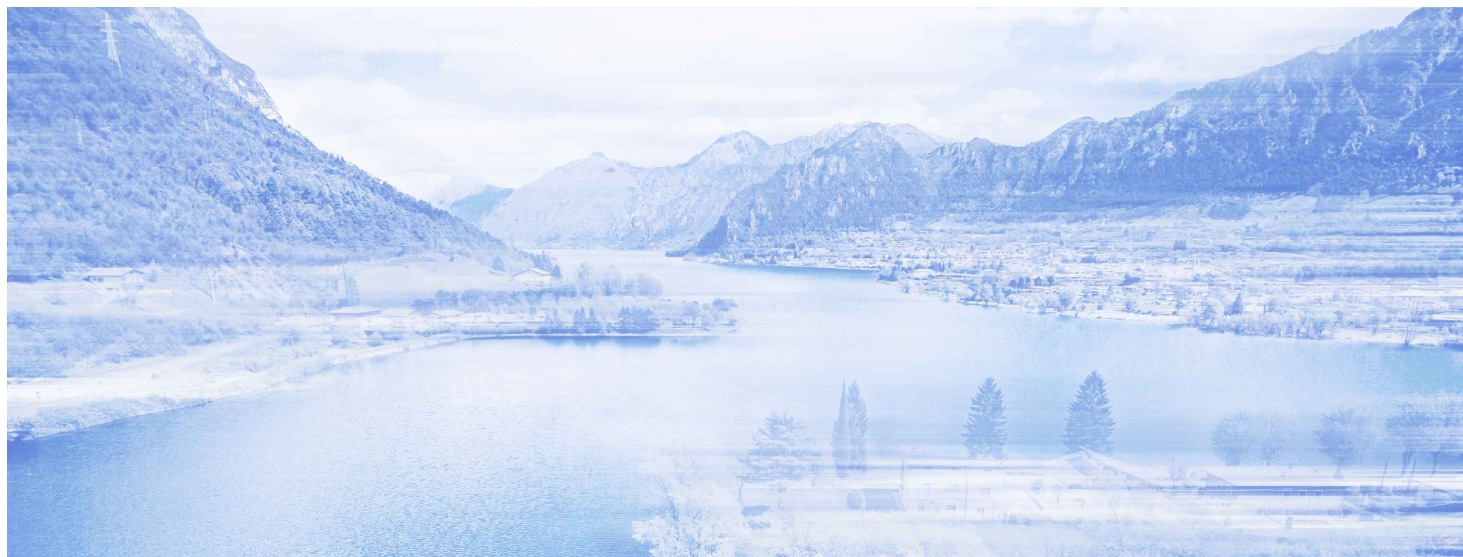


# NUOVE OPERE DI REGOLAZIONE PER LA MESSA IN SICUREZZA DEL LAGO D'IDRO




RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROGETTISTI



## PROGETTO ESECUTIVO

### NUOVA TRAVERSA ORGANI DI REGOLAZIONE Relazione di calcolo

Fase PE	Ambito NTR	Opera ORE	Argomento GE	Progressivo 001	Tipo elaborato RC	Revisione A
Redatto M. Scola		Controllato N. M. Colombo		Approvato S. Croci		Scala - Data 18/10/22

 Agenzia Interregionale per il fiume Po	IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO  Ing. M. Vergnani	
	RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE ALPINA S.p.A.  Ing. Paola Erba	PROGETTAZIONE ETATEC STUDIO PAOLETTI s.r.l.  Ing. Stefano Croci

REV.	DATA	OGGETTO REVISIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
A	18/10/2022	Prima emissione	M. Scola	N. M. Colombo	S. Croci
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-



## SOMMARIO

1	INTRODUZIONE.....	3
2	NORME DI RIFERIMENTO .....	3
3	MATERIALI E COEFFICIENTI DI SICUREZZA.....	4
4	CARICHI DI PROGETTO .....	5
5	PARATOIA A SETTORE .....	6
5.1	Geometria .....	6
5.2	Calcoli e verifiche .....	6
6	PANCONATURA PARATOIA A SETTORE .....	14
6.1	Geometria .....	14
6.2	Calcoli e verifiche .....	14
7	PANCONATURA DMW .....	19
7.1	Geometria .....	19
7.2	Calcoli e verifiche .....	19
8	PARATOIA DMV .....	24
8.1	Geometria .....	24
8.2	Calcoli e verifiche .....	24

## 1 INTRODUZIONE

Oggetto del presente documento è il calcolo dei panconi e delle paratoie da installare presso il Lago Idro, in corrispondenza della nuova traversa.

