



AUTORITA' PORTUALE DI ANCONA

PORTO DI ANCONA

Adeguamento di una porzione lato sud-ovest del padiglione già proprietà "Tubimar Ancona s.p.a." ai fini dell'allestimento dei presidi operativi per i controlli sanitari di frontiera sulle merci in importazione.

PROGETTO ESECUTIVO



Scala:

Tabulati di Calcolo 4_4
Strutture in acciaio e verifiche geotecniche

Doc.

50_ES

Committente
Autorità Portuale di Ancona
Molo Santa Maria
Porto di Ancona

Visto
Il R.U.P.
Ing. Gianluca Pellegrini

Il C.S.P.
Geom. Marco Brugiapaglia

Progettista

R.T.I. :

- "dI.dA Ingegneri Associati Srl"
Direttore tecnico: Ing. Andrea Rachetta
Collaboratori: Ing. Francesca Massaccesi
Ing. Annalisa Piccolomo
Ing. Ileana Pirani

dI.dA Ingegneri Associati s.r.l.
Menghini Rachetta Massaccesi
studio professionale d'Ingegneria e d'Architettura
60123 Ancona, via Cesare Battisti 16 tel+fax 071 20 29 08
info@didaingegneriassociati.com p.iva 02579690427

- **Ing. Nestore Finizio**
Collaboratori: Ing. Silvia Baldini

60122 Ancona, C.so Stamira 49
tel. 071 20 76 030

Data: **Dicembre 2016**

Agg.

File

Diritti riservati art. 2598 cc.

1 - RELAZIONE DI CALCOLO SOLAIO IN ACCIAIO TIPO 6

1.1 - RELAZIONE DI CALCOLO SOLAIO IN ACCIAIO TIPO 6 QUOTA P.G. +8.42

Data la disposizione della lamiera grecata a scacchiera, il comportamento del solaio è stato considerato come bidirezionale.

1.1.1 - AZIONI SUL SOLAIO IN ACCIAIO:

	s (m)	kg/m ³	kg/m ²
- peso proprio isolamento in lana di roccia - quotaparte bidirezionale:	0,08	40	1,6
- incidenza impianti a soffitto - quotaparte bidirezionale:			30
- controsoffitto - quotaparte bidirezionale:			7,5
Totale carichi permanenti :			39,10
- sovraccarico accidentale (<i>cat. H1 - sottotetti accessibili per sola manutenzione</i>) - quotaparte bidirezionale:			25,00

1.1.2 - COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Combinazione delle azioni impiegata per lo stato limite ultimo (2.5.1 DM 14/01/2008):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1}$$

dove:

- G_1 : peso proprio degli elementi strutturali =		ved. Paragrafi successivi
- G_2 : peso proprio degli elementi non strutturali =	39,10	kg/m ²
- Q_{k1} : azione variabile dominante =	25,00	kg/m ²
- γ_{G1} : coefficiente parziale del peso proprio della struttura =	1,3	Tab.2.6.I , verifiche allo stato limite STR
- γ_{G2} : coefficiente parziale dei peso propri degli elem. non strutturali =	1,5	Tab.2.6.I , verifiche allo stato limite STR
- γ_{Qi} : coefficiente parziale delle azioni variabili =	1,5	Tab.2.6.I , verifiche allo stato limite STR

1.1.3 - MATERIALI

Acciaio S275

Il materiale impiegato per i profili e per le piastre di ancoraggio che costituiscono la struttura del solaio è acciaio **S275** (ex Fe430) aventi le seguenti caratteristiche meccaniche dedotte dalle Tabelle 11.3.IX e 11.3.X del DM 14/01/2008.

acciaio S275			
spessore nominale dell'elemento			
t ≤ 40 mm		40 mm ≤ t ≤ 80 mm	
$f_{y,k}$ (N/mm ²)	$f_{t,k}$ (N/mm ²)	$f_{y,k}$ (N/mm ²)	$f_{t,k}$ (N/mm ²)
275	430	255	410
modulo elastico E =	210000	N/mm ²	(par. 11.3.4.1 DM 14/01/2008)
peso specifico p =	7850	Kg/m ³	(par. 11.3.4.1 DM 14/01/2008)

Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni di classe 1-2-3-4 (Tabella 4.2.V DM 14/01/2008) = $\gamma_{M0} = 1,05$

Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni indebolite dai fori (Tabella 4.2.V DM 14/01/2008) = $\gamma_{M2} = 1,25$

1.1.4 - SEZIONI

TRAVI PRINCIPALI: HEA 220 - *caratteristiche della sezione:*

- Altezza:	$h =$	210	mm
- Base:	$b =$	220	mm
- Spessore anima:	$S_a =$	7	mm
- Spessore flangia:	$e =$	11	mm
- Altezza dell'anima:	$d =$	152	mm
- Raggio di raccordo tra anima e ala:	$r =$	18	mm
- Peso:	$G =$	50,5	kg/m
- Area sezione:	$A =$	64,3	cm ²
- Area a taglio lungo l'anima del profilo:	$A_v =$	20,67	cm ²
- Modulo di resistenza elastico x-x :	$W_x =$	515	cm ³
- Modulo di resistenza plastico x-x :	$W_{pl,x} =$	568	cm ³
- Momento di inerzia x-x:	$J_x =$	5410	cm ⁴
- Modulo di resistenza elastico y-y :	$W_y =$	178	cm ³
- Modulo di resistenza plastico y-y :	$W_{pl,y} =$	271	cm ³
- Momento di inerzia y-y:	$J_y =$	1955	cm ⁴

TRAVI SECONDARIE: IPE 100 - *caratteristiche della sezione:*

- Altezza:	$h =$	100	mm
- Base:	$b =$	55	mm
- Spessore anima:	$S_a =$	4,1	mm
- Spessore flangia:	$e =$	5,7	mm
- Altezza dell'anima:	$d =$	74,6	mm
- Raggio di raccordo tra anima e ala:	$r =$	7	mm
- Peso:	$G =$	8,1	kg/m
- Area sezione:	$A =$	10,3	cm ²
- Area a taglio lungo l'anima del profilo:	$A_v =$	5,08	cm ²
- Modulo di resistenza elastico x-x :	$W_x =$	34,2	cm ³
- Modulo di resistenza plastico x-x :	$W_{pl,x} =$	39,4	cm ³
- Momento di inerzia x-x:	$J_x =$	171,0	cm ⁴
- Modulo di resistenza elastico y-y :	$W_y =$	5,79	cm ³
- Modulo di resistenza plastico y-y :	$W_{pl,y} =$	9,15	cm ³
- Momento di inerzia y-y:	$J_y =$	15,92	cm ⁴

1.1.5 - VERIFICHE DI STABILITA' DELLA LAMIERA GRECATA

L'orizzontamento in esame viene realizzato con una lamiera metallica grecata tipo **A55/P600** dello **spessore di 0,6 mm** efficacemente ancorata alle travi metalliche di sostegno, il cui peso è pari a:

$$7,85 \quad \text{kg/m}^2$$

Tensione caratteristica a flessione:

$$f_{yk} = 165 \quad \text{N/mm}^2$$

Luce di calcolo:

$$L = 2,41 \quad \text{m}$$

Larghezza di calcolo:

$$i = 1,00 \quad \text{m}$$

Rigidità flessionale:

$$W_i = 12,72 \quad \text{cm}^3$$

Momento di inerzia:

$$J_f = 39,12 \quad \text{cm}^4$$

Area lamiera per metro di larghezza:

$$A_f = 11,00 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Modulo di elasticità:

$$E = 210000 \quad \text{kg/cm}^2$$

Calcolo delle sollecitazioni sulla lamiera allo SLU:

$$p_t = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} = 106,36 \quad \text{kg/m}^2$$

Carico totale agente sulla lamiera $q_t = p_t \cdot i =$

$$q_t = 106,36 \quad \text{kg/m}$$

$M_x =$ momento flettente max rispetto all'asse $x = q \cdot L^2 / 8$

$$M_x = 77 \quad \text{kgm}$$

$T =$ taglio max $= q \cdot L / 2 =$

$$T = 128 \quad \text{kg}$$

Verifica a flessione

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.12 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione vale:

$$M_{c,Rd} = (W_i f_{yk}) / \gamma_{M0}$$

Quindi:

$$M_{c,Rd} = (W_i f_{yk}) / \gamma_{M0}$$

$$199,89 \quad \text{kgm}$$

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} =$$

$$0,386 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica a taglio

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.17 \text{ DM } 14/01/2008)$$

$$V_{c,Rd} = (A_f f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) =$$

$$9979,91 \quad \text{kg}$$

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} =$$

$$0,011 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica agli stati limite di esercizio

In virtù della tipologia della struttura e per via del fatto che questa non sostiene materiale di finitura fragile la deformazione finale degli elementi viene calcolata allo stato limite di esercizio considerando la *combinazione frequente* (2.5.3 DM 14/01/2008):

$$p_{freq,t} = G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} =$$

$$59,45 \quad \text{kg/m}^2$$

$$\text{con } \Psi_{1,1} = 0,50 \quad (\text{Tab.2.5.I DM } 14/01/2008)$$

Carico totale sulla traversa $q_{freq,t} = p_{freq,t} \cdot i =$

$$59,45 \quad \text{kg/m}$$

Il calcolo dello spostamento verticale massimo viene valutato come:

$$d_{max} = 5/384 \cdot q \cdot L^4 / (E \cdot J) =$$

$$0,32 \quad \text{cm} < L/250 = 0,96$$

La verifica è soddisfatta!

1.1.6 - VERIFICHE DI STABILITA' DEI PROFILI IPE 100

$$G_{1tIPE100} : \text{peso proprio delle travi IPE 100 } (A \cdot \rho_{\text{mean}}) / i = 11,34 \text{ kg/m}^2$$
$$p_t = \gamma_{G1}(G_{1tIPE100} + G_{1lamiera}) + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} = 121,10 \text{ kg/m}^2$$

Luce di calcolo: $L = 7,50 \text{ m}$

Distanza tra gli appoggi: $l = 3,75 \text{ m}$

Si considera un interasse di calcolo pari a: $i = 4,45 \text{ m}$

Carico totale agente sulla traversa $q_t = p_t \cdot i = 538,90 \text{ kg/m}$

Calcolo delle sollecitazioni massime (schema trave su tre appoggi):

$$V_{Ed, \max} = \text{taglio max} = 0,625 \cdot q_l = 1263,04 \text{ kg}$$
$$M_{Ed, \max} = \text{momento max} = q_l^2 / 8 = 947,28 \text{ kgm}$$

Verifica a flessione

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.12 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione per sezioni di classe 1 e 2 vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl} f_{yk}) / \gamma_{M0} \quad (4.2.13 \text{ DM } 14/01/2008)$$

Quindi:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl} f_{yk}) / \gamma_{M0} = 1031,90 \text{ kgm}$$
$$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0,918 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica a taglio

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.17 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a taglio in assenza di torsione vale:

$$V_{c,Rd} = (A_v f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) \quad (4.2.18 \text{ DM } 14/01/2008)$$

in cui l'area resistente a taglio A_v si valuta come (profili a I o H caricati nel piano dell'anima):

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 20,63 \text{ cm}^2 \quad (4.2.19 \text{ DM } 14/01/2008)$$

Quindi:

$$V_{c,Rd} = (A_v f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = 31194,78 \text{ kg}$$
$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,040 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica agli stati limite di esercizio

In virtù della tipologia della struttura e per via del fatto che questa non sostiene materiale di finitura fragile la deformazione finale degli elementi viene calcolata allo stato limite di esercizio considerando la *combinazione frequente* (2.5.3 DM 14/01/2008):

$$p_{\text{freq},t} = G_{1tIPE140} + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} = 70,79 \text{ kg/m}^2$$

con $\Psi_{1,1} = 0,50$ (Tab.2.5.I DM 14/01/2008)

$$\text{Carico totale sulla traversa } q_{\text{freq},t} = p_{\text{freq},t} \cdot i = 315,03 \text{ kg/m}$$

Il calcolo dello spostamento verticale massimo viene valutato come:

$$d_{\max} = 5/384 q l^4 / EJ = 0,071 \text{ cm} < l/200 = 1,88$$

pari allo spostamento verticale massimo di una trave semplicemente appoggiata, di luce pari a quella di una singola campata, a vantaggio di sicurezza, con $l = 3,75 \text{ m}$

La verifica è soddisfatta!

1.1.7 - VERIFICHE DI STABILITA' DEI PROFILI HEA 220

$$- G_{1\text{tHEA220}} : \text{peso proprio delle travi HEA 220 } (A \cdot p_{\text{mean}}) / i = 6,73 \text{ kg/m}^2$$
$$p_t = \gamma_{G1}(G_{1\text{tHEA220}} + G_{1\text{tIPE100}} + G_{1\text{lamiera}}) + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} = 129,85 \text{ kg/m}^2$$

Luce di calcolo: $L = 8,90 \text{ m}$

Si considera un interasse di calcolo pari a: $i = 7,5 \text{ m}$

Carico totale agente sulla traversa $q_t = p_t \cdot i = 973,87 \text{ kg/m}$

Calcolo delle sollecitazioni massime (schema trave appoggiata):

$$M_{\text{Ed, max}} = \text{momento max} = q \cdot L^2 / 8 = 9642,56 \text{ kgm}$$
$$V_{\text{Ed, max}} = \text{taglio max} = q \cdot L / 2 = 4333,74 \text{ kg}$$

Verifica a flessione

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$M_{\text{Ed}} / M_{\text{c,Rd}} < 1 \quad (4.2.12 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione per sezioni di classe 1 e 2 vale:

$$M_{\text{c,Rd}} = M_{\text{pl,Rd}} = (W_{\text{pl}} f_{yk}) / \gamma_{M0} \quad (4.2.13 \text{ DM } 14/01/2008)$$

Quindi:

$$M_{\text{c,Rd}} = M_{\text{pl,Rd}} = (W_{\text{pl}} f_{yk}) / \gamma_{M0} = 14876,19 \text{ kgm}$$
$$M_{\text{Ed}} / M_{\text{c,Rd}} = 0,648 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica a taglio

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$V_{\text{Ed}} / V_{\text{c,Rd}} < 1 \quad (4.2.17 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a taglio in assenza di torsione vale:

$$V_{\text{c,Rd}} = (A_v f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) \quad (4.2.18 \text{ DM } 14/01/2008)$$

in cui l'area resistente a taglio A_v si valuta come (profili a I o H caricati nel piano dell'anima):

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 20,67 \text{ cm}^2 \quad (4.2.19 \text{ DM } 14/01/2008)$$

Quindi:

$$V_{\text{c,Rd}} = (A_v f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = 31255,27 \text{ kg}$$
$$V_{\text{Ed}} / V_{\text{c,Rd}} = 0,139 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica agli stati limite di esercizio

In virtù della tipologia della struttura e per via del fatto che questa non sostiene materiale di finitura fragile la deformazione finale degli elementi viene calcolata allo stato limite di esercizio considerando la *combinazione frequente* (2.5.3 DM 14/01/2008):

$$p_{\text{freqrt}} = G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} = 77,52 \text{ kg/m}^2$$

con $\Psi_{1,1} = 0,50$ (Tab.2.5.I DM 14/01/2008)

$$\text{Carico totale sulla traversa } q_{\text{freqrt}} = p_{\text{freqrt}} \cdot i = 581,42 \text{ kg/m}$$

Il calcolo dello spostamento verticale massimo viene valutato come:

$$d_{\text{max}} = 5/384 \cdot q \cdot L^4 / (E \cdot J) = 4,18 \text{ cm} < L/200 = 4,45$$

La verifica è soddisfatta!

1.2 - RELAZIONE DI CALCOLO SOLAIO IN ACCIAIO TIPO 6 QUOTA P.G. +8.15

1.2.1 - AZIONI SUL SOLAIO IN ACCIAIO:

	s (m)	kg/m ³	kg/m ²
- peso proprio isolamento in lana di roccia:	0,08	40	3,2
- incidenza impianti a soffitto:			60
- controsoffitto:			15
Totale carichi permanenti :			78,20
- sovraccarico accidentale (cat. H1 - sottotetti accessibili per sola manutenzione):			50,00

1.2.2 - COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Combinazione delle azioni impiegata per lo stato limite ultimo (2.5.1 DM 14/01/2008):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1}$$

dove:

- G ₁ : peso proprio degli elementi strutturali =	ved. Paragrafi successivi
- G ₂ : peso proprio degli elementi non strutturali =	78,20 kg/m ²
- Q _{k1} : azione variabile dominante =	50,00 kg/m ²
- γ _{G1} : coefficiente parziale del peso proprio della struttura =	1,3 Tab.2.6.I, verifiche allo stato limite STR
- γ _{G2} : coefficiente parziale dei peso propri degli elem. non strutturali =	1,5 Tab.2.6.I, verifiche allo stato limite STR
- γ _{Qi} : coefficiente parziale delle azioni variabili =	1,5 Tab.2.6.I, verifiche allo stato limite STR

1.2.3 - MATERIALI

Acciaio S275

Il materiale impiegato per i profili e per le piastre di ancoraggio che costituiscono la struttura del solaio è acciaio **S275** (ex Fe430) aventi le seguenti caratteristiche meccaniche dedotte dalle Tabelle 11.3.IX e 11.3.X del DM 14/01/2008.

acciaio **S275**

spessore nominale dell'elemento

t ≤ 40 mm

40 mm ≤ t ≤ 80 mm

	f _{y,k} (N/mm ²)	f _{t,k} (N/mm ²)	f _{y,k} (N/mm ²)	f _{t,k} (N/mm ²)
	275	430	255	410
modulo elastico E =	210000	N/mm ²	(par. 11.3.4.1 DM 14/01/2008)	
peso specifico ρ =	7850	Kg/m ³	(par. 11.3.4.1 DM 14/01/2008)	

Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni di classe 1-2-3-4

(Tabella 4.2.V DM 14/01/2008) = γ_{M0} = 1,05

Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni indebolite dai fori

(Tabella 4.2.V DM 14/01/2008) = γ_{M2} = 1,25

1.2.4 - SEZIONI

TRAVI PRINCIPALI: UPN 80 - caratteristiche della sezione:

- Altezza:	h =	80	mm
- Base:	b =	45	mm
- Spessore anima:	S _a =	6	mm
- Spessore flangia:	e =	8	mm
- Altezza dell'anima:	d =	46	mm
- Raggio di raccordo tra anima e ala:	r =	8	mm
- Peso:	G =	8,64	kg/m
- Area sezione:	A =	11,0	cm ²
- Area a taglio lungo l'anima del profilo:	A _v =	5,10	cm ²
- Modulo di resistenza elastico x-x :	W _x =	26,5	cm ³
- Modulo di resistenza plastico x-x :	W _{pl,x} =	31,8	cm ³
- Momento di inerzia x-x:	J _x =	106,0	cm ⁴
- Modulo di resistenza elastico y-y :	W _y =	6,36	cm ³
- Modulo di resistenza plastico y-y :	W _{pl,y} =	12,1	cm ³
- Momento di inerzia y-y:	J _y =	19,4	cm ⁴

1.2.5 - VERIFICHE DI STABILITA' DELLA LAMIERA GRECATA

L'orizzontamento in esame viene realizzato con una lamiera metallica grecata tipo **A55/P600** dello **spessore di 0,6 mm** efficacemente ancorata alle travi metalliche di sostegno, il cui peso è pari a:

$$7,85 \quad \text{kg/m}^2$$

Tensione caratteristica a flessione:

$$f_{yk} = 165 \quad \text{N/mm}^2$$

Luce di calcolo:

$$L = 1,65 \quad \text{m}$$

Larghezza di calcolo:

$$i = 1,00 \quad \text{m}$$

Rigidezza flessionale:

$$W_i = 12,72 \quad \text{cm}^3$$

Momento di inerzia:

$$J_f = 39,12 \quad \text{cm}^4$$

Area lamiera per metro di larghezza:

$$A_f = 11,00 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Modulo di elasticità:

$$E = 210000 \quad \text{kg/cm}^2$$

Calcolo delle sollecitazioni sulla lamiera allo SLU:

$$p_t = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} = 202,51 \quad \text{kg/m}^2$$

Carico totale agente sulla lamiera $q_t = p_t \cdot i =$

$$q_t = 202,51 \quad \text{kg/m}$$

$M_x =$ momento flettente max rispetto all'asse $x = q \cdot L^2 / 8$

$$M_x = 69 \quad \text{kgm}$$

$T =$ taglio max $= q \cdot L / 2 =$

$$T = 167 \quad \text{kg}$$

Verifica a flessione

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.12 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione vale:

$$M_{c,Rd} = (W_i f_{yk}) / \gamma_{M0}$$

Quindi:

$$M_{c,Rd} = (W_i f_{yk}) / \gamma_{M0}$$

$$199,89 \quad \text{kgm}$$

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} =$$

$$0,345 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica a taglio

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.17 \text{ DM } 14/01/2008)$$

$$V_{c,Rd} = (A_f f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) =$$

$$9979,91 \quad \text{kg}$$

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} =$$

$$0,020 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica agli stati limite di esercizio

In virtù della tipologia della struttura e per via del fatto che questa non sostiene materiale di finitura fragile la deformazione finale degli elementi viene calcolata allo stato limite di esercizio considerando la *combinazione frequente* (2.5.3 DM 14/01/2008):

$$p_{freqrt} = G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} =$$

$$111,05 \quad \text{kg/m}^2$$

$$\text{con } \Psi_{1,1} = 0,50 \quad (\text{Tab.2.5.I DM } 14/01/2008)$$

Carico totale sulla traversa $q_{freqrt} = p_{freqrt} \cdot i =$

$$111,05 \quad \text{kg/m}$$

Il calcolo dello spostamento verticale massimo viene valutato come:

$$d_{max} = 5/384 \cdot q \cdot L^4 / (E \cdot J) =$$

$$0,13 \quad \text{cm} < L/250 = 0,66$$

La verifica è soddisfatta!

