



**Università degli studi di Catania**  
**Corso di laurea in Ingegneria edile-architettura**

**Corso di Tecnica delle costruzioni**  
**Anno accademico 2013/14**  
**Docenti : Aurelio Gheresi e Edoardo M. Marino**

**Progetto di una scala in acciaio**

# **RELAZIONE**

**Revisore**  
**Ing.Melina Bosco**

**Studente**  
**Fausto Alia**  
**Matr. 609/001151**

## 1.Premessa

L'oggetto del progetto è una scala in acciaio coperta con quattro colonne esterne agli angoli. La normativa di riferimento usata è stata:

- NTC 14 GENNAIO 2008
- CIRCOLARE 2 FEBBRAIO 2009, N. 617
- EUROCODICE 0,1 e 3

L'acciaio utilizzato è stato un S275.

I dati del progetto forniti sono riepilogati nella seguente tabella:

DATI DI PROGETTO			
Ubicazione:	Area urbana tra edifici alti		
Quota ( $a_s$ ):	<b>400</b>	[m]	s.l.m
Distanza dal mare:	<b>36</b>	[km]	
Tipologia	6		
Dati Geometrici:	$l_1$ :	<b>1600</b>	[mm]
	$l_2$ :	<b>4000</b>	[mm]
	$z$ :	<b>12000</b>	[mm]
	n° gradini:	<b>26</b>	
	alzata:	<b>154</b>	[mm]
	pedata:	<b>320</b>	[mm]

## 2.Progetto della copertura

Dopo aver definito le dimensioni geometriche della scala si è passato all'analisi dei carichi in copertura. Sono stati presi in considerazione il vento, la neve e il carico da manutenzione in base ai dati di ubicazione geografica della scala forniti.

Carico da manutenzione	$q_{1K}$ :	<b>0,5</b>	[KN/m <sup>2</sup> ]
Carico da vento	$q_{2K}$ :	<b>0,87</b>	[KN/m <sup>2</sup> ]
Carico da neve	$q_{3K}$ :	<b>0,76</b>	[KN/m <sup>2</sup> ]

I carichi sono stati combinati tra loro applicando i coefficienti riduttivi  $\Psi$  e si è valutata la combinazione più gravosa che è risultata essere quella dovuta al carico da manutenzione come principale.

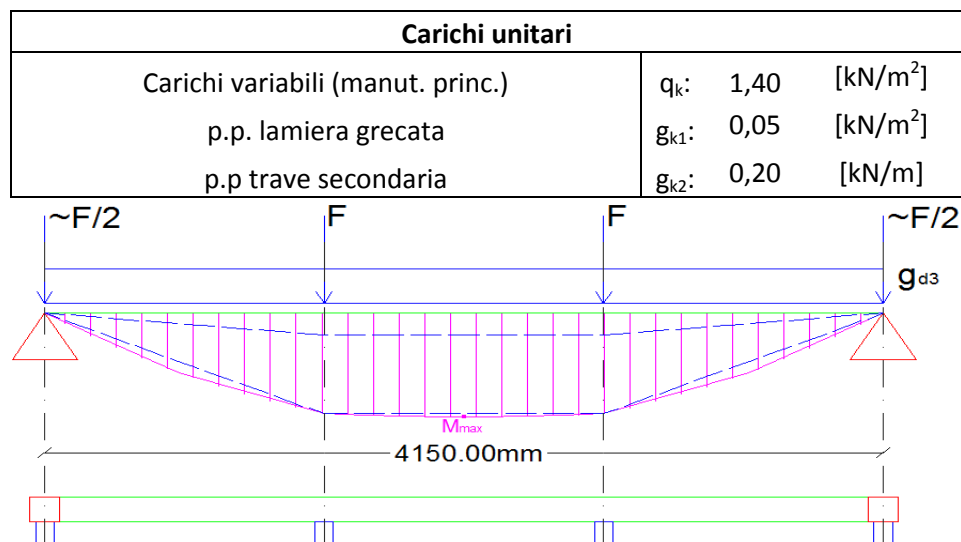
$q_k:$	1,40	[kN/m <sup>2</sup> ]
--------	------	----------------------

Si è scelta una lamiera grecata di copertura (profilo "Alubel 21") compatibile con gli interassi delle travi secondarie disposte e si è proceduto a calcolare i carichi caratteristici e di calcolo per unità di lunghezza e superficie agenti.