Nello specifico tali apparecchiature sono rappresentate graficamente nei seguenti elaborati grafici:

PE-NTR-ORE-GE-002-PZ-A	Paratoia a settore - 1 di 5
PE-NTR-ORE-GE-003-PZ-A	Paratoia a settore - 2 di 5
PE-NTR-ORE-GE-004-PZ-A	Paratoia a settore - 3 di 5
PE-NTR-ORE-GE-005-PZ-A	Paratoia a settore - 4 di 5
PE-NTR-ORE-GE-006-PZ-A	Paratoia a settore - 5 di 5
PE-NTR-ORE-GE-007-PZ-A	Pancone per paratoia a settore
PE-NTR-ORE-GE-008-PZ-A	Paratoia per DMV e pancone

## 2 NORME DI RIFERIMENTO

Calcoli e verifiche sono condotti con riferimento alle seguenti norme:

- Decreto Ministero Infrastrutture 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni"
- Circolare Ministero Infrastrutture 21 gennaio 2019 n.7 "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"
- UNI EN 1993-1-1, Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-1-8, Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1998-1, Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

Le verifiche sono svolte con il metodo agli Stati Limite.

Non si considerano fenomeni di fatica essendo il numero di cicli di sollecitazione inferiore a 10000.

### 3 MATERIALI E COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Vengono adottati i seguenti materiali:

Acciaio S275 JR (rif. UNI EN 10025 - UNI EN 10027-2)  
(Profili, lamiere e piatti)

Modulo elastico	$E = 210000 \text{ MPa}$
Modulo elastico tangenziale	$G = 80769 \text{ MPa}$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$
Coefficiente di espansione termico ( $T < 100^\circ\text{C}$ )	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
Densità	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
Tensione nominale di snervamento	$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$
Tensione ultima nominale	$f_u = 430 \text{ N/mm}^2$

Acciaio bonificato C45 EN 1.0503)  
(Perni della paratoia a settore)

Modulo elastico	$E = 210000 \text{ MPa}$
Modulo elastico tangenziale	$G = 80769 \text{ MPa}$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$
Coefficiente di espansione termico ( $T < 100^\circ\text{C}$ )	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
Densità	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
Tensione nominale di snervamento	$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Lega rame-stagno (bronzo) CuSn12  
(Boccole della paratoia a settore)

Tensione nominale di snervamento	$f_y = 140 \text{ N/mm}^2$
----------------------------------	----------------------------

Barre filettate cl. 8.8  
(Ancoraggi cerniere della paratoia a settore)

Tensione nominale di snervamento	$f_y = 640 \text{ N/mm}^2$
----------------------------------	----------------------------

I coefficienti sui materiali impiegati sono:

$\gamma_{M0} = 1.05$	resistenza sezioni di classe 1, 2, 3, 4
$\gamma_{M1} = 1.05$	resistenza all'instabilità delle membrature
$\gamma_{M2} = 1.25$	resistenza a frattura delle sezioni tese indebolite dai fori
$\gamma_M = 1.25$	per collegamenti bullonati e per le saldature

## 4 CARICHI DI PROGETTO

I carichi di progetto considerati per il calcolo e le verifiche delle strutture descritte nei successivi paragrafi (paratoia a settore, Par. 5; panconatura paratoia a settore, Par. 6; panconatura DMV, Par. 7; paratoia DMV, Par. 8) sono i seguenti.

