

COMUNE DI RAVELLO

Provincia di Salerno



INTERVENTO DI SOSTITUZIONE DEL GUARD RAIL CON RINGHIERA IN FERRO AD ELEMENTI LINEARI

PROGETTO STRUTTURALE

ELABORATO:

E.04

OGGETTO DELL'ELABORATO:

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMITTENTE:

COMUNE DI RAVELLO

PROGETTISTA DELLE STRUTTURE:

ing. Sergio Orlando Paciello
via Municipio 11 - 84085 M.S. Severino (SA)
C.F. PLCSGR75L21F205G
P.IVA 04207040652

IL RUP:

TIMBRI:

EMISSIONE:	DATA:	CODICE PROGETTO:	REDATTO DA:	APPROVATO DA:
1a	aprile 2019			
2a	maggio 2019			
3a				
4a				

RELAZIONE DI CALCOLO

Via Sambuco – Intervento di sostituzione del guard rail con ringhiera in ferro ad elementi lineari

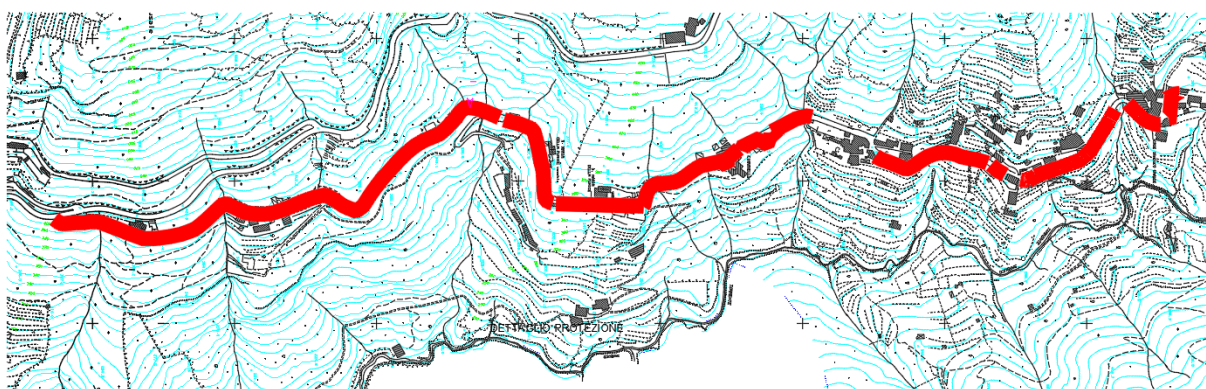
1. PREMESSA

La presente **RELAZIONE DI CALCOLO** è parte del progetto strutturale dell'intervento denominato: "Via Sambuco – Intervento di sostituzione del guard rail con ringhiera in ferro ad elementi lineari".

Essa riporta i calcoli statici relativi alla struttura di protezione da installarsi, appunto, in località Sambuco del Comune di Ravello.

2. INDIVIDUAZIONE DEL SITO E DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

L'intervento riguarda la sostituzione totale dei guard rail attualmente presenti lungo via Sambuco, con ringhiera metallica ad elementi lineari verticali. Il tratto interessato ha una lunghezza lineare di circa 800 m.



Planimetria dell'intervento

Così come per tutti i comuni della Costiera Amalfitana, il territorio in cui è previsto l'intervento di sostituzione, è un misto tra collinare e montuoso ed è coperto da un manto di castagneti e macchia mediterranea.

La frazione prospetta sulla valle del torrente denominato Reghinna Minor. L'abitato di Sambuco, che conta una popolazione di circa 300 abitanti, è servito da una strada di collegamento che si innesta sulla S.P.1 Ravello-Chiunzi.

Tale asse viario è caratterizzato da discontinuità nelle barriere protettive a valle della strada, dove si alternano tratti con ringhiere metalliche ad elementi lineari verticali e tratti con guard rail metallici ad onda.

Le ringhiere metalliche ad elementi lineari verticali sono ubicate

prevalentemente nell'innesto con la SP1 e in prossimità del centro abitato di Sambuco. Il tratto intermedio è caratterizzato invece da guard rail metallici bi-onda, per circa 800 m.

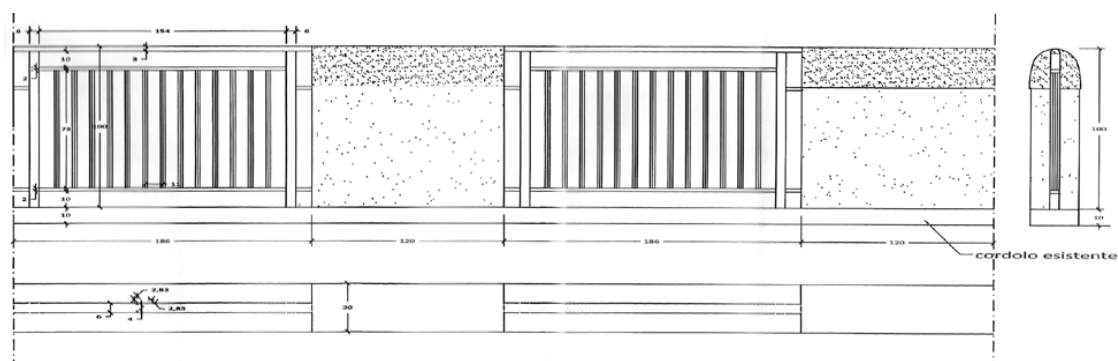


Estratto della vista aerea della strada che porta alla località Sambuco



Foto di via Sambuco – A sinistra guard rail esistente, a destra tratto misto con guard rail e ringhiera ad elementi lineari

Si predilige la tipologia di ringhiera metallica ad elementi lineari verticali perché maggiormente presente su tutto il territorio comunale. La ringhiera è costituita da pannelli modulari, opportunamente collegati a piantoni di sezione tipo HEA.



Schema tipologico della protezione stradale prevista nel progetto architettonico

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'analisi strutturale, adottata per il calcolo degli effetti delle azioni sulla struttura, è condotta, ai sensi dei punti 4.4.4. e 4.2.3.3 del D.M. del 17 gennaio 2018, in campo elastico lineare e con l'ipotesi di piccoli spostamenti. Sotto queste ipotesi è possibile ricorrere al principio della "sovrapposizione degli effetti" per la valutazione delle caratteristiche della sollecitazione e della deformazione negli elementi strutturali.

In particolare, per quanto riguarda la struttura in fondazione in C.A., l'analisi verrà svolta assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidezze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
- relazioni tensioni deformazioni lineari;
- valori medi del modulo d'elasticità.

L'analisi è condotta, come detto, in regime di linearità dei materiali (proporzionalità tra tensioni e deformazioni), e di linearità geometrica (proporzionalità tra carichi e spostamenti).

4. MODELLAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Come già precisato nella relazione sui materiali, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo costituente gli elementi di sostegno esistenti è posto, a vantaggio di sicurezza, pari ad un calcestruzzo di classe C16/20 a causa della vetustà del materiale stesso e della variabilità delle caratteristiche meccaniche lungo l'asse viario.

Le caratteristiche meccaniche da impiegarsi nel calcolo sono le seguenti:

R_{ck} (daN/cm ²)	20	f_{cd} (daN/cm ²) (resistenza di calcolo a compressione)	9	$\alpha_{cc} = 0,85$ $\gamma_{cls} = 1,5$
f_{ck} (daN/cm ²)	17	f_{cd} (daN/cm ²) (resistenza di calc. a compr. per spessori < 5cm)	8	RIDUZIONE DEL 20%
f_{cm} (daN/cm ²)	97	f_{ctd} (daN/cm ²) (resistenza di calcolo a trazione)	2	$\gamma_{cls} = 1,5$
f_{ctm} (daN/cm ²)	4	f_{ctd} (daN/cm ²) (resistenza di calc. a traz. per spessori < 5cm)	2	RIDUZIONE DEL 20%
$f_{ctk,95\%}$ (daN/cm ²)	5	f_{td} (daN/cm ²) (resistenza tangenziale di aderenza di calcolo)	4	$\gamma_{cls} = 1,5$
$f_{ctk,5\%}$ (daN/cm ²)	3	f_{td} (daN/cm ²) (res. tang. di ad. di cal. per armature molto addensate o ancoraggi in zona di cls tesa)	3	RIDUZIONE DEL 35%
$f_{ctm,fl}$ (daN/cm ²)	5			
E_{cm} (daN/cm ²)	217.729			
COEFFICIENTE DI POISSON	compreso tra 0 (cls fessurato) e 0,2 (cls non fessurato)			
COEFFICIENTE DI DILATAZIONE TERMICA (C ⁻¹)	$10 \cdot 10^{-6}$			

I nuovi getti saranno realizzati con calcestruzzo di classe C25/30 le cui caratteristiche meccaniche sono riassunte nella tabella seguente:

CARATTERISTICHE DEL CLS (classi $\leq 50/60$)		SLU		NOTE
R_{ctk} (daN/cm ²)	30	f_{cd} (daN/cm ²) (resistenza di calcolo a compressione)	14	$\alpha_{cc} = 0,85$ $\gamma_{cls} = 1,5$
f_{ck} (daN/cm ²)	25	f_{cd} (daN/cm ²) (resistenza di calc. a compr. per spessori < 5cm)	11	RIDUZIONE DEL 20%
f_{ctm} (daN/cm ²)	105	f_{ctd} (daN/cm ²) (resistenza di calcolo a trazione)	3	$\gamma_{cls} = 1,5$
f_{ctm} (daN/cm ²)	6	f_{ctd} (daN/cm ²) (resistenza di calc. a traz. per spessori < 5cm)	2	RIDUZIONE DEL 20%
$f_{ctk,95\%}$ (daN/cm ²)	7	f_{td} (daN/cm ²) (resistenza tangenziale di aderenza di calcolo)	6	$\gamma_{cls} = 1,5$
$f_{ctk,5\%}$ (daN/cm ²)	4	f_{td} (daN/cm ²) (res. tang. di ad. di cal. per armature molto addensate o ancoraggi in zona di cls tesa)	4	RIDUZIONE DEL 35%
$f_{ctm,fl}$ (daN/cm ²)	7			
E_{cm} (daN/cm ²)	223.180			
COEFFICIENTE DI POISSON	compreso tra 0 (cls fessurato) e 0,2 (cls non fessurato)			
COEFFICIENTE DI DILATAZIONE TERMICA (C ⁻¹)	$10 \cdot 10^{-6}$			

Detti valori sono utilizzati anche per la malta cementizia da impiegare per i micropali.

Per le verifiche delle sezioni in C.A. si terrà conto della teoria del cemento armato secondo cui il calcestruzzo non partecipa alla resistenza a trazione.