Carichi unitari			
Carichi variabili	$q_k:$	1,40	[kN/m <sup>2</sup> ]
p.p lamiera grecata	$g_{k1}:$	0,05	[kN/m <sup>2</sup> ]
p.p trave secondaria	$g_{k2}:$	0,20	[kN/m]
$q_d = \gamma_q q_k$	$q_d:$	2,10	[kN/m <sup>2</sup> ]
$g_{d1} = \gamma_g g_{k1}$	$g_{d1}:$	0,06	[kN/m <sup>2</sup> ]
$g_{d2} = \gamma_g g_{k2}$	$g_{d2}:$	0,26	[kN/m]

Calcolato il carico sulla trave secondaria per aree di influenza è stata progettata la trave a flessione semplice con le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio ottenendo un profilo IPE180.

Per il progetto della trave principale sono stati considerati i seguenti carichi e schemi :



Dal progetto a SLU e SLE è risultato un profilo IPE180.

## 2. Progetto dell'impalcato

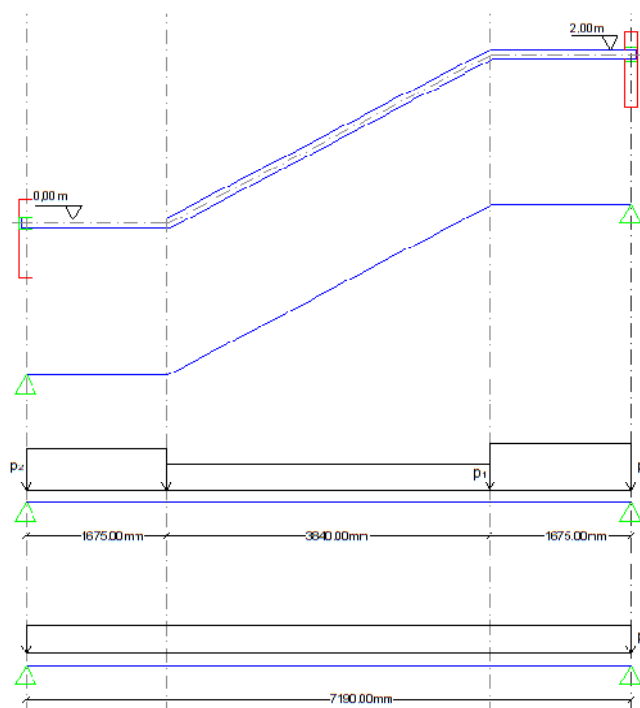
E' stato scelto un grigliato per l'impalcato ed è stata fatta l'analisi dei carichi agenti considerando la neve calcolata precedentemente e il carico variabile  $q_k$  da 5 kN assegnato come da progetto. Per il progetto della trave a ginocchio sono stati utilizzati i seguenti valori:

Carichi unitari			
Carichi variabili	$q_k$ :	5,76	[kN/m <sup>2</sup> ]
p.p. grigliato	$g_{k1}$ :	0,44	[kN/m <sup>2</sup> ]
p.p. trave sec. a ginocchio	$g_{k2}$ :	0,35	[kN/m]

Il progetto è stato fatto sempre per aree di influenza con una semplificazione dello schema della trave a ginocchio come in figura.

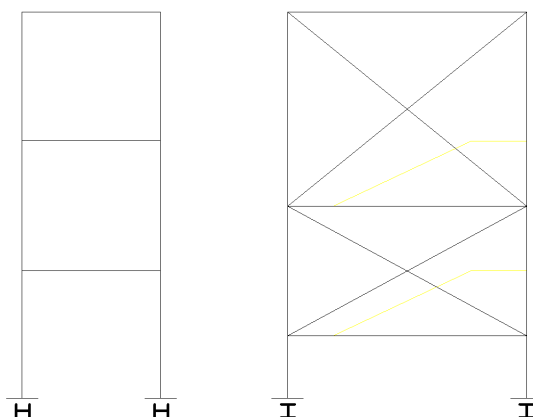
Dal calcolo a flessione semplice si è ottenuto un profilo UPN260.