### Carico idrostatico

Il carico idrostatico è calcolato in funzione del peso specifico dell'acqua ( $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$ ), del massimo livello idrico nel bacino (H) e dell'affondamento del componente oggetto di verifica ( $z_i$ ) come:

$$q_w = \gamma \cdot (H - z_i)$$

### Carico sismico

Gli effetti del sisma sono tenuti in conto nel progetto delle paratoie (paratoia a settore, Par. 5; paratoia DMV, Par. 8) e sono calcolati con la formula di Westergaard:

$$q_w = \frac{7 \cdot a_g \cdot \gamma}{8 \cdot g} \cdot \sqrt{H \cdot y}$$

avendo definito:

H massimo livello idrico nel bacino (si vedano i paragrafi riferiti al singolo manufatto)

y carico idrico nel punto in esame

$\gamma$  peso specifico dell'acqua ( $10 \text{ kN/m}^3$ )

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito

Per il sito in esame, con riferimento al Comune di Anfo (BS), l'accelerazione  $a_g$  vale  $0.238g$  ed è calcolata in funzione dei seguenti parametri:

vita nominale di progetto 100 anni

classe d'uso IV

stato limite di riferimento SLV (stato limite di vita)

Il carico sismico non è stato considerato per le verifiche strutturali delle panconature.

I carichi sopra descritti sono combinati secondo le regole previste dalle norme di riferimento al Par. 2 per il metodo degli Stati Limite:

*combinazione statica di Stato Limite Ultimo*

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2$$

*combinazione statica di Stato Limite di Esercizio*

$$G_1 + G_2$$

*combinazione sismica*

$$G_1 + G_2 + E$$

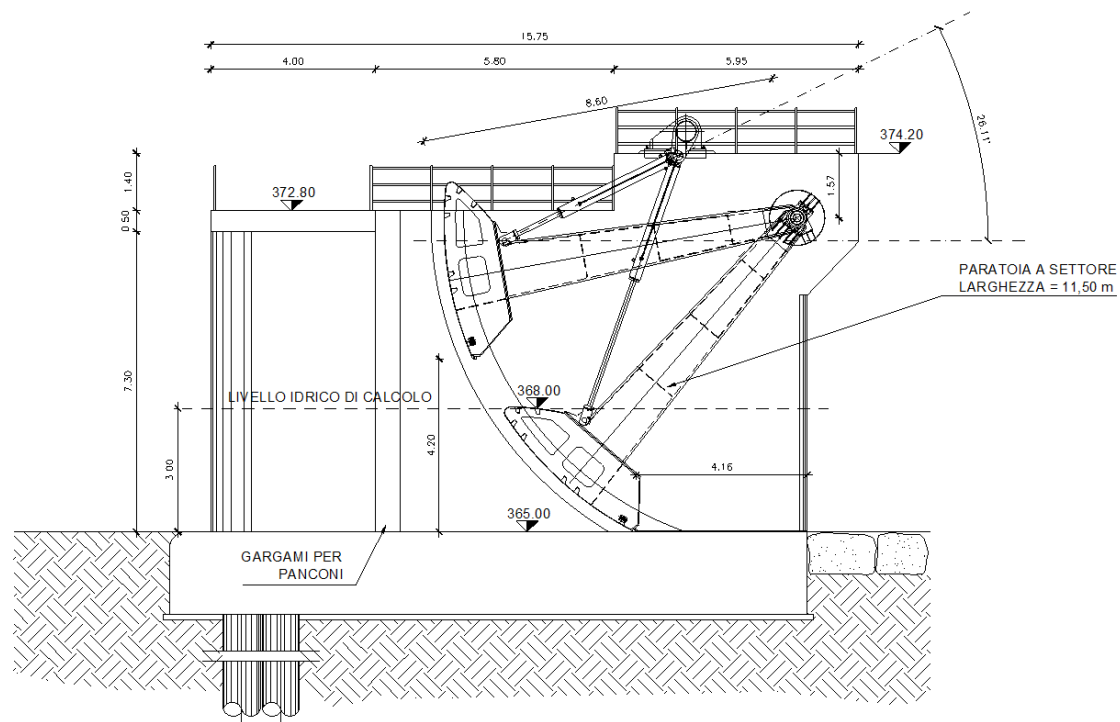
essendo:  $G_1$  il peso proprio strutturale;  $G_2$  il carico idrostatico ed eventuali pesi di elementi accessori non facenti parte degli elementi strutturali resistenti; E il carico sismico.

