M_{max}$ usiamo il valore $1,3M_{y,Ed,medio}$

$M_{y,Rd} = W_{pl,y} f_y / \gamma_{M0}$	$M_{y,eq,Ed}$	35,45 kNm
$N_{Ed,m} = N_{Ed,max}$	$M_{y,Rd}$	57,78 kNm
$N_{cr,y(per N=cost)} = \pi^2 E I_y / l_0^2$	$N_{Ed,m}$	22,74 kN
$N_{Rd} = A f_y / \gamma_{M0}$	$N_{cr,y}$	2175,78 kN
l_0/i_y	N_{Rd}	746,43 kN
$\lambda_1 = \pi \sqrt{E/f_y}$	λ	52,06
$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1$	λ_1	86,8
curva d'instabilità a	$\bar{\lambda}$	0,60
$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$	α	0,21
$\chi = 1/(\phi + \sqrt{\phi^2 + \bar{\lambda}^2})$	ϕ	0,72
$N_{b,Rd} = \chi N_{Rd}$	χ	0,890
	$N_{b,Rd}$	664,39 kN

Avendo ora ricavato tutti i valori necessari, è possibile fare la verifica a pressoflessione

$$(N_{Ed,m}/N_{b,Rd}) + (M_{y,eq,Ed}/(M_{y,Rd}(1 - N_{Ed,m}/N_{cr,y}))) \leq 1 \quad 0,654 < 1$$

**Il profilo IPE 200 è verificato
a pressoflessione**

sforzo normale di progetto	$N_{Ed,max}$	32,07 kN
resistenza a trazione dell'asta $N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_{M0}$	$N_{pl,Rd}$	212,929 kN
verifica a trazione $N_{Ed,max} \leq N_{pl,Rd}$		
resistenza ultima A_{net} (hp. bullone M14) $N_{u,Rd} = 0,7 A_{net} f_u / \gamma_{M2}$	$N_{u,Rd}$	174,0984 kN
verifica duttilità dell'asta $N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd}$		non è verificato

Il comportamento dell'asta è quindi fragile. Tuttavia, tale condizione può essere accettata e non crea problemi alla stabilità della struttura perché $N_{Ed,max}$ è molto inferiore a $N_{u,Rd}$.

COLLEGAMENTI

- 1) collegamento colonna - trave di piano
- 2) colonna - trave principale di copertura
- 3) collegamento trave secondaria a ginocchio - trave di piano
- 4) collegamento trave principale - trave secondaria di copertura
- 5) collegamento controvento - colonna
- 6) collegamento colonna - fondazione

1) COLLEGAMENTO COLONNA (HE 280 B) - TRAVE DI PIANO (IPE 200)

forza verticale	Q_{2d}	55,49 kN
forza orizzontale	F'_d	11,46 kN
	$\gamma_{M0}=\gamma_{M1}$	1,05
	γ_{M2}	1,25
	f_y	275 N/mm ²
		0,275 kN/mm ²
	$A_{VIPE200}$	1400 mm ²
resistenza a taglio IPE 200 $V_{Rd} = A_v f_y / \sqrt{3} \gamma_{M0}$	V_{Rd}	211,70 kN

TRAVE DI PIANO - ANGOLARE

Si scelgono bulloni di classe 6.8 interamente filettati	f_{ub}	600 N/mm ²
		0,6 kN/mm ²
	f_{uS275}	430 N/mm ²
		0,43 kN/mm ²
numero sezioni resistenti	n_s	2
numero bulloni	n_b	2
forza a cui sono sottoposti i due bulloni $F_{V,Ed} = \sqrt{(Q_{2d}^2 + F'_d{}^2)}$	$F_{V,Ed}$	56,66 kN
resistenza a taglio dei due bulloni $F_{V,Ed} \leq F_{V,Rd} = 0,5 A_{res} f_{ub} n_s n_b / \gamma_{M2}$		
progetto A_{res} di un bullone $A_{res} \geq F_{V,Ed} \gamma_{M2} / 0,5 f_{ub} n_s n_b$	A_{res}	59,02 mm ²
si scelgono bulloni M12 classe 6.8	A_{res}	84,3 mm ²
	A_{nom}	113 mm ²
	d	12 mm ²
	d_0	13 mm ²
resistenza a taglio dei due bulloni M12	$F_{V,Rd}$	101,16 > $F_{V,Ed}$

VERIFICA A RIFOLLAMENTO ANIMA IPE 200

Lo spessore dell'anima dell'IPE 200 è $t_w=5,6$ mm. Poiché si sceglie di mettere angolare aventi spessore $t=5$ mm, è necessario fare la verifica a rifollamento dell'anima della trave principale.

resistenza a rifollamento anima $F_{V,Ed} \leq F_{b,Rd} = k \alpha d t_w f_u n_b / \gamma_{M2}$		
il valore di k viene fissato	k	2,5
si ricava il valore di $\alpha = F_{V,Ed} \gamma_{M2} / k d t_w f_u n_b$	α	0,49
si ricavano le distanze e_1 e p_1 sapendo che: $\alpha = \min(1; e_1/3d_0; p_1/3d_0 - 0,25; f_{ub}/f_u) = 0,49$		
$e_1 = 3d_0 * \alpha$	e_1	19,12 mm
$p_1 = 3d_0 * (\alpha + 0,25)$	p_1	28,87 mm