La trave principale è stata progettata analogamente a quanto fatto per quella di copertura risultando un profilo IPE220.

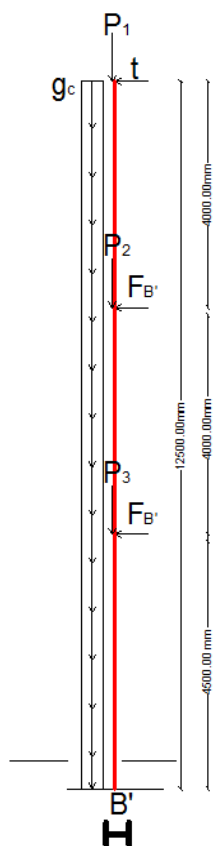


## 3. Progetto delle colonne e dei controventi

E' stato scelto di disporre il profilo con l'asse forte parallelo al lato più lungo della scala in modo da avere lungo il lato della trave a ginocchio un comportamento a mensola e dal lato opposto un comportamento a telaio inserendo dei controventi. Si sono quindi studiati i due casi in cui il vento soffia sul lato più lungo (mensola) e quando soffia sul lato più corto (telaio).



Per quanto riguarda lo schema a mensola si sono calcolati i carichi dovuti a pesi propri e carichi variabili come in figura:



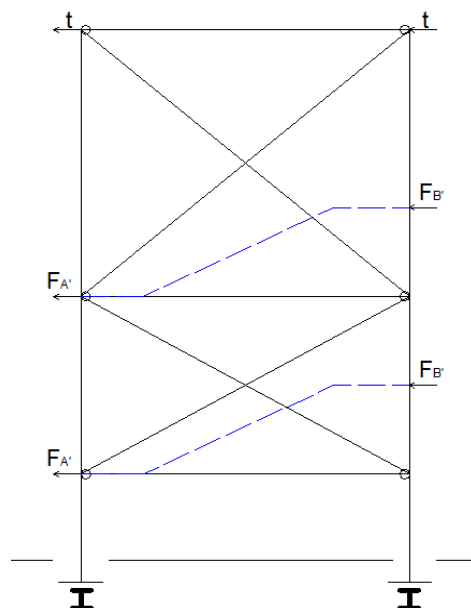
- $F_{A,A',B,B'}$  : Forza del vento che impatta su una fascia alta 1.8 m di persone  
 $t$  : Forza tangenziale del vento sulla copertura  
 $P_1$  : Carico verticale (manut. princ. o vento princ.) sulla copertura + p.p. della copertura  
 $P_2$  e  $P_3$  : Carico verticale (rampa princ. o vento princ.) sulla rampa + p.p. della trave principale, secondaria e del grigliato  
 $g_c$  : P.p. della colonna (ipotesi)

Valori caratteristici [kN]		Valori di calcolo [kN]	
$F_{kB'}$ (vento princ.)	2,76	$F_{dB'}$ (vento princ.)	4,13
$F_{kB'}$ (vento sec.)	1,65	$F_{dB'}$ (vento sec.)	2,48
$t_k$ (vento princ.)	0,23	$t_d$ (vento princ.)	0,34
$t_k$ (vento sec.)	0,14	$t_d$ (vento sec.)	0,21
$P_{k1}$ (manut. princ.)	10,46	$P_{d1}$ (manut. princ.)	15,42
$P_{k1}$ (vento princ.)	9,47	$P_{d1}$ (vento princ.)	12,31
$P_{k2,k3}$ (rampa. princ.)	45,28	$P_{d2,d3}$ (rampa. princ.)	66,55
$P_{k2,k3}$ (vento princ.)	37,77	$P_{d2,d3}$ (vento princ.)	55,29

Si è fatta la verifica a SLE che è risultata quella più condizionante comportando l'utilizzo di un profilo HEB260.