1.2.6 - VERIFICHE DI STABILITA' DEI PROFILI UPN 80

$$G_{1tUPN80} : \text{peso proprio delle travi UPN 80 } (A \cdot \rho_{\text{mean}}) / i = 10,47 \text{ kg/m}^2$$
$$p_t = \gamma_{G1}(G_{1tUPN80} + G_{1\text{lamiera}}) + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} = 216,11 \text{ kg/m}^2$$

Luce di calcolo:

$$L = 1,30 \text{ m}$$

Si considera un interasse di calcolo pari a:

$$i = 0,83 \text{ m}$$

Carico totale agente sulla traversa $q_t = p_t \cdot i =$

$$q_t = 178,29 \text{ kg/m}$$

Calcolo delle sollecitazioni massime (schema trave su tre appoggi) :

$$V_{Ed, \max} = \text{taglio max} = qL/2 = 115,89 \text{ kg}$$

$$M_{Ed, \max} = \text{momento max} = qL^2/8 = 37,66 \text{ kgm}$$

Verifica a flessione

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.12 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione per sezioni di classe 1 e 2 vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl} f_{yk}) / \gamma_{M0} \quad (4.2.13 \text{ DM } 14/01/2008)$$

Quindi:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl} f_{yk}) / \gamma_{M0} = 832,86 \text{ kgm}$$

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0,045 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica a taglio

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.17 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a taglio in assenza di torsione vale:

$$V_{c,Rd} = (A_v f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) \quad (4.2.18 \text{ DM } 14/01/2008) = 7711,75 \text{ kg}$$

Quindi:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,015 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica agli stati limite di esercizio

In virtù della tipologia della struttura e per via del fatto che questa non sostiene materiale di finitura fragile la deformazione

finale degli elementi viene calcolata allo stato limite di esercizio considerando la *combinazione frequente* (2.5.3 DM 14/01/2008):

$$p_{\text{freq},t} = G_{1tUPN80} + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} = 121,52 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{con } \Psi_{1,1} = 0,50 \quad (\text{Tab.2.5.I DM } 14/01/2008)$$

Carico totale sulla traversa $q_{\text{freq},t} = p_{\text{freq},t} \cdot i =$

$$100,25 \text{ kg/m}$$

Il calcolo dello spostamento verticale massimo viene valutato come:

$$d_{\max} = 5/384 qL^4/EJ = 0,017 \text{ cm} < L/250 = 0,52$$

La verifica è soddisfatta!

2 - RELAZIONE DI CALCOLO SCALA PRINCIPALE IN ACCIAIO

La struttura portante della scala verrà realizzata con 2 profili piatti sagomati in acciaio posti lateralmente sui quali verranno saldati dei profili angolari di sostegno ai gradini di lunghezza pari a 120 cm e pedata pari a 30 cm.

2.1 - AZIONI SULLA SCALA IN ACCIAIO:

	s (m)	kg/mc	kg/mq
- peso proprio pedata gradini in marmo:	0,020	2700	54,00
- peso proprio alzata gradini grigliati in acciaio zincato:			20,00
- peso proprio balaustra metallica (10,70 kg/m):			8,92
Totale carichi permanenti:			82,92
- sovraccarico accidentale (<i>cat.C2 Tab 3.1.II - Ambienti suscettibili di affollamento</i>):			400,00

2.2 - COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Combinazione delle azioni impiegata per lo stato limite ultimo (2.5.1 DM 14/01/2008):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1}$$

dove:

- G_1 : peso proprio degli elementi strutturali =	ved. Paragrafi successivi
- G_2 : peso proprio degli elementi non strutturali =	82,92 kg/m ²
- Q_{k1} : azione variabile dominante =	400,00 kg/m ²
- γ_{G1} : coefficiente parziale del peso proprio della struttura =	1,3 Tab.2.6.I , verifiche allo stato limite STR
- γ_{G2} : coefficiente parziale dei peso propri degli elem. non strutturali =	1,5 Tab.2.6.I , verifiche allo stato limite STR
- γ_{Q1} : coefficiente parziale delle azioni variabili =	1,5 Tab.2.6.I , verifiche allo stato limite STR

2.3 - MATERIALI

Acciaio S275

Il materiale impiegato per i profili e per le piastre di ancoraggio che costituiscono la struttura della scala è acciaio S 275 (ex Fe430) aventi le seguenti caratteristiche meccaniche dedotte dalle Tabelle 11.3.IX e 11.3. X del DM 14/01/2008.

acciaio S275			
spessore nominale dell'elemento			
	t ≤ 40 mm	40 mm ≤ t ≤ 80 mm	
	$f_{y,k}$ (N/mm ²)	$f_{t,k}$ (N/mm ²)	$f_{y,k}$ (N/mm ²)
	275	430	255
			410
modulo elastico E =	210000	N/mm ²	(par. 11.3.4.1 DM 14/01/2008)
peso specifico ρ =	7850	Kg/m ³	(par. 11.3.4.1 DM 14/01/2008)

Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature per sezioni di classe 1-2-3-4	γ_{M0} =	1,05
Coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità delle membrature	γ_{M1} =	1,05
Coeff. di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni indebolite dai fori	γ_{M2} =	1,25

Calcestruzzo C32/40

Il cordolo di base della struttura in acciaio è realizzato con calcestruzzo C32/40 con le seguenti caratteristiche:

Peso specifico		25000	N/m ³
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	40,00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck}$	33,20	N/mm ²
Resistenza cilindrica media	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41,20	N/mm ²
Modulo di elasticità normale	$E = 22000 [f_{cm}/10]^{0,3}$	33643	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza	γ_c	1,5	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	18,81	N/mm ²
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$	3,10	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0,70 f_{ctm}$	2,17	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	1,45	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1,2 f_{ctm}$	3,72	N/mm ²
Coefficiente di dilatazione termica	α_{CT}	10^{-5}	°C ⁻¹

Barre filettate

- diametro nominale d:	12	mm	M12	classe 8.8
- A : area nominale :	113,04	mm ²		
- A _{res} : area resistente :	84	mm ²		
- f _{tb} : tensione di rottura della barra a trazione:	800	N/mm ²		
- f _{yb} : tensione di snervamento della barra:	640	N/mm ²		

Bulloni

Si impiegano bulloni di:

- diametro nominale d:	12	mm	M12	classe 8.8
- A : area nominale :	113,04	mm ²		
- A _{res} : area resistente :	84	mm ²		
- f _{tb} : tensione di rottura del bullone a trazione:	800	N/mm ²		
- f _{yb} : tensione di snervamento del bullone:	640	N/mm ²		

2.4 - SEZIONI

Profilo piatto sagomato - *caratteristiche della sezione:*

- Altezza:	h =	180	mm
- Spessore:	s =	15	mm
- Peso:	G =	21,2	kg/m
- Area sezione:	A =	27,0	cm ²
- Area a taglio lungo l'anima del profilo:	A _v =	27,0	cm ²
- Modulo di resistenza x-x :	W _x =	81,0	cm ³
- Momento di inerzia x-x:	J _x =	729,0	cm ⁴
- Modulo di resistenza y-y :	W _y =	6,8	cm ³
- Momento di inerzia y-y:	J _y =	5,06	cm ⁴

MONTANTI: UPN 260 - caratteristiche della sezione:

- Altezza:	$h =$	260	mm
- Base:	$b =$	90	mm
- Spessore anima:	$S_a =$	10,0	mm
- Spessore flangia:	$t =$	14,0	mm
- Altezza dell'anima:	$d =$	200	mm
- Raggio di raccordo tra anima e ala:	$r =$	14,0	mm
- Peso:	$G =$	37,9	kg/m
- Area sezione:	$A =$	48,3	cm ²
- Area a taglio lungo l'anima del profilo:	$A_v =$	27,12	cm ²
- Modulo di resistenza elastico x-x :	$W_x =$	371	cm ³
- Modulo di resistenza plastico x-x :	$W_{pl,x} =$	442	cm ³
- Momento di inerzia x-x:	$J_x =$	4820	cm ⁴
- Modulo di resistenza elastico y-y :	$W_y =$	47,7	cm ³
- Modulo di resistenza plastico y-y :	$W_{pl,y} =$	91,6	cm ³
- Momento di inerzia y-y:	$J_y =$	317	cm ⁴

2.5 - VERIFICHE DI STABILITA' DEI COSCIALI IN ACCIAIO DELLA SCALA

N°2 travi in acciaio, poste lateralmente (cosciali), realizzate con profili piatti sagomati.

$$G_{1t} : \text{peso proprio delle travi UPN } (A \cdot \rho_{\text{mean}}) / i = 17,7 \text{ kg/m}^2$$

$$p_t = \gamma_{G1} G_{1t} + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} = 747,34 \text{ kg/m}^2$$

Larghezza totale della scala:	$i =$	1,20	m
Luce di calcolo del cosciale laterale esterno (sviluppo effettivo):	$L =$	5,50	m
Carico totale agente sul singolo cosciale $q_t = p_t \cdot i / 2 =$	$q_t =$	448,40	kg/m

Calcolo delle sollecitazioni massime (schema trave appoggiata) :

$$M_{Ed, \max} = \text{momento max} = q \cdot L^2 / 8 = 1695,52 \text{ kgm}$$

$$V_{Ed, \max} = \text{taglio max} = q \cdot L / 2 = 1233,10 \text{ kg}$$

Verifica a flessione

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.12 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione per sezioni di classe 1 e 2 vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl} \cdot f_{yk}) / \gamma_{M0} \quad (4.2.13 \text{ DM } 14/01/2008)$$

Quindi:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl} \cdot f_{yk}) / \gamma_{M0} = 2121,43 \text{ kgm}$$

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0,799 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica a taglio

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.17 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a taglio in assenza di torsione vale:

$$V_{c,Rd} = (A_v \cdot f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) \quad (4.2.18 \text{ DM } 14/01/2008)$$

Quindi:

$$V_{c,Rd} = (A_v \cdot f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = 40826,91 \text{ kg}$$

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,030 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica agli stati limite di esercizio

In virtù della tipologia della struttura e per via del fatto che questa non sostiene materiale di finitura fragile la deformazione finale degli elementi viene calcolata allo stato limite di esercizio considerando la *combinazione frequente* (2.5.3 DM 14/01/2008):

$$p_{\text{freqrt}} = G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} = 380,58 \text{ kg/m}^2$$

con $\Psi_{1,1} = 0,70$ (Tab.2.5.I DM 14/01/2008)

Carico totale sulla traversa $q_{\text{freqrt}} = p_{\text{freqrt}} * i =$

$$228,35 \text{ kg/m}$$

Il calcolo dello spostamento verticale massimo viene valutato come:

$$d_{\text{max}} = 5/384 * q * L^4 / (E * J) = 1,78 \text{ cm} < L/250 = 2,20$$

La verifica è soddisfatta!

2.6 - VERIFICHE DI STABILITA' DEI MONTANTI

Verifica a pressoflessione e taglio

Altezza di calcolo

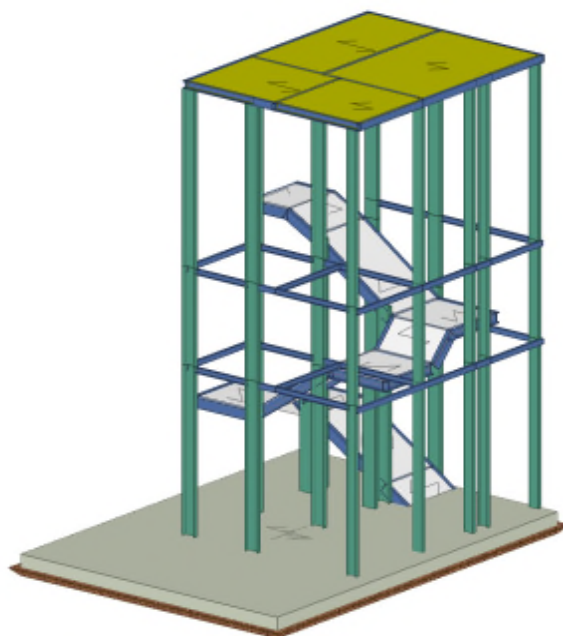
$$H = 7,40 \text{ m}$$

Le sollecitazioni agenti alla base del pilastro, derivanti dal modello di calcolo della seguente figura, sono:

$$N_{\text{Ed}} = 845,10 \text{ kg}$$

$$V_{\text{Ed}} = 25,30 \text{ kg}$$

$$M_{\text{Ed}} = 51,00 \text{ kgm}$$



Nel caso in cui il taglio di calcolo V_{Ed} sia superiore al 50% della resistenza di calcolo a taglio $V_{\text{c,Rd}}$, la resistenza a flessione della sezione si calcola con una tensione di snervamento ridotta per l'interazione tra flessione e taglio, pari a:

$$f_{y,\text{red}} = (1 - \rho) * f_{yk} = 1,84 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{dove } \rho = (2 V_{\text{Ed}} / V_{\text{c,Rd}} - 1)^2 = 0,99$$

La resistenza di calcolo a taglio $V_{\text{c,Rd}}$ è pari a:

$$V_{\text{c,Rd}} = A_v * f_{yk} / \sqrt{3} * \gamma_{M0} = 15121,1 \text{ kg}$$

$$\text{Quindi } V_{\text{Ed}} / V_{\text{c,Rd}} = 0,17\% < 50\%$$

Per questo motivo si trascura il contributo del taglio nella verifica a pressoflessione.

La verifica a pressoflessione retta si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{N,y,Rd} < 1$$

in cui:

- la resistenza di calcolo a pressoflessione retta della sezione vale:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd} \quad (4.2.34 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove:

$$- M_{pl,Rd} = (W_{pl} f_{yk}) / \gamma_{M0} \quad (4.2.13 \text{ DM } 14/01/2008) = 11576,19 \text{ kgm}$$

$$- n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad (4.2.37 \text{ DM } 14/01/2008) = 0,0067$$

$$- a = (A - 2 * b * t) / A \leq 0,5 \quad (4.2.38 \text{ DM } 14/01/2008) = 0,63$$

con:

$$N_{pl,Rd} = (A f_{yk}) / \gamma_{M0} \quad (4.2.7 \text{ DM } 14/01/2008) = 126500,00 \text{ kg}$$

Si ottiene:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5 a) = 16753,99 \text{ kgm}$$

Poiché $M_{N,Rd} > M_{pl,Rd}$ si effettua la verifica con il valore di $M_{pl,Rd}$, non ridotto per effetto dello sforzo normale che nel caso in esame non dà un contributo significativo.

$$M_{Ed} / M_{pl,Rd} = 0,004 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica di stabilità delle aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere:

$$N_{Ed} / N_{b,Rd} < 1$$

dove:

$$N_{b,Rd} = \chi (A f_{yk}) / \gamma_{M1} \quad (4.2.43 \text{ DM } 14/01/2008) = 219973,03 \text{ kg}$$

Il coefficiente χ dipende dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato, secondo la seguente formula:

$$\chi = 1 / (\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}) \leq 1 \quad 0,933$$

$$\text{con } \Phi = 0,5 * [1 + \alpha * (\lambda - 0,2) + \lambda^2] = 0,587$$

$$\alpha: \text{fattore di imperfezione, ricavato dalla Tab. 4.2.VI} = 0,49$$

λ : snellezza adimensionale pari a

$$\lambda = \sqrt{(A * f_{yk} / N_{cr})} = 0,331$$

N_{cr} : carico critico elastico basato sulle proprietà della sezione lorda e sulla lunghezza di libera inflessione L_0 dell'asta

$$N_{cr} = \pi^2 E J_{min} / L_0^2 = 1211607,2 \text{ kg}$$

$$\text{con } L_0 = \beta * l = 2,87 \text{ m}$$

$\beta = 0,7$ per pilastro con incastro e appoggio (quota +3,10)

l : altezza pilastro quota +3,10 ($l = 4,10 \text{ m}$)

La verifica è soddisfatta!

2.7 - VERIFICA DEL COLLEGAMENTO COSCIALE - MONTANTE

Verifica a taglio sui bulloni

La forza di taglio di progetto $F_{v,Ed}$ è pari a: 1233,10 kg

Considerando un numero di bulloni n pari a: 4

Lo sforzo di taglio agente sul singolo bullone è pari a:

$$F_{v,Edsing.} = F_{v,Ed} / n \quad 308,28 \quad \text{kg}$$

per cui la verifica a taglio è soddisfatta se:

$$F_{v,Edsing.} \leq F_{v,Rd}$$

con:

$F_{v,Rd}$: resistenza di taglio di progetto :

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 3225,6 \quad \text{kg} \quad (4.2.57 \text{ D.M. } 14/01/2008)$$

dove

γ_{M2} : coefficiente parziale di sicurezza relativo al modello di resistenza adottato, in questo caso coefficiente di sicurezza

per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni indebolite dai fori (Tabella 4.2.V DM 14/01/2008) = 1,25

Quindi:

$$F_{v,Edsing.} / F_{v,Rd} = 0,10$$

La verifica è soddisfatta!

2.8 - VERIFICA DEL COLLEGAMENTO MONTANTE - FONDAZIONE IN C.A.

Verifica degli interassi e delle distanze dai margini dei bulloni

Per l'applicazione dei criteri di verifica successivamente trattati gli interassi e le distanze dai margini dei bulloni devono risultare:

- per i fori di bordo, considerando unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali:

$1,2d_0 \leq e_1 \leq 4t + 40\text{mm}$	15,6	$< e_1 <$	100
$1,2d_0 \leq e_2 \leq 4t + 40\text{mm}$	15,6	$< e_2 <$	100
$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200\text{mm})$	28,6	$< p_1 <$	200
$2,4d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200\text{mm})$	31,2	$< p_2 <$	200

con:

- d : diametro del bullone	d =	12	mm
- d ₀ : diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone	d ₀ = d+1mm =	13	mm
- e ₁ : distanza fra il centro del bullone e il margine dell'elemento, parallela alla direzione dello sforzo	e ₁ =	40	mm
- e ₂ : distanza fra il centro del bullone e il margine dell'elemento, ortogonale alla direzione dello sforzo	e ₂ =	40	mm
- t : spessore minimo della piastra	t =	15	mm
- p ₁ : distanza fra centro e centro di due bulloni contigui	p ₁ =	125	mm
- p ₂ : distanza fra centro e centro di due bulloni contigui	p ₂ =	170	mm

Geometria del nodo colonna - fondazione:

- profilo UPN260:

base	b' =	260	mm
altezza	h' =	90	mm
spessore flangia	t =	14,0	mm

- geometria piastra di fondazione:

base	b =	330	mm
altezza	h =	250	mm
spessore	s =	15	mm
distanza dell'asse dei tirafondi dal lembo teso della piastra	r =	40	mm

Schiacciamento sul calcestruzzo

Tale verifica determina il dimensionamento della superficie di contatto della piastra di base di dimensioni $b \cdot h$, le quali risultano verificate se:

$$f_{c,max} \leq f_{cd}$$

con:

f_{cd} : resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo, valutata come:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 18,81 \quad \text{N/mm}^2 \quad (4.1.4 \text{ D.M. } 14/01/2008)$$

dove:

$$\alpha_{cc} : \text{coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata} = 0,85$$

$$f_{ck} : \text{resistenza caratteristica cilindrica a compressione del cls} = 33,20 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\gamma_c : \text{coefficiente parziale di sicurezza relativo al cls} = 1,5$$

La tensione di compressione agente sul calcestruzzo $f_{c,max}$ è calcolata in funzione dell'**eccentricità** e di N , definita come:

$$e = M_{Ed} / N_{Ed} = 6,03 \text{ cm} > h/6 = 4,17$$

Essendo nel caso di *piccola eccentricità*, infatti:

$$e \text{ (cm)} = 6,03 < h/6 * h/(h-6r) = 10,42$$

si può adottare un criterio di verifica approssimato secondo il quale si calcolano le tensioni di compressione per sollecitazione di pressoflessione su sezione uniformemente resistente:

$$f_{c,max} = (N_{Ed} / (bh)) * (1 + 6e/h) = 0,25 \quad \text{N/mm}^2 < 18,81 \quad \text{N/mm}^2$$

La verifica è soddisfatta!

e si affida ai tirafondi tesi la risultante delle tensioni di trazione:

$$N_t = (N/h * (6e-h)^2 / 24e) * \beta = 29,32 \quad \text{N}$$

con β , coefficiente di amplificazione, da considerare solo se > 1

$$\beta = 2x / 3(x - r) = -19,77$$

dove x è la posizione dell'asse neutro rispetto al lembo teso:

$$x = (6e - h) * h / 12e = 38,69$$

Dimensionamento della piastra

La piastra metallica di contatto viene dimensionata come mensola incastrata agli elementi di colonna e soggetta al carico distribuito di reazione del calcestruzzo di contatto. La sezione di verifica è la semplice sezione rettangolare della piastra in quanto il nodo non presenta fazzoletti di irrigidimento.