Per le armature metalliche è previsto acciaio ad aderenza migliorata controllato in stabilimento del tipo B450C che esibisce le seguenti caratteristiche meccaniche:

Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio

- $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

Tensione di rottura caratteristica dell'acciaio

- $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$

Tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio

- $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 450/1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$

Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

- $f_{bd} = f_{bk}/\gamma_c = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}/\gamma_c = 2,25 \cdot 1,0 \cdot (0,30 \cdot f_{ck}^{2/3})/1,5 = 3,84 \text{ N/mm}^2$

Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso

- $f_{bd} = f_{bd} / 1,5 = 2,56 \text{ N/mm}^2$

la deformazione massima dell'armatura tesa è

- $\varepsilon_a = 1\%$

Gli acciai per la carpenteria metallica e per le canne dei micropali dovranno tutti appartenere al tipo **S 275** aventi le caratteristiche meccaniche indicate nella tabella 11.3.IX del D.M. del 17 gennaio 2018. L'inerzia e la rigidezza degli elementi strutturali è calcolata considerando le sezioni isoeresistenti (a compressione e a trazione) con le seguenti caratteristiche elastiche:

Il modulo di elasticità normale è:

- $E = 206.000 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di Poisson per il calcestruzzo non fessurato

- $\nu_c = 0,3$

Il modulo di elasticità tangenziale è:

- $G = 78.400 \text{ N/mm}^2$

La tensione caratteristica di snervamento è:

- $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$

La tensione caratteristica di rottura è:

- $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$

La tensione di progetto di rottura è:

- $f_{td} = f_{tk} / \gamma_{M2} = 430 / 1,25 = 344 \text{ N/mm}^2$

La tensione di progetto di snervamento è:

- $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 275 / 1,05 = 262 \text{ N/mm}^2$

Il quadro complessivo dei coefficienti per la sicurezza delle membrature e la stabilità è riportato nella tabella 4.2.V del D.M. del 17 gennaio 2018

I bulloni da utilizzare sono di classe 8.8 le cui caratteristiche sono indicate nelle tabelle 11.3.XII.a e 11.3.XII.b del D.M. del 17 gennaio 2018.

La tensione caratteristica di snervamento è:

- $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$

La tensione caratteristica di rottura è:

- $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$

La tensione di progetto di snervamento è:

- $f_{yb,d} = f_{yb} / \gamma_{M2} = 640 / 1,25 = 512 \text{ N/mm}^2$

La tensione di progetto di rottura è:

- $f_{tb,d} = f_{tb} / \gamma_{M2} = 800 / 1,25 = 640 \text{ N/mm}^2$

Il quadro complessivo dei coefficienti per la sicurezza per la verifica delle unioni è riportato nella tabella 4.2.XII del D.M. del 17 gennaio 2018

5. SCHEMI DI CALCOLO

Le tipologie strutturali da modellare sono essenzialmente due: la ringhiera in acciaio ad elementi lineari ed il muretto in c.a. Per entrambi occorre ulteriormente suddividere il caso in cui questi vengono realizzati sui cordoli e sui muri esistenti oppure necessitano di una nuova fondazione autonoma.

Nel prosieguo si suddivide, quindi, l'analisi dimensionando i due schemi in elevazione (in acciaio ed in calcestruzzo) e, successivamente, progettando il sistema

di connessione alle opere di sostegno esistenti ovvero alle nuove fondazioni.

In entrambi i casi, il meccanismo resistente prevede che i muretti in c.a. resistono all'urto dovuto all'azione di svio, mentre la ringhiera metallica, connessa ai muretti in c.a., evita lo svio del veicolo che impatta, pur deformandosi plasticamente.

6. DIMENSIONAMENTO DEL MURETTO IN C.A.

La struttura è dimensionata per assorbire l'urto di un veicolo in svio. La forza di svio (cfr. par. 3.6.3.3.2 del D.M. 17.01.2018) è pari a 100kN e deve essere applicata ad una quota h , misurata dal piano viario, che nel caso in esame è pari a 1.00m.

L'unica combinazione di carico cui si farà riferimento è la combinazione di carico eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto: *combinazione eccezionale*: $G1 + Q_{barriera}$; in cui "G1" rappresenta il peso proprio della struttura e " $Q_{barriera}$ " la forza di svio. La combinazione di carico in cui è presente il sisma ed è assente lo svio non è riportata non risultando la combinazione di carico dimensionante:

combinazione non sismica

per le verifiche agli *stati limiti ultimi* di resistenza della struttura "STR" compresi gli elementi di fondazione, punto 5.1.2.1.2. del D.M. del 17 gennaio 2018

$$F_d = \sum \gamma_{Gi} \cdot G_i + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum \psi_{oi} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki}$$

dove

γ_{Gi} e γ_Q	rappresentano i coefficienti parziali di sicurezza
ψ_{oi}	rappresenta il coefficiente riduttivo delle azioni variabili nella combinazione

tali coefficienti sono riportati nella tabella 2.6.I del punto 2.6.1. del D.M. del 17 gennaio 2018

Dunque, i coefficienti parziali di sicurezza da applicare alle forze (γ_G e γ_Q) sono:

- per la combinazione fondamentale delle azioni allo SLU (punto 2.5.1 del D.M. del 17 gennaio 2018): $\gamma_G = 1,3$ $\gamma_Q = 1,5$
- per la combinazione eccezionale delle azioni allo SLU (punto 2.5.6 del D.M. del 17 gennaio 2018) $\gamma_G = 1,0$ $\gamma_Q = 1,0$

azioni sollecitanti

$$Q_k = 100,00 \text{ KN}$$

valore caratteristico del carico accidentale
orizzontale

$$Q_{sd} = Q_k \cdot \gamma_Q = 100 \times 1,0 = 100,00 \text{ KN}$$

valore di progetto del carico accidentale
orizzontale per una combinazione
eccezionale delle azioni

Il muretto in c.a. è sostenuto da due piccoli pilastri in acciaio, inglobati nel calcestruzzo armato stesso. Grazie alla rigidità del sistema muretto + pilastri, l'urto è assorbito dai due pilastri in acciaio e dal muretto, contemporaneamente. La presenza del setto in calcestruzzo armato, infatti, fa in modo che l'azione d'urto sia equamente ripartita tra i due pilastri in acciaio e poi anche dal pannello in c.a. stesso.

Poiché i pilastri sono realizzati con un attacco al piede formato da una piastra quadrata di spessore 20 mm e lato 300 mm, si provvede innanzitutto a calcolare la massima azione che la connessione di base può assorbire. Di seguito si riporta la verifica.

PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della fondazione

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo

$$R_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$$

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo

$$f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$$

Coefficiente di sicurezza relativo al calcestruzzo

$$\gamma_c = 1,50$$

Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

$$f_{cd} = 14,17 \text{ MPa}$$

Altezza della fondazione

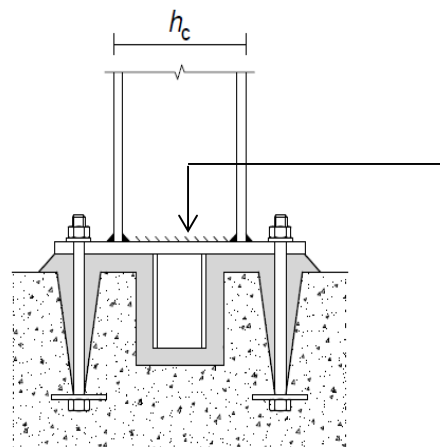
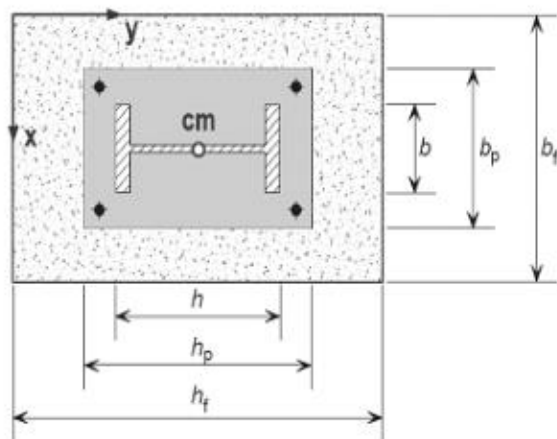
$$h_f = 0,50 \text{ m}$$

Larghezza della fondazione

$$b_f = 0,50 \text{ m}$$

Spessore della fondazione

$$d_f = 0,50 \text{ m}$$



Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione trasversale della colonna

Resistenza a snervamento dell'acciaio della colonna	$f_{y,c} =$	275,00	MPa
Resistenza ultima dell'acciaio della colonna	$f_{u,c} =$	430,00	MPa
Coefficiente di sicurezza relativo all'acciaio	$\gamma_{M0} =$	1,05	-
Altezza della sezione trasversale della colonna	$h_c =$	160,00	mm
Larghezza della sezione trasversale della colonna	$b_c =$	152,00	mm
Spessore dell'anima	$t_{w,c} =$	6,00	mm
Spessore delle ali	$t_{f,c} =$	9,00	mm
Raggio di curvatura	$r_c =$	15,00	mm

Riduzione dovuta allo spessore

$f_{y,c,rid} =$	275,00	MPa
$f_{u,c,rid} =$	430,00	MPa

Altezze di gola saldature

h_w	d_w	A	I_y	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	i_y	A_{vz}	$a_{w,w}$	$a_{w,f}$
[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm ³]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]
142,00	112,00	3781,14	1,793E+07	2,241E+05	2,499E+05	68,86	1369,14	3,00	4,50

Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della piastra di base e dei tirafondi

Resistenza a snervamento dell'acciaio della piastra di base	$f_{y,bp} =$	275,00	MPa
Resistenza ultima dell'acciaio della piastra di base	$f_{u,bp} =$	430,00	MPa
Resistenza ultima dell'acciaio dei tirafondi	$f_{ub} =$	430,00	MPa
Coefficiente di sicurezza relativo ai tirafondi e saldature	$\gamma_{M2} =$	1,25	-

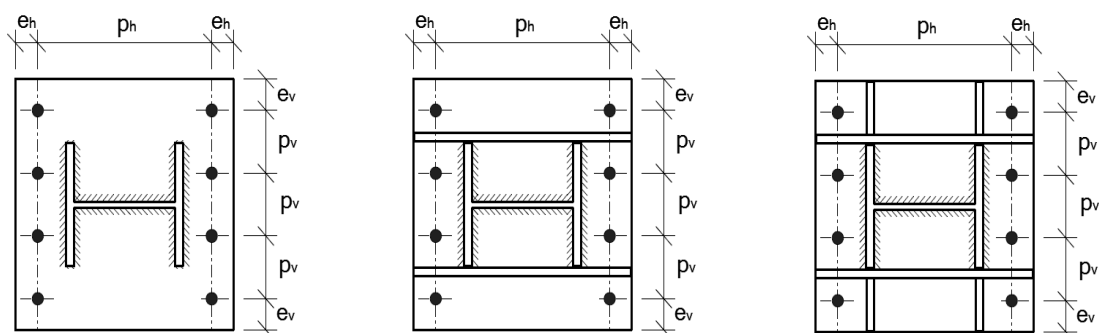
PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

Altezza della piastra di base	$h_{bp} =$	300,00	mm
Larghezza della piastra di base	$b_{bp} =$	300,00	mm
Spessore della piastra di base	$t_{bp} =$	20,00	mm