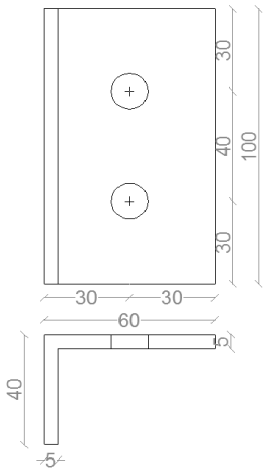
si ricavano le distanze minime e_2 e p_2 che, secondo normative, sono:

$e_2 = 1,5d_0$	e_2	19,5 mm
$p_2 = 3d_0$	p_2	39 mm

si sceglie un **angolare a lati diseguali 40x60x5 lungh.100** cor

e_1	30 mm
p_1	40 mm
e_2	30 mm

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE DEI DUE ANGOLARI

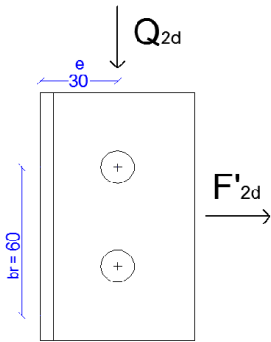


$A_{netta} = A - 2d_0t$
 $F_{V,Ed} \leq V_{Rd} = 2A_{netta} f_y / \sqrt{3} \gamma_{M0}$
 $A_{netta} = 370 \text{ mm}^2$
 $V_{Rd} = 111,90 \text{ kN} > F_{V,Ed}$
la verifica è soddisfatta

ANGOLARE - COLONNA

numero sezioni resistenti	n_s	1
numero bulloni	n_b	4

Poiché anche in questo caso si hanno 4 sezioni resistenti, non è necessario fare la verifica né a taglio né a rifollamento, essendo stata fatta già in precedenza. Si deve invece determinare l'ulteriore sforzo di trazione che nasce nei bulloni superiori per effetto dell'eccentricità.



$F_{V,Ed} = Q_{2d} = 55,49 \text{ kN}$
 $F'_d = 11,46 \text{ kN}$
 $e = 30 \text{ mm}$
 $M = Q_{2d} \cdot e = 1,66 \text{ kNm}$
Ipotizzo un braccio $br = 60 \text{ mm}$
 $F_{Mt,Ed} = M / br = 27,75 \text{ kN}$
quindi la risultante delle forze di compressione nella parte inferiore degli angolari è $F_c = 27,75 \text{ kN}$
si ricava quindi l'area compressa e il braccio effettivo
 $x = F_c \cdot \gamma_{M1} / (40 \cdot 2 \cdot f_y) = 1,32 \text{ mm}$
il braccio effettivo sarà $br_{vero} = 70 - x/2 = 69,3 \text{ mm}$

il braccio ottenuto è maggiore di quello ipotizzato (60 mm), allora si continua ad utilizzare quest'ultimo per essere in sicurezza.

$F_{Mt,Ed} = M / br_{vero} = 24,01 \text{ kN}$
Ciascun bullone porta una forza di trazione pari a $F_{t,Ed} = F_{Mt,Ed} + F'_d / 4 = 26,87 \text{ kN}$

VERIFICA A TRAZIONE DEI DUE BULLONI SUPERIORI

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} = 0,9 A_{res} f_{ub} n_b / \gamma_{M2}$
 $F_{t,Rd} = 72,84 > F_{t,Ed}$
la verifica è soddisfatta

VERIFICA COMBINATA TAGLIO - TRAZIONE

Per i due bulloni superiori si avrà:

$$F_{V,Ed} \quad 13,87 \text{ kN}$$

$$F_{V,Rd} \quad 40,46 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} \quad 26,87 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} \quad 72,84 \text{ kN}$$