La verifica della piastra è soddisfatta se:

$$f_{yEd} \leq f_{yd}$$

con:

f_{yd} : resistenza di calcolo dell'acciaio, valutata come:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = 220 \quad \text{N/mm}^2 \quad (4.2.4 \text{ D.M. } 14/01/2008)$$

dove:

$$f_{yk} : \text{resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio} = 275 \quad \text{N/mm}^2$$

γ_{M2} : coefficiente parziale di sicurezza relativo al modello di resistenza adottato, in questo caso coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni indebolite dai fori (*Tabella 4.2.V DM 14/01/2008*) = 1,25

Le mensole di calcolo sono quelle con luci pari a:

$$l = (h-h')/2 + 0,20 h'/2 = 89,0 \quad \text{mm}$$

$$m = (b-b')/2 + t_f/2 = 42,0 \quad \text{mm}$$

Momento d'incastro agente sulla mensola di dimensioni $l \times b$ con sezione resistente di dimensioni $b \times s$ + fazzoletti di irrigidimento:

$$M_l = (f_{c,max} * l * b) * l/2 = 327786,822 \text{ Nmm}$$

La tensione sulla piastra sarà pari a:

$$f_{yEd,l} = M_l / W_l = 26,49 \quad \text{N/mm}^2 < 220 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\text{dove } W_l = 12375,00 \quad \text{mm}^3$$

La verifica è soddisfatta!

Momento d'incastro agente sulla mensola di dimensioni $m \times h$ con sezione resistente di dimensioni $h \times s$ + fazzoletti di irrigidimento:

$$M_m = (f_{c,max} * m * h) * m / 2 = 55301,4 \text{ Nmm}$$

La tensione sulla piastra sarà pari a:

$$f_{yEd,m} = M_m / W_m = 5,90 \text{ N/mm}^2 < 220 \text{ N/mm}^2$$

dove $W_m =$

$$9375,00 \text{ mm}^3$$

La verifica è soddisfatta!

Taglio sui tirafondi

Nell'ipotesi di trascurare la flessione del gambo e la trazione del gambo dovuta alle pressioni sulla testa e sul dado si considera una distribuzione costante delle tensioni t_b sulla sezione del gambo stesso.

Considerando un numero di tirafondi n pari a:

6

La forza di taglio di progetto $F_{v,Ed}$ è pari a:

$$253,00 \text{ N}$$

Lo sforzo di taglio agente sul singolo tirafondo è pari a:

$$F_{v,Edsing.} = F_{v,Ed} / n = 42,17 \text{ N}$$

per cui la verifica a taglio è soddisfatta se:

$$F_{v,Edsing.} \leq F_{v,Rd}$$

con:

$F_{v,Rd}$: resistenza di taglio di progetto ,:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 32256 \text{ N} \quad (4.2.57 \text{ D.M. } 14/01/2008)$$

dove

γ_{M2} : coefficiente parziale di sicurezza relativo al modello di resistenza adottato, in questo caso coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni indebolite dai fori (Tabella 4.2.V DM 14/01/2008) = 1,25

Quindi:

$$F_{v,Edsing.} / F_{v,Rd} = 0,001$$

La verifica è soddisfatta!

Trazione e sfilamento dei tirafondi

Per i tirafondi tesi la verifica a *trazione* si ritiene soddisfatta se:

$$N_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$$

con:

$F_{t,Rd}$: resistenza di calcolo a trazione degli elementi di connessione , valutata come :

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 48384 \text{ N} \quad (4.2.62 \text{ D.M. } 14/01/2008)$$

La risultante delle tensioni di trazione di progetto $N_{t,Ed}$ è pari a:

$$29,32 \text{ N}$$

La forza di trazione agente sul singolo tirafondo è pari a:

$$N_{t,Edsing.} = N_{t,Ed} / n = 4,89 \text{ N}$$

Quindi:

$$N_{t,Edsing.} / F_{t,Rd} = 0,0001$$

La verifica è soddisfatta!

Per i tirafondi tesi lo *sfilamento*, per i tipi direttamente annegati nel getto, viene verificato controllando che sia:

$$N_{t,Edsing.} \leq N_{s,Rd}$$

con:

$N_{s,Rd}$: resistenza di calcolo di *sfilamento* valutata, per tirafondi con parte terminale dritta, come:

$$N_{s,Rd} = f_{bd} / ((1+d/r)^2) \pi d p = 14509,65 \text{ N}$$

in cui:

f_{bd} : resistenza tangenziale di aderenza di calcolo, valutata come:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 3,25 \text{ N/mm}^2 \quad (4.1.7 \text{ D.M. } 14/01/2008)$$

f_{bk} : resistenza tangenziale caratteristica di aderenza acciaio-calcestruzzo, valutata come :

$$f_{bk} = 2,25 h f_{ctk} = 4,88 \text{ N/mm}^2 \quad (4.1.8 \text{ D.M. } 14/01/2008)$$

$$h = 1,00 \text{ per barre di diametro } < 32 \text{ mm}$$

$$p = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Quindi } N_{t,Edsing.} / N_{s,Rd} = 0,0003$$

La verifica è soddisfatta!

Punzonamento della piastra

Nelle unioni bullonate soggette a trazione è necessario condurre la verifica della piastra a punzonamento.

La verifica è soddisfatta se:

$$N_{t,Edsing.} / B_{p,Rd} \leq 1$$

dove la resistenza a punzonamento del piatto collegato viene valutata come :

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_{tk} / \gamma_{M2} = 116657,28 \text{ N} \quad (4.2.64 \text{ D.M. } 14/01/2008)$$

con:

d_m : minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone

t_p : spessore del piatto = 15 mm

f_{tk} : tensione di rottura dell'acciaio del piatto = 430 N/mm²

γ_{M2} : coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni indebolite dai fori:

$$(Tabella 4.2.V DM 14/01/2008) = 1,25$$

$$N_{t,Edsing.} = 4,89 \text{ N} < 116657,3 \text{ N}$$

La verifica è soddisfatta!

Trazione e taglio sui tirafondi

Si verificano inoltre i tirafondi tesi alla sollecitazione composta di trazione e taglio, per cui deve valere :

$$F_{v,Edsing} / F_{v,Rd} + N_{t,Edsing} / 1,4F_{t,Rd} \leq 1 \quad (4.2.65 \text{ D.M. } 14/01/2008)$$

$$F_{v,Edsing} / F_{v,Rd} + N_{t,Edsing} / 1,4F_{t,Rd} = 0,001 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

2.9 - VERIFICHE DI STABILITA' DEL SOLAIO DI SBARCO DELLA SCALA REALIZZATO IN ACCIAIO

L'orizzontamento in esame viene realizzato con una lamiera metallica grecata tipo **A55/P600 HI-BOND** dello spessore di **0,6 mm** efficacemente ancorata alle travi metalliche di sostegno ed un getto di riempimento in cls. armato con rete elettrosaldata per uno **spessore totale di 11 cm** (compreso lo spessore di 55 mm delle nervature della lamiera grecata).

Peso proprio solaio H=11 cm in lamiera grecata A55/P600 sp.0,6 mm
con soprastante getto in calcestruzzo armato:

224,16 kg/m²

Tensione caratteristica a flessione $f_{y,k}$ (da tabella HI-BOND):

165 N/mm²

2.9.1 Verifiche di stabilità della lamiera in fase di getto:

Luce di calcolo:

L = 1,20 m

Larghezza di calcolo:

i = 0,95 m

Rigidezza flessionale (da tabella) della sola lamiera:

$W_i = 12,72 \text{ cm}^3$

Momento di inerzia (da tabella) della sola lamiera:

$J_{rid} = 39,12 \text{ cm}^4$

Area lamiera per metro di larghezza:

$A_f = 11,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

Modulo di elasticità:

E = 2100000 kg/cm²

Calcolo delle sollecitazioni sulla lamiera allo SLU:

$$p_t = \gamma_{G1} G_1 =$$

291,41 kg/m²

Carico totale agente sulla lamiera $q_t = p_t \cdot i =$

$q_t = 276,84 \text{ kg/m}$

$M_x =$ momento flettente max rispetto all'asse x = $q \cdot L^2 / 8$

$M_x = 50 \text{ kgm}$

T = taglio max = $q \cdot L / 2 =$

T = 166 kg

(Nota bene - Si eseguono le verifiche tenendo conto della sola lamiera)

Verifica a flessione

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.12 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione vale:

$$M_{c,Rd} = (W_i f_{yk}) / \gamma_{M0}$$

Quindi:

$$M_{c,Rd} = (W_i f_{yk}) / \gamma_{M0}$$

199,89 kgm

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} =$$

0,249 < 1

La verifica è soddisfatta!

Verifica a taglio

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.17 \text{ DM } 14/01/2008)$$

$$V_{c,Rd} = (A_f f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) =$$

9979,91 kg

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} =$$

0,017 < 1

La verifica è soddisfatta!

Verifica agli stati limite di esercizio

La deformazione finale degli elementi viene calcolata allo stato limite di esercizio considerando il solo peso del solaio

$$p_{defrt} = G_1 =$$

224,16 kg/m²

Carico totale sulla lamiera $q_{defrt} = p_{defrt} \cdot i =$

212,95 kg/m

Il calcolo dello spostamento verticale massimo viene valutato come:

$$d_{max} = 5/384 \cdot q \cdot L^4 / (E \cdot J) =$$

0,07 cm < L/250 = 0,48

La verifica è soddisfatta!

2.9.2 Verifiche di stabilità della lamiera in fase di esercizio:

Luce di calcolo:	$L =$	1,20	m
Larghezza di calcolo:	$i =$	0,95	m
Rigidezza flessionale (da tabella) della sola lamiera:	$W_i =$	12,72	cm ³
Rigidezza flessionale (da tabella) lamiera + soletta in c.a.:	$W_s =$	51,57	cm ³
Momento di inerzia (da tabella) della sola lamiera:	$J_{rid} =$	39,12	cm ⁴
Momento di inerzia totale (da tabella) lamiera+soletta in c.a.:	$J_{tot} =$	329,49	cm ⁴
Modulo di elasticità:	$E =$	2100000	kg/cm ²

Calcolo delle sollecitazioni sulla lamiera allo SLU:

$$p_t = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} = 1015,78 \text{ kg/m}^2$$

Carico totale agente sulla lamiera $q_t = p_t * i =$	$q_t =$	964,99	kg/m
$M_x =$ momento flettente max rispetto all'asse x = $q * L^2 / 8$	$M_x =$	174	kgm
$T =$ taglio max = $q * L / 2 =$	$T =$	579	kg

Nota bene - Si eseguono le verifiche tenendo conto della sola lamiera:

Verifica a flessione

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.12 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione vale:

$$M_{c,Rd} = (W_i f_{yk}) / \gamma_{M0}$$

Quindi:

$$\begin{aligned} M_{c,Rd} &= (W_i f_{yk}) / \gamma_{M0} & 199,89 \text{ kgm} \\ M_{Ed} / M_{c,Rd} &= & 0,869 < 1 \end{aligned}$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica a taglio

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.17 \text{ DM } 14/01/2008)$$

$$\begin{aligned} V_{c,Rd} &= (A_f f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = & 9979,91 \text{ kg} \\ V_{Ed} / V_{c,Rd} &= & 0,102 < 1 \end{aligned}$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica agli stati limite di esercizio

In virtù della tipologia della struttura e per via del fatto che questa non sostiene materiale di finitura fragile la deformazione finale degli elementi viene calcolata allo stato limite di esercizio considerando la *combinazione frequente* (2.5.3 DM 14/01/2008):

$$p_{freqrt} = G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} = 224,16 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{con } \Psi_{1,1} = 0,50 \quad (\text{Tab.2.5.I DM } 14/01/2008)$$

Carico totale sulla traversa $q_{freqrt} = p_{freqrt} * i =$

$$212,95 \text{ kg/m}$$

Il calcolo dello spostamento verticale massimo viene valutato come:

$$d_{max} = 5/384 * q * L^4 / (E * J) = 0,07 \text{ cm} < L/250 = 0,48$$

La verifica è soddisfatta!

2.10 - VERIFICHE DI STABILITA' DEL COSCIALE CON LAMIERA GRECATA

$$G_{1t}: \text{ peso proprio delle travi } (A \cdot \rho_{\text{mean}}) / i = 35,33 \text{ kg/m}^2$$
$$p_t = \gamma_{G1}(G_{1t} + G_{1\text{lamiera}}) + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} = 1061,71 \text{ kg/m}^2$$

Luce di calcolo: $L = 2,00 \text{ m}$

Si considera un interasse di calcolo pari a: $i = 0,60 \text{ m}$

Carico totale agente sulla traversa $q_t = p_t \cdot i = 637,02 \text{ kg/m}$

Calcolo delle sollecitazioni massime (schema trave a sbalzo) :

$$V_{Ed, \max} = \text{taglio max} = q \cdot L = 1274,05 \text{ kg}$$
$$M_{Ed, \max} = \text{momento max} = q \cdot L^2 / 2 = 1274,05 \text{ kgm}$$

Verifica a flessione

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.12 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione per sezioni di classe 1 e 2 vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl} f_{yk}) / \gamma_{M0} \quad (4.2.13 \text{ DM } 14/01/2008)$$

Quindi:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl} f_{yk}) / \gamma_{M0} = 2121,43 \text{ kgm}$$
$$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0,601 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica a taglio

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.17 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a taglio in assenza di torsione vale:

$$V_{c,Rd} = (A_v f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) \quad (4.2.18 \text{ DM } 14/01/2008)$$

Quindi:

$$V_{c,Rd} = (A_v f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = 40826,91 \text{ kg}$$
$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,031 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica agli stati limite di esercizio

In virtù della tipologia della struttura e per via del fatto che questa non sostiene materiale di finitura fragile la deformazione finale degli elementi viene calcolata allo stato limite di esercizio considerando la *combinazione frequente* (2.5.3 DM 14/01/2008):

$$p_{\text{freqrt}} = G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} = 542,40 \text{ kg/m}^2$$

con $\Psi_{1,1} = 0,50$ (Tab.2.5.1 DM 14/01/2008)

$$\text{Carico totale sulla traversa } q_{\text{freqrt}} = p_{\text{freqrt}} \cdot i = 325,44 \text{ kg/m}$$

Il calcolo dello spostamento verticale massimo viene valutato come:

$$d_{\max} = 1/8 q L^4 / EJ = 0,43 \text{ cm} < L/250 = 0,80$$

La verifica è soddisfatta!

2.11 - VERIFICHE DI STABILITA' DEL PARAPETTO IN ACCIAIO

Il parapetto è realizzato con montanti costituiti da tubolari 50x50x2,5 posti ad interasse di 0,84m, con grigliato 62x132.

Profilo 50x50x2,5 - caratteristiche della sezione:

- Altezza:	$h =$	50	mm
- Spessore:	$s =$	2,5	mm
- Raggio di raccordo:	$r =$	2,5	mm
- Peso:	$G =$	2,94	kg/m
- Area sezione:	$A =$	3,75	cm ²
- Area a taglio:	$A_v =$	2,38	cm ²
- Modulo di resistenza elastico:	$W_{el} =$	7,16	cm ³
- Modulo di resistenza plastico:	$W_p =$	8,47	cm ³
- Momento di inerzia:	$J =$	17,91	cm ⁴

Altezza profilo e corrimano:	$H =$	1,00	m
Interasse montanti:	$i =$	1,00	m

Carico concentrato orizzontale sul montante a livello del parapetto :

- carico concentrato orizz. unif. distribuito a livello del parapetto =	$q =$	200	kg/m
- carico concentrato orizzontale sul singolo montante = $q * i =$	$P =$	200	kg

Calcolo delle sollecitazioni massime (schema trave a mensola):

$M_{Ed,max}$ = momento max (sezione di incastro) = $P * H =$	200 kgm
$V_{Ed,max}$ = taglio max = $P =$	200 kg

Verifica a flessione

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.12 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione per sezioni di classe 1 e 2 vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl} f_{yk}) / \gamma_{M0} \quad (4.2.13 \text{ DM } 14/01/2008) = 221,83 \text{ kgm}$$

Quindi:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0,902 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica a taglio

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.17 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a taglio in assenza di torsione vale:

$$V_{c,Rd} = (A_v f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) \quad (4.2.18 \text{ DM } 14/01/2008) = 3598,82 \text{ kg}$$

Quindi:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,056 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

3 - RELAZIONE DI CALCOLO SCALA SECONDARIA IN ACCIAIO

La struttura portante della scala verrà realizzata con 2 profili piatti sagomati in acciaio posti lateralmente sui quali verranno saldati dei profili angolari di sostegno ai gradini di lunghezza pari a 120 cm e pedata pari a 30 cm.