Riduzione dovuta allo spessore

$f_{y,bp,rid} =$	275,00	MPa
$f_{u,bp,rid} =$	430,00	MPa

Diametro del bullone	$d =$	24,00	mm
Area della porzione filettata del gambo	$A_s =$	353,00	mm ²
Numero di bulloni per ciascun lato della piastra di base	$n =$	2	-
Distanza verticale dal bordo della piastra	$e_v =$	51,00	mm
Distanza orizzontale dal bordo della piastra	$e_h =$	51,00	mm
Passo verticale	$p_v =$	198,00	mm
Passo orizzontale	$p_h =$	198,00	mm



Tipo 1

Tipo 2

Tipo 3

Tipologia della piastra di base

1

Piastra di base priva di irrigidimenti

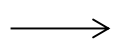
Spessore degli irrigidimenti longitudinali

Spessore degli irrigidimenti trasversali

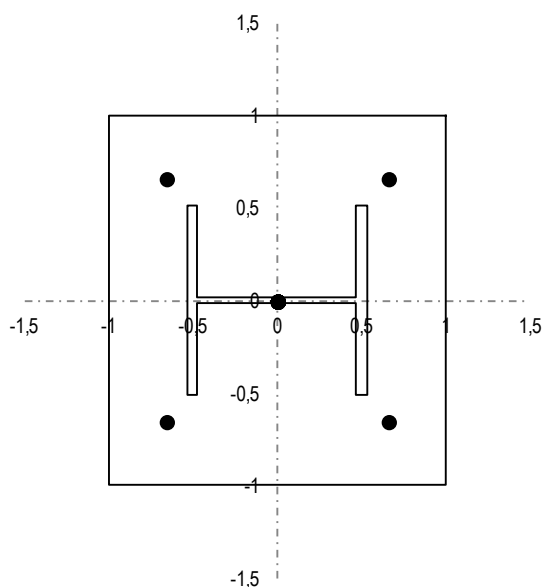
Altezza di gola delle saldature degli irrigidimenti longitudinali

Altezza di gola delle saldature degli irrigidimenti trasversali

$$t_{T,s} > t_{f,c}$$



$t_{L,s} =$	0,00	mm
$t_{T,s} =$	0,00	mm
$a_{w,Ls} =$	0,00	mm
$a_{w,Ts} =$	0,00	mm
$d_0 =$	26,00	mm



Verifica dei parametri geometrici		
$e_{v,lim}$	31,2	120,00 mm
$e_{h,lim}$	31,2	120,00 mm
$p_{v,lim}$	57,2	200,00 mm
e_v	OK	OK
e_h	OK	OK
p_v	OK	OK

PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

RESISTENZA A COMPRESSIONE PURA

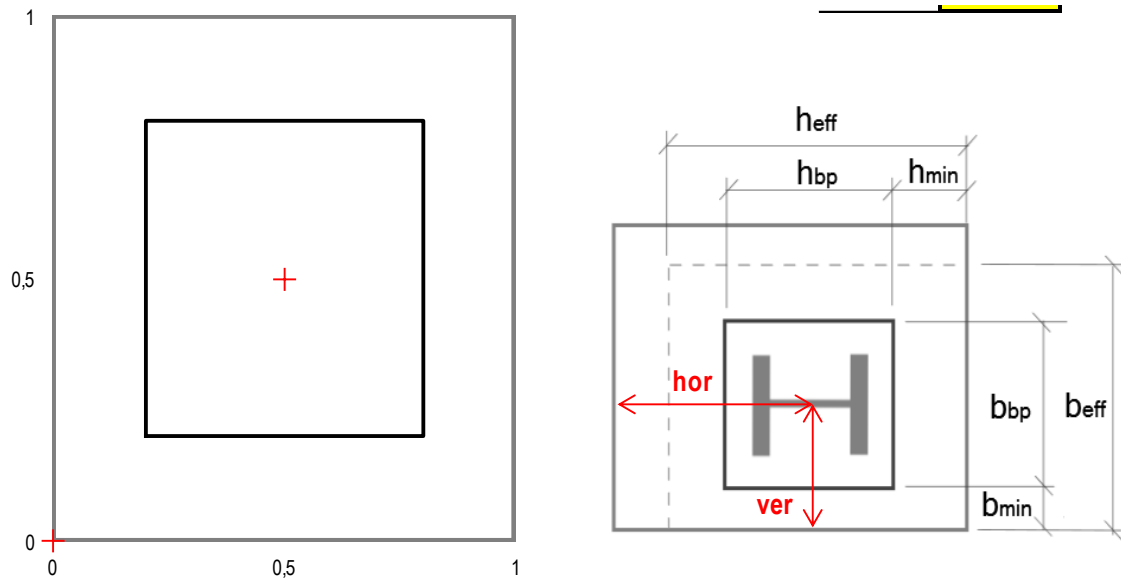
Spessore minimo della malta di allettamento

Resistenza minima della malta di allettamento

Posizione della piastra di base rispetto alla fondazione

$h_{g,min} =$	50,00	mm
$f_{g,min} =$	2,83	MPa
$hor =$	0,25	m
$ver =$	0,25	m

$$f_{g,min} = (0.2f_{cd} ; f_{cd})$$



Distanza orizzontale minima tra la piastra ed il bordo della fondazione

$$h_{min} = 0,10 \text{ m}$$

Distanza verticale minima tra la piastra ed il bordo della fondazione

$$b_{min} = 0,10 \text{ m}$$

Fattore di incremento di resistenza calcolato analiticamente

$$\alpha = 1,67$$

Fattore di incremento di resistenza definito dall'utente

$$\alpha_{UTENTE} = 1,50$$

$$\beta_j = 0,67$$

Resistenza di calcolo della fondazione

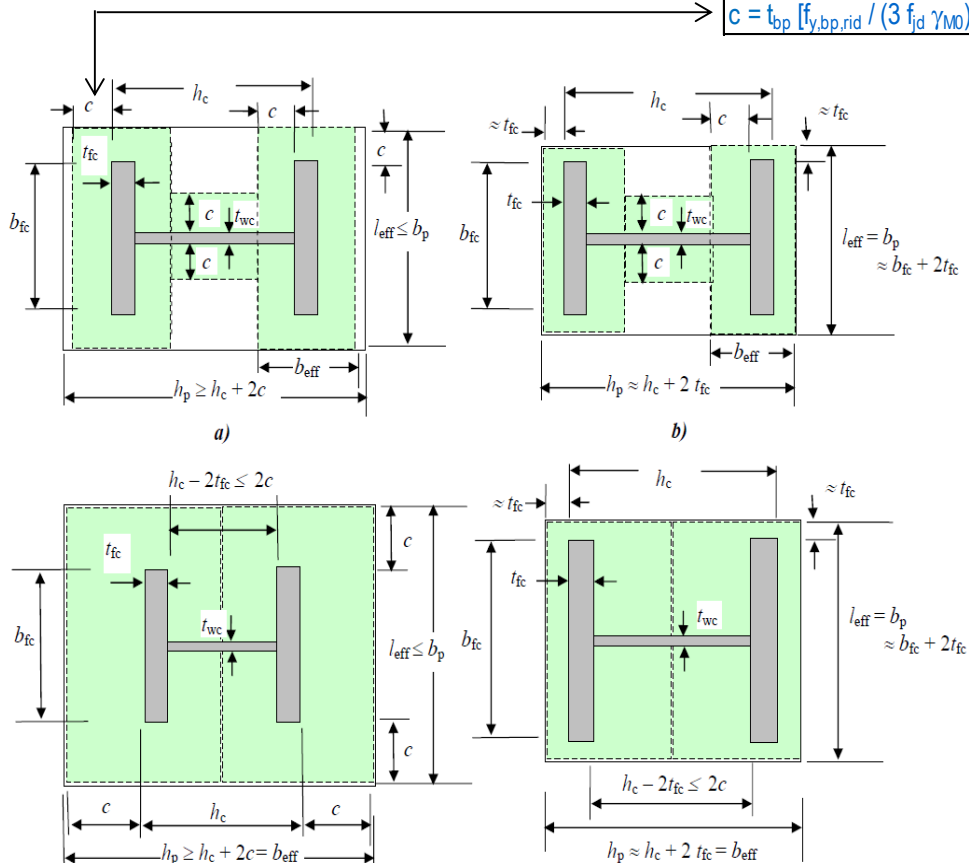
$$f_{jd} = \beta_j \alpha_{UTENTE} f_{cd}$$

$$f_{jd} = 14,17 \text{ MPa}$$

Larghezza di contatto

$$c = 49,65 \text{ mm}$$

$$c = t_{bp} [f_{y, bp, rid} / (3 f_{jd} \gamma_{MO})]^{0.5}$$



PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

Dimensioni efficaci dell'elemento T - stub relativo all'ala della colonna

$$L_{\text{eff},T,f} = 251,30 \text{ mm}$$

$$B_{\text{eff},T,f,\text{ext}} = 49,65 \text{ mm}$$

$$B_{\text{eff},T,f,\text{int}} = 49,65 \text{ mm}$$

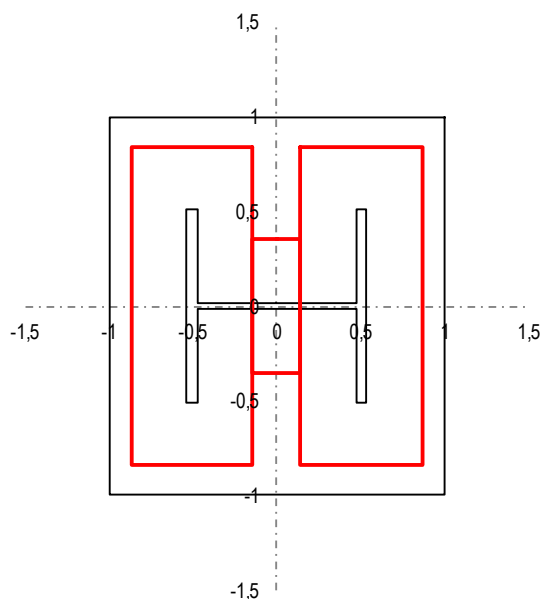
$$A_{\text{eff},T,f} = 2,72\text{E}+04 \text{ mm}^2$$

Dimensioni efficaci dell'elemento T - stub relativo all'anima della colonna

$$L_{\text{eff},T,w} = 105,30 \text{ mm}$$

$$B_{\text{eff},T,w} = 42,70 \text{ mm}$$

$$A_{\text{eff},T,w} = 4,50\text{E}+03 \text{ mm}^2$$



Area complessiva resistente a compressione

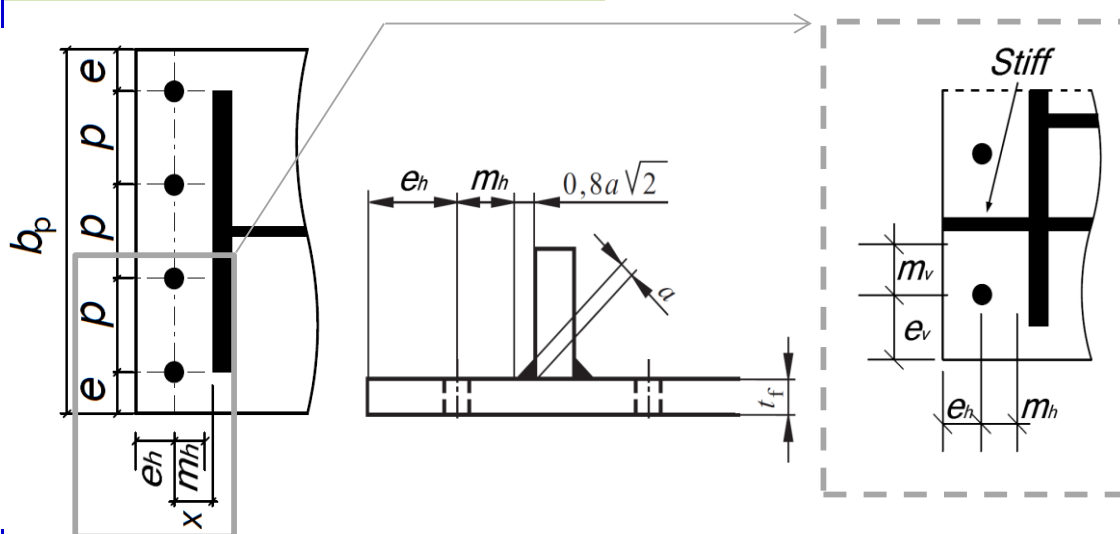
$$A_{\text{eff}} = 5,89\text{E}+04 \text{ mm}^2$$