La colonna è stata verificata a snellezza con il limite di 250, a compressione con instabilità ed a pressoflessione.

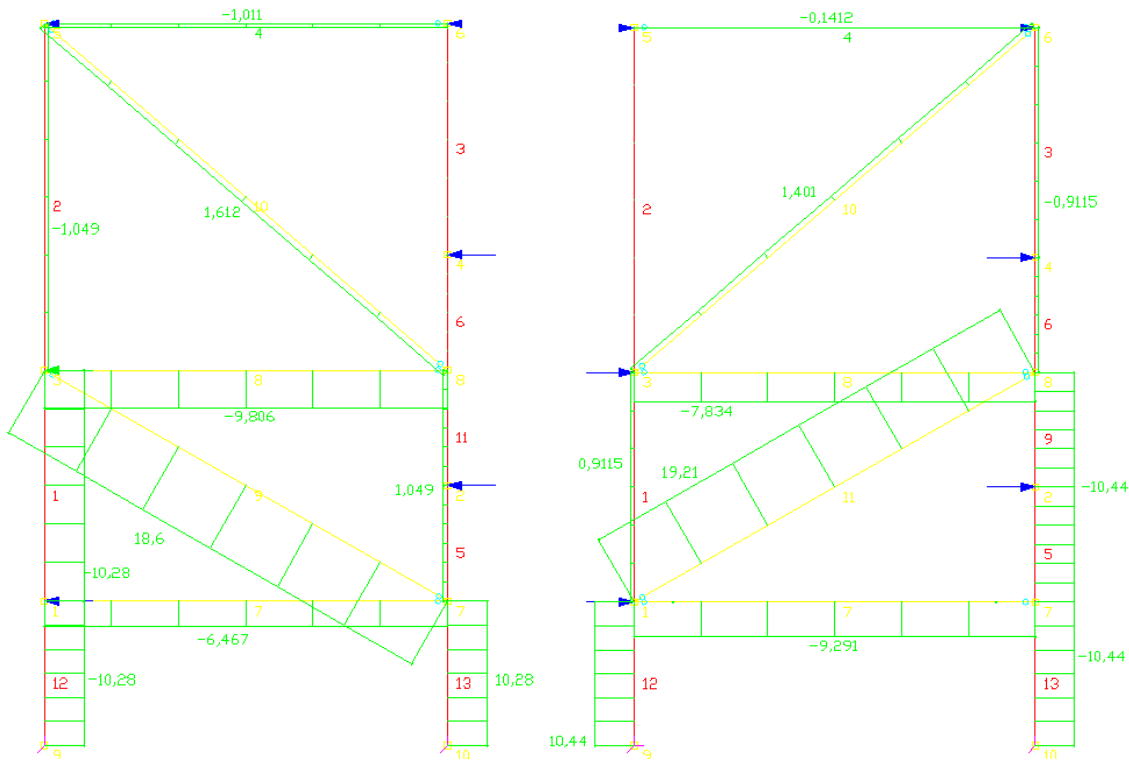
Per la parte del telaio si è scelto di realizzare dei fori asolati nella trave a ginocchio in modo da escluderla dal modello di calcolo per la determinazione degli sforzi normali e dei momenti. I controventi sono stati disposti come in figura e sono stati calcolati i carichi agenti su questo lato della scala.



Valori caratteristici [kN]		Valori di calcolo [kN]	
$F_{kB'}$ (vento princ.)	2,90	$F_{dB'}$ (vento princ.)	<b>4,33</b>
$F_{kB'}$ (vento sec.)	1,74	$F_{dB'}$ (vento sec.)	2,60
$t_k$ (vento princ.)	0,23	$t_d$ (vento princ.)	<b>0,35</b>
$t_k$ (vento sec.)	0,14	$t_d$ (vento sec.)	0,21

Dal modello di calcolo sono stati ricavati gli sforzi agenti sulle singole aste inserendo solo le diagonali tese e le diverse combinazioni di carico. Per i controventi diagonali è stato usato un profilo L 40x40x5 che soddisfaceva pienamente i requisiti per lo sforzo normale di trazione.