3.1 - AZIONI SULLA SCALA IN ACCIAIO:

	s (m)	kg/mc	kg/mq
- peso proprio pedata gradini in marmo:	0,020	2700	54,00
- peso proprio alzata gradini grigliati in acciaio zincato:			20,00
- peso proprio balaustra metallica (10,70 kg/m):			8,92
Totale carichi permanenti:			82,92
- sovraccarico accidentale (cat.C2 Tab 3.1.II - Ambienti suscettibili di affollamento):			400,00

3.2 - COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Combinazione delle azioni impiegata per lo stato limite ultimo (2.5.1 DM 14/01/2008):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1}$$

dove:

- G_1 : peso proprio degli elementi strutturali =	ved. Paragrafi successivi
- G_2 : peso proprio degli elementi non strutturali =	82,92 kg/m ²
- Q_{k1} : azione variabile dominante =	400,00 kg/m ²
- γ_{G1} : coefficiente parziale del peso proprio della struttura =	1,3 Tab.2.6.I , verifiche allo stato limite STR
- γ_{G2} : coefficiente parziale dei peso propri degli elem. non strutturali =	1,5 Tab.2.6.I , verifiche allo stato limite STR
- γ_{Q1} : coefficiente parziale delle azioni variabili =	1,5 Tab.2.6.I , verifiche allo stato limite STR

3.3 - MATERIALI

Acciaio S275

Il materiale impiegato per i profili e per le piastre di ancoraggio che costituiscono la struttura della scala è acciaio S 275 (ex Fe430) aventi le seguenti caratteristiche meccaniche dedotte dalle Tabelle 11.3.IX e 11.3. X del DM 14/01/2008.

acciaio S275			
spessore nominale dell'elemento			
t ≤ 40 mm		40 mm ≤ t ≤ 80 mm	
$f_{y,k}$ (N/mm ²)	$f_{t,k}$ (N/mm ²)	$f_{y,k}$ (N/mm ²)	$f_{t,k}$ (N/mm ²)
275	430	255	410
modulo elastico E =	210000 N/mm ²	(par. 11.3.4.1 DM 14/01/2008)	
peso specifico ρ =	7850 Kg/m ³	(par. 11.3.4.1 DM 14/01/2008)	

Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature per sezioni di classe 1-2-3-4

(Tabella 4.2.V DM 14/01/2008) = $\gamma_{M0} = 1,05$

Coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità delle membrature

(Tabella 4.2.V DM 14/01/2008) $\gamma_{M1} = 1,05$

Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni indebolite dai fori

(Tabella 4.2.V DM 14/01/2008) = $\gamma_{M2} = 1,25$

Calcestruzzo C32/40

Il cordolo di base della struttura in acciaio è realizzato con calcestruzzo C32/40 con le seguenti caratteristiche:

Peso specifico		25000	N/m ³
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	40,00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck}$	33,20	N/mm ²
Resistenza cilindrica media	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41,20	N/mm ²
Modulo di elasticità normale	$E = 22000 [f_{cm}/10]^{0,3}$	33643	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza	γ_c	1,5	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	18,81	N/mm ²
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$	3,10	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0,70 f_{ctm}$	2,17	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	1,45	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1,2 f_{ctm}$	3,72	N/mm ²
Coefficiente di dilatazione termica	α_{CT}	10 ⁻⁵	°C ⁻¹

Barre filettate

- diametro nominale d:	12	mm	M12	classe 8.8
- A : area nominale :	113,04	mm ²		
- A _{res} : area resistente :	84	mm ²		
- f _{tb} : tensione di rottura della barra a trazione:	800	N/mm ²		
- f _{yb} : tensione di snervamento della barra:	640	N/mm ²		

Bulloni

Si impiegano bulloni di:

- diametro nominale d:	12	mm	M12	classe 8.8
- A : area nominale :	113,04	mm ²		
- A _{res} : area resistente :	84	mm ²		
- f _{tb} : tensione di rottura del bullone a trazione:	800	N/mm ²		
- f _{yb} : tensione di snervamento del bullone:	640	N/mm ²		

3.4 - SEZIONI

Profilo piatto sagomato - *caratteristiche della sezione:*

- Altezza:	h =	180	mm
- Spessore:	s =	15	mm
- Peso:	G =	21,2	kg/m
- Area sezione:	A =	27,0	cm ²
- Area a taglio lungo l'anima del profilo:	A _v =	27,0	cm ²
- Modulo di resistenza x-x :	W _x =	81,0	cm ³
- Momento di inerzia x-x:	J _x =	729,0	cm ⁴
- Modulo di resistenza y-y :	W _y =	6,8	cm ³
- Momento di inerzia y-y:	J _y =	5,06	cm ⁴

MONTANTI: UPN 200 - caratteristiche della sezione:

- Altezza:	$h =$	200	mm
- Base:	$b =$	75	mm
- Spessore anima:	$S_a =$	8,5	mm
- Spessore flangia:	$t =$	11,5	mm
- Altezza dell'anima:	$d =$	151	mm
- Raggio di raccordo tra anima e ala:	$r =$	11,5	mm
- Peso:	$G =$	25,3	kg/m
- Area sezione:	$A =$	32,2	cm ²
- Area a taglio lungo l'anima del profilo:	$A_v =$	17,71	cm ²
- Modulo di resistenza elastico x-x :	$W_x =$	191	cm ³
- Modulo di resistenza plastico x-x :	$W_{pl,x} =$	228	cm ³
- Momento di inerzia x-x:	$J_x =$	1910	cm ⁴
- Modulo di resistenza elastico y-y :	$W_y =$	27	cm ³
- Modulo di resistenza plastico y-y :	$W_{pl,y} =$	52	cm ³
- Momento di inerzia y-y:	$J_y =$	148	cm ⁴

3.5 - VERIFICHE DI STABILITA' DEI COSCIALI IN ACCIAIO DELLA SCALA

N°2 travi in acciaio, poste lateralmente (cosciali), realizzate con profili piatti sagomati.

$$G_{1t} : \text{peso proprio delle travi UPN } (A \cdot \rho_{\text{mean}}) / i = 17,0 \text{ kg/m}^2$$

$$p_t = \gamma_{G1} G_{1t} + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} = 746,42 \text{ kg/m}^2$$

Larghezza totale della scala:	$i =$	1,25	m
Luce di calcolo del cosciale laterale esterno (sviluppo effettivo):	$L =$	5,50	m
Carico totale agente sul singolo cosciale $q_t = p_t \cdot i / 2 =$	$q_t =$	466,51	kg/m

Calcolo delle sollecitazioni massime (schema trave appoggiata) :

$$M_{Ed, \max} = \text{momento max} = q \cdot L^2 / 8 = 1764,00 \text{ kgm}$$

$$V_{Ed, \max} = \text{taglio max} = q \cdot L / 2 = 1282,91 \text{ kg}$$

Verifica a flessione

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.12 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione per sezioni di classe 1 e 2 vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl} f_{yk}) / \gamma_{M0} \quad (4.2.13 \text{ DM } 14/01/2008)$$

Quindi:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl} f_{yk}) / \gamma_{M0} = 2121,43 \text{ kgm}$$

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0,832 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica a taglio

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.17 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a taglio in assenza di torsione vale:

$$V_{c,Rd} = (A_v f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) \quad (4.2.18 \text{ DM } 14/01/2008)$$

Quindi:

$$V_{c,Rd} = (A_v f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = 40826,91 \text{ kg}$$

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,031 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica agli stati limite di esercizio

In virtù della tipologia della struttura e per via del fatto che questa non sostiene materiale di finitura fragile la deformazione finale degli elementi viene calcolata allo stato limite di esercizio considerando la *combinazione frequente* (2.5.3 DM 14/01/2008):

$$p_{\text{freqrt}} = G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} = 379,87 \text{ kg/m}^2$$

con $\Psi_{1,1} = 0,70$ (Tab.2.5.I DM 14/01/2008)

Carico totale sulla traversa $q_{\text{freqrt}} = p_{\text{freqrt}} \cdot i =$

$$237,42 \text{ kg/m}$$

Il calcolo dello spostamento verticale massimo viene valutato come:

$$d_{\text{max}} = 5/384 \cdot q \cdot L^4 / (E \cdot J) = 1,85 \text{ cm} < L/250 = 2,20$$

La verifica è soddisfatta!

3.6 - VERIFICA DEL COLLEGAMENTO COSCIALE - MONTANTE

Verifica a taglio sui bulloni

La forza di taglio di progetto $F_{V,Ed}$ è pari a:

$$1282,91 \text{ kg}$$

Considerando un numero di bulloni n pari a:

$$4$$

Lo sforzo di taglio agente sul singolo bullone è pari a:

$$F_{V,Edsing.} = F_{V,Ed} / n = 320,73 \text{ kg}$$

per cui la verifica a taglio è soddisfatta se:

$$F_{V,Edsing.} \leq F_{V,Rd}$$

con:

$F_{V,Rd}$: resistenza di taglio di progetto:

$$F_{V,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 3225,6 \text{ kg} \quad (4.2.57 \text{ D.M. } 14/01/2008)$$

dove

γ_{M2} : coefficiente parziale di sicurezza relativo al modello di resistenza adottato, in questo caso coefficiente di sicurezza

per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni indebolite dai fori (Tabella 4.2.V DM 14/01/2008) = 1,25

$$\text{Quindi} \quad F_{V,Edsing.} / F_{V,Rd} = 0,10$$

La verifica è soddisfatta!

4 - RELAZIONE DI CALCOLO SOLAIO IN ACCIAIO TIPO 3 QUOTA +4.98 E STRUTTURA IN ACCIAIO SCALA SECONDARIA E LOCALE TECNICO

4.1 - AZIONI SUL SOLAIO IN ACCIAIO:

	s (m)	kg/m ³	kg/m ²
- peso proprio pavimentazione:			60
- peso proprio massetto classico:	0,06	2000	120
- controsoffitto:			15
			Totale carichi permanenti :
			195,00
- sovraccarico accidentale (cat.C2 Tab 3.1.II - Ambienti suscettibili di affollamento):			400,00

4.2 - COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Combinazione delle azioni impiegata per lo stato limite ultimo (2.5.1 DM 14/01/2008):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1}$$

dove:

- G_1 : peso proprio degli elementi strutturali =		ved. Paragrafi successivi
- G_2 : peso proprio degli elementi non strutturali =	195,00	kg/m ²
- Q_{k1} : azione variabile dominante =	400,00	kg/m ²
- γ_{G1} : coefficiente parziale del peso proprio della struttura =	1,3	Tab.2.6.I, verifiche allo stato limite STR
- γ_{G2} : coefficiente parziale dei peso propri degli elem. non strutturali =	1,5	Tab.2.6.I, verifiche allo stato limite STR
- γ_{Qi} : coefficiente parziale delle azioni variabili =	1,5	Tab.2.6.I, verifiche allo stato limite STR

4.3 - MATERIALI

Acciaio S275

Il materiale impiegato per i profili e per le piastre di ancoraggio che costituiscono la struttura del solaio è acciaio **S275** (ex Fe430) aventi le seguenti caratteristiche meccaniche dedotte dalle Tabelle 11.3.IX e 11.3.X del DM 14/01/2008.

acciaio **S275**

spessore nominale dell'elemento

$t \leq 40$ mm

$40 \text{ mm} \leq t \leq 80$ mm

$f_{y,k}$ (N/mm ²)	$f_{t,k}$ (N/mm ²)	$f_{y,k}$ (N/mm ²)	$f_{t,k}$ (N/mm ²)
275	430	255	410

modulo elastico E =	210000	N/mm ²	(par. 11.3.4.1 DM 14/01/2008)
peso specifico ρ =	7850	Kg/m ³	(par. 11.3.4.1 DM 14/01/2008)

Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni di classe 1-2-3-4 (Tabella 4.2.V DM 14/01/2008) =

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni indebolite dai fori (Tabella 4.2.V DM 14/01/2008) =

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

Calcestruzzo C32/40

La struttura in elevazione è realizzata con calcestruzzo del tipo C32/40

	calcestruzzo C32/40		
Peso specifico		25000	N/m ³
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	30,00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck}$	24,9	N/mm ²
Resistenza cilindrica media	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	32,9	N/mm ²
Modulo di elasticità normale	$E = 22000 [f_{cm}/10]^{0,3}$	31447	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza	γ_C	1,5	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{CC} f_{ck} / \gamma_C$	14,11	N/mm ²
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$	2,56	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0,70 f_{ctm}$	1,79	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	1,19	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1,2 f_{ctm}$	3,07	N/mm ²
Coefficiente di dilatazione termica	α_{CT}	10 ⁻⁵	°C ⁻¹

Barre filettate

- diametro nominale d:	12	mm	M12	classe 8.8
- A : area nominale :	113,04	mm ²		
- A _{res} : area resistente :	84	mm ²		
- f _{tb} : tensione di rottura della barra a trazione:	800	N/mm ²		
- f _{yb} : tensione di snervamento della barra:	640	N/mm ²		

4.4 - SEZIONI

TRAVI: IPE 140 - caratteristiche della sezione:

- Altezza:	h =	140	mm
- Base:	b =	73	mm
- Spessore anima:	S _a =	4,7	mm
- Spessore flangia:	t =	6,9	mm
- Altezza dell'anima:	d =	112,2	mm
- Raggio di raccordo tra anima e ala:	r =	7	mm
- Peso:	G =	12,9	kg/m
- Area sezione:	A =	16,4	cm ²
- Area a taglio lungo l'anima del profilo:	A _v =	7,64	cm ²
- Modulo di resistenza elastico x-x :	W _x =	77,3	cm ³
- Modulo di resistenza plastico x-x :	W _{pl,x} =	88,3	cm ³
- Momento di inerzia x-x:	J _x =	541,2	cm ⁴
- Modulo di resistenza elastico y-y :	W _y =	12,31	cm ³
- Modulo di resistenza plastico y-y :	W _{pl,y} =	19,25	cm ³
- Momento di inerzia y-y:	J _y =	44,92	cm ⁴

MONTANTI: UPN 200 - caratteristiche della sezione:

- Altezza:	$h =$	200	mm
- Base:	$b =$	75	mm
- Spessore anima:	$S_a =$	8,5	mm
- Spessore flangia:	$t =$	11,5	mm
- Altezza dell'anima:	$d =$	151	mm
- Raggio di raccordo tra anima e ala:	$r =$	11,5	mm
- Peso:	$G =$	25,3	kg/m
- Area sezione:	$A =$	32,2	cm ²
- Area a taglio lungo l'anima del profilo:	$A_v =$	17,71	cm ²
- Modulo di resistenza elastico x-x :	$W_x =$	191	cm ³
- Modulo di resistenza plastico x-x :	$W_{pl,x} =$	228	cm ³
- Momento di inerzia x-x:	$J_x =$	1910	cm ⁴
- Modulo di resistenza elastico y-y :	$W_y =$	27	cm ³
- Modulo di resistenza plastico y-y :	$W_{pl,y} =$	52	cm ³
- Momento di inerzia y-y:	$J_y =$	148	cm ⁴

4.5 - VERIFICHE DI STABILITA' DELLA LAMIERA GRECATA TIPO HI-BOND

L'orizzontamento in esame viene realizzato con una lamiera metallica grecata tipo **A55/P600 HI-BOND** dello **spessore di 0,6 mm** efficacemente ancorata alle travi metalliche di sostegno ed un getto di riempimento in cls. armato con rete elettrosaldata per uno **spessore totale di 11 cm** (compreso lo spessore di 55 mm delle nervature della lamiera grecata).

Peso proprio solaio H=11 cm in lamiera grecata A55/P600 sp.0,6 mm
con soprastante getto in calcestruzzo armato:

224,16 kg/m²

Tensione caratteristica a flessione $f_{y,k}$ (da tabella HI-BOND):

165 N/mm²

4.5.1 Verifiche di stabilità della lamiera in fase di getto:

Luce di calcolo:	$L =$	0,98	m
Larghezza di calcolo:	$i =$	1,00	m
Rigidezza flessionale (da tabella) della sola lamiera:	$W_i =$	12,72	cm ³
Momento di inerzia (da tabella) della sola lamiera:	$J_{rid} =$	39,12	cm ⁴
Area lamiera per metro di larghezza:	$A_f =$	11,00	cm ² /m
Modulo di elasticità:	$E =$	2100000	kg/cm ²

Calcolo delle sollecitazioni sulla lamiera allo SLU:

$$p_t = \gamma_{G1} G_1 = 291,41 \text{ kg/m}^2$$

Carico totale agente sulla lamiera $q_t = p_t \cdot i =$

$$q_t = 291,41 \text{ kg/m}$$

$M_x =$ momento flettente max rispetto all'asse x = $q \cdot L^2 / 8$

$$M_x = 35 \text{ kgm}$$

T = taglio max = $q \cdot L / 2 =$

$$T = 143 \text{ kg}$$

(Nota bene - Si eseguono le verifiche tenendo conto della sola lamiera)

Verifica a flessione

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.12 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione vale:

$$M_{c,Rd} = (W_i f_{yk}) / \gamma_{M0}$$

Quindi:

$$\begin{array}{lcl} M_{c,Rd} = (W_i f_{yk}) / \gamma_{M0} & 199,89 \text{ kgm} & \\ M_{Ed} / M_{c,Rd} = & 0,175 < 1 \end{array}$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica a taglio

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.17 \text{ DM } 14/01/2008)$$

$$V_{c,Rd} = (A_f f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) =$$

$$\begin{array}{lcl} & 9979,91 \text{ kg} & \\ V_{Ed} / V_{c,Rd} = & 0,014 < 1 \end{array}$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica agli stati limite di esercizio

La deformazione finale degli elementi viene calcolata allo stato limite di esercizio considerando il solo peso del solaio

$$p_{defrt} = G_1 = 224,16 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carico totale sulla lamiera } q_{defrt} = p_{defrt} * i =$$

$$224,16 \text{ kg/m}$$

Il calcolo dello spostamento verticale massimo viene valutato come:

$$d_{max} = 5/384 * q * L^4 / (E * J) = 0,03 \text{ cm} < L/250 = 0,39$$

La verifica è soddisfatta!

4.5.2 Verifiche di stabilità della lamiera in fase di esercizio:

Luce di calcolo:

$$L = 0,98 \text{ m}$$

Larghezza di calcolo:

$$i = 1,00 \text{ m}$$

Rigidezza flessionale (da tabella) della sola lamiera:

$$W_i = 12,72 \text{ cm}^3$$

Rigidezza flessionale (da tabella) lamiera + soletta in c.a.:

$$W_s = 51,57 \text{ cm}^3$$

Momento di inerzia (da tabella) della sola lamiera:

$$J_{rid} = 39,12 \text{ cm}^4$$

Momento di inerzia totale (da tabella) lamiera+soletta in c.a.:

$$J_{tot} = 329,49 \text{ cm}^4$$

Modulo di elasticità:

$$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

Calcolo delle sollecitazioni sulla lamiera allo SLU:

$$p_t = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} = 1183,91 \text{ kg/m}^2$$

Carico totale agente sulla lamiera $q_t = p_t * i =$

$$q_t = 1.183,91 \text{ kg/m}$$

$M_x =$ momento flettente max rispetto all'asse $x = q * L^2 / 8$

$$M_x = 142 \text{ kgm}$$

$T =$ taglio max $= q * L / 2 =$

$$T = 580 \text{ kg}$$

Nota bene - Si eseguono le verifiche tenendo conto della sola lamiera:

Verifica a flessione

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.12 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione vale:

$$M_{c,Rd} = (W_i f_{yk}) / \gamma_{M0}$$

Quindi:

$$M_{c,Rd} = (W_i f_{yk}) / \gamma_{M0}$$

$$199,89 \text{ kgm}$$

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} =$$

$$0,711 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica a taglio

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.17 \text{ DM } 14/01/2008)$$

$$V_{c,Rd} = (A_f f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) =$$

$$9979,91 \text{ kg}$$

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} =$$

$$0,119 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica agli stati limite di esercizio

In virtù della tipologia della struttura e per via del fatto che questa non sostiene materiale di finitura fragile la deformazione finale degli elementi viene calcolata allo stato limite di esercizio considerando la *combinazione frequente* (2.5.3 DM 14/01/2008):

$$p_{freqrt} = G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} =$$

$$619,16 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{con } \Psi_{1,1} = 0,50 \quad (\text{Tab.2.5.I DM } 14/01/2008)$$

$$\text{Carico totale sulla traversa } q_{freqrt} = p_{freqrt} \cdot i =$$

$$619,16 \text{ kg/m}$$

Il calcolo dello spostamento verticale massimo viene valutato come:

$$d_{max} = 5/384 \cdot q \cdot L^4 / (E \cdot J) =$$

$$0,09 \text{ cm} < L/250 = 0,39$$

La verifica è soddisfatta!

4.6 - VERIFICHE DI STABILITA' DEI PROFILI IPE 140 (L = 3.34m)

$G_{1tIPE140,1}$: peso proprio delle travi IPE140 ($A \cdot \rho_{mean}$)/i=

13,14 kg/m²

$$p_t = \gamma_{G1}(G_{1tIPE140,1} + G_{1lamiera}) + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} =$$

1200,99 kg/m²

Luce di calcolo:

L = 3,34 m

Si considera un interasse di calcolo pari a:

i = 0,98 m

Carico totale agente sulla traversa $q_t = p_t \cdot i =$

$q_t = 1.176,97$ kg/m

Calcolo delle sollecitazioni massime (schema trave appoggiata) :

$$V_{Ed,max} = q_t \cdot L / 2 =$$

1965,53 kg

$$M_{Ed,max} = q_t \cdot L^2 / 8 =$$

1641,22 kgm

Verifica a flessione

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.12 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione per sezioni di classe 1 e 2 vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl} f_{yk}) / \gamma_{M0} \quad (4.2.13 \text{ DM } 14/01/2008)$$

Quindi:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl} f_{yk}) / \gamma_{M0}$$

2312,62 kgm

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} =$$

0,710 < 1

La verifica è soddisfatta!

Verifica a taglio

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.17 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a taglio in assenza di torsione vale:

$$V_{c,Rd} = (A_v f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) \quad (4.2.18 \text{ DM } 14/01/2008)$$

in cui l'area resistente a taglio A_v si valuta come (profili a I o H caricati nel piano dell'anima):

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = (4.2.19 \text{ DM } 14/01/2008)$$

7,62 cm²

Quindi:

$$V_{c,Rd} = (A_v f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) =$$

11516,67 kg

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} =$$

0,171 < 1

La verifica è soddisfatta!

Verifica agli stati limite di esercizio

In virtù della tipologia della struttura e per via del fatto che questa non sostiene materiale di finitura fragile la deformazione finale degli elementi viene calcolata allo stato limite di esercizio considerando la *combinazione frequente* (2.5.3 DM 14/01/2008):

$$p_{freq,t} = G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} =$$

632,30 kg/m²

con $\Psi_{1,1} = 0,50$ (Tab.2.5.I DM 14/01/2008)

Carico totale sulla traversa $q_{freq,t} = p_{freq,t} \cdot i =$

619,65 kg/m

Il calcolo dello spostamento verticale massimo viene valutato come:

$$d_{max} = 5/384 q L^4 / EJ =$$

0,88 cm < L/250 = 1,34

La verifica è soddisfatta!