Resistenza a compressione pura

$$N_{C,Rd} = A_{\text{eff}} f_{cd}$$

$$N_{C,Rd} = 834,79 \text{ kN}$$


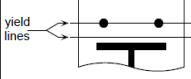
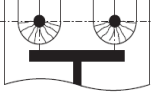

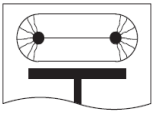
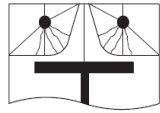
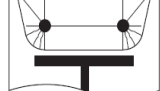
RESISTENZA A TRAZIONE PURA



Distanza orizzontale tra il bordo della piastra ed il baricentro del tirafondo	$e_h =$	51,00 mm
Distanza orizzontale tra il baricentro del tirafondo e l'ala della colonna	$x_h =$	19,00 mm
	$m_h =$	13,91 mm
Distanza verticale tra il bordo della piastra ed il baricentro del tirafondo	$e_v = e$	51,00 mm
Distanza verticale tra il baricentro del tirafondo e l'irrigidimento longitudinale	$x_v =$	23,00 mm
	$m_v =$	23,00 mm
Passo verticale tra i tirafondi	$p_v = p$	198,00 mm

PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

Determinazione delle lunghezze efficaci per il calcolo della resistenza a flessione della piastra di base

Circular patterns		Non-circular patterns	
	Circular yielding $\ell_{eff,cp} = 2\pi m_x$		Double curvature $\ell_{eff,nc} = \frac{b_p}{2}$
	Individual end yielding $\ell_{eff,cp} = \pi m_x + 2e_x$		Individual end yielding $\ell_{eff,nc} = 4m_x + 1.25e_x$
	Circular group yielding $\ell_{eff,cp} = \pi m_x + w$		Corner yielding $\ell_{eff,nc} = 2m_x + 0.625e_x + e$
			Group end yielding $\ell_{eff,nc} = 2m_x + 0.625e_x + \frac{w}{2}$

Tipologia della piastra di base: 1

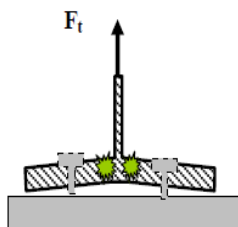
Numero di tirafondi per ciascun lato della piastra	$n =$	2 -
Percorso di snervamento circolare	$L_{eff,cp,1} =$	174,78 mm
Percorso di snervamento circolare individuale con coinvolgimento del bordo	$L_{eff,cp,2} =$	291,39 mm
Percorso di snervamento circolare di gruppo	$L_{eff,cp,3} =$	483,39 mm
Percorso di snervamento non circolare con doppia curvatura	$L_{eff,nc,1} =$	300,00 mm
Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento del bordo	$L_{eff,nc,2} =$	238,77 mm
Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento d'angolo	$L_{eff,nc,3} =$	221,39 mm
Percorso di snervamento non circolare di gruppo	$L_{eff,nc,4} =$	317,39 mm
	$L_{eff,min} =$	174,78 mm

Resistenza a flessione della piastra

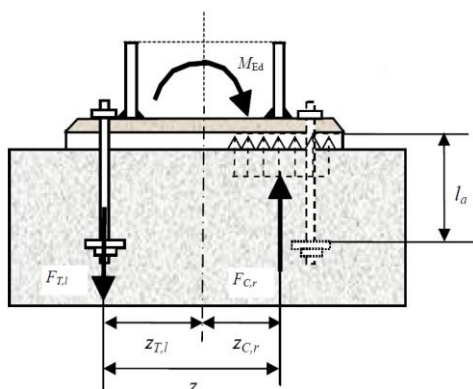
Lunghezza efficace per il calcolo della resistenza a flessione della piastra	$L_{eff,min} =$	174,78 mm
Momento plastico per modo di collasso senza sviluppo di forze di contatto	$M_{pl,1,2,Rd} =$	4,58 kNm
Resistenza a trazione per flessione della piastra di base	$F_{T,1+2,Rd} =$	329,12 kN

Resistenza a trazione dei tirafondi

Numero dei tirafondi per ciascun lato	$n =$	2 -
Resistenza a trazione del singolo tirafondo	$F_{t,Rd} =$	109 kN
Resistenza per collasso dei tirafondi	$F_{T,3,Rd} =$	218,58 kN



Resistenza a trazione pura	$N_{T,Rd} = -2\min(F_{1,2}; F_3)$	$N_{T,Rd} = -437,16$ kN
-----------------------------------	-----------------------------------	---

RESISTENZA A FLESSIONE PURA

Resistenza a compressione al di sotto della singola ala della colonna	$F_{C,Rd} =$	385,54 kN
Resistenza a trazione per flessione piastra o trazione tirafondi	$F_{T,Rd} =$	218,58 kN
	$F_{min,Rd} =$	218,58 kN
Braccio di leva tra la risultante di compressione e quella di trazione	$z =$	174,50 mm
Resistenza a flessione pura	$M_{0,Rd} = F_{min,Rd} z$	$M_{0,Rd} = 38,14$ kNm

La resistenza minima del collegamento è, dunque, pari a 39,14 kNm. Il sistema composto dai due pilastri ha, quindi, una resistenza pari a $2 \times 39,14 \text{ kNm} = 78,28 \text{ kNm}$. Per poter raggiungere la resistenza complessiva di 100 kNm, occorre che, come si vedrà in seguito, il muretto esibisca almeno 21,72 kNm di resistenza.

Affinché il pilastro espliciti tutta la resistenza ora calcolata, occorre che il pilastro stesso resista almeno questo valore, così come i connettori di base. Di seguito sono riportate, a seguire, la verifica del pilastro e la verifica dei connettori.

RESISTENZA E STABILITA' DELLE MEMBRATURE - Metodo B - EN 1993 - 1 - 1:2010

S 275

Valore di snervamento dell'acciaio del profilo	f_{yk}	275 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio del profilo	f_{uk}	430 [N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio del profilo	E	210000 [N/mm ²]
Modulo di elasticità tangenziale dell'acciaio del profilo	G	80769 [N/mm ²]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza	γ_{M0}	1,05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità	γ_{M1}	1,05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1,25 [-]

Caratteristiche meccaniche del profilo

HE 140 A

Altezza della sezione trasversale	h	133 [mm]
Larghezza della sezione trasversale	b_f	140 [mm]
Spessore dell'anima	t_w	5,5 [mm]
Spessore dell'ala	t_f	8,5 [mm]
Raggio di raccordo	r	12 [mm]
Area della sezione trasversale	A	3140 [mm ²]
Altezza della sezione trasversale al netto delle ali	h_w	116 [mm]
Altezza del pannello d'anima	c_w	92 [mm]
Diametro massimo consentito dei bulloni d'ala	$d_{bf,max}$	16 [mm]
Passo minimo trasversale tra i bulloni d'ala	$p_{b,min}$	64 [mm]
Passo massimo trasversale tra i bulloni d'ala	$p_{b,max}$	76 [mm]
Momento d'inerzia della sezione trasversale attorno all'asse forte	I_y	1,033E+07 [mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	$W_{el,y}$	1,554E+05 [mm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,y}$	1,735E+05 [mm ³]
Area resistente a taglio nel piano dell'anima	$A_{v,z}$	1012 [mm ²]
Raggio d'inerzia attorno all'asse forte	i_y	57,3 [mm]
Momento d'inerzia della sezione trasversale attorno all'asse debole	I_z	3,893E+06 [mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole	$W_{el,z}$	5,562E+04 [mm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole	$W_{pl,z}$	8,485E+04 [mm ³]
Area resistente a taglio nel piano delle ali	$A_{v,y}$	2502 [mm ²]
Raggio d'inerzia attorno all'asse debole	i_z	35,2 [mm]
Momento d'inerzia torsionale	I_t	8,130E+04 [mm ⁴]
Costante di Warping	I_w	1,506E+10 [mm ⁶]

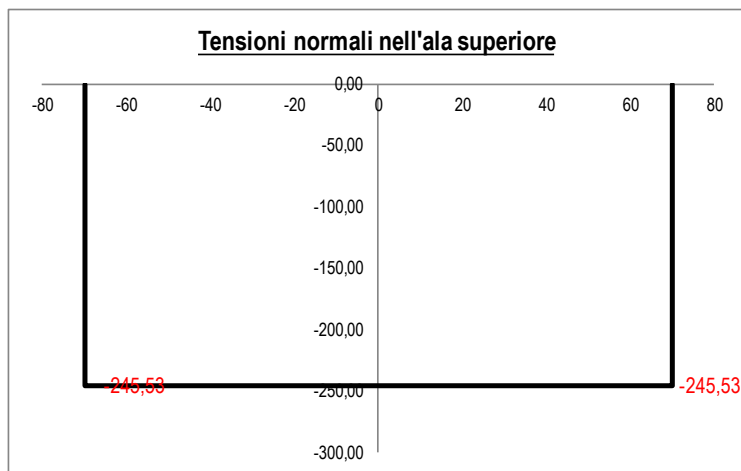
Caratteristiche di sollecitazione nella sezione di verifica

Forza normale (positiva se di compressione)	N_{Ed}	0,00 [kN]
Forza di taglio agente in direzione parallela all'anima	$V_{z,Ed}$	-38,14 [kN]
Forza di taglio agente in direzione parallela alle ali	$V_{y,Ed}$	0,00 [kN]
Momento flettente attorno all'asse maggiore di inerzia	$M_{y,Ed}$	-38,14 [kNm]
Momento flettente attorno all'asse minore di inerzia	$M_{z,Ed}$	0,00 [kNm]
Momento torcente primario (alla Saint Venant)	T_{Ed}	0,00 [kNm]

Classificazione della sezione trasversale di verifica

Determinazione dello stato tensionale dovuto a $N - M_y - M_z$

Distribuzione delle tensioni normali nei punti salienti della sezione trasversale