Per il controvento orizzontale compresso è stato necessario il progetto a compressione con instabilità e limite di snellezza pari a 200. E' stato quindi scelta una coppia di UPN120.

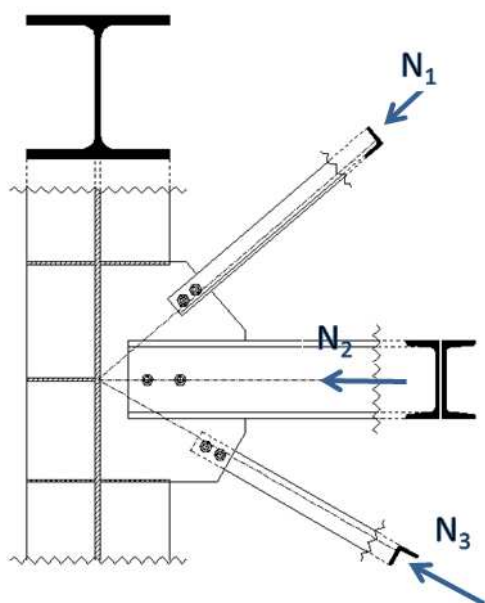


Inserendo nel modello i carichi verticali si è determinato lo sforzo normale agente sulla colonna e si è verificata a pressoflessione. La verifica ha confermato che il profilo scelto, un HEB260, andava bene.

#### 4. Progetto dei collegamenti

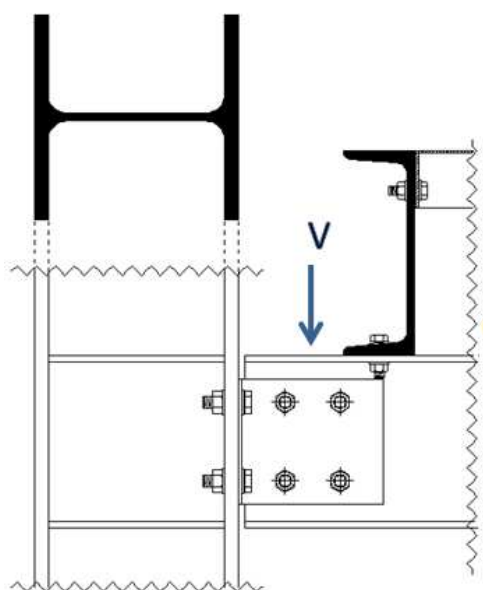
Sono stati progettati tre collegamenti: controventi-colonna, trave principale-colonna e colonna-fondazione.

Per quanto riguarda il collegamento dei controventi alla colonna si è realizzato saldando un piatto di spessore 5mm alla colonna e collegando attraverso bulloni i controventi a questo piatto. Sono stati presi in considerazione gli sforzi agenti sulle aste dal modello di calcolo e sono stati progettati i bulloni a taglio e verificato il piatto a rifollamento.

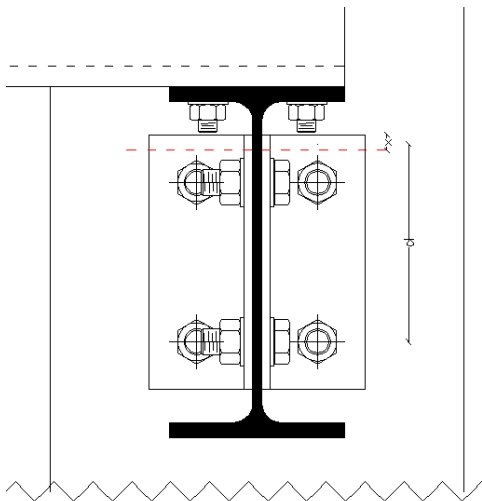


$N_1$ :	19,21 [kN]
$N_2$ :	9,806 [kN]
$N_3$ :	19,21 [kN]

Sono risultati sufficienti dei bulloni M12 CL 4.6 sia per le diagonali che per il controvento orizzontale. La saldatura è stata progettata usando il metodo sferico fissando una lunghezza di 200 mm e ricavando un'altezza di gola minima che è stata portata a 4mm.