4.7 - VERIFICHE DI STABILITA' DEI PROFILI IPE140 (L = 3.63m)

$$\begin{aligned} - G_{1\text{IPE}140,2} &: \text{peso proprio delle travi IPE140 } (A \cdot \rho_{\text{mean}}) / i = & 7,71 \text{ kg/m}^2 \\ - G_{1\text{IPE}140,1} &: \text{peso proprio delle travi IPE140} = & 13,14 \text{ kg/m}^2 \\ p_t &= \gamma_{G1}(G_{1\text{IPE}140,1} + G_{1\text{IPE}140,2} + G_{1\text{lamiera}}) + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} = & 1211,01 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luce di calcolo:} & & L &= 3,63 \text{ m} \\ \text{Si considera un interasse di calcolo pari a:} & & i &= 1,67 \text{ m} \\ \text{Carico totale agente sulla traversa } q_t = p_t \cdot i = & & q_t &= 2.022,38 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Calcolo delle sollecitazioni massime (schema trave su tre appoggi):

$$\begin{aligned} M_{\text{Ed}, \text{max}} &= \text{momento max} = q \cdot l^2 / 8 = & 832,77 \text{ kgm} \\ V_{\text{Ed}, \text{max}} &= \text{taglio max} = q \cdot l / 2 = & 1835,31 \text{ kg} \end{aligned}$$

Verifica a flessione

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$M_{\text{Ed}} / M_{\text{c,Rd}} < 1 \quad (4.2.12 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione per sezioni di classe 1 e 2 vale:

$$M_{\text{c,Rd}} = M_{\text{pl,Rd}} = (W_{\text{pl}} f_{yk}) / \gamma_{M0} \quad (4.2.13 \text{ DM } 14/01/2008)$$

Quindi:

$$\begin{aligned} M_{\text{c,Rd}} = M_{\text{pl,Rd}} &= (W_{\text{pl}} f_{yk}) / \gamma_{M0} & 2312,62 \text{ kgm} \\ M_{\text{Ed}} / M_{\text{c,Rd}} &= & 0,360 < 1 \end{aligned}$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica a taglio

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$V_{\text{Ed}} / V_{\text{c,Rd}} < 1 \quad (4.2.17 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a taglio in assenza di torsione vale:

$$V_{\text{c,Rd}} = (A_v f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) \quad (4.2.18 \text{ DM } 14/01/2008)$$

in cui l'area resistente a taglio A_v si valuta come (profili a I o H caricati nel piano dell'anima):

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = (4.2.19 \text{ DM } 14/01/2008) \quad 7,64 \text{ cm}^2$$

Quindi:

$$\begin{aligned} V_{\text{c,Rd}} &= (A_v f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = & 11552,50 \text{ kg} \\ V_{\text{Ed}} / V_{\text{c,Rd}} &= & 0,159 < 1 \end{aligned}$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica agli stati limite di esercizio

In virtù della tipologia della struttura e per via del fatto che questa non sostiene materiale di finitura fragile la deformazione finale degli elementi viene calcolata allo stato limite di esercizio considerando la *combinazione frequente* (2.5.3 DM 14/01/2008):

$$\begin{aligned} p_{\text{freqrt}} &= G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} = & 640,01 \text{ kg/m}^2 \\ &\text{con } \Psi_{1,1} = 0,50 & (\text{Tab.2.5.I DM } 14/01/2008) \end{aligned}$$

$$\text{Carico totale sulla traversa } q_{\text{freqrt}} = p_{\text{freqrt}} \cdot i = 1068,81 \text{ kg/m}$$

Il calcolo dello spostamento verticale massimo viene valutato come:

$$d_{\text{max}} = 5/384 \cdot q \cdot l^4 / (E \cdot J) = 0,13 \text{ cm} < l/250 = 0,73$$

La verifica è soddisfatta!

4.8 - VERIFICHE DI STABILITA' DEI MONTANTI

Verifica a pressoflessione e taglio

Altezza di calcolo

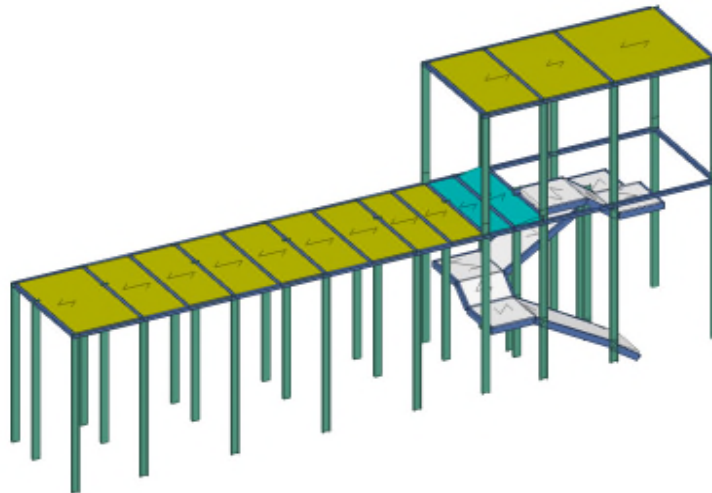
$$H = 5,10 \quad \text{m}$$

Le sollecitazioni agenti alla base del pilastro, derivanti dal modello di calcolo della seguente figura, sono:

$$N_{Ed} = 479,10 \quad \text{kg}$$

$$V_{Ed} = 24,10 \quad \text{kg}$$

$$M_{Ed} = 26,00 \quad \text{kgm}$$



Nel caso in cui il taglio di calcolo V_{Ed} sia superiore al 50% della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$, la resistenza a flessione della sezione si calcola con una tensione di snervamento ridotta per l'interazione tra flessione e taglio, pari a:

$$f_{y,red} = (1 - \rho) * f_{yk} = 0,989 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\text{dove } \rho = (2 V_{Ed} / V_{c,Rd} - 1)^2 = 0,996$$

La resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$ è pari a:

$$V_{c,Rd} = A_v * f_{yk} / \sqrt{3} * \gamma_{M0} = 26779,4 \quad \text{kg}$$

$$\text{Quindi } V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,09\% < 50\%$$

Per questo motivo si trascura il contributo del taglio nella verifica a pressoflessione.

La verifica a pressoflessione retta si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{N,y,Rd} < 1$$

in cui:

- la resistenza di calcolo a pressoflessione retta della sezione vale:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd} \quad (4.2.34 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove:

$$- M_{pl,Rd} = (W_{pl} f_{yk}) / \gamma_{M0} \quad (4.2.13 \text{ DM } 14/01/2008) = 5971,43 \quad \text{kgm}$$

$$- n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad (4.2.37 \text{ DM } 14/01/2008) = 0,0057$$

$$- a = (A - 2 * b * t) / A \leq 0,5 \quad (4.2.38 \text{ DM } 14/01/2008) = 0,46$$

con:

$$N_{pl,Rd} = (A f_{yk}) / \gamma_{M0} \quad (4.2.7 \text{ DM } 14/01/2008) = 84333,33 \quad \text{kg}$$

Si ottiene:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5 a) = 7732,56 \quad \text{kgm}$$

Poiché $M_{N,Rd} > M_{pl,Rd}$ si effettua la verifica con il valore di $M_{pl,Rd}$, non ridotto per effetto dello sforzo normale che nel caso in esame non dà un contributo significativo.

$$M_{Ed} / M_{pl,Rd} = 0,004 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica di stabilità delle aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere:

$$N_{Ed} / N_{b,Rd} < 1$$

dove:

$$N_{b,Rd} = \chi (A f_{yk}) / \gamma_{M1} \quad (4.2.43 \text{ DM } 14/01/2008) = 69462,77 \text{ kg}$$

Il coefficiente χ dipende dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato, secondo la seguente formula:

$$\chi = 1 / (\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}) \leq 1 \quad 0,824$$

$$\text{con } \Phi = 0,5 * [1 + \alpha * (\lambda - 0,2) + \lambda^2] = 0,725$$

$$\alpha: \text{fattore di imperfezione, ricavato dalla Tab. 4.2.VI} = 0,49$$

λ : snellezza adimensionale pari a

$$\lambda = \sqrt{(A * f_{yk} / N_{cr})} = 0,534$$

N_{cr} : carico critico elastico basato sulle proprietà della sezione lorda e sulla lunghezza di libera inflessione L_0 dell'asta

$$N_{cr} = \pi^2 E J_{min} / L_0^2 = 310295,5 \text{ kg}$$

$$\text{con } L_0 = \beta * l = 3,57 \text{ m}$$

$\beta = 0,7$ per pilastro con incastro e appoggio (quota +5,05)

l : altezza pilastro ($l = 5,10 \text{ m}$)

La verifica è soddisfatta!

4.9 - VERIFICA DEL COLLEGAMENTO MONTANTE - FONDAZIONE IN C.A.

Verifica degli interassi e delle distanze dai margini dei bulloni

Per l'applicazione dei criteri di verifica successivamente trattati gli interassi e le distanze dai margini dei bulloni devono risultare:

- per i fori di bordo, considerando unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali:

$1,2d_0 \leq e_1 \leq 4t + 40\text{mm}$	15,6	$< e_1 <$	100
$1,2d_0 \leq e_2 \leq 4t + 40\text{mm}$	15,6	$< e_2 <$	100
$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200\text{mm})$	28,6	$< p_1 <$	200
$2,4d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200\text{mm})$	31,2	$< p_2 <$	200

con:

- d : diametro del bullone $d = 12 \text{ mm}$

- d_0 : diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone $d_0 = d + 1\text{mm} = 13 \text{ mm}$

- e_1 : distanza fra il centro del bullone e il margine dell'elemento, parallela alla direzione dello sforzo

$$e_1 = 40 \text{ mm}$$

- e_2 : distanza fra il centro del bullone e il margine dell'elemento, ortogonale alla direzione dello sforzo

$$e_2 = 40 \text{ mm}$$

- t : spessore minimo della piastra

$$t = 15 \text{ mm}$$

- p_1 : distanza fra centro e centro di due bulloni contigui

$$p_1 = 125 \text{ mm}$$

- p_2 : distanza fra centro e centro di due bulloni contigui

$$p_2 = 170 \text{ mm}$$

Geometria del nodo colonna - fondazione:

- profilo UPN200:

<i>base</i>	b' =	200	mm
<i>altezza</i>	h' =	75	mm
<i>spessore flangia</i>	t =	11,5	mm

- geometria piastra di fondazione:

<i>base</i>	b =	330	mm
<i>altezza</i>	h =	250	mm
<i>spessore</i>	s =	15	mm
<i>distanza dell'asse dei tirafondi dal lembo teso della piastra</i>	r =	40	mm

Schiacciamento sul calcestruzzo

Tale verifica determina il dimensionamento della superficie di contatto della piastra di base di dimensioni b*h, le quali risultano verificate se:

$$f_{c,max} \leq f_{cd}$$

con:

f_{cd} : resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo, valutata come :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14,11 \text{ N/mm}^2 \quad (4.1.4 \text{ D.M. } 14/01/2008)$$

dove:

α_{cc} : coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata = 0,85

f_{ck} : resistenza caratteristica cilindrica a compressione del cls = 24,90 N/mm²

γ_c : coefficiente parziale di sicurezza relativo al cls = 1,5

La tensione di compressione agente sul calcestruzzo $f_{c,max}$ è calcolata in funzione dell'**eccentricità e** di N, definita come:

$$e = M_{Ed}/N_{Ed} = 5,43 \text{ cm} > h/6 = 4,17$$

Essendo nel caso di *piccola eccentricità*, infatti:

$$e \text{ (cm)} = 5,43 < h/6 * h/(h-6r) = 10,42$$

si può adottare un criterio di verifica approssimato secondo il quale si calcolano le tensioni di compressione per sollecitazione di pressoflessione su sezione uniformemente resistente:

$$f_{c,max} = (N_{Ed}/(bh)) * (1 + 6e/h) = 0,13 \text{ N/mm}^2 < 14,11 \text{ N/mm}^2$$

La verifica è soddisfatta!

e si affida ai tirafondi tesi la risultante delle tensioni di trazione:

$$N_t = (N/h * (6e-h)^2 / 24e) * \beta = 8,41 \text{ N}$$

con β , coefficiente di amplificazione, da considerare solo se > 1

$$\beta = 2x / 3(x - r) = 1,00$$

dove x è la posizione dell'asse neutro rispetto al lembo teso:

$$x = (6e - h) * h / 12e = 29,03 \text{ mm}$$

Dimensionamento della piastra

La piastra metallica di contatto viene dimensionata come mensola incastrata agli elementi di colonna e soggetta al carico distribuito di reazione del calcestruzzo di contatto. La sezione di verifica è la semplice sezione rettangolare della piastra in quanto il nodo non presenta fazzoletti di irrigidimento.

La verifica della piastra è soddisfatta se:

$$f_{yEd} \leq f_{yd}$$

con:

f_{yd} : resistenza di calcolo dell'acciaio, valutata come :

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = 220 \quad \text{N/mm}^2 \quad (4.2.4 \text{ D.M. } 14/01/2008)$$

dove:

$$f_{yk} : \text{resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio} = 275,0 \quad \text{N/mm}^2$$

γ_{M2} : coefficiente parziale di sicurezza relativo al modello di resistenza adottato, in questo caso coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni indebolite dai fori (*Tabella 4.2.V DM 14/01/2008*) = 1,25

Le mensole di calcolo sono quelle con luci pari a:

$$l = (h-h')/2 + 0,20 h'/2 = 95,0 \quad \text{mm}$$

$$m = (b-b')/2 + t_f/2 = 70,8 \quad \text{mm}$$

Momento d'incastro agente sulla mensola di dimensioni l x b con sezione resistente di dimensioni b x s + fazzoletti di irrigidimento:

$$M_l = (f_{c,max} * l * b) * l/2 = 199109,55 \text{ Nmm}$$

La tensione sulla piastra sarà pari a:

$$f_{yEd,l} = M_l / W_l = 16,09 \quad \text{N/mm}^2 < 220 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\text{dove } W_l = 12375,00 \quad \text{mm}^3$$

La verifica è soddisfatta!

Momento d'incastro agente sulla mensola di dimensioni m x h con sezione resistente di dimensioni h x s + fazzoletti di irrigidimento:

$$M_m = (f_{c,max} * m * h) * m/2 = 83661,151 \text{ Nmm}$$

La tensione sulla piastra sarà pari a:

$$f_{yEd,m} = M_m / W_m = 8,92 \quad \text{N/mm}^2 < 220 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\text{dove } W_m = 9375,00 \quad \text{mm}^3$$

La verifica è soddisfatta!

Taglio sui tirafondi

Nell'ipotesi di trascurare la flessione del gambo e la trazione del gambo dovuta alle pressioni sulla testa e sul dado si considera una distribuzione costante delle tensioni t_b sulla sezione del gambo stesso.

Considerando un numero di tirafondi n pari a:

6

La forza di taglio di progetto $F_{v,Ed}$ è pari a:

241,00 N

Lo sforzo di taglio agente sul singolo tirafondo è pari a:

$$F_{v,Edsing.} = F_{v,Ed} / n \quad 40,17 \quad N$$

per cui la verifica a taglio è soddisfatta se:

$$F_{v,Edsing.} \leq F_{v,Rd}$$

con:

$F_{v,Rd}$: resistenza di taglio di progetto ,:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = \quad 32256 \quad N \quad (4.2.57 \text{ D.M. } 14/01/2008)$$

dove

γ_{M2} : coefficiente parziale di sicurezza relativo al modello di resistenza adottato, in questo caso coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni indebolite dai fori (Tabella 4.2.V DM 14/01/2008) = 1,25

Quindi:

$$F_{v,Edsing.} / F_{v,Rd} = \quad 0,001$$

La verifica è soddisfatta!

Trazione e sfilamento dei tirafondi

Per i tirafondi tesi la verifica a *trazione* si ritiene soddisfatta se:

$$N_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$$

con:

$F_{t,Rd}$: resistenza di calcolo a trazione degli elementi di connessione , valutata come :

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = \quad 48384 \quad N \quad (4.2.62 \text{ D.M. } 14/01/2008)$$

La risultante delle tensioni di trazione di progetto $N_{t,Ed}$ è pari a:

8,41 N

La forza di trazione agente sul singolo tirafondo è pari a:

$$N_{t,Edsing.} = N_{t,Ed} / n = \quad 1,40 \quad N$$

Quindi:

$$N_{t,Edsing.} / F_{t,Rd} = \quad 0,000029$$

La verifica è soddisfatta!

Per i tirafondi tesi lo *sfilamento*, per i tipi direttamente annegati nel getto, viene verificato controllando che sia:

$$N_{t,Edsing.} \leq N_{s,Rd}$$

con:

$N_{s,Rd}$: *resistenza di calcolo di sfilamento* valutata, per tirafondi con parte terminale dritta, come:

$$N_{s,Rd} = f_{bd} / ((1+d/r)^2) \pi d p = 11977,45 \text{ N}$$

in cui:

f_{bd} : *resistenza tangenziale di aderenza di calcolo*, valutata come:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 2,69 \text{ N/mm}^2 \quad (4.1.7 \text{ D.M. } 14/01/2008)$$

f_{bk} : *resistenza tangenziale caratteristica di aderenza acciaio-calcestruzzo*, valutata come :

$$f_{bk} = 2,25 h f_{ctk} = 4,03 \text{ N/mm}^2 \quad (4.1.8 \text{ D.M. } 14/01/2008)$$

$$h = 1,00 \text{ per barre di diametro } < 32 \text{ mm}$$

$$p = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Quindi } N_{t,Edsing.} / N_{s,Rd} = 0,0001$$

La verifica è soddisfatta!

Punzonamento della piastra

Nelle unioni bullonate soggette a trazione è necessario condurre la verifica della piastra a punzonamento.

La verifica è soddisfatta se:

$$N_{t,Edsing.} / B_{p,Rd} \leq 1$$

dove la *resistenza a punzonamento del piatto* collegato viene valutata come :

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_{tk} / \gamma_{M2} = 116657,28 \text{ N} \quad (4.2.64 \text{ D.M. } 14/01/2008)$$

con:

d_m : minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone

t_p : spessore del piatto = 15 mm

f_{tk} : tensione di rottura dell'acciaio del piatto = 430 N/mm²

γ_{M2} : coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni indebolite dai fori:

$$(Tabella 4.2.V \text{ DM } 14/01/2008) = 1,25$$

$$N_{t,Edsing.} = 1,40 \text{ N} < 116657,3 \text{ N}$$

La verifica è soddisfatta!