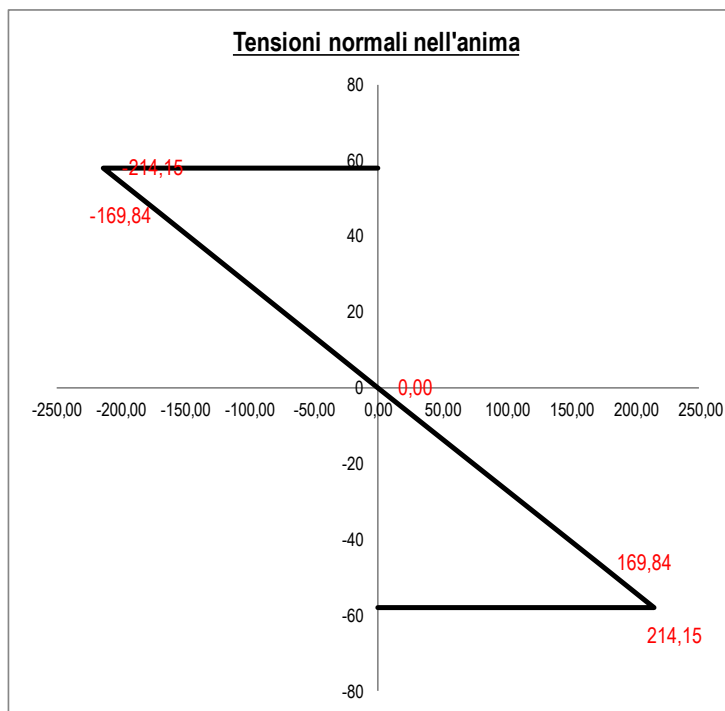


Tensioni elastiche per CL < 4

σ_A	-245,53	[N/mm ²]
σ_B	-245,53	[N/mm ²]
σ_C	-245,53	[N/mm ²]
σ_D	-214,15	[N/mm ²]
σ_E	-214,15	[N/mm ²]

Tensioni efficaci per CL = 4

$\sigma_{A,eff}$	-245,53	[N/mm ²]
$\sigma_{B,eff}$	-245,53	[N/mm ²]
$\sigma_{C,eff}$	-245,53	[N/mm ²]
$\sigma_{D,eff}$	-214,15	[N/mm ²]
$\sigma_{E,eff}$	-214,15	[N/mm ²]

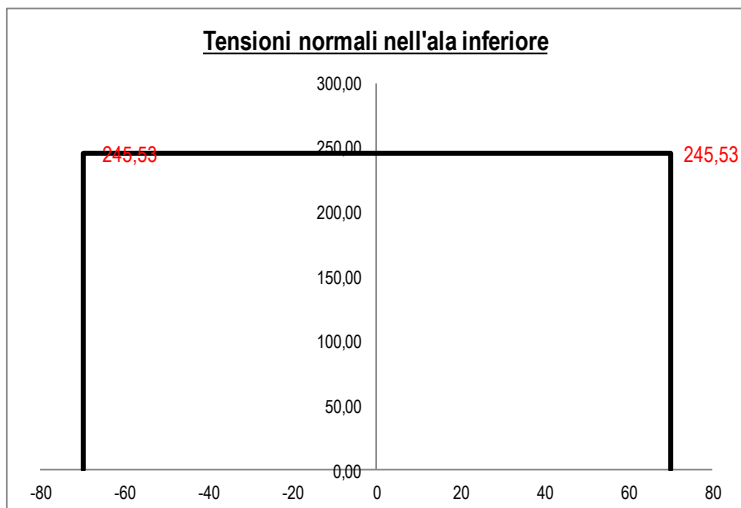


Tensioni elastiche per CL < 4

σ_F	-214,15	[N/mm ²]
σ'_F	-169,84	[N/mm ²]
σ_G	0,00	[N/mm ²]
σ'_H	169,84	[N/mm ²]
σ_H	214,15	[N/mm ²]

Tensioni efficaci per CL = 4

$\sigma_{F,eff}$	-214,15	[N/mm ²]
$\sigma'_{F,eff}$	-169,84	[N/mm ²]
$\sigma_{G,eff}$	0,00	[N/mm ²]
$\sigma'_{H,eff}$	169,84	[N/mm ²]
$\sigma_{H,eff}$	214,15	[N/mm ²]



Tensioni elastiche per CL < 4

σ_I	214,15	[N/mm ²]
σ_L	214,15	[N/mm ²]
σ_M	245,53	[N/mm ²]
σ_N	245,53	[N/mm ²]
σ_O	245,53	[N/mm ²]

Tensioni efficaci per CL = 4

$\sigma_{I,eff}$	214,15	[N/mm ²]
$\sigma_{L,eff}$	214,15	[N/mm ²]
$\sigma_{M,eff}$	245,53	[N/mm ²]
$\sigma_{N,eff}$	245,53	[N/mm ²]
$\sigma_{O,eff}$	245,53	[N/mm ²]

Classificazione della sezione nel caso di pura compressione

Coefficiente dipendente dal tipo di acciaio	ε	0,924 [-]
Rapporto tra la dimensione del pannello d'anima ed il suo spessore	ρ_{web}	16,73 [-]
Larghezza del pannello d'ala	c_f	55,25 [mm]
Spessore del pannello d'ala	t_f	8,50 [mm]
Rapporto tra la dimensione del pannello d'ala ed il suo spessore	ρ_{flange}	6,50 [-]
Classificazione del pannello d'anima	$CL_{N,web}$	1
Classificazione del pannello d'ala	$CL_{N,flange}$	1
Classificazione della sezione per compressione pura	CL_N	1

Classificazione della sezione nel caso di pura flessione

Classificazione del pannello d'anima	$CL_{My,web}$	1
Classificazione del pannello d'ala	$CL_{My,flange}$	1
Classificazione della sezione per pura flessione attorno a y - y	CL_{My}	1
Classificazione della sezione per pura flessione attorno a z - z	CL_{Mz}	1

Classificazione del pannello d'anima nel caso di presso/tenso flessione

Nota: il presente metodo di classificazione si basa sull'effettiva distribuzione delle tensioni normali all'interno della sezione trasversale dovuta alla presenza contemporanea di forza assiale e momento flettente, secondo la EN1993 - 1 - 5:2001

Coefficiente dipendente dal tipo di acciaio	ε	0,924 [-]
Altezza del pannello d'anima	c_w	92,00 [mm]
Spessore del pannello d'anima	t_w	5,50 [mm]
Tensione normale al lembo superiore del pannello d'anima	$\sigma_{web,1}$	-169,84 [N/mm ²]
Tensione normale al lembo inferiore del pannello d'anima	$\sigma_{web,2}$	169,84 [N/mm ²]
Rapporto tra le tensioni presenti nel pannello d'anima	ψ_{web}	-1,000 [-]
Rapporto tra la dimensione del pannello d'anima ed il suo spessore	ρ_{web}	16,73 [-]
Limite del rapporto che divide la classe 3 dalla classe 4	$\rho_{web_34_A}$	0,00 [-]
	$\rho_{web_34_B}$	114,63 [-]
	ρ_{web_34}	114,63 [-]
Classificazione dell'anima soggetta a presso/tenso flessione	$CL_{NM,web}$	< 4

Dimensioni efficaci del pannello d'anima

Fattore di imbozzamento del pannello d'anima	k_{σ,web_A}	0,00 [-]
	k_{σ,web_B}	0,00 [-]
	k_{σ,web_C}	0,00 [-]
	k_{σ,web_D}	0,00 [-]
	k_{σ,web_E}	23,90 [-]
	k_{σ,web_F}	0,00 [-]

	$k_{\alpha,web}$	23,90 [-]
Snellezza adimensionale del pannello d'anima	$\lambda_{p,web}$	0,130 [-]
Snellezza adimensionale limite del pannello d'anima	$\lambda_{p,web,lim}$	0,874 [-]
Fattore di riduzione di altezza del pannello d'anima	$\rho_{p,web}$	1,000 [-]
Altezza efficace del pannello d'anima	$c_{w,eff}$	92,00 [mm]
Dimensioni efficaci del pannello d'anima	c_{w1}	36,80 [mm]
	c_{w2}	55,20 [mm]
Porzione dell'anima non efficace	s_w	0,00 [mm]
Baricentro della porzione non efficace	z_{sw}	57,30 [mm]
<u>Caratteristiche meccaniche efficaci della sezione trasversale</u>		
Area efficace della sezione trasversale	A_{eff}	3140,00 [mm ²]
Eccentricità tra il baricentro della sez. integra e quello della sez. efficace	e_{Nz}	0,000 [mm]
Momento d'inerzia attorno all'asse maggiore della sez. efficace	$I_{eff,y}$	1,033E+07 [mm ⁴]
Momento d'inerzia attorno all'asse minore della sez. efficace	$I_{eff,z}$	3,893E+06 [mm ⁴]
Moduli di resistenza efficaci attorno all'asse maggiore	$W_{eff,y,1}$	1,553E+05 [mm ³]
	$W_{eff,y,2}$	1,553E+05 [mm ³]
	$W_{eff,y,min}$	1,553E+05 [mm ³]
Modulo di resistenza efficace attorno all'asse minore	$W_{eff,z}$	5,561E+04 [mm ³]
<u>Costruzione del dominio di transizione di classe</u>		
<u>Punto 1:</u>		
Forza assiale	N_1	0,00 [kN]
Momento flettente attorno all'asse maggiore	M_{y1}	47,71 [kNm]
Angolo	θ_1	1,571 [rad]
<u>Punto 2:</u>		
Profondità adimensionale dell'asse neutro	α_2	1,760 [-]
Forza assiale	N_2	350,76 [kN]
Momento flettente attorno all'asse maggiore	M_2	27,38 [kNm]
Angolo	θ_2	0,078 [rad]
<u>Punto 3:</u>		
Profondità adimensionale dell'asse neutro	α_3	2,015 [-]
Forza assiale	N_3	421,74 [kN]
Momento flettente attorno all'asse maggiore	M_3	18,31 [kNm]
Angolo	θ_3	0,043 [rad]
<u>Punto 4:</u>		
Profondità adimensionale dell'asse neutro	ψ_4	5,003 [-]
Forza assiale	N_4	2591,92 [kN]
Momento flettente attorno all'asse maggiore	M_4	-85,54 [kNm]
Angolo	θ_4	0,000 [rad]
<u>Punto 5:</u>		
Snellezza adimensionale del pannello d'anima per compressione pura	λ_5	0,319 [-]
Snellezza limite del pannello d'anima per compressione pura	$\lambda_{5,lim}$	0,673 [-]
Fattore di riduzione di altezza del pannello d'anima	ρ_5	1,000 [-]
Area efficace della sezione nel caso di pura compressione	A_5	3140,00 [mm ²]
Forza assiale	N_5	863,50 [kN]
Momento flettente attorno all'asse maggiore	M_5	0,00 [kNm]
Angolo	θ_5	0,000 [rad]

Classificazione della sezione trasversale nel caso di presso/tenso flessione biassiale

Nota: nel caso di presenza di forza assiale di compressione e momento flettente attorno all'asse minore si adotta, in favore di sicurezza, la classificazione della sezione per pura compressione.