$$\text{Deve essere: } F_{V,Ed}/F_{V,Rd} + F_{t,Ed}/1,4F_{t,Rd} \leq 1$$

$$0,61 < 1$$

la verifica è soddisfatta

VERIFICA A PUNZONAMENTO DELL'ANGOLARE

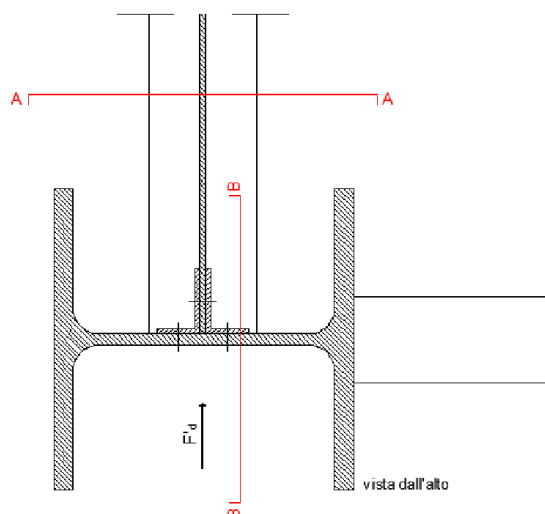
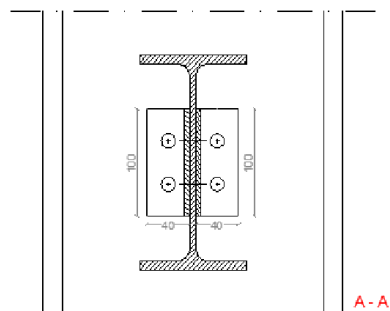
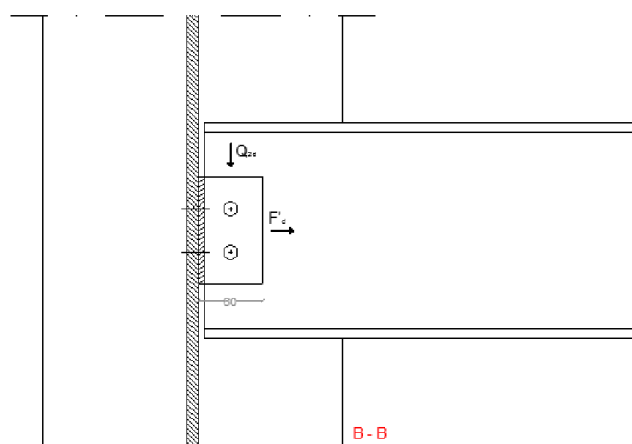
dove $d_m = 1,6d$

$$F_{t,Ed} < B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t f_u n_b / \gamma_{M2}$$

$$d_m \quad 19,2$$

$$B_{p,Rd} \quad 124,43 < F_{t,Ed}$$

la verifica è soddisfatta



in definitiva si hanno:

- 6 bulloni interamente filettati M12 di classe 6.8

- angolare 40x60x5 lungh.100

2) COLLEGAMENTO COLONNA - TRAVE PRINCIPALE DI COPERTURA

Il collegamento sopra fatto ha le stesse caratteristiche del collegamento colonna - trave principale di copertura (IPE 160), anche se le forze che entrano in gioco sono di minore intensità.

Si decide pertanto di non progettare nuovamente e di sovraddimensionare.

3) COLLEGAMENTO TRAVE SECONDARIA A GINOCCHIO (UPE 200) - TRAVE DI PIANO (IPE 200)

forza verticale

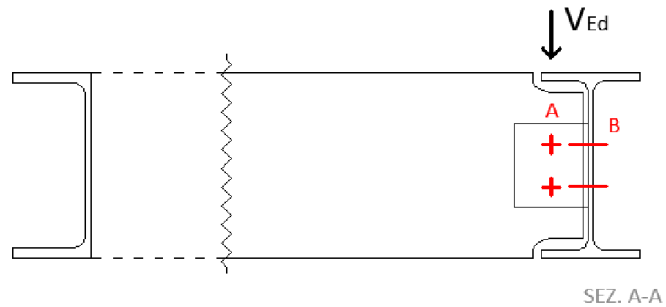
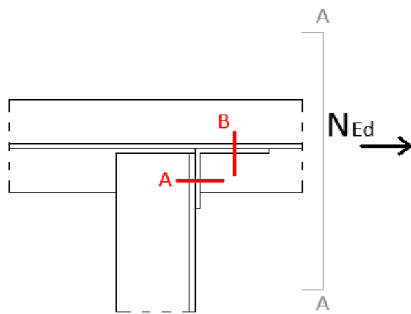
V_{Ed}

22,26 kN

forza orizzontale

$N_{Ed} = F'_d$

11,46 kN



TRAVE A GINOCCHIO - ANGOLARE PROGETTO DEI BULLONI A A TAGLIO

Il taglio massimo che può portare l'UPE 200 è:

$$V_{Rd} = A_v(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}$$

$$F_{V,Ed} \leq F_{V,Rd} = 0,5A_{res}(f_{ub}/\gamma_{M2})n_b n_s$$

si sceglie di usare 2 bulloni interamente filettati di classe 6.8

$$A_{res} \geq (F_{V,Ed}\gamma_{M2})/(0,5 f_{ub}n_b)$$

$F_{V,Ed}$

22,26 kN

V_{Rd}

204,135 kN

n_s

1

n_b

2

f_{uS275}

430 N/mm²

0,43 kN/mm²

f_{ub}

600 N/mm²

0,6 kN/mm²

γ_{M2}

1,25

A_{res}

46,37 mm²

A

113 mm²

A_{res}

84,3 mm²

d

12 mm

d_0

13 mm

d_m

19,2 mm

si scelgono **bulloni M12 classe 6.8**

PROGETTO A RIFOLLAMENTO DELL'ANGOLARE

si sceglie uno spessore dell'angolare di 5mm

$$F_{V,Ed} \leq F_{b,Rd} = K\alpha d t f_u n_b / \gamma_{M2}$$

si sceglie K e si trova α

t_w

6 mm

t

5 mm

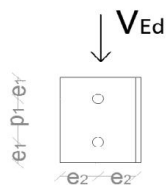
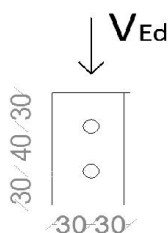
$$\alpha = F_{V,Ed}\gamma_{M2}/K d t f_u n_b$$

k

2,5

0,22

le distanze minime sono:



$$e_1 = 1,2d_0$$

15,6 mm

$$p_1 = 2,2d_0$$

28,6 mm

$$e_2 = 1,2d_0$$

15,6 mm

poiché queste dimensioni sono molto piccole, si usa un **angolare 60x60x5 lungh.100**