Trazione e taglio sui tirafondi

Si verificano inoltre i tirafondi tesi alla sollecitazione composta di trazione e taglio, per cui deve valere :

$$F_{v,Edsing} / F_{v,Rd} + N_{t,Edsing} / 1,4 F_{t,Rd} \leq 1 \quad (4.2.65 \text{ D.M. } 14/01/2008)$$

$$F_{v,Edsing} / F_{v,Rd} + N_{t,Edsing} / 1,4 F_{t,Rd} = 0,001 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

5 - RELAZIONE DI CALCOLO SOLAIO IN ACCIAIO TIPO 5 QUOTA P.G. +4.93 / +8.21

5.1 - AZIONI SUL SOLAIO IN ACCIAIO:

	s (m)	kg/m ³	kg/m ²
- controsoffitto:			15
Totale carichi permanenti :			15,00
- sovraccarico accidentale (cat. H1 - sottotetti accessibili per sola manutenzione):			50,00

5.2 - COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Combinazione delle azioni impiegata per lo stato limite ultimo (2.5.1 DM 14/01/2008):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1}$$

dove:

- G_1 : peso proprio degli elementi strutturali =	ved. Paragrafi successivi
- G_2 : peso proprio degli elementi non strutturali =	15,00 kg/m ²
- Q_{k1} : azione variabile dominante =	50,00 kg/m ²
- γ_{G1} : coefficiente parziale del peso proprio della struttura =	1,3 Tab.2.6.I, verifiche allo stato limite STR
- γ_{G2} : coefficiente parziale dei peso propri degli elem. non strutturali =	1,5 Tab.2.6.I, verifiche allo stato limite STR
- γ_{Qi} : coefficiente parziale delle azioni variabili =	1,5 Tab.2.6.I, verifiche allo stato limite STR

5.3 - MATERIALI

Acciaio S275

Il materiale impiegato per i profili e per le piastre di ancoraggio che costituiscono la struttura del solaio è acciaio **S275** (ex Fe430) aventi le seguenti caratteristiche meccaniche dedotte dalle Tabelle 11.3.IX e 11.3.X del DM 14/01/2008.

acciaio **S275**

spessore nominale dell'elemento

$t \leq 40$ mm

$40 \text{ mm} \leq t \leq 80 \text{ mm}$

$f_{y,k}$ (N/mm ²)	$f_{t,k}$ (N/mm ²)	$f_{y,k}$ (N/mm ²)	$f_{t,k}$ (N/mm ²)
275	430	255	410

modulo elastico E =	210000	N/mm ²	(par. 11.3.4.1 DM 14/01/2008)
peso specifico ρ =	7850	Kg/m ³	(par. 11.3.4.1 DM 14/01/2008)

Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni di classe 1-2-3-4 (Tabella 4.2.V DM 14/01/2008) =

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni indebolite dai fori (Tabella 4.2.V DM 14/01/2008) =

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

5.4 - SEZIONI

TRAVI: IPE 140 - caratteristiche della sezione:

- Altezza:	$h =$	140	mm
- Base:	$b =$	73	mm
- Spessore anima:	$S_a =$	4,7	mm
- Spessore flangia:	$t =$	6,9	mm
- Altezza dell'anima:	$d =$	112,2	mm
- Raggio di raccordo tra anima e ala:	$r =$	7	mm
- Peso:	$G =$	12,9	kg/m
- Area sezione:	$A =$	16,4	cm ²
- Area a taglio lungo l'anima del profilo:	$A_v =$	7,64	cm ²
- Modulo di resistenza elastico x-x :	$W_x =$	77,3	cm ³
- Modulo di resistenza plastico x-x :	$W_{pl,x} =$	88,3	cm ³
- Momento di inerzia x-x:	$J_x =$	541,2	cm ⁴
- Modulo di resistenza elastico y-y :	$W_y =$	12,31	cm ³
- Modulo di resistenza plastico y-y :	$W_{pl,y} =$	19,25	cm ³
- Momento di inerzia y-y:	$J_y =$	44,92	cm ⁴

5.5 - VERIFICHE DI STABILITA' DELLA LAMIERA GRECATA

L'orizzontamento in esame viene realizzato con una lamiera metallica grecata tipo **A55/P600** dello **spessore di 0,6 mm** efficacemente ancorata alle travi metalliche di sostegno, il cui peso è pari a:

7,85 kg/m²

Tensione caratteristica a flessione:	$f_{yk} =$	165	N/mm ²
Luce di calcolo:	$L =$	2,65	m
Larghezza di calcolo:	$i =$	1,00	m
Rigidezza flessionale:	$W_i =$	12,72	cm ³
Momento di inerzia:	$J_f =$	39,12	cm ⁴
Area lamiera per metro di larghezza:	$A_f =$	11,00	cm ² /m
Modulo di elasticità:	$E =$	210000	kg/cm ²

Calcolo delle sollecitazioni sulla lamiera allo SLU:

$$p_t = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} = 107,71 \text{ kg/m}^2$$

Carico totale agente sulla lamiera $q_t = p_t \cdot i =$	$q_t =$	107,71	kg/m
$M_x =$ momento flettente max rispetto all'asse x = $q \cdot L^2 / 8$	$M_x =$	95	kgm
$T =$ taglio max = $q \cdot L / 2 =$	$T =$	143	kg

Verifica a flessione

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.12 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione vale:

$$M_{c,Rd} = (W_i f_{yk}) / \gamma_{M0}$$

Quindi:

$$M_{c,Rd} = (W_i f_{yk}) / \gamma_{M0} = 199,89 \text{ kgm}$$

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0,473 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica a taglio

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.17 \text{ DM } 14/01/2008)$$

$$V_{c,Rd} = (A_f f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = 9979,91 \text{ kg}$$
$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,011 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica agli stati limite di esercizio

In virtù della tipologia della struttura e per via del fatto che questa non sostiene materiale di finitura fragile la deformazione finale degli elementi viene calcolata allo stato limite di esercizio considerando la *combinazione frequente* (2.5.3 DM 14/01/2008):

$$p_{freq,t} = G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} = 47,85 \text{ kg/m}^2$$

con $\Psi_{1,1} = 0,50$ (Tab.2.5.I DM 14/01/2008)

$$\text{Carico totale sulla traversa } q_{freq,t} = p_{freq,t} \cdot i = 47,85 \text{ kg/m}$$

Il calcolo dello spostamento verticale massimo viene valutato come:

$$d_{max} = 5/384 \cdot q \cdot L^4 / (E \cdot J) = 0,37 \text{ cm} < L/250 = 1,06$$

La verifica è soddisfatta!

5.6 - VERIFICHE DI STABILITA' DEI PROFILI IPE 140

$$- G_{1+IPE140} : \text{peso proprio delle travi IPE 140 } (A \cdot \rho_{mean})/i = 4,86 \text{ kg/m}^2$$
$$p_t = \gamma_{G1}(G_{1+IPE140} + G_{1lamiera}) + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} = 114,02 \text{ kg/m}^2$$

Luce di calcolo:

$$L = 3,35 \text{ m}$$

Si considera un interasse di calcolo pari a:

$$i = 2,65 \text{ m}$$

Carico totale agente sulla traversa $q_t = p_t \cdot i =$

$$q_t = 302,15 \text{ kg/m}$$

Calcolo delle sollecitazioni massime (schema trave appoggiata) :

$$M_{Ed, max} = \text{momento max} = q \cdot L^2 / 8 = 423,87 \text{ kgm}$$

$$V_{Ed, max} = \text{taglio max} = q \cdot L / 2 = 506,11 \text{ kg}$$

Verifica a flessione

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.12 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione per sezioni di classe 1 e 2 vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl} f_{yk}) / \gamma_{M0} \quad (4.2.13 \text{ DM } 14/01/2008)$$

Quindi:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl} f_{yk}) / \gamma_{M0} = 2312,62 \text{ kgm}$$
$$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0,183 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica a taglio

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.17 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a taglio in assenza di torsione vale:

$$V_{c,Rd} = (A_v f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) \quad (4.2.18 \text{ DM } 14/01/2008)$$

in cui l'area resistente a taglio A_v si valuta come (profili a I o H caricati nel piano dell'anima):

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 7,64 \text{ cm}^2 \quad (4.2.19 \text{ DM } 14/01/2008)$$

Quindi:

$$V_{c,Rd} = (A_v f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = 11552,50 \text{ kg}$$
$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,044 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica agli stati limite di esercizio

In virtù della tipologia della struttura e per via del fatto che questa non sostiene materiale di finitura fragile la deformazione finale degli elementi viene calcolata allo stato limite di esercizio considerando la *combinazione frequente* (2.5.3 DM 14/01/2008):

$$p_{freq,t} = G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} =$$

$$52,71 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{con } \Psi_{1,1} = 0,50 \quad (\text{Tab.2.5.I DM 14/01/2008})$$

$$\text{Carico totale sulla traversa } q_{freq,t} = p_{freq,t} \cdot i =$$

$$139,68 \text{ kg/m}$$

Il calcolo dello spostamento verticale massimo viene valutato come:

$$d_{\max} = 5/384 \cdot q \cdot L^4 / (E \cdot J) =$$

$$0,20 \text{ cm}$$

$$< L/250 = 1,34$$

La verifica è soddisfatta!

6 - RELAZIONE DI CALCOLO SOLAIO TIPO 4 QUOTA P.G. +5,00

6.1 - ANALISI DEI CARICHI UNITARI TRASMESSI DAL SOLAIO:

	s (m)	kg/mc	kg/mq
- peso proprio pavimento in marmo:	0,020	2700	54,00
- peso proprio balaustra metallica (10,70 kg/m):			5,94
Totale carichi permanenti:			59,94
- sovraccarico accidentale (<i>cat.C2 Tab 3.1.II - Ambienti suscettibili di affollamento</i>):			400,00

6.2 - COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Combinazione delle azioni impiegata per lo stato limite ultimo (2.5.1 DM 14/01/2008):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1}$$

dove:

- G_1 : peso proprio degli elementi strutturali =	ved. Paragrafi successivi
- G_2 : peso proprio degli elementi non strutturali =	59,94 kg/m ²
- Q_{k1} : azione variabile dominante =	400,00 kg/m ²
- γ_{G1} : coefficiente parziale del peso proprio della struttura =	1,3 Tab.2.6.I , verifiche allo stato limite STR
- γ_{G2} : coefficiente parziale dei peso propri degli elem. non strutturali =	1,5 Tab.2.6.I , verifiche allo stato limite STR
- γ_{Q1} : coefficiente parziale delle azioni variabili =	1,5 Tab.2.6.I , verifiche allo stato limite STR

6.3 - RESISTENZE DI CALCOLO

Acciaio S275

Il materiale impiegato per i profili e per le piastre di ancoraggio che costituiscono la struttura della scala è acciaio S 275 (ex Fe430) aventi le seguenti caratteristiche meccaniche dedotte dalle Tabelle 11.3.IX e 11.3. X del DM 14/01/2008.

acciaio S275			
spessore nominale dell'elemento			
t ≤ 40 mm		40 mm ≤ t ≤ 80 mm	
$f_{y,k}$ (N/mm ²)	$f_{t,k}$ (N/mm ²)	$f_{y,k}$ (N/mm ²)	$f_{t,k}$ (N/mm ²)
275	430	255	410

modulo elastico E =	210000	N/mm ²	(par. 11.3.4.1 DM 14/01/2008)
peso specifico ρ =	7850	Kg/m ³	(par. 11.3.4.1 DM 14/01/2008)

Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni di classe 1-2-3-4

(Tabella 4.2.V DM 14/01/2008) = $\gamma_{M0} = 1,05$

Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni indebolite dai fori

(Tabella 4.2.V DM 14/01/2008) = $\gamma_{M2} = 1,25$

Bulloni

Si impiegano bulloni di:

- diametro nominale d:	12	mm	M12
- classe:	8.8		
- A : area nominale :	113,04	mm ²	
- A _{res} : area resistente :	84	mm ²	
- f_{tb} : tensione di rottura del bullone a trazione:	800	N/mm ²	
- f_{yb} : tensione di snervamento del bullone:	640	N/mm ²	

6.4 - VERIFICHE DI STABILITA' DELLA LAMIERA GRECATA TIPO HI-BOND

L'orizzontamento in esame viene realizzato con una lamiera metallica grecata tipo **A55/P600 HI-BOND** dello **spessore di 0,6 mm** efficacemente ancorata alle travi metalliche di sostegno ed un getto di riempimento in cls. armato con rete elettrosaldata per uno **spessore totale di 11 cm** (compreso lo spessore di 55 mm delle nervature della lamiera grecata).

Peso proprio solaio H=11 cm in lamiera grecata A55/P600 sp.0,6 mm

con soprastante getto in calcestruzzo armato:

224,16 kg/m²

Tensione caratteristica a flessione f_{yk} (da tabella HI-BOND):

165 N/mm²

6.4.1 Verifiche di stabilità della lamiera in fase di getto:

Luce di calcolo:

L = 0,88 m

Larghezza di calcolo:

i = 1,00 m

Rigidità flessionale (da tabella) della sola lamiera:

$W_i = 12,72 \text{ cm}^3$

Momento di inerzia (da tabella) della sola lamiera:

$J_{rid} = 39,12 \text{ cm}^4$

Area lamiera per metro di larghezza:

$A_f = 11,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

Modulo di elasticità:

E = 2100000 kg/cm²

Calcolo delle sollecitazioni sulla lamiera allo SLU:

$$p_t = \gamma_{G1} G_1 =$$

291,41 kg/m²

Carico totale agente sulla lamiera $q_t = p_t \cdot i =$

$q_t = 291,41 \text{ kg/m}$

$M_x =$ momento flettente max rispetto all'asse x = $q \cdot L^2 / 8$

$M_x = 28 \text{ kgm}$

T = taglio max = $q \cdot L / 2 =$

T = 128 kg

(Nota bene - Si eseguono le verifiche tenendo conto della sola lamiera)

Verifica a flessione

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.12 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione vale:

$$M_{c,Rd} = (W_i f_{yk}) / \gamma_{M0}$$

Quindi:

$$M_{c,Rd} = (W_i f_{yk}) / \gamma_{M0}$$

199,89 kgm

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} =$$

0,141 < 1

La verifica è soddisfatta!

Verifica a taglio

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.17 \text{ DM } 14/01/2008)$$

$$V_{c,Rd} = (A_f f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) =$$

9979,91 kg

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} =$$

0,013 < 1

La verifica è soddisfatta!

Verifica agli stati limite di esercizio

La deformazione finale degli elementi viene calcolata allo stato limite di esercizio considerando il solo peso del solaio

$$p_{defrt} = G_1 =$$

224,16 kg/m²

Carico totale sulla lamiera $q_{defrt} = p_{defrt} \cdot i =$

224,16 kg/m

Il calcolo dello spostamento verticale massimo viene valutato come:

$$d_{max} = 5/384 \cdot q \cdot L^4 / (E \cdot J) =$$

0,02 cm < L/250 = 0,35

La verifica è soddisfatta!

6.4.2 Verifiche di stabilità della lamiera in fase di esercizio:

Luce di calcolo:	$L = 0,88$	m
Larghezza di calcolo:	$i = 1,00$	m
Rigidezza flessionale (da tabella) della sola lamiera:	$W_i = 12,72$	cm ³
Rigidezza flessionale (da tabella) lamiera + soletta in c.a.:	$W_s = 51,57$	cm ³
Momento di inerzia (da tabella) della sola lamiera:	$J_{rid} = 39,12$	cm ⁴
Momento di inerzia totale (da tabella) lamiera+soletta in c.a.:	$J_{tot} = 329,49$	cm ⁴
Modulo di elasticità:	$E = 2100000$	kg/cm ²

Calcolo delle sollecitazioni sulla lamiera allo SLU:

$$p_t = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} = 981,32 \text{ kg/m}^2$$

Carico totale agente sulla lamiera $q_t = p_t \cdot i =$

$$q_t = 981,32 \text{ kg/m}$$

$M_x =$ momento flettente max rispetto all'asse x = $q \cdot L^2 / 8$

$$M_x = 95 \text{ kgm}$$

T = taglio max = $q \cdot L / 2 =$

$$T = 432 \text{ kg}$$

Nota bene - Si eseguono le verifiche tenendo conto della sola lamiera:

Verifica a flessione

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.12 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione vale:

$$M_{c,Rd} = (W_i f_{yk}) / \gamma_{M0}$$

Quindi:

$$M_{c,Rd} = (W_i f_{yk}) / \gamma_{M0}$$

$$199,89 \text{ kgm}$$

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} =$$

$$0,475 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica a taglio

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.17 \text{ DM } 14/01/2008)$$

$$V_{c,Rd} = (A_f f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) =$$

$$9979,91 \text{ kg}$$

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} =$$

$$0,098 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica agli stati limite di esercizio

In virtù della tipologia della struttura e per via del fatto che questa non sostiene materiale di finitura fragile la deformazione finale degli elementi viene calcolata allo stato limite di esercizio considerando la *combinazione frequente* (2.5.3 DM 14/01/2008):

$$p_{freq,t} = G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} =$$

$$224,16 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{con } \Psi_{1,1} = 0,50 \quad (\text{Tab.2.5.I DM } 14/01/2008)$$

Carico totale sulla traversa $q_{freq,t} = p_{freq,t} \cdot i =$

$$224,16 \text{ kg/m}$$

Il calcolo dello spostamento verticale massimo viene valutato come:

$$d_{max} = 5/384 \cdot q \cdot L^4 / (E \cdot J) =$$

$$0,02 \text{ cm} < L/250 = 0,35$$

La verifica è soddisfatta!

6.5 - SEZIONI

TRAVERSI: UPN 80 - caratteristiche della sezione:

- Altezza:	$h =$	80	mm
- Base:	$b =$	45	mm
- Spessore anima:	$s_a =$	6	mm
- Spessore ali:	$t =$	8,0	mm
- Altezza interna:	$h_i =$	46,0	mm
- Raggio di raccordo:	$r =$	8,0	mm
- Peso:	$G =$	8,64	kg/m
- Area sezione:	$A =$	11,00	cm ²
- Area a taglio lungo l'anima del profilo:	$A_v =$	5,10	cm ²
- Modulo di resistenza elastico x-x:	$W_x =$	26,50	cm ³
- Modulo di resistenza plastico x-x:	$W_{pl,x} =$	31,80	cm ³
- Momento di inerzia x-x:	$J_x =$	106,00	cm ⁴
- Modulo di resistenza elastico y-y:	$W_y =$	6,36	cm ³
- Modulo di resistenza plastico y-y:	$W_{pl,y} =$	12,10	cm ³
- Momento di inerzia y-y:	$J_y =$	19,40	cm ⁴

TRAVERSI: T 80x10 - caratteristiche della sezione:

- Altezza:	$h =$	80	mm
- Base:	$b =$	80	mm
- Spessore:	$s =$	10	mm
- Peso:	$G =$	11,90	kg/m
- Area sezione:	$A =$	15,00	cm ²
- Area a taglio lungo l'anima del profilo:	$A_v =$	7,50	cm ²
- Modulo di resistenza plastico x-x:	$W_{pl,x} =$	15,80	cm ³
- Momento di inerzia x-x:	$J_x =$	89,00	cm ⁴
- Modulo di resistenza plastico y-y:	$W_{pl,y} =$	10,80	cm ³
- Momento di inerzia y-y:	$J_y =$	43,20	cm ⁴

6.6 - VERIFICHE DI STABILITA' DEI PROFILI T 80x10

$$G_{1T80x10} : \text{peso proprio delle travi T 80x10 } (A \cdot \rho_{\text{mean}}) / i = 16,82 \text{ kg/m}^2$$

$$p_t = \gamma_{G1}(G_{1T80x10} + G_{1\text{lamiera}}) + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} = 1003,19 \text{ kg/m}^2$$

Luce di calcolo:	$L =$	1,85	m
Si considera un interasse di calcolo pari a:	$i =$	0,70	m
Carico totale agente sulla traversa $q_t = p_t \cdot i =$	$q_t =$	702,23	kg/m

Calcolo delle sollecitazioni massime (schema trave appoggiata):

$$V_{Ed, \max} = \text{taglio max} = q \cdot L / 2 = 649,57 \text{ kg}$$

$$M_{Ed, \max} = \text{momento max} = q \cdot L^2 / 8 = 300,42 \text{ kgm}$$

Verifica a flessione

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.12 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione per sezioni di classe 1 e 2 vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl} f_{yk}) / \gamma_{M0} \quad (4.2.13 \text{ DM } 14/01/2008) = 413,81 \text{ kgm}$$

Quindi:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0,726 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica a taglio

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.17 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a taglio in assenza di torsione vale:

$$V_{c,Rd} = (A_v f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) \quad (4.2.18 \text{ DM } 14/01/2008) = 11340,81 \text{ kg}$$

Quindi:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,057 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica agli stati limite di esercizio

In virtù della tipologia della struttura e per via del fatto che questa non sostiene materiale di finitura fragile la deformazione finale degli elementi viene calcolata allo stato limite di esercizio considerando la *combinazione frequente* (2.5.3 DM 14/01/2008):

$$p_{freqrt} = G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} = 500,93 \text{ kg/m}^2$$

con $\Psi_{1,1} = 0,50$ (Tab.2.5.I DM 14/01/2008)

$$\text{Carico totale sulla traversa } q_{freqrt} = p_{freqrt} \cdot i = 350,65 \text{ kg/m}$$

Il calcolo dello spostamento verticale massimo viene valutato come:

$$d_{max} = 5/384 \cdot q L^4 / EJ = 0,29 \text{ cm} < L/250 = 0,74$$

La verifica è soddisfatta!