Forza assiale di progetto	N_{Ed}	0,00 [kN]
Momento flettente di progetto attorno all'asse maggiore	$M_{y,Ed}$	-38,14 [kNm]
Momento flettente di progetto attorno all'asse minore	$M_{z,Ed}$	0,00 [kNm]
Angolo	θ_{Ed}	1,571 [rad]
Classificazione nel caso di assenza di forza normale	$CL_{N=0}$	1
Classificazione nel caso di tenso flessione biassiale	$CL_{N<0}$	1
Classificazione nel caso di presso flessione biassiale	$CL_{N>0}$	1
Classificazione della sezione trasversale	CL	1

Verifiche di resistenza della sezione trasversale

Resistenza a trazione pura

Resistenza plastica a trazione	$N_{t,Rd}$	822,38 [kN]
Verifica a trazione pura	ρ_{Nt}	✓ 0,000 [-]

Resistenza a compressione pura

Resistenza a compressione pura	$N_{c,Rd}$	822,38 [kN]
Verifica a compressione pura	ρ_{Nc}	✓ 0,000 [-]

Resistenza a taglio

Tensioni tangenziali nell'ala dovute al momento torcente	$\tau_{tf,Ed}$	0,00 [N/mm ²]
Tensioni tangenziali nell'anima dovute al momento torcente	$\tau_{tw,Ed}$	0,00 [N/mm ²]
Verifica tensionale per pura torsione	ρ_T	✓ 0,000 [-]
Area resistente a taglio in direzione parallela all'anima	$A_{vz,eff}$	1012,00 [mm ²]
Resistenza plastica a taglio in direzione parallela all'anima	$V_{pl,z,Rd}$	153,03 [kN]
Area resistente a taglio in direzione parallela all'ala	$A_{vy,eff}$	2380,00 [mm ²]
Resistenza plastica a taglio in direzione parallela alle ali	$V_{pl,y,Rd}$	359,88 [kN]
Resistenza plastica a taglio in direzione parallela all'anima, ridotta per T_{Ed}	$V_{pl,T,z,Rd}$	153,03 [kN]
Resistenza plastica a taglio in direzione parallela alle ali, ridotta per T_{Ed}	$V_{pl,T,y,Rd}$	359,88 [kN]
Verifica a taglio - torsione in direzione parallela all'anima	ρ_{Vz}	✓ 0,249 [-]
Verifica a taglio - torsione in direzione parallela alle ali	ρ_{Vy}	✓ 0,000 [-]

Resistenza a flessione

Modulo di resistenza di calcolo attorno all'asse maggiore	W_y	1,74E+05 [mm ³]
Resistenza a flessione attorno all'asse maggiore	$M_{cy,Rd}$	45,44 [kNm]
Verifica flessionale attorno all'asse maggiore	ρ_{My}	✓ 0,839 [-]
Modulo di resistenza di calcolo attorno all'asse minore	W_z	8,49E+04 [mm ³]
Resistenza a flessione attorno all'asse minore	$M_{cz,Rd}$	22,22 [kNm]
Verifica flessionale attorno all'asse minore	ρ_{Mz}	✓ 0,000 [-]

Resistenza a flessione e taglio (per sezioni di classe 1 o 2)

Fattore di riduzione per la presenza della forza di taglio parallela all'anima	$\rho_{Vz,red}$	0,00 [-]
Fattore di riduzione per la presenza della forza di taglio parallela alle ali	$\rho_{Vy,red}$	0,00 [-]
Resistenza a flessione ridotta, attorno all'asse maggiore	$M_{Vy,Rd}$	45,44 [kNm]
Verifica flessionale attorno all'asse maggiore	$\rho_{My - Vz}$	0,839 [-]
Resistenza a flessione ridotta, attorno all'asse minore	$M_{Vz,Rd}$	22,22 [kNm]
Verifica flessionale attorno all'asse minore	$\rho_{Mz - Vy}$	0,000 [-]

Resistenza a flessione, forza assiale e taglioCalcolo plastico per sezioni in classe 1 o 2

Parametri limite che valutano l'intensità della forza assiale	$N_{lim,1}$	205,60 [kN]
	$N_{lim,2}$	83,55 [kN]
	$N_{lim,3}$	167,10 [kN]
	n	0,000 [-]
	a	0,242 [-]
Resistenza a flessione attorno all'asse maggiore ridotta per effetto di N_{Ed}	$M_{Ny,Rd}$	45,44 [kNm]
Verifica flessionale attorno all'asse maggiore	$\rho_{N - My - pl}$	0,839 [-]
Resistenza a flessione attorno all'asse minore ridotta per effetto di N_{Ed}	$M_{Nz,Rd}$	22,22 [kNm]
Verifica flessionale attorno all'asse minore	$\rho_{N - Mz - pl}$	0,000 [-]
Verifica di presso/tenso flessione biassiale (metodo normale)	$\rho_{N - My - Mz - pl}$	0,704 [-]
Verifica di presso/tenso flessione biassiale (metodo cautelativo)	$\rho_{N - My - Mz - pl}$	0,839 [-]

Calcolo elastico per sezioni in classe 3

Tensione normale massima agente nell'ala superiore	$\sigma_{x,Ed,fs}$	245,53 [N/mm ²]
Verifica relativa alle sole tensioni normali nell'ala superiore	$\rho_{\sigma x,fs}$	ver. plastica [-]
Tensione tangenziale dovuta al taglio agente nell'ala superiore	$\tau_{Vy,Ed}$	0,00 [N/mm ²]
Tensione tangenziale dovuta al momento torcente agente nell'ala superiore	$\tau_{tf,Ed}$	0,00 [N/mm ²]
Verifica relativa alle tensioni totali agenti nell'ala superiore	$\rho_{\sigma x + \tau,fs}$	ver. plastica [-]
Tensione normale massima agente nell'ala inferiore	$\sigma_{x,Ed,fi}$	245,53 [N/mm ²]
Verifica relativa alle sole tensioni normali nell'ala inferiore	$\rho_{\sigma x,fi}$	ver. plastica [-]
Verifica relativa alle tensioni totali agenti nell'ala inferiore	$\rho_{\sigma x + \tau,fi}$	ver. plastica [-]
Tensione normale agente nell'anima	$\sigma_{x,Ed,w}$	214,15 [N/mm ²]
Verifica relativa alle sole tensioni normali nell'anima	$\rho_{\sigma x,w}$	ver. plastica [-]
Tensione tangenziale dovuta al taglio agente nell'anima	$\tau_{Vz,Ed}$	49,73 [N/mm ²]
Tensione tangenziale dovuta al momento torcente agente nell'anima	$\tau_{tw,Ed}$	0,00 [N/mm ²]
Verifica relativa alle tensioni totali agenti nell'anima	$\rho_{\sigma x + \tau,w}$	ver. plastica [-]

Calcolo elastico per sezioni in classe 4

Tensione normale massima agente nell'ala superiore	$\sigma_{x,Ed,fs}$	245,53 [N/mm ²]
Verifica relativa alle sole tensioni normali nell'ala superiore	$\rho_{\sigma x,fs}$	ver. plastica [-]
Tensione tangenziale dovuta al taglio agente nell'ala superiore	$\tau_{Vy,Ed}$	0,00 [N/mm ²]
Tensione tangenziale dovuta al momento torcente agente nell'ala superiore	$\tau_{tf,Ed}$	0,00 [N/mm ²]
Verifica relativa alle tensioni totali agenti nell'ala superiore	$\rho_{\sigma x + \tau,fs}$	ver. plastica [-]
Tensione normale massima agente nell'ala inferiore	$\sigma_{x,Ed,fi}$	245,53 [N/mm ²]
Verifica relativa alle sole tensioni normali nell'ala inferiore	$\rho_{\sigma x,fi}$	ver. plastica [-]
Verifica relativa alle tensioni totali agenti nell'ala inferiore	$\rho_{\sigma x + \tau,fi}$	ver. plastica [-]

Tensione normale agente nell'anima	$\sigma_{x,Ed,w}$	214,15 [N/mm ²]
Verifica relativa alle sole tensioni normali nell'anima	$\rho_{\sigma x,w}$	ver. plastica [-]
Tensione tangenziale dovuta al taglio agente nell'anima	$\tau_{Vz,Ed}$	49,73 [N/mm ²]
Tensione tangenziale dovuta al momento torcente agente nell'anima	$\tau_{tw,Ed}$	0,00 [N/mm ²]
Verifica relativa alle tensioni totali agenti nell'anima	$\rho_{\sigma x + \tau,w}$	ver. plastica [-]

Verifiche di stabilità flessionale, torsionale e flesso - torsionale

Lunghezza geometrica della membratura	L	1,00 [m]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse maggiore	β_y	1,00 [-]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse minore	β_z	0,33 [-]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse maggiore	$L_{cr,y}$	1000,00 [mm]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse minore	$L_{cr,z}$	333,33 [mm]

Resistenza nei confronti dell'instabilità flessionale

Area della sezione trasversale da considerare nel calcolo	A o A_{eff}	3140 [mm ²]
Forza normale critica euleriana attorno all'asse maggiore	$N_{cr,y}$	21410 [kN]
Forza normale critica euleriana attorno all'asse minore	$N_{cr,z}$	72618 [kN]
Snellezza adimensionale attorno all'asse maggiore	$\lambda_{ad,y}$	0,2008 [-]
Snellezza adimensionale attorno all'asse minore	$\lambda_{ad,z}$	0,1090 [-]
Rapporto dimensionale per la determinazione delle curve di instabilità	h/b	0,95 [-]
Spessore massimo della sezione trasversale	t_{max}	8,5 [mm]
Curva di instabilità attorno all'asse maggiore	Curva $y - y$	b [-]
Curva di instabilità attorno all'asse minore	Curva $z - z$	c [-]
Coefficiente di imperfezione attorno all'asse maggiore	α_y	0,34 [-]
Coefficiente di instabilità attorno all'asse maggiore	ϕ_y	0,5203 [-]
Coefficiente di imperfezione attorno all'asse minore	α_z	0,49 [-]
Coefficiente di instabilità attorno all'asse minore	ϕ_z	0,4837 [-]
Coefficiente di riduzione di resistenza attorno all'asse maggiore	χ_y	0,9997 [-]
Coefficiente di riduzione di resistenza attorno all'asse minore	χ_z	1,0000 [-]
Resistenza all'instabilità flessionale attorno all'asse maggiore	$N_{by,Rd}$	822,14 [kN]
Resistenza all'instabilità flessionale attorno all'asse minore	$N_{bz,Rd}$	822,38 [kN]
Verifica nei confronti dell'instabilità flessionale	$\rho_{buck, N}$	0,000 [-]

Resistenza nei confronti dell'instabilità torsionale

Forza normale critica per instabilità torsionale	$N_{cr,T}$	63571 [kN]
Snellezza adimensionale per instabilità torsionale	$\lambda_{ad,T}$	0,1165 [-]
Coefficiente di imperfezione attorno all'asse minore	α_T	0,49 [-]
Coefficiente di instabilità	ϕ_T	0,4863 [-]
Coefficiente di riduzione di resistenza	χ_T	1,0000 [-]
Resistenza all'instabilità torsionale	$N_{bT,Rd}$	822,38 [kN]
Verifica nei confronti dell'instabilità torsionale	$\rho_{buck, T}$	0,000 [-]

Resistenza nei confronti dell'instabilità laterale o svergolamento o flessione - torsione

Nota: al fine di determinare in modo corretto il valore del momento critico elastico in funzione delle condizioni al contorno delle condizioni di vincolo e degli effettivi ritegni laterali, si consiglia l'utilizzo del software LT - Beam.