VERIFICA A TAGLIO DELL'ANGOLARE

$$F_{V,Ed} \leq V_{Rd} = A_{netta} f_y / \sqrt{3} \gamma_{M0}$$

$$A_{netta} = A - 2(d_0 t)$$

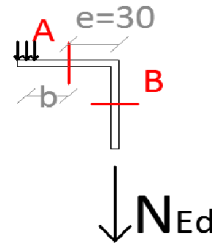
$$V_{Rd} = 55,95 > F_{V,Ed}$$

$$370 \text{ mm}^2$$

la verifica è soddisfatta

VERIFICA BULLONI A TRAZIONE A CAUSA DEL VENTO

I bulloni A, oltre a portare un taglio $F_{V,Ed} = 22,26 \text{ kN}$, come verificato in precedenza, sono soggetti ad una forza di trazione $F_{t,Ed} = 11,46 \text{ kN}$ dovuta dal vento e ad un momento flettente dato da $M_{Ed} = F_{t,Ed} * e$, quindi è necessario fare una verifica a trazione.



$F_{t,Ed}$	11,46 kN
e	30 mm
$M_{Ed} = F_{t,Ed} * e$	0,34 kNm
b	25 mm

Ipotizzando un braccio di 25 mm, i bulloni saranno soggetti ad uno sforzo normale di trazione

pari a $F_{t,Ed} + F'_{t,Ed}$:

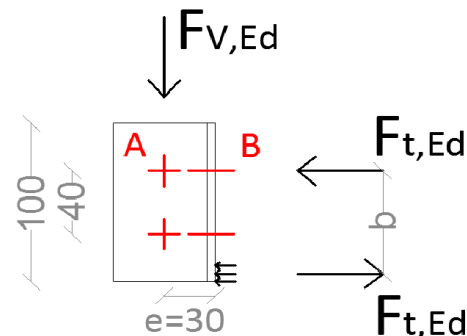
$$F'_{t,Ed} = M_{Ed} / b$$

$F'_{t,Ed}$	13,75 kN
$F_{t,Ed, TOT}$	25,21 kN
$F_{t,Rd}$	$36,42 < F_{t,Ed, TOT}$

la verifica è soddisfatta

ANGOLARE - TRAVE DI PIANO

I bulloni B, oltre a portare un taglio $F_{V,Ed} = 22,26 \text{ kN}$, come verificato in precedenza, sono soggetti ad un momento flettente dato da $M_{Ed} = F_{V,Ed} * e$, quindi è necessario fare anche una verifica a trazione.



e	30 mm
$M_{Ed} = F_{V,Ed} * e$	0,67 kNm
b	60 mm

VERIFICA A TRAZIONE DEL BULLONE SUPERIORE B

Ipotizzando un braccio di 60 mm, il bullone superiore sarà soggetto ad uno sforzo normale di trazione pari a:

$F_{t,Ed} = (M_{Ed} / b)$	$F_{t,Ed}$	11,13 kN
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} = 0,9 A_{res} f_{ub} / \gamma_{M2}$	$F_{t,Rd}$	$36,42 < F_{t,Ed}$

la verifica è soddisfatta

Calcolo dell'area soggetta a compressione della parte inferiore dell'angolare:

$F_{t,Rd} = A(f_y / \gamma_{M0})$	dove $A = 60 * x$	
$x = F_{t,Rd} \gamma_{M0} / 60 f_y$	x	2,32 mm

Quindi in realtà il braccio è: $b = e_1 + p_1 - x / 2$

b	68,84 mm
-----	----------

Poiché quello ipotizzato è minore, si è in sicurezza e non è necessario rifare il calcolo.

VERIFICA A PUNZONAMENTO DELL'ANGOLARE

$$F_{t,Ed} < B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t f_{ub} / \gamma_{M2}$$

$$B_{p,Rd} \quad 62,22 > F_{t,Ed}$$

la verifica è soddisfatta

VERIFICA COMBINATA TAGLIO - TRAZIONE DEL BULLONE SUPERIORE B

$$F_{V,Rd} = 0,5 A_{res} (f_{ub} / \gamma_{M2}) n_b n_s$$

$$\begin{array}{ll} F_{V,Ed} & 22,26 \text{ kN} \\ F_{V,Rd} & 40,46 \text{ kN} \\ F_{t,Ed,Tot} & 17,02 \text{ kN} \\ F_{t,Rd} & 36,42 \text{ kN} \\ & 0,88 < 1 \end{array}$$

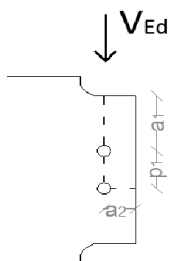
$$\text{Deve essere: } F_{V,Ed} / F_{V,Rd} + F_{t,Ed} / 1,4 F_{t,Rd} \leq 1$$

la verifica è soddisfatta

VERIFICA DELLA SEZIONE FORATA (tranciamento a blocco)