6.7 - VERIFICHE DI STABILITA' DEI PROFILI UPN 80

$$G_{1tUPN80} : \text{peso proprio delle travi UPN80 } (A \cdot \rho_{mean}) / i = 9,59 \text{ kg/m}^2$$

$$p_t = \gamma_{G1}(G_{1tUPN80} + G_{1tT80x10} + G_{1lamiera}) + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} = 1015,67 \text{ kg/m}^2$$

Luce di calcolo:	L =	1,60	m
Distanza tra gli appoggi:	l =	0,80	m
Sbalzo:	a =	0,80	m
Si considera un interasse di calcolo pari a:	i =	0,90	m
Carico totale agente sulla traversa $q_t = p_t \cdot i$	$q_t =$	914,10	kg/m

Calcolo delle sollecitazioni massime (schema trave appoggiata con sbalzo):

$$V_{Ed,max} = \text{taglio max} = q/2l \cdot (l + a)^2 = 1462,56 \text{ kg}$$
$$M_{Ed,max} = \text{momento max} = q \cdot a^2 / 2 = 292,51 \text{ kgm}$$

Verifica a flessione

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.12 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione per sezioni di classe 1 e 2 vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl} f_{yk}) / \gamma_{M0} \quad (4.2.13 \text{ DM } 14/01/2008)$$

Quindi:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl} f_{yk}) / \gamma_{M0} = 832,86 \text{ kgm}$$
$$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0,351 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica a taglio

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.17 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a taglio in assenza di torsione vale:

$$V_{c,Rd} = (A_v f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) \quad (4.2.18 \text{ DM } 14/01/2008)$$

in cui l'area resistente a taglio A_v si valuta come (profili a I o H caricati nel piano dell'anima):

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 5,10 \text{ cm}^2 \quad (4.2.19 \text{ DM } 14/01/2008)$$

Quindi:

$$V_{c,Rd} = (A_v f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = 7711,75 \text{ kg}$$
$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,190 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica agli stati limite di esercizio

In virtù della tipologia della struttura e per via del fatto che questa non sostiene materiale di finitura fragile la deformazione finale degli elementi viene calcolata allo stato limite di esercizio considerando la *combinazione frequente* (2.5.3 DM 14/01/2008):

$$p_{\text{freq},t} = G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} =$$

$$510,52 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{con } \Psi_{1,1} = 0,50 \quad (\text{Tab. 2.5.I DM 14/01/2008})$$

Carico totale sulla traversa $q_{\text{freq},t} = p_{\text{freq},t} \cdot i =$

$$459,47 \text{ kg/m}$$

Il calcolo dello spostamento verticale massimo viene valutato come:

$$d_{\text{max}} = 1/8 \cdot q a^4 / EJ =$$

$$0,11 \quad \text{cm} \quad < a/250 = 0,32$$

La verifica è soddisfatta!

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
3	27	500	0,02
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			0
T_R (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			27,000
α_R (T_R)			1,00073
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s])			27,020

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
c_e (coefficiente di esposizione)
c_p (coefficiente di forma)
c_d (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	456,29
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa	mare	500m	750m		
	2 km	10 km	30 km			
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						

ZONA 6					
	costa	mare	500m		
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	mare	costa	
	1,5 km	0,5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

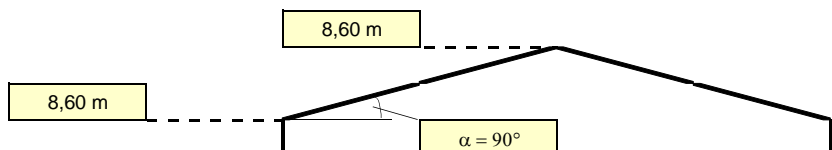
ZONA 9		
	costa	
	mare	
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
3	C	0

$c_e(z) = k_r \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$
$c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_t
II	0,19	0,05	4	1

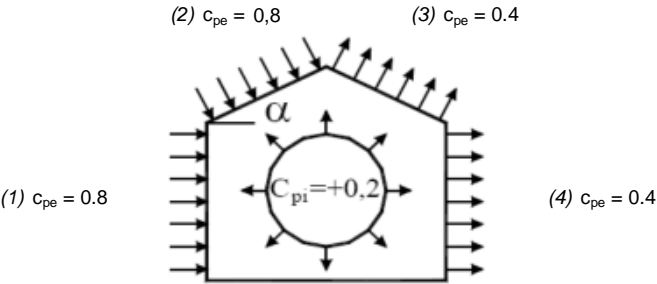
z [m]	c_e
$z \leq 4$	1,801
$z = 8,6$	2,257
$z = 8,6$	2,257



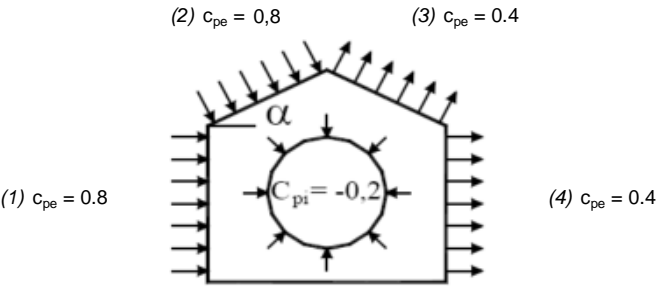
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture non stagne

(1)	c_p	p [kN/mq]
	0,60	0,618
(2)	c_p	p [kN/mq]
	0,60	0,618
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0,60	0,618
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0,60	0,618

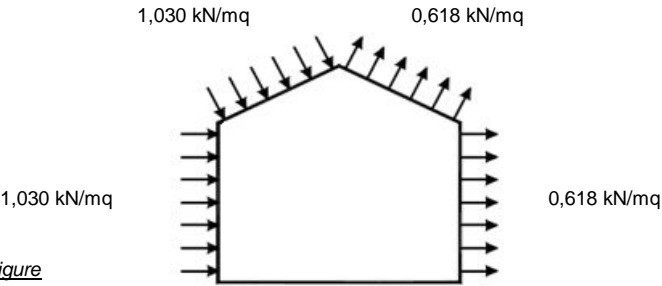


(1)	c_p	p [kN/mq]
	1,00	1,030
(2)	c_p	p [kN/mq]
	1,00	1,030
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0,20	0,206
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0,20	0,206



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	1,030
(2)	1,030
(3)	0,618
(4)	0,618



N.B. Se p (o c_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

7.2 - ANALISI STATICA LINEARE

L'azione del sisma viene valutata tramite un'analisi statica lineare (Par. 7.3.3.2 del D.M. 14/01/2008) che consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica.

Tale tipo di analisi può essere applicata in quanto la costruzione è *regolare in altezza* ed è soddisfatta la relazione:

$$T_1 < 2,5HT_C \text{ o } T_1 < T_D$$

dove:

T_1 : periodo del modo di vibrare principale della struttura calcolato come (7.3.5. D.M. 14/01/2008):

$$T_1 = C_1 H^{3/4} = 0,426867 \text{ sec}$$

H : altezza della costruzione dal piano di fondazione (in metri) = 8,60 m

C_1 : per costruzioni con struttura a telaio in acciaio = 0,085

Per lo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV) e una categoria di sottosuolo C:

a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno = 0,174

F_0 : val. max. amplificazione dello spettro in acc. orizz. = 2,453

T_C^* : periodo inizio tratto $v=\text{cost}$ dello spettro in acc.orizz. = 0,294

C_C : coefficiente di amplificazione stratigrafica = $1,05 (T_C^*)^{0,33} = 1,5727$

S_S : coefficiente di amplificazione stratigrafica = $1,70 - 0,60 F_0 a_g / g = 1,4439$

$T_C = C_C T_C^* = 0,4624$

$T_B = T_C / 3 = 0,1541$

$T_D = 4,0 a_g / g = 0,6960$

S_T : coefficiente di amplificazione topografica (cat. T_1) = 1,0

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data da (7.3.6 D.M. 14/01/2008):

$$F_i = F_h z_i W_i / \sum_j z_j W_j$$

dove:

F_h : forza orizzontale definita come:

$$F_h = S_d(T_1) W / g$$

dove:

I : coefficiente pari a: 0,85

$S_d(T_1)$: ordinata dello spettro di risposta di progetto definito come (Par. 3.2.3.5 D.M. 14/01/2008):

$$S_d(T_1) = S_e(T_1) / q = 0,1541$$

$S_e(T_1)$: spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (3.2.4 D.M. 14/01/2008):

$$S_e(T_1) = a_g S_S S_T h F_0 = 0,6163$$

h : fattore che altera lo spettro elastico = 1

q : fattore di struttura (*strutture in acciaio intelaiate*) = 4

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione, di ciascun livello

W_i e W_j sono i pesi complessivi di piano

Livello	Peso (N)	z (m)	F_h (N)	F_i (N)
1 livello	866,22	0	1578,49	0
2 livello	3151,47	2,15	1578,49	184,03
3 livello	3418,09	5,15	1578,49	478,10
4 livello	2732,51	6,45	1578,49	478,69
5 livello	1884,80	8,55	1578,49	437,68
W_{tot}	12053,09			

7.3 - RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURA IN ACCIAIO PER TAMPONATURA ESTERNA

7.3.1 - AZIONI SULLA STRUTTURA IN ACCIAIO:

Peso proprio della struttura in acciaio (amplificato per il coefficiente $\gamma_{G1} = 1,3$ allo SLU)

	kg
- n. 27 montanti UPN 200 H = 7,35 m (G= 25,30 kg/m)	5020,79
- n. 1 montante SCATOLARE 120x5 H = 7,35 m (G= 18,06 kg/m)	132,74
- n. 7 montanti UPN 200 H = 0,95 m (G= 25,30 kg/m)	168,25
- n. 13 montanti UPN 200 H = 1,85 m (G= 25,30 kg/m)	608,47
- n. 6 montanti UPN 200 H = 3,35 m (G= 25,30 kg/m)	508,53
- n. 6 montanti UPN 200 H = 4,15 m (G= 25,30 kg/m)	629,97
- n. 43 traversi UPN 200 L = 1,61 m (G= 25,30 kg/m)	1751,52
- n. 3 traversi UPN 200 L = 2,70 m (G= 25,30 kg/m)	260,82
- n. 8 traversi UPN 80 L = 0,83 m (G= 8,64 kg/m)	57,37
- n. 36 traversi UPN 80 L = 0,90 m (G= 8,64 kg/m)	279,94
- n. 24 traversi UPN 80 L = 0,70 m (G= 8,64 kg/m)	145,15
- n. 18 traversi UPN 80 L = 0,42 m (G= 8,64 kg/m)	60,48
- n. 3 traversi UPN 80 L = 2,7 m (G= 8,64 kg/m)	69,98
Peso proprio totale della struttura in acciaio	9694,00

Per ottenere il carico unitario si divide il peso totale appena ottenuto per la superficie totale della tamponatura:

altezza =	7,4	m
lunghezza =	38,5	m
Peso proprio degli elementi strutturali: G_1	34,03	kg/m²
Peso proprio amplificato degli elementi strutturali: $\gamma_{G1} * G_1$	44,23	kg/m²

Peso proprio della tamponatura (amplificato per il coefficiente $\gamma_{G2} = 1,5$ allo SLU)

	s (m)	kg/m ³	kg/m ²
- peso proprio facciata ventilata:			35,00
- peso proprio isolamento in lana di roccia sp. 6 cm:	0,06	70	4,20
- peso proprio isolamento in lana di roccia sp. 5 cm:	0,05	60	3,00
- peso proprio lastra di cartongesso:			10,00
- peso proprio isolamento in lana di roccia sp. 10 cm:	0,08	60	4,80
- peso proprio doppia lastra di cartongesso:			20,00
Peso proprio degli elementi non strutturali: G_2	77,00		kg/m²
Peso proprio amplificato degli elementi non strutturali: $\gamma_{G2} * G_2$	115,50		kg/m²

Azione del vento (amplificata per il coefficiente $\gamma_Q = 1,5$ allo SLU)

Si considera un carico orizzontale pari a	154	kg/m ²
larghezza di influenza del carico	l = 1,65	m

Calcolo delle sollecitazioni massime (pilastro con incastro e appoggio) piano terra

Altezza pilastro piano terra	$h_{pt} =$	4,00	m
Pressione sul singolo pilastro_piano terra	$P_{v_pt} =$	255	kg/m
- taglio massimo = $5/8 P_{v_pt} * h_{pt}$	$V_{Ed,v_pt} =$	637,31	kg
- momento massimo alla base = $P_{v_pt} * h_{pt}^2 / 8$	$M_{Ed,v_pt} =$	509,85	kgm

Calcolo delle sollecitazioni massime (pilastro su due appoggi) piano primo

Altezza pilastro piano primo	$h_{p1} =$	3,40	m
Pressione sul singolo pilastro_piano primo	$P_{v_p1} =$	255	kg/m
- taglio massimo = $1/2 P_{v_p1} * h_{p1}$	$V_{Ed,v_p1} =$	433,37	kg
- momento massimo = $P_{v_p1} * h_{p1}^2 / 2$	$M_{Ed,v_p1} =$	1473,46	kgm

7.3.2 - MATERIALI

Acciaio S275

Il materiale impiegato per i profili e per le piastre di ancoraggio che costituiscono il telaio è acciaio **S 275** (ex Fe430) aventi le seguenti caratteristiche meccaniche dedotte dalle Tabelle 11.3.IX e 11.3. X del DM 14/01/2008.

	acciaio S275			
	spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} \leq t \leq 80$ mm	
	$f_{y,k}$ (N/mm ²)	$f_{t,k}$ (N/mm ²)	$f_{y,k}$ (N/mm ²)	$f_{t,k}$ (N/mm ²)
	275	430	255	410
modulo elastico E =	210000	N/mm ²	(par. 11.3.4.1 DM 14/01/2008)	
peso specifico $\rho =$	7850	Kg/m ³	(par. 11.3.4.1 DM 14/01/2008)	

Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature per sezioni di classe 1-2-3-4

(Tabella 4.2.V DM 14/01/2008)

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

Coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità delle membrature

(Tabella 4.2.V DM 14/01/2008)

$$\gamma_{M1} = 1,05$$

Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni indebolite dai fori

(Tabella 4.2.V DM 14/01/2008)

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

Calcestruzzo C32/40

Il cordolo di base della struttura in acciaio è realizzato con calcestruzzo C32/40 con le seguenti caratteristiche:

Peso specifico		25000	N/m ³
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	40,00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck}$	33,20	N/mm ²
Resistenza cilindrica media	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41,20	N/mm ²
Modulo di elasticità normale	$E = 22000 [f_{cm}/10]^{0,3}$	33643	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza	γ_c	1,5	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	18,81	N/mm ²
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$	3,10	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0,70 f_{ctm}$	2,17	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	1,45	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1,2 f_{ctm}$	3,72	N/mm ²
Coefficiente di dilatazione termica	α_{CT}	10^{-5}	°C ⁻¹

Barre filettate

- diametro nominale d:	12	mm	M12	classe 8.8
- A : area nominale :	113,04	mm ²		
- A_{res} : area resistente :	84	mm ²		
- f_{tb} : tensione di rottura della barra a trazione:	800	N/mm ²		
- f_{yb} : tensione di snervamento della barra:	640	N/mm ²		

Bulloni

- diametro nominale d:	12	mm	M12	classe 8.8
- A : area nominale :	113,04	mm ²		
- A _{res} : area resistente :	84	mm ²		
- f _{tb} : tensione di rottura del bullone a trazione:	800	N/mm ²		
- f _{yb} : tensione di snervamento del bullone:	640	N/mm ²		

7.3.3 - SEZIONI

TRAVERSI: UPN 80 - *caratteristiche della sezione:*

- Altezza:	h =	80	mm
- Base:	b =	45	mm
- Spessore anima:	s _a =	6	mm
- Spessore ali:	t =	8	mm
- Altezza interna:	h _i =	46	mm
- Raggio di raccordo:	r =	8	mm
- Peso:	G =	8,64	kg/m
- Area sezione:	A =	11,00	cm ²
- Area a taglio lungo l'anima del profilo:	A _v =	5,10	cm ²
- Modulo di resistenza elastico x-x:	W _x =	26,50	cm ³
- Modulo di resistenza plastico x-x:	W _{pl,x} =	31,80	cm ³
- Momento di inerzia x-x:	J _x =	106,00	cm ⁴
- Modulo di resistenza elastico y-y:	W _y =	6,36	cm ³
- Modulo di resistenza plastico y-y:	W _{pl,y} =	12,10	cm ³
- Momento di inerzia y-y:	J _y =	19,40	cm ⁴

MONTANTI: UPN 200 - *caratteristiche della sezione:*

- Altezza:	h =	200	mm
- Base:	b =	75	mm
- Spessore anima:	s _a =	8,5	mm
- Spessore ali:	t =	11,5	mm
- Altezza interna:	h _i =	151	mm
- Raggio di raccordo:	r =	11,5	mm
- Peso:	G =	25,30	kg/m
- Area sezione:	A =	32,20	cm ²
- Area a taglio lungo l'anima del profilo:	A _v =	17,71	cm ²
- Modulo di resistenza elastico x-x:	W _x =	191,00	cm ³
- Modulo di resistenza plastico x-x:	W _{pl,x} =	228,00	cm ³
- Momento di inerzia x-x:	J _x =	1910,0	cm ⁴
- Modulo di resistenza elastico y-y:	W _y =	27,00	cm ³
- Modulo di resistenza plastico y-y:	W _{pl,y} =	51,80	cm ³
- Momento di inerzia y-y:	J _y =	148,00	cm ⁴

7.3.4 - VERIFICHE

7.3.4.1 - Verifica dei traversi

$$p_t = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 = 159,73 \quad \text{kg/m}^2$$

Luce di calcolo dei traversi:

$$L = 1,65 \quad \text{m}$$

Poiché si esegue la verifica su un traverso caricato da una muratura che è possibile rappresentare con un carico lineare, si riportano i carichi al metro lineare, moltiplicando il valore precedentemente ottenuto per l'altezza relativa di tamponatura:

Allineamento n.1 - quota +1,70:

$$h_1 = 3,00 \quad \text{m}$$

Allineamento n.2 - quota +4,73:

$$h_2 = 1,30 \quad \text{m}$$

Allineamento n.3 - quota +6,00:

$$h_3 = 2,10 \quad \text{m}$$

$$p_{t,1} = 479,20 \quad \text{kg/m}$$

$$p_{t,2} = 207,65 \quad \text{kg/m}$$

$$p_{t,3} = 335,44 \quad \text{kg/m}$$

N.B.: si esegue la verifica per il traverso maggiormente caricato, dell'allineamento 1

Calcolo delle sollecitazioni massime (schema trave appoggiata) :

$$V_{Ed,max} = \text{taglio max} = 1/2 * p_{t,1} * L = 395,34 \quad \text{kg}$$

$$M_{Ed,max} = \text{momento max} = 1/8 * p_{t,1} * L^2 = 163,08 \quad \text{kgm}$$

Verifica a flessione

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.12 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione per sezioni di classe 1 e 2 vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl} f_{yk}) / \gamma_{M0} \quad (4.2.13 \text{ DM } 14/01/2008)$$

Quindi:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl} f_{yk}) / \gamma_{M0} = 694,05 \quad \text{kgm}$$

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0,235 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica a taglio

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} < 1 \quad (4.2.17 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove la resistenza di calcolo a taglio in assenza di torsione vale:

$$V_{c,Rd} = (A_v f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) \quad (4.2.18 \text{ DM } 14/01/2008)$$

Quindi:

$$V_{c,Rd} = (A_v f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = 7711,75 \quad \text{kg}$$

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,051 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica agli stati limite di esercizio

In virtù della tipologia della struttura e per via del fatto che questa non sostiene materiale di finitura fragile la deformazione finale degli elementi viene calcolata allo stato limite di esercizio considerando la *combinazione frequente* (2.5.3 DM 14/01/2008):

$$p_{\text{freq,t}} = G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} = 111,03 \text{ kg/m}^2$$

con $\Psi_{1,1} = 0,50$ (Tab.2.5.I DM 14/01/2008)

Il calcolo dello spostamento verticale massimo viene valutato come:

$$d_{\text{max}} = 5/384 \text{ qL}^4/EJ = 0,05 \text{ cm} < L/250 = 0,66$$

La verifica è soddisfatta!

7.3.4.2 - Verifica dei montanti

Verifica a pressoflessione e taglio

Altezza di calcolo $H = 7,40 \text{ m}$

Le sollecitazioni agenti alla base del pilastro sono:

- peso proprio della tamponatura	940,17	kg
- peso proprio del montante	187,22	kg
- taglio trasmesso dai traversi UPN 80 (allineamenti 1,2 e 3)	843,39	kg
- taglio trasmesso dai traversi UPN 80 del solaio tipo 6 QUOTA +8.15	167,07	kg

$$N_{\text{Ed}} = 2779,21 \text{ kg}$$

$$V_{\text{Ed}} = V_{\text{Ed,v_pt}} = 637,31 \text{ kg}$$

$$M_{\text{Ed}} = M_{\text{Ed,v_pt}} = 509,85 \text{ kgm}$$

Nel caso in cui il taglio di calcolo V_{Ed} sia superiore al 50% della resistenza di calcolo a taglio $V_{\text{c,Rd}}$, la resistenza a flessione della sezione si calcola con una tensione di snervamento ridotta per l'interazione tra flessione e taglio, pari a:

$$f_{y,\text{red}} = (1 - \rho) * f_{yk} = 25,56 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{dove } \rho = (2 V_{\text{Ed}} / V_{\text{c,Rd}} - 1)^2 = 0,91$$

La resistenza di calcolo a taglio $V_{\text{c,Rd}}$ è pari a:

$$V_{\text{c,Rd}} = A_v * f_{yk} / \sqrt{3} * \gamma_{M0} = 26779,4 \text{ kg}$$

Quindi:

$$V_{\text{Ed}} / V_{\text{c,Rd}} = 2\% < 50\%$$

Per questo motivo si trascura il contributo del taglio nella verifica a pressoflessione.