Diversamente si potranno compilare le celle relative alle condizioni al contorno ed ottenere un valore di massima di M_{cr} .

Link per effettuare il download del software LT - Beam <http://www.cesdb.com/structural/ltbeam.html>

Momento critico con LT - Beam

Valore del momento critico elastico ottenuto dal software LT - Beam $M_{cr,LTbeam}$ [kNm]

Momento critico con calcolo tradizionale

Lunghezza critica per instabilità laterale (distanza tra i ritegni laterali) $L_{cr,LT}$ [m]

Distanza tra il baricentro della sezione ed il punto di applicazione del carico z_g [mm]

Nota: $z_g > 0$ se il carico è posizionato al di sopra del centro di taglio, $z_g = 0$ se il carico è posizionato nel centro di taglio, $z_g < 0$ se il carico è posizionato al di sotto del centro di taglio.

Coefficiente di vincolo relativo alla capacità di rotazione attorno a z - z k_z [-]

Coefficiente di vincolo relativo alla capacità di ingobbamento k_w [-]

Selezionare la tipologia di condizione al contorno, mutuamente esclusiva:

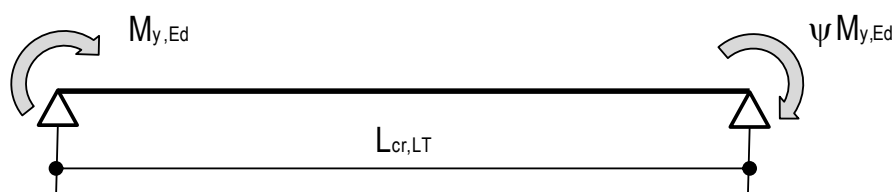
Membratura soggetta unicamente a momenti di estremità

☐ selezionare per momenti di estremità

Membratura soggetta unicamente a carichi trasversali

☒ selezionare per carichi trasversali

Membratura (o parte di essa) soggetta unicamente a momenti di estremità



Momento di estremità avente valore maggiore

$M_{y,Ed}$ [kNm]

Rapporto tra i momenti di estremità

ψ

Momento di estremità avente valore minore

$\psi M_{y,Ed}$ [kNm]

Coefficiente C_1

C_1 [-]

Membratura soggetta unicamente a carichi trasversali

Nota: i valori dei coefficienti C_1 e C_2 di seguito forniti, valgono unicamente nel caso in cui $k_z = 1$

Selezionare la tipologia di carico e di condizione di vincolo

Coefficiente C_1

C_1 [-]

Coefficiente C_2

C_2 [-]

Momento critico elastico valutato secondo i metodi tradizionali

$M_{cr,trad.}$ [kNm]

Verifica di stabilità

Momento critico elastico utilizzato nella verifica di stabilità M_{cr} [kNm]

Snellezza adimensionale per instabilità laterale

$\lambda_{ad,LT}$ [-]

Parametri limite per sezioni laminate

$\lambda_{LT,0}$ [-]

β_{LT} [-]

Curva di instabilità per fenomeni di flessione - torsione

Curva $_{LT}$ [-]

Coefficiente di imperfezione per fenomeni di flessione - torsione	α_{LT}	0,34 [-]
Coefficiente di instabilità per fenomeni di flessione - torsione	ϕ_{LT}	0,5405 [-]
Coefficienti di correzione, funzione del diagramma del momento	k_c	0,940 [-]
	f_{mod}	0,982 [-]
Coefficiente di riduzione per fenomeni di flessione - torsione	χ_{LT}	1,0000 [-]
Coefficiente di riduzione modificato	$\chi_{LT,mod}$	1,0000 [-]
Modulo di resistenza da utilizzare nelle verifiche di flessione - torsione	W_y	1,735E+05 [mm ³]
Resistenza all'instabilità flessione - torsionale	$M_{by,Rd}$	45,44 [kN]
Verifica nei confronti dell'instabilità flessione - torsionale	$\rho_{buck, M}$	0,839 [-]

Le verifiche sono soddisfatte.

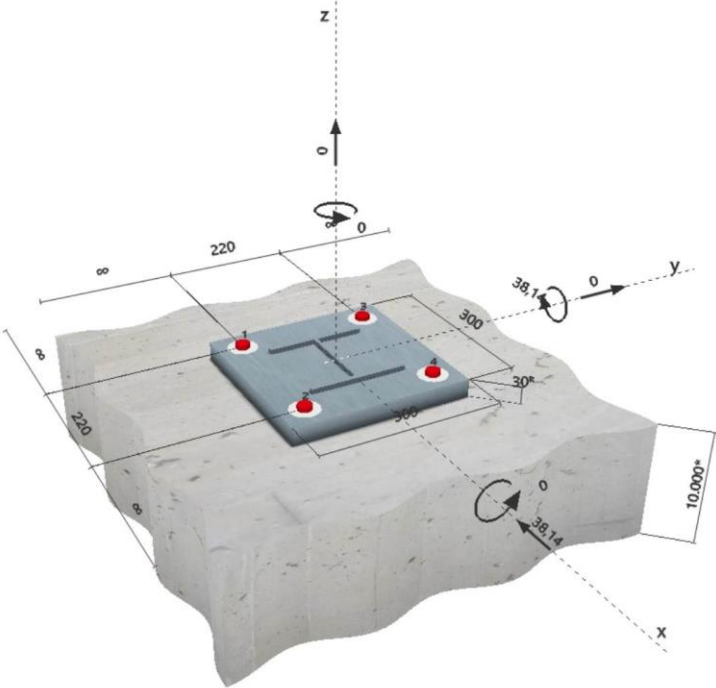
Di seguito è riportata la verifica dei tasselli inghisati con ancorante chimico a controllo di coppia per foro sporco tipo HIT-HY 200.

1 Dati da inserire	
Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-HY 200-A + HIT-V (8.8) M24
Riempimento spazio con Set di riempimento sismico Hilti M24 mm	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,opt} = 311 \text{ mm}$ ($h_{ef,lim} = 480 \text{ mm}$)
Materiale:	8.8
Certificazione No.:	ETA 11/0493
Emesso l Valido:	28/07/2017 -
Prova:	metodo di calcolo ETAG BOND (EOTA TR 029)
Fissaggio distanziato:	$e_o = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 30 \text{ mm}$
Piastra d'ancoraggio:	$l_x \times l_y \times t = 300 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times 30 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo:	IPBi/HEA; ($L \times W \times T \times FT$) = 152 mm x 160 mm x 6 mm x 9 mm
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C20/25, $f_{c,cube} = 25,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 10.000 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale



^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

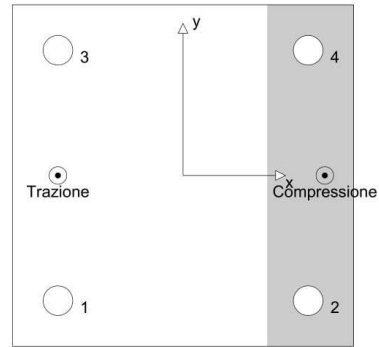
Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	81,263	9,535	-9,535	0,000
2	0,000	9,535	-9,535	0,000
3	81,263	9,535	-9,535	0,000
4	0,000	9,535	-9,535	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: 0,48 [‰]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 14,26 [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-110/0): 162,526 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(125/0): 162,526 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.



3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	81,263	188,267	44	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	162,526	182,318	90	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	162,526	162,667	100	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
282,400	1,500	188,267	81,263

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,25}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
716,555	552,960	18,00	744	372	∞
ψ_c	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm ²]	k	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,000	9,00	2,300	1,000	1,000	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Sd} [kN]	
211,040	273,476	1,500	182,318	162,526	

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]		
1.075.749	870.489	467	933		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Sd} [kN]	
7,200	197,444	1,500	162,667	162,526	

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	9,535	112,960	9	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	38,140	402,047	10	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
141,200	1,250	112,960	9,535

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	k_1
1.329.409	870.489	467	933	2,000	7,200
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
197,444	1,500	402,047	38,140		

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.4)

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,999	0,095	1,000	92	OK

$$(\beta_N + \beta_V) / 1.2 \leq 1,0$$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk}	=	60,195 [kN]	δ_N	=	0,180 [mm]
V_{Sk}	=	7,063 [kN]	δ_V	=	0,212 [mm]
			δ_{NV}	=	0,278 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk}	=	60,195 [kN]	δ_N	=	0,411 [mm]
V_{Sk}	=	7,063 [kN]	δ_V	=	0,353 [mm]
			δ_{NV}	=	0,542 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo! Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

7 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo all'EOTA TR 029 sezione 7!
- Il calcolo è valido solo se le dimensioni dei fori sulla piastra non superano i valori indicati nella Tabella 4.1 da EOTA TR029! Per diametri dei fori superiori vedere il capitolo 1.1 dell'EOTA TR029!
- Il metodo ETAG (fori riempiti) assume l'assenza di spazi anulari tra gli ancoranti e la piastra di ancoraggio. Questo può essere ottenuto mediante il riempimento con resina di sufficiente resistenza a compressione (p.e. usando il sistema Hilti Seismic/Filling set) o attraverso altri mezzi idonei.
- Le resistenze dell'ancoraggio utilizzato per questo calcolo sono valide SOLO se il set di riempimento sismico sarà installato in cantiere come per IFU quando la rondella sismica è stata selezionata.
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- La pulizia del foro deve essere effettuata in conformità alle istruzioni di posa (soffiare con aria compressa due volte (min. 6 bar), spazzolare due volte, soffiare con aria compressa due volte (min. 6 bar)).
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- Contattare Hilti per verificare la fornitura delle barre HIT-V.
- L'armatura di bordo non è necessaria per evitare la modalità di rottura per fessurazione (splitting)

L'ancoraggio risulta verificato!

8 Dati relativi all'installazione

Piastra d'ancoraggio, acciaio: -
 Profilo: IPBi/HEA; 152 x 160 x 6 x 9 mm
 Diametro del foro nella piastra: $d_f = 26$ mm
 Spessore della piastra (input): 30 mm
 Spessore della piastra raccomandato: non calcolato
 Metodo di perforazione: Foro con perforazione a roto-percussione
 Pulizia: E' necessaria una pulizia accurata del foro (Premium cleaning)

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-HY 200-A + HIT-V (8.8) M24
 Coppia di serraggio: 0,200 kNm
 Diametro del foro nel materiale base: 28 mm
 Profondità del foro nel materiale base: 311 mm
 Spessore minimo del materiale base: 367 mm

Riempimento spazio con Set di riempimento sismico Hilti M24 mm
http://download.hilti.biz/data/techlib/help/IFU_Seismic-Filling-Set.pdf

Il muretto in c.a. ha la doppia funzione di resistere a flessione contro l'azione di svio e di trasferire il carico ai pilastri verticali.

Il momento massimo affidato al muretto, per l'assorbimento dell'azione di svio è pari a: $100 \text{ kNm} - 78,28 \text{ kNm} = 21,71 \text{ kNm}$.