Il tranciamento a blocco consiste nella rottura a taglio in corrispondenza della fila di bulloni lungo la superficie di taglio del gruppo di fori accompagnata dalla rottura per trazione lungo la fila di fori sulla superficie di trazione del gruppo di bulloni. La figura in basso mostra il meccanismo per tranciamento a blocco. La verifica prevede che:

$$V_{ed} \leq V_{eff,Rd} = f_u A_{nt} / \gamma_{M2} + (f_y / \sqrt{3}) A_{nv} / \gamma_{M0}$$



$$\begin{array}{ll} a_1 & 60 \text{ mm} \\ a_2 & 30 \text{ mm} \\ p_1 & 40 \text{ mm} \\ t & 6 \text{ mm} \\ d & 12 \text{ mm} \\ V_{Ed} & 22,26 \text{ kN} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} A_{nt} & 180 \text{ mm}^2 \\ A_{nv} & 600 \text{ mm}^2 \\ V_{eff,Rd} & 152,65 \text{ kN} > V_{ed} \end{array}$$

la verifica è soddisfatta

in definitiva si hanno:

- 4 bulloni interamente filettati M12 di classe 6.8
- angolare 60x60x5 lungh.100

4) COLLEGAMENTO TRAVE PRINCIPALE DI COPERTURA (IPE 160) - TRAVE SECONDARIA DI COPE

Il collegamento prima fatto ha le stesse caratteristiche del collegamento trave principale - trave secondaria di copertura, entrambe IPE 160, anche se le forze che entrano in gioco sono di minore intensità.

Si decide pertanto di non progettare nuovamente e di sovraddimensionare.

5) COLLEGAMENTO CONTROVENTO (L 75X75X6) - COLONNA

_allegato 8

PROGETTO A TAGLIO DEI BULLONI DELL'ASTA DIAGONALE

Si progetta il controvento alla base che più è sollecitato a sforzo normale di trazione (asta 10 telaio CB).

Il collegamento così fatto andrà bene anche per gli altri controventi (per un miglior collegamento sono stati presi alla fine controventi L 75x75x6).

Si sceglie di usare un bullone M16 di classe 6.8 interamente filettato

	f_{ub}	600 N/mm ²
	γ_{M2}	1,25
sforzo normale di trazione	$F_{t,Ed}$	32,07 kN
area resistente	A_{res}	157 mm ²
	d	16 mm
	d_0	17 mm
resistenza a taglio $F_{V,Rd}=0.5A_{res} f_{ub} n_b/\gamma_{M2}$	$F_{V,Rd}$	37,68 kN > $F_{t,Ed}$
la verifica è soddisfatta		

VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELL'ANGOLARE

si sceglie lo spessore della lastra	t_L	10 mm
essendo lo spessore dell'angolare	t_a	6 mm
si verifica a rifollamento l'angolare		
$e_1, e_2 \geq 1,2 d_0$	$e_1 \geq$	20,4 mm
	$e_2 \geq$	20,4 mm
si sceglie	e_1	38 mm
	e_2	20,4 mm

il baricentro del profilo si trova proprio a distanza $y_G = z_G = 20,4\text{mm}$ dall'ala. Il bullone così posizionato evita il formarsi di un'eccentricità.

$k=\min(2,5; 2,8 e_2/d_0-1.7)$	k	1,66
$\alpha=\min(1; e_1/3 d_0; f_{ub}/f_u)$	α	0,75
resistenza a rifollamento $F_{V,Ed} \leq F_{b,Rd} = k\alpha dt_a f_u/\gamma_{M2}$	$F_{b,Rd}$	40,85 kN > $F_{t,Ed}$
la verifica è soddisfatta		

PROGETTO SALDATURA COLONNA - PIATTO

sforzo normale di trazione	$F_{t,Ed}$	32,07 kN
----------------------------	------------	----------

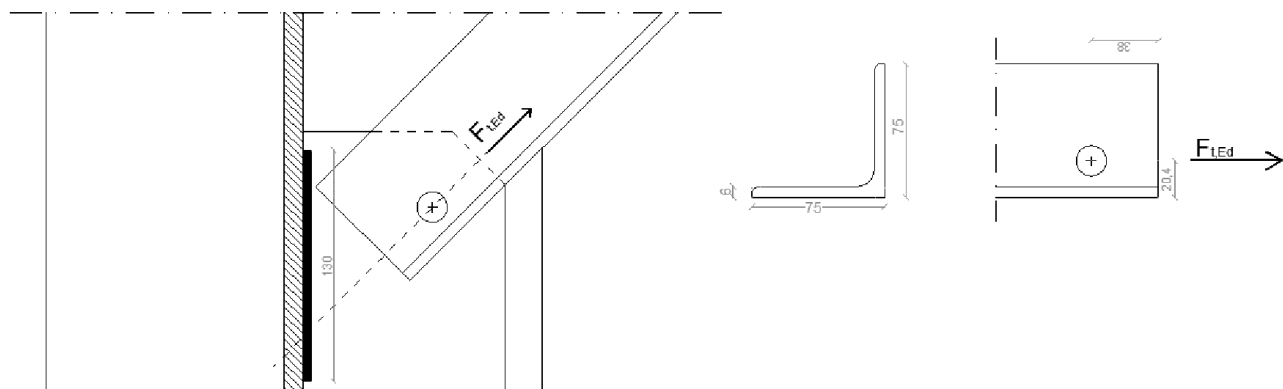
Si progetta la saldatura che porta lo sforzo normale $F_{t,Ed}$ sfruttando il criterio della sfera