La verifica a pressoflessione retta si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$M_{\text{Ed}} / M_{\text{N,y,Rd}} < 1$$

in cui:

- la resistenza di calcolo a pressoflessione retta della sezione vale:

$$M_{\text{N,y,Rd}} = M_{\text{pl,y,Rd}} (1 - n) / (1 - 0,5 a) \leq M_{\text{pl,y,Rd}} \quad (4.2.34 \text{ DM } 14/01/2008)$$

dove:

$$- M_{\text{pl,Rd}} = (W_{\text{pl}} f_{yk}) / \gamma_{M0} \quad (4.2.13 \text{ DM } 14/01/2008) = 5971,43 \text{ kgm}$$

$$- n = N_{\text{Ed}} / N_{\text{pl,Rd}} \quad (4.2.37 \text{ DM } 14/01/2008) = 0,0330$$

$$- a = (A - 2 * b * t) / A \leq 0,5 \quad (4.2.38 \text{ DM } 14/01/2008) = 0,46$$

con:

$$N_{\text{pl,Rd}} = (A f_{yk}) / \gamma_{M0} \quad (4.2.7 \text{ DM } 14/01/2008) = 84333,33 \text{ kg}$$

Si ottiene:

$$M_{\text{N,Rd}} = M_{\text{pl,Rd}} (1 - n) / (1 - 0,5 a) = 7520,46 \text{ kgm}$$

Poiché $M_{\text{N,Rd}} > M_{\text{pl,Rd}}$ si effettua la verifica con il valore di $M_{\text{pl,Rd}}$, non ridotto per effetto dello sforzo normale che nel caso in esame non dà un contributo significativo.

Quindi:

$$M_{\text{Ed}} / M_{\text{pl,Rd}} = 0,085 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica di stabilità delle aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere:

$$N_{Ed} / N_{b,Rd} < 1$$

dove:

$$N_{b,Rd} = \chi (A f_{yk}) / \gamma_{M1} \quad (4.2.43 \text{ DM } 14/01/2008) = 75058,96 \text{ kg}$$

Il coefficiente χ dipende dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato, secondo la seguente formula:

$$\chi = 1 / (\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}) \leq 1 \quad 0,890$$

con:

$$\Phi = 0,5 * [1 + \alpha * (\lambda - 0,2) + \lambda^2] = 0,638$$

$$\alpha: \text{fattore di imperfezione, ricavato dalla Tab. 4.2.VI} = 0,49$$

λ : snellezza adimensionale pari a

$$\lambda = \sqrt{(A * f_{yk} / N_{cr})} = 0,414$$

N_{cr} : carico critico elastico basato sulle proprietà della sezione lorda e sulla lunghezza di libera inflessione L_0 dell'asta

$$N_{cr} = \pi^2 E J_{min} / L_0^2 = 517275,2 \text{ kg}$$

$$\text{con } L_0 = \beta * l = 2,765 \text{ m}$$

$\beta = 0,7$ per pilastro con incastro e appoggio (piano terra)

l : altezza pilastro piano terra ($l = 3,95 \text{ m}$)

La verifica è soddisfatta!

7.3.4.3 - Verifica del collegamento trasverso - montante

Verifica a taglio sui bulloni

$$\text{La forza di taglio di progetto } F_{v,Ed} \text{ è pari a: } 395,34 \text{ kg}$$

$$\text{Considerando un numero di bulloni } n \text{ pari a: } 4$$

Lo sforzo di taglio agente sul singolo bullone è pari a:

$$F_{v,Edsing.} = F_{v,Ed} / n \quad 98,84 \text{ kg}$$

per cui la verifica a taglio è soddisfatta se:

$$F_{v,Edsing.} \leq F_{v,Rd}$$

con:

$F_{v,Rd}$: resistenza di taglio di progetto:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 24576 \text{ kg} \quad (4.2.57 \text{ D.M. } 14/01/2008)$$

dove

γ_{M2} : coefficiente parziale di sicurezza relativo al modello di resistenza adottato, in questo caso coefficiente di sicurezza

per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni indebolite dai fori (Tabella 4.2.V DM 14/01/2008) = 1,25

Quindi:

$$F_{v,Edsing.} / F_{v,Rd} = 0,0040$$

La verifica è soddisfatta!

7.3.4.4 - Verifica del nodo montante - cordolo in c.a.

Verifica degli interassi e delle distanze dai margini dei bulloni

Per l'applicazione dei criteri di verifica successivamente trattati gli interassi e le distanze dai margini dei bulloni devono risultare: (Tabella 4.2.XIII del DM 14/01/2008 - figura 4.2.3)

- per i fori di bordo, considerando unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali:

$1,2d_0 \leq e_1 \leq 4t + 40\text{mm}$	15,6	$< e_1 <$	100
$1,2d_0 \leq e_2 \leq 4t + 40\text{mm}$	15,6	$< e_2 <$	100
$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200\text{mm})$	28,6	$< p_1 <$	200
$2,4d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200\text{mm})$	31,2	$< p_2 <$	200

con:

- d : diametro del bullone	d =	12	mm
- d ₀ : diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone	d ₀ = d+1mm =	13	mm
- e ₁ : distanza fra il centro del bullone e il margine dell'elemento, parallela alla direzione dello sforzo	e ₁ =	40	mm
- e ₂ : distanza fra il centro del bullone e il margine dell'elemento, ortogonale alla direzione dello sforzo	e ₂ =	40	mm
- t : spessore minimo della piastra	t =	15	mm
- p ₁ : distanza fra centro e centro di due bulloni contigui	p ₁ =	125	mm
- p ₂ : distanza fra centro e centro di due bulloni contigui	p ₂ =	170	mm

Geometria del nodo colonna - fondazione:

- profilo UPN200:

base	b' =	200	mm
altezza	h' =	75	mm
spessore flangia	t _f =	11,5	mm

- geometria piastra di fondazione:

base	b =	330	mm
altezza	h =	250	mm
spessore	s =	15	mm
distanza dell'asse dei tirafondi dal lembo teso della piastra	r =	40	mm

Schiacciamento sul calcestruzzo

Tale verifica determina il dimensionamento della superficie di contatto della piastra di base di dimensioni $b \cdot h$, le quali risultano verificate se:

$$f_{c,max} \leq f_{cd}$$

con:

f_{cd} : resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo, valutata come:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 18,81 \quad \text{N/mm}^2 \quad (4.1.4 \text{ D.M. } 14/01/2008)$$

dove:

$$\alpha_{cc} : \text{coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata} = 0,85$$

$$f_{ck} : \text{resistenza caratteristica cilindrica a compressione del cls} = 33,20 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\gamma_c : \text{coefficiente parziale di sicurezza relativo al cls} = 1,5$$

La tensione di compressione agente sul calcestruzzo $f_{c,max}$ è calcolata in funzione dell'**eccentricità** e di N , definita come:

$$e = M_{Ed} / N_{Ed} = 18,35 \text{ cm} > h/6 \text{ (cm)} = 4,17$$

Essendo nel caso di *grande eccentricità*, infatti:

$$e \text{ (cm)} = 18,35 > h/6 * h/(h-6r) = 10,42$$

la sezione non omogenea composta dal calcestruzzo compresso e dai tirafondi tesi viene verificata come una sezione in cemento armato soggetta a pressoflessione con grande eccentricità. Può essere adottato un criterio di dimensionamento approssimato derivante dall'analisi del comportamento plastico del nodo: si suppone che l'ancoraggio reagisca con tensioni costanti di compressione sul calcestruzzo per una profondità pari ad $h/4$ ed a trazione sui tirafondi opposti.

La sollecitazione di taglio impegna comunque tutti i tirafondi presenti.

Considerando le equazioni di equilibrio alla rotazione nei punti in cui ci sono i tirafondi, si ricavano i valori N_t di trazione sui tirafondi e $f_{c,max}$ sul calcestruzzo di contatto:

$$N_t = (N * (e - 3h/8)) / (7h/8 - r) = 13946,64 \text{ N}$$

$$f_{c,max} = (N_{Ed} / (bh)) * (1 + 6e/h) = 1,82 \quad \text{N/mm}^2 < 18,81 \quad \text{N/mm}^2$$

La verifica è soddisfatta!

Dimensionamento della piastra

La piastra metallica di contatto viene dimensionata come mensola incastrata agli elementi di colonna e soggetta al carico distribuito di reazione del calcestruzzo di contatto. La sezione di verifica è la semplice sezione rettangolare della piastra in quanto il nodo non presenta fazzoletti di irrigidimento.

La verifica della piastra è soddisfatta se:

$$f_{yEd} \leq f_{yd}$$

con:

f_{yd} : resistenza di calcolo dell'acciaio, valutata come :

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = 220 \quad \text{N/mm}^2 \quad (4.2.4 \text{ D.M. } 14/01/2008)$$

dove:

$$f_{yk} : \text{resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio} = 275 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\gamma_{M2} : \text{coefficiente parziale di sicurezza relativo al modello di resistenza adottato, in questo caso coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni indebolite dai fori (Tabella 4.2.V DM 14/01/2008)} = 1,25$$

Le mensole di calcolo sono quelle con luci pari a:

$$l = (h-h')/2 + 0,20 h'/2 = 95,0 \quad \text{mm}$$

$$m = (b-b')/2 + t_f/2 = 70,8 \quad \text{mm}$$

Momento d'incastro agente sulla mensola di dimensioni l x b con sezione resistente di dimensioni b x s + fazzoletti di irrigidimento:

$$M_l = (f_{c,max} * l * b) * l/2 = 2710302,87 \quad \text{Nmm}$$

La tensione sulla piastra sarà pari a:

$$f_{yEd,l} = M_l / W_l = 219,01 \quad \text{N/mm}^2 < 220 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\text{dove } W_l = 12375,00 \quad \text{mm}^3$$

La verifica è soddisfatta!

Momento d'incastro agente sulla mensola di dimensioni m x h con sezione resistente di dimensioni h x s + fazzoletti di irrigidimento:

$$M_m = (f_{c,max} * m * h) * m/2 = 1138805,54 \quad \text{Nmm}$$

La tensione sulla piastra sarà pari a:

$$f_{yEd,m} = M_m / W_m = 121,47 \quad \text{N/mm}^2 < 220 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\text{dove } W_m = 9375,00 \quad \text{mm}^3$$

La verifica è soddisfatta!

Taglio sui tirafondi

Nell'ipotesi di trascurare la flessione del gambo e la trazione del gambo dovuta alle pressioni sulla testa e sul dado si considera una distribuzione costante delle tensioni t_b sulla sezione del gambo stesso.

Considerando un numero di tirafondi n pari a:

6

La forza di taglio di progetto $F_{v,Ed}$ è pari a:

6373,08 N

Lo sforzo di taglio agente sul singolo tirafondo è pari a:

$$F_{v,Edsing.} = F_{v,Ed} / n \quad 1062,18 \quad N$$

per cui la verifica a taglio è soddisfatta se:

$$F_{v,Edsing.} \leq F_{v,Rd}$$

con:

$F_{v,Rd}$: resistenza di taglio di progetto ,:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = \quad 32256 \quad N \quad (4.2.57 \text{ D.M. } 14/01/2008)$$

dove

γ_{M2} : coefficiente parziale di sicurezza relativo al modello di resistenza adottato, in questo caso coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni indebolite dai fori (Tabella 4.2.V DM 14/01/2008) = 1,25

Quindi:

$$F_{v,Edsing.} / F_{v,Rd} = \quad 0,033$$

La verifica è soddisfatta!

Trazione e sfilamento dei tirafondi

Per i tirafondi tesi la verifica a *trazione* si ritiene soddisfatta se:

$$N_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$$

con:

$F_{t,Rd}$: resistenza di calcolo a trazione degli elementi di connessione , valutata come :

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = \quad 48384 \quad N \quad (4.2.62 \text{ D.M. } 14/01/2008)$$

La risultante delle tensioni di trazione di progetto $N_{t,Ed}$ è pari a:

13946,64 N

La forza di trazione agente sul singolo tirafondo è pari a:

$$N_{t,Edsing.} = N_{t,Ed} / n = \quad 2324,44 \quad N$$

Quindi:

$$N_{t,Edsing.} / F_{t,Rd} = \quad 0,05$$

La verifica è soddisfatta!

Per i tirafondi tesi lo *sfilamento*, per i tipi direttamente annegati nel getto, viene verificato controllando che sia:

$$N_{t,Edsing.} \leq N_{s,Rd}$$

con:

$N_{s,Rd}$: resistenza di calcolo di sfilamento valutata, per tirafondi con parte terminale dritta, come:

$$N_{s,Rd} = f_{bd} / ((1+d/r)^2) \pi d p = \quad 41456,13 \quad N$$

in cui:

f_{bd} : resistenza tangenziale di aderenza di calcolo , valutata come:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = \quad 4,65 \quad N/mm^2 \quad (4.1.7 \text{ D.M. } 14/01/2008)$$

f_{bk} : resistenza tangenziale caratteristica di aderenza acciaio-calcestruzzo, valutata come :

$$f_{bk} = 2,25 h f_{ctk} = \quad 6,97 \quad N/mm^2 \quad (4.1.8 \text{ D.M. } 14/01/2008)$$

$$h = \quad 1,00 \quad \text{per barre di diametro} < 32 \text{ mm}$$

$$p = \quad 400 \quad \text{mm}$$

Quindi:

$$N_{t,Edsing.} / N_{s,Rd} = \quad 0,06$$

La verifica è soddisfatta!

Punzonamento della piastra

Nelle unioni bullonate soggette a trazione è necessario condurre la verifica della piastra a punzonamento.

La verifica è soddisfatta se:

$$N_{t,Edsing.} / B_{p,Rd} \leq 1$$

dove la resistenza a punzonamento del piatto collegato viene valutata come :

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_{tk} / \gamma_{M2} = 116657,28 \text{ N} \quad (4.2.64 \text{ D.M. } 14/01/2008)$$

con:

d_m : minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone

t_p : spessore del piatto = 15 mm

f_{tk} : tensione di rottura dell'acciaio del piatto = 430 N/mm²

γ_{M2} : coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni indebolite dai fori:

(Tabella 4.2.V DM 14/01/2008) = 1,25

$$N_{t,Edsing.} = 2324,44 \text{ N} < 116657,3 \text{ N}$$

La verifica è soddisfatta!

Trazione e taglio sui tirafondi

Si verificano inoltre i tirafondi tesi alla sollecitazione composta di trazione e taglio, per cui deve valere :

$$F_{v,Edsing} / F_{v,Rd} + N_{t,Edsing} / 1,4F_{t,Rd} \leq 1 \quad (4.2.65 \text{ D.M. } 14/01/2008)$$

$$F_{v,Edsing} / F_{v,Rd} + N_{t,Edsing} / 1,4F_{t,Rd} = 0,067 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

8 - VERIFICA ALLO SLC PER SCORRIMENTO DEL PIANO DI POSA DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le verifiche di scorrimento sul piano di posa di un plinto fanno riferimento ad uno SLU di tipo geotecnico (GEO) e sono state condotte secondo l'**Approccio 1 - Combinazione 2** ($A2 + M2 + R2$), dove i coefficienti $A2$, $M2$ e $R2$ sono dedotti dalle seguenti tabelle.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 6.2.I D.M. 14/01/2008 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

Tab. 6.2.II D.M. 14/01/2008 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tab. 6.2.II D.M. 14/01/2008 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

caratteristiche dei plinti

base B
larghezza L

caratteristiche del terreno

litotipo E: argilla limosa

$$\begin{aligned}\gamma &= 19,5 \text{ kN/m}^3 \\ \phi'_k &= 23^\circ = 0,4014 \text{ radianti} \\ c'_k &= 12,5 \text{ kN/m}^2 \\ c_u &= 140 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$E_d < R_d$$

dove:

- l'azione di progetto E_d si calcola come risultante delle sollecitazioni di taglio nelle due direzioni agenti sul plinto:

$$E_d = H = \sqrt{V_{Ed,x}^2 + V_{Ed,y}^2} = V_{Ed}$$

con V_{Ed} taglio sollecitante di progetto calcolato con le azioni amplificate secondo i coefficienti A2

- la resistenza di progetto R_d in condizioni non drenate (*EC7 - parte 1 - par.6.5*) è pari a:

$$R_d = 1/\gamma_R \cdot [c_u/\gamma_{cu} \cdot B \cdot L]$$

	dimensioni plinto			$V_{Ed,x}$	$V_{Ed,y}$	V_{Ed}	$E_d = H$	R_d	
	B (m)	L (m)		(N)	(N)	(N)	(N)	(N)	
1	2,2	2,2	G₁	39.518	13.487	41.756	82.382	440.000	SI
			G₂	15.082	10.001	18.097			
			Q_k	10.017	8.526	13.154			
2	3,2	2,2	G₁	41.354	17.176	44.779	98.392	640.000	SI
			G₂	21.560	10.420	23.946			
			Q_k	15.353	7.962	17.295			
3	3,6	2,5	G₁	40.246	4.612	40.509	94.306	818.182	SI
			G₂	24.150	1.331	24.187			
			Q_k	17.190	420	17.195			
4	2,8	2,2	G₁	32.448	10.507	34.107	78.154	560.000	SI
			G₂	18.933	4.196	19.392			
			Q_k	14.202	2.875	14.490			
5	2,8	2,2	G₁	31.936	11.701	34.012	74.617	560.000	SI
			G₂	17.904	1.663	17.981			
			Q_k	13.202	1.169	13.254			
6	2,6	2,2	G₁	14.687	34.135	37.161	75.209	520.000	SI
			G₂	4.911	16.172	16.901			
			Q_k	4.717	11.432	12.367			
7	2,35	2,4	G₁	4.825	1.079	4.944	26.078	512.727	SI
			G₂	6.767	5.569	8.764			
			Q_k	5.515	5.072	7.493			
8	2,35	2,2	G₁	15.096	6.796	16.555	37.632	470.000	SI
			G₂	7.252	5.713	9.232			
			Q_k	4.244	5.543	6.981			
9	2,2	2,2	G₁	17.214	3.675	17.602	50.319	440.000	SI
			G₂	5.853	12.038	13.385			
			Q_k	2.954	11.405	11.781			
10	3,2	3,2	G₁	14.545	12.399	19.113	53.343	930.909	SI
			G₂	6.457	13.550	15.010			
			Q_k	3.725	10.691	11.321			
11	3,6	3,6	G₁	18.549	51	18.549	35.670	1.178.182	SI
			G₂	8.517	304	8.522			
			Q_k	4.631	395	4.648			
12	3,2	3,2	G₁	18.367	12.980	22.491	45.091	930.909	SI
			G₂	8.677	6.902	11.087			
			Q_k	4.885	3.975	6.298			
13	3,2	3,2	G₁	15.590	19.895	25.276	50.623	930.909	SI
			G₂	7.654	8.975	11.796			
			Q_k	4.327	6.372	7.702			
14	2,35	2,4	G₁	18.978	14.222	23.716	62.035	512.727	SI
			G₂	9.588	13.894	16.881			
			Q_k	6.348	10.879	12.596			
15	2,35	2,2	G₁	12.191	6.148	13.654	39.797	470.000	SI
			G₂	4.830	9.088	10.292			
			Q_k	2.490	9.498	9.819			
16	2,2	2,2	G₁	30.817	25.045	39.711	81.818	440.000	SI
			G₂	12.485	14.972	19.495			
			Q_k	7.974	10.135	12.896			

17	2,2	2,2	G₁	20.819	26.290	33.535	78.033	440.000	SI
			G₂	12.752	15.122	19.781			
			Q_k	10.880	9.507	14.448			
18	3	2,2	G₁	18.077	679	18.090	51.441	600.000	SI
			G₂	13.545	287	13.548			
			Q_k	12.094	557	12.107			
19	2,2	2,2	G₁	16.354	10.761	19.577	51.277	440.000	SI
			G₂	12.488	5.875	13.801			
			Q_k	10.365	2.142	10.584			
20	2,2	2,2	G₁	16.565	16.254	23.208	56.867	440.000	SI
			G₂	12.561	7.512	14.636			
			Q_k	10.533	3.968	11.256			
21	2,2	2,2	G₁	28.392	27.832	39.758	88.016	440.000	SI
			G₂	15.833	14.219	21.281			
			Q_k	12.728	9.430	15.841			
22	2,2	2,2	G₁	36.010	25.372	44.051	86.983	440.000	SI
			G₂	14.160	13.985	19.902			
			Q_k	8.179	10.262	13.123			

Il progettista delle strutture
Ing. Andrea Rachetta