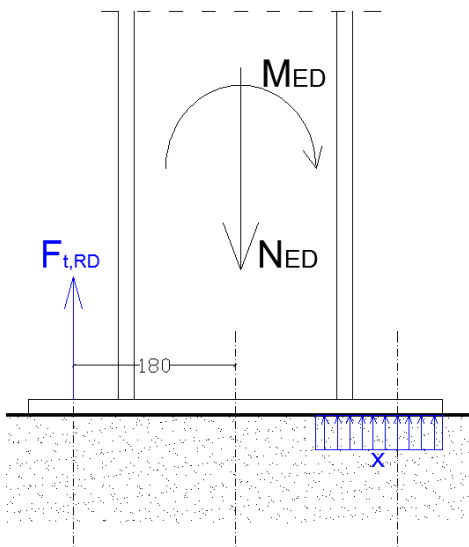


Il collegamento della trave principale alla colonna è stato realizzato mediante una coppia di angolari. Si è considerato uno sforzo di taglio dovuto alle travi secondarie e il momento parassita di questo sforzo rispetto all'eccentricità dell'asse baricentrico della colonna. Da un lato i bulloni hanno lavorato a taglio in due direzioni ortogonali tra loro. Dal progetto sono risultati degli M16 CL 5.6. Con la verifica a rifollamento si è dimensionato l'angolare.



Passando al collegamento dell'angolare all'ala della colonna i bulloni lavorano a trazione (quelli inferiori) e taglio che è stato fatto portare a quelli superiori. La verifica a punzonamento e rifollamento ha determinato le distanze orizzontali. Dalla verifica a trazione i bulloni precedenti sono risultati insufficienti e quindi si è dovuto scegliere degli M16 CL 6.8.

Anche l'angolare è stato verificato a flessione .



Come ultimo collegamento è stato progettato quello colonna-fondazione.

Le caratteristiche di sollecitazioni agenti sono le seguenti:

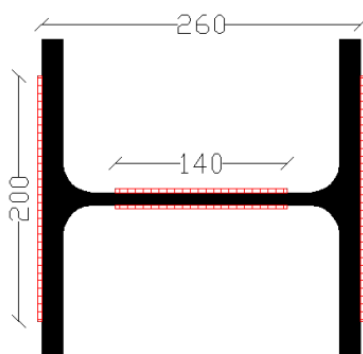
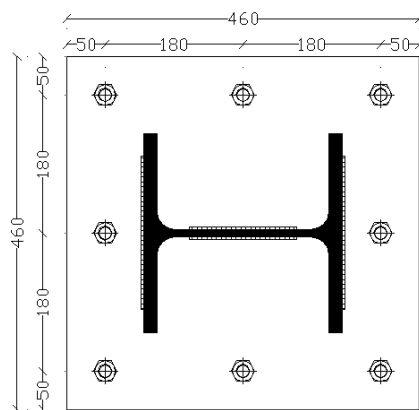
$$M_{ED}: \quad 38,76 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$$

$$N_{ED}: \quad 158,44 \text{ [kN]}$$

Sono stati supposti dei tirafondi M18 CL. 4.6 e sono stati calcolati il momento agente e il momento resistente confrontandoli.

$$M_{RD}=66.14 > M_{ED}=38.76$$

E' stata progettata la piastra a flessione e ne è risultato uno spessore di 16,6 mm portato poi a 18 mm , verificando anche il punzonamento.



Infine sono state progettate le saldature realizzando quattro cordoni : due nelle ali per portare la flessione dovuta al momento sul braccio pari alla distanza delle ali (260mm) e due sull'anima per portare il taglio. I cordoni sono venuti rispettivamente 200x3mm e 140x3 mm.