	$f_{vwd}(S275)$	233,7 N/mm ²
si pone l'altezza della sezione di gola pari ad	a	5 mm
numero cordoni di saldatura	n	1

Per il criterio della sfera deve essere $F_{t,Ed} \leq F_{Rd} = n a l_{eff} f_{vwd}$

da questa formula si ricava la lunghez. efficace della saldatura l_{eff} 27,45 mm

Si sceglie di aumentare la lunghezza della saldatura per evitare parti di piatto non collegate che possono causare il ristagno d'acqua e quindi la corrosione. ($l = 130\text{mm}$)



in definitiva si hanno:

- controvento L 75x75x6
- 1 bullone interamente filettato M16 di classe 6.8
- 1 cordone di saldatura con $A_{gola}=130 \times 5$

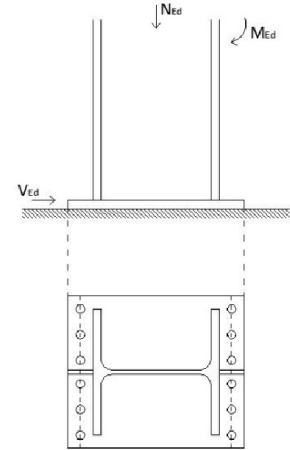
6) COLLEGAMENTO COLONNA (HE 280 B) - FONDAZIONE

_allegati 8, 9 e 10

COLLEGAMENTO BULLONATO

Progetto il collegamento a parziale ripristino di resistenza.

M_{Ed}	84,93 kNm
N_{Ed}	152,35 kN
V_{Ed}	26,23 kN
$f_{cd}=\alpha(f_{ck}/\gamma_c)$	14,17 N/mm ²
	0,01417 kN/mm ²



Si sceglie di usare tirafondi M18 di classe 6.8 interamente filettati

d	18 mm
d ₀	19 mm

per avere massimo contributo nella verifica a rifollamento, si considera come valori per la distanza e_2 dai fori dal bordo e per il passo p_2 tra i fori:

$e_2=1,5d_0$	28,5 mm
$p_2=3d_0$	57 mm

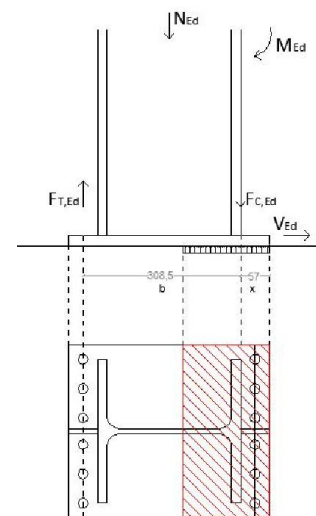
si considera il momento sollecitante M_{Ed} che si scompone in due forze, una di trazione e una di compressione.

Per dimensionare i tirafondi si deve conoscere la forza di trazione $F_{T,Ed}$ e quella di compressione $F_{C,Ed}$ a cui è soggetta la piastra. È necessario trovare la parte di area compressa e dunque il valore x che rappresenta la distanza dall'estremo della piastra al punto in cui è applicata la forza di compressione, di conseguenza si otterrà il valore del braccio b che corrisponde alla distanza tra le due forze prima citate.

x	57 mm
	0,057 m
b	308,5 mm
	0,3085 m
$F_{T,Ed}=M_{Ed}/b$	275,3 kN

Quindi tutti i tirafondi saranno sollecitati dalla forza di trazione $F_{T,Ed}$ e deve essere:

$$F_{T,Ed} \leq F_{T,Rd} = 0,9A_{res}(f_{ub}/\gamma_{M2})n_b$$



Resta da capire il numero di tirafondi necessari per la verifica, avendo diametro 18mm e classe 6.8

	A_{res}	192 mm ²
	f_{ub}	600 N/mm ²
	γ_{M2}	1,25
$n_b = F_{T,Ed} \gamma_{M2} / 0,9 A_{res} f_{ub}$	n_b	3,319
quindi il numero di tirafondi per lato sarà	n_b	4
$F_{T,Rd} = 0,9 A_{res} (f_{ub} / \gamma_{M2}) n_b$	$F_{T,Rd}$	331,78 kN

Il collegamento è a parziale ripristino di resistenza, si confronta quindi l' M_{Rd} del collegamento con l' M_{Ed} sollecitante.