Tra un pilastro e l'altro seguente il muretto ha sezione 120 cm di base e 30 cm di altezza ed è armato con 6 $\phi 14$ inferiori e 6 $\phi 14$ superiori. La verifica porge:

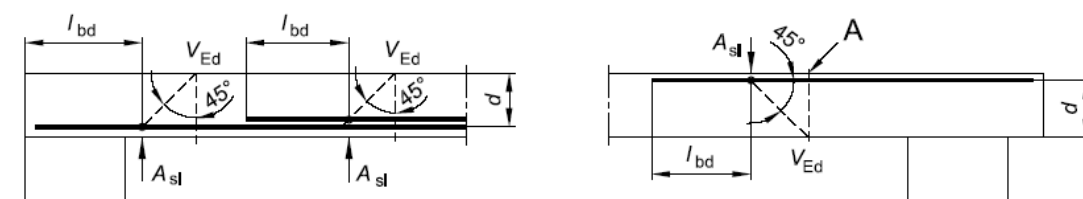
DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1200	[mm]
Copriferro	d'	40	[mm]
Altezza utile della sezione	d	260	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	14	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	6	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	924	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	14	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	6	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	924	[mm ²]
DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE			
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	ω_s		[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ		[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ		[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}		[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}		[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 3	ξ_3		[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}		[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}		[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2a	$\alpha'_{s(a)}$		[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2b	$\alpha'_{s(b)}$		[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 3	$\alpha'_{s(3)}$		[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}		[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}		[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 3	ω_3		[-]
	ω'_3		[-]
Armatura simmetrica			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ		[-]
Posizione dell'asse neutro	x		[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$		[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$		[-]
Coefficiente di riempimento	β		[-]
Coefficiente di baricentro	κ		[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	α'_s		[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s		[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ϵ'_s		[-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	79,51	[kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	21,7	[kNm]

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE			
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	21,81	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,88	[-]
		1,88	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,0029603	[-]
		0,0029603	[-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	136,95	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	140,41	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	140,41	[kN]
§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	14	[mm]
Numero di braccia	n_b	2	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	308	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	234	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1,00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	140,95	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7,08	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	994,50	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	2606,67	[mm]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	140,95	[kN]
§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE			
Resistenza massima a taglio della trave	V_{Rd}	1105,00	[kN]

La verifica è soddisfatta.

Si effettua ora la verifica del pannello ipotizzando che quest'ultimo, chiamando a partecipare alla resistenza i due pilastri in acciaio, sia schematizzato come una trave su due appoggi; detti appoggi sono costituiti, appunto, dai due pilastri in acciaio. Il dimensionamento porge quanto riportato in seguito.

A vantaggio di sicurezza, si ipotizza che:

$$\text{Momento massimo in mezzera } M_{sd} = F \times L / 4 = 50 \times 1,35 / 4 = 16,875 \text{ kNm}$$

Taglio all'appoggio $V_{sd} = F / 2 = 50 / 2 = 25 \text{ kN}$

DEFINIZIONE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	30	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1,5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0,85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	33	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	2,6	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05}$	1,8	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95}$	3,3	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	31476	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ϵ_{c1}	0,0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{cu}	0,0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	14,17	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1,20	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11,25	[MPa]
Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1,15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	200000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	0,001957	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{su}	0,01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391,3	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	250	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	40	[mm]
Altezza utile della sezione	d	210	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	14	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[-]

Area dell'armatura tesa	A_s	770	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	14	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	770	[mm ²]

DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE

Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	ω_s	[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ	[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 3	ξ'_3	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2a	$\alpha'_{s(a)}$	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2b	$\alpha'_{s(b)}$	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 3	$\alpha'_{s(3)}$	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 3	ω_3	[-]
	ω'_3	[-]

Armatura simmetrica

Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	[-]
Posizione dell'asse neutro	x	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\varepsilon_{c,max}$	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\varepsilon_{s,max}$	[-]
Coefficiente di riempimento	β	[-]
Coefficiente di baricentro	κ	[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	α'_s	[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ε'_s	[-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	51,20 [kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	16,9 [kNm]

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

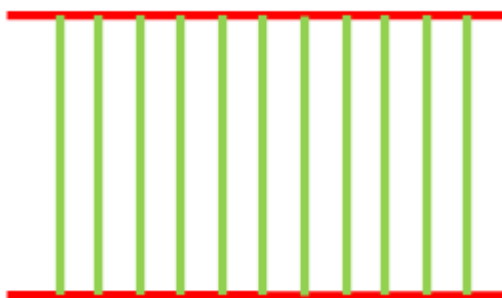
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	50	[kN]
---	----------	----	------

Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,98	[-]
		1,98	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,0036652	[-]
		0,0036652	[-]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	104,19	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	102,07	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	104,19	[kN]
§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	14	[mm]
Numero di braccia	n_b	2	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	308	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	189	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1,00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	113,85	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7,08	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	669,38	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	2172,22	[mm]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	113,85	[kN]
§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE			
Resistenza massima a taglio della trave	V_{Rd}	743,75	[kN]

7. DIMENSIONAMENTO DELLA RINGHIERA

La ringhiera è dimensionata con lo scopo di plasticizzarsi sotto l'azione di svio, essendo modellata come incastrata ai muretti laterali prima dimensionati; gli elementi metallici della ringhiera, in sostanza, possono plasticizzarsi sotto la massima azione di svio, in modo tale che consentono al veicolo di restare nella carreggiata.



Schema del parapetto e particolare con lo schema di calcolo degli elementi (in rosso ed in verde)

Gli elementi verticali, di lunghezza pari a 75 cm, hanno passo 10 cm circa. Si ipotizza che, allo svio, la resistenza plastica complessiva della ringhiera si esplica quando tutti gli elementi hanno raggiunto la plasticizzazione. A vantaggio di statica si effettua l'ipotesi che almeno dieci degli elementi verticali siano plasticizzati. Per effetto di ciò, gli elementi verticali della ringhiera possono essere schematizzati come un'unica trave, su due vincoli incastro, distanti 75 cm, su cui grava un carico complessivo di 100 kN che, per effetto della plasticizzazione, si distribuisce sull'intera area degli elementi verticali della ringhiera plasticizzati. Gli elementi sono sostanzialmente caricati da una forza pari a $100 \text{ kN} / (0,75 \times 1,00) = 133 \text{ kN/m}$ per un metro di ringhiera. Il momento massimo agli appoggi di questa ipotetica trave è:

$$M_{sd} = q \times l^2 / 12 = 133 \times 0,75^2 / 12 = 6,23 \text{ kN}$$

Gli elementi verticali sono realizzati con aste a sezione quadrata di lato 2,0 cm (ad eccezione del primo e dell'ultimo, più grandi). Il momento plastico degli elementi correnti è pari a:

$$M_{pl,v} = f_{y,d} \times I^3 / 4 = (275 / 1,15 \times 20^3 / 4) / 1000000 = 0,48 \text{ kNm}$$

Il momento plastico del primo e dell'ultimo è, invece, pari a:

$$M_{pl,v} = f_{y,d} \times Z = (275 / 1,15 \times 6864) / 1000000 = 1,64 \text{ kNm}$$

Il momento resistente complessivo è pari a: $2 \times 1,64 + 0,48 = 3,76 \text{ kNm}$

La verifica è soddisfatta.

Parimenti si può effettuare la verifica degli elementi orizzontali che hanno luce di 1,86 m e sono soggetti ad un'azione orizzontale, distribuita, trasferita dagli elementi verticali. L'azione massima trasferibile è quella di svio, divisa tra i due correnti orizzontali. Per la presenza degli elementi verticali, tale azione è trasferita come un carico distribuito pari a:

$$q = 100 / (2 \times 1,8) = 27,8 \text{ kN/m}$$

I correnti orizzontali possono essere schematizzati come incastrati ai muretti e soggetti alla forza orizzontale appena calcolata. Il massimo momento all'incastro è pari a:

$$M_{sd} = q \times l^2 / 12 = 27,8 \times 1,8^2 / 12 = 7,5 \text{ kNm}$$

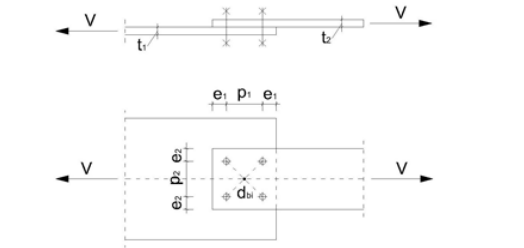
I correnti orizzontali sono realizzati con aste a sezione rettangolare pari a 20 x

80 mm. Il momento plastico di questi elementi è pari a:

$$M_{pl,v} = f_{y,d} \times b \times h^2 / 4 = (275 / 1,15 \times 80 \times 80^2 / 4) / 1000000 = 7,65 \text{ kNm}$$

Anche in questo caso il momento plastico è maggiore del massimo momento agente.

Il collegamento dei due piatti orizzontali con i pilastri in c.a. avviene per mezzo di un collegamento bullonato a taglio. La connessione avviene per mezzo di 4 bulloni $\phi 16$ per ciascun punto di collegamento. La verifica porge:



INPUT	
Definizione dell'azione	
V =	25000 [N]
Definizione della geometria dell'unione	
db1 =	28,28 [mm]

OUTPUT - Forza agente sui singoli bulloni	
Fb1 =	6250 [N] Forza agente su ogni singolo bullone dell'unione

VERIFICA (NTC 2018 punto 4.2.8.1)										
Classe acciaio	EN10025 - S275 / S275 N/NL/M/ML			Classe bulloni	8.8		Scelta ϕ dei bulloni	16		
<div><div>Spessori collegati</div><div><div><div><div>$t_1 =$</div><div>20</div><div>[mm]</div></div><div>$t_2 =$</div><div>20</div><div>[mm]</div></div></div></div>					<div><div>Distanze [mm]</div><div><div><div><div>$e_1 =$</div><div>20</div></div><div>$e_2 =$</div><div>20</div></div></div><div><div>$p_1 =$</div><div>40</div></div><div>$p_2 =$</div><div>40</div></div>					
Unione normale					Unione resistente allo scorrimento allo SLU					
$F_{v,Ed} < F_{v,Rd}$		6250,00 < 60288,00		Verificato		$F_{v,Ed} < F_{s,Rd}$		6250,00 < 28773,82 Verificato		
$F_{v,Ed} < F_{b,Rd}$		6250,00 < 68815,87		Verificato		$F_{v,Ed} < F_{b,Rd}$		6250,00 < 68815,87 Verificato		
$V_{Ed} < V_{eff,1,Rd}$		25000,00 < 341695,44		Verificato		$V < N_{net,Rd}$		25000,00 < 211200,00 Verificato		
Unione resistente allo scorrimento allo SLE					La verifica di un modello di resistenza si considera soddisfatta se tutte le verifiche indicate per tale modello sono soddisfatte					
$F_{v,Ed} < F_{s,Rd}$		6250,00 < 32697,52		Verificato						
$F_{v,Ed} < F_{v,Rd}$		6250,00 < 60288,00		Verificato						
$F_{v,Ed} < F_{b,Rd}$		6250,00 < 68815,87		Verificato						

Il progettista strutturale