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = F_{T,Rd} b$$

$$M_{Ed} \quad 84,93 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = F_{T,Rd} b \quad 102,35 \text{ kNm}$$

la verifica è soddisfatta

Per trovare x in maniera analitica senza ipotizzarne il valore:

$$F_{C,Ed} = (2xB/A_c) f_{cd}$$

$$F_{C,Ed} = M_{Ed}/A - x$$

$$M_{Ed}/A - x = (2xB/A_c) f_{cd}$$

$$M_{Ed} = (A - x)(2xB f_{cd})$$

$$2B f_{cd} x^2 - 2AB f_{cd} x + M_{Ed} = 0$$

$$x = (2AB f_{cd} \pm \sqrt{(2AB f_{cd})^2 - 4(2B f_{cd} M_{Ed})}) / (2(2B f_{cd}))$$

dove

$$A \quad 394 \text{ mm}$$

$$B \quad 337 \text{ mm}$$

$$f_{cd} \quad 0,01417 \text{ kN/mm}^2$$

$$M_{Ed} \quad 84,93 \text{ kNm}$$

$$84930 \text{ kNmm}$$

troviamo due soluzioni per x

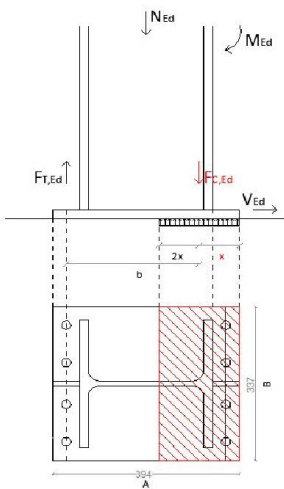
$$369,96 \text{ mm}$$

$$x \quad \mathbf{24,04 \text{ mm}}$$

$$b^* \quad 341,46 \text{ mm}$$

$$F_{T,Ed} = M_{Ed}/b \quad 275,3 \text{ kN}$$

$$F_{T,Ed}^* = M_{Ed}/b^* \quad 248,7 \text{ kN} < F_{t,Rd}$$



Si considera ora lo sforzo normale sollecitante N_{Ed} , i bulloni non ne sono interessati ma, a causa di questa sollecitazione, la zona compressa della piastra aumenterà. La $F_{C,Ed}$ non sarà infatti più uguale e contraria alla $F_{T,Ed}$ ma aumenterà poiché somma dell'azione dei tirafondi e dello sforzo normale.

$$F_{C,Ed} = N_{Ed} + F_{T,Rd} \quad 484,126 \text{ kN}$$

$$2xB f_{cd} = N_{Ed} + F_{T,Rd}$$

$$x = (N_{Ed} + F_{T,Rd}) / (2B f_{cd}) \quad x \quad \mathbf{50,69 \text{ mm}}$$

L'area compressa risulterà quindi più grande, e il braccio delle forze più piccolo.

Si verifica se il momento resistente M_{Rd} è ancora maggiore di quello sollecitante M_{Ed} .

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = F_{T,Rd} a + F_{C,Ed}^* e$$

equilibrio alla rotazione attorno al punto r:

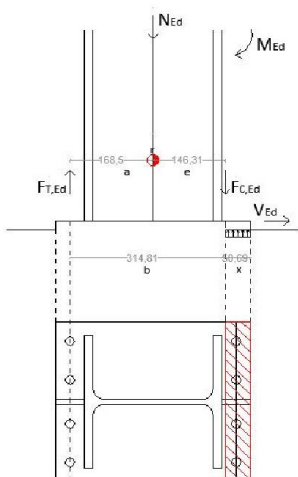
$$a \quad 168,5 \text{ mm}$$

$$e \quad 146,31 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = F_{T,Rd} a + F_{C,Ed}^* e \quad 126,7 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} \quad 84,93 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad \text{la verifica è soddisfatta}$$



4 bulloni lavorano a taglio, 4 bulloni lavorano a taglio e trazione. Si effettuano quindi queste verifiche.

VERIFICA A TAGLIO

Resistenza a taglio:

$$F_{V,Ed} \leq F_{V,Rd} = 0,5 A_{res} f_{ub} / \gamma_{M2}$$

$$F_{V,Rd} = 0,5 A_{res} f_{ub} / \gamma_{M2}$$

Per $n_b = 8$

$$F_{V,Rd} = n_b 0,5 A_{res} f_{ub} / \gamma_{M2}$$

taglio sollecitante

$$F_{V,Ed} \leq F_{V,Rd}$$

$$F_{V,Rd} \quad 46,08 \text{ kN}$$

$$F_{V,Rd} \quad 368,64 \text{ kN}$$

$$F_{V,Ed} \quad 26,23 \text{ kN}$$

la verifica è soddisfatta

VERIFICA A TAGLIO E A TRAZIONE

Per $n_b = 4$

$$F_{V,Rd} = n_b 0,5 A_{res} f_{ub} / \gamma_{M2} \quad 184,32 \text{ kN}$$

$$F_{V,Ed} \quad 26,23 \text{ kN}$$

$$F_{T,Ed} \quad 248,7 \text{ kN}$$

$$F_{T,Rd} \quad 331,78 \text{ kN}$$

$$F_{V,Ed} / F_{V,Rd} + F_{T,Ed} / 1,4 F_{T,Rd} \leq 1 \quad 0,68 \text{ kN}$$

la verifica è soddisfatta

PROGETTO A FLESSIONE DELLA PIASTRA

Da qui si trova lo spessore necessario. Si considera una piastra di acciaio S275.

Si decide comunque di irrigidire la struttura con costole.

$$M_{ed} \leq M_{Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{M0} = (B t^2 / 4) (f_y / \gamma_{M0})$$

$$x \quad 50,69 \text{ mm}$$

$$B \quad 337 \text{ mm}$$

$$F_{Ed} = L B f_{cd} \quad 242,06 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = F_{Ed} L / 2 \quad 6,1 \text{ kNm}$$

$$t = \sqrt{(M_{Ed} 4 \gamma_{M0} / B f_y)} \quad 16,67 \text{ mm}$$

$$\text{scelgo uno spessore pari a } t \quad 20 \text{ mm}$$

VERIFICA A PUNZONAMENTO

$$F_{T,Ed} \leq B_p R_d = \pi d_m t 0,6 f_u / \gamma_{M2}$$

$$d_m = 1,6 d$$

$$B_p R_d = \pi d_m t 0,6 f_u / \gamma_{M2}$$

$$28,8 \text{ mm}$$

$$373,3 \text{ kN} > F_{T,Ed}$$

la verifica è soddisfatta

VERIFICA A RIFOLLAMENTO

$$F_{V,Ed} \leq F_{b,Rd} = K a d t f_u / \gamma_{M2}$$

$$e_2$$

$$p_2$$

$$e_1$$

$$k = \min(2,5; 2,8(e_2/d_0) - 1,7; 1,4(p_2/d_0) - 1,7)$$

$$\alpha = \min(1; e_1/3d_0)$$

$$F_{b,Rd} = K a d t f_u / \gamma_{M2}$$

$$41 \text{ mm}$$

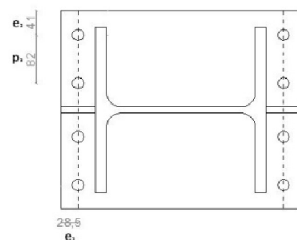
$$82 \text{ mm}$$

$$28,5 \text{ mm}$$

$$2,5$$

$$0,5$$

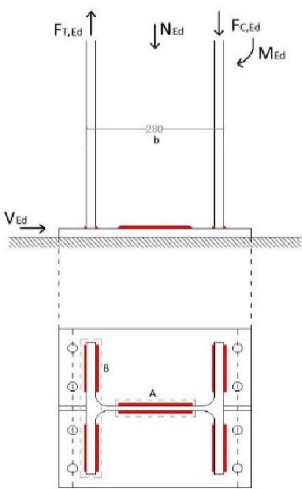
$$154,8 \text{ kN} > F_{V,Ed}$$



COLLEGAMENTO SALDATO

PROGETTO SALDATURA A

Le saldature A portano lo sforzo normale N_{Ed} e quello di taglio V_{Ed}



N_{Ed}	152,35 kN
V_{Ed}	26,23 kN

$F_{Ed} = \sqrt{N_{Ed}^2 + V_{Ed}^2}$

si sceglie un'altezza di gola della saldatura pari ad
resistenza saldatura

F_{Ed}	154,59 kN
a	5 mm
f_{vwd}	233,7 N/mm ²

Dalla verifica secondo il dominio sferico si ha:

$F_{Ed} \leq F_{T,Rd} = \alpha f_{vwd}$

Si ricava la lunghezza efficace dei cordoni $l_{eff} = F_{Ed} / \alpha f_{vwd}$

l_{eff}	132,30 mm
-----------	-----------

$l = l_{eff} + 4a$

	152,30 mm
--	-----------

lunghezza scelta per 2 cordoni A

l	200 mm
-----	--------

lunghezza per ciascun cordone A

l	100 mm
-----	--------

$F_{Ed} \leq F_{T,Rd} = \alpha f_{vwd}$

$F_{T,Rd}$

PROGETTO SALDATURA B

Le saldature B portano la forza di trazione $F_{T,Ed}$ in cui è scomposto il momento flettente. Le saldature speculari portano una forza uguale ed opposta di compressione $F_{C,Ed}$ quindi avranno lunghezza uguale a quelle B.

M_{Ed}	84,93 kNm
----------	-----------

si sceglie un'altezza di gola della saldatura pari ad

a	5 mm
-----	------

larghezza HE 280 B

b	280 mm
-----	--------

$F_{Ed} = M_{Ed} / b$

	303,32 kN
--	-----------

Si ricava la lunghezza efficace dei cordoni $l_{eff} = F_{Ed} / \alpha f_{vwd}$

l_{eff}	259,58 mm
-----------	-----------

$l = l_{eff} + 8a$

	299,58 mm
--	-----------

lunghezza scelta per 4 cordoni A

l	340 mm
-----	--------

lunghezza per ciascun cordone A

l	85 mm
-----	-------

in definitiva si hanno:

- 8 tirafondi lunghi 720mm interamente filettati M18 di classe 6.8
- piastra di fondazione 450x350x20
- due costole di irrigidimento
- 2 cordoni di saldatura con $A_{gola} = 100 \times 5$
- 4 cordoni di saldatura con $A_{gola} = 85 \times 5$