Il coefficiente di combinazione  $\gamma_{G1}$  vale 1.30 mentre il coefficiente di combinazione  $\gamma_{G2}$  è pari a 1.50.

## 5 PARATOIA A SETTORE

### 5.1 Geometria

La geometria di riferimento per le verifiche al successivo paragrafo è la seguente:



### 5.2 Calcoli e verifiche

Le verifiche alle pagine seguenti sono svolte: in condizioni statiche, con riferimento alle combinazioni di Stato Limite Ultimo per quanto attiene la resistenza dei componenti e alle combinazioni di Stato Limite di Esercizio per il controllo della deformabilità; in condizioni sismiche, per la verifica di resistenza dei componenti.

Sia i profili di irrigidimento (IPE 160) sia la lamiera di spessore 10 mm della paratoia sono calcolati, a favore di sicurezza, con riferimento allo schema statico di trave in semplice appoggio.

Seguono calcolo e verifica di: gambe e trave cassonata, perni e cerniera di collegamento dei cilindri di movimentazione alla struttura in calcestruzzo, perni e cerniera di collegamento delle gambe della paratoia alla struttura in calcestruzzo, irrigidimenti e lamiere del manto della trave cassonata, ancoraggi (solo verifiche lato acciaio) della cerniera di collegamento dei cilindri di movimentazione alla struttura in calcestruzzo.

## Nuova traversa - Paratoia a settore

Carico idrostatico	$h_i := 3000 \text{ mm}$	Snervamento acciaio	$f_y := 355 \text{ MPa}$
Sviluppo diaframma paratoia	$H_s := 4500 \text{ mm}$	Rottura acciaio	$f_u := 510 \text{ MPa}$
Luce paratoia	$L_s := 11500 \text{ mm}$		$E := 210000 \text{ MPa}$
Densità	$\gamma_a := 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$		
Accelerazione di gravità	$g := 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$		
Carico idrostatico in condizioni sismiche	$h_{sis} := h_i = 3 \text{ m}$		
Accelerazione orizzontale massima al sito	$a_g := 0.238 \cdot g$	(classe d'uso IV, vita nominale 100 anni)	

### Coefficienti parziali di sicurezza (Stati limite)

$$\gamma_{G1} := 1.3 \quad \gamma_{G2} := 1.5 \quad \gamma_Q := 1.5 \quad \gamma_{M0} := 1.05 \quad \gamma_{M1} := 1.05 \quad \gamma_{M2} := 1.25$$

### 1. Gambe

Spinta idrostatica	$F_s := h_i \cdot \gamma_a \cdot g = 29430 \text{ Pa}$
Spinta dinamica alla base spinta aggiuntiva alla spinta idrostatica in condizioni sismiche	$QW := 7 \cdot a_g \cdot \gamma_a \cdot \frac{\sqrt{h_{sis} \cdot h_{sis}}}{8} = 6.1288 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Forza su una gamba (condizioni statiche)	$R_g := F_s \cdot H_s \cdot \frac{L_s}{2} \cdot \frac{1}{2} = 380.7506 \text{ kN}$
Forza su una gamba (valore di progetto condizioni statiche)	$R_{gEd} := R_g \cdot \gamma_Q = 571.1259 \text{ kN}$
Forza su una gamba (condizioni sismiche)	$R_{gs} := R_g + \frac{QW \cdot L_s \cdot h_{sis}}{2} = 486.4724 \text{ kN}$
Forza su una gamba (valore di progetto condizioni sismiche)	$R_{gsEd} := R_{gs} = 486.4724 \text{ kN}$

Nei calcoli seguenti si fa quindi riferimento alla condizione statica in quanto più gravosa.

### Caratteristiche inerziali

$$B_1 := 360 \text{ mm} \quad H_1 := 820 \text{ mm} \quad B_2 := 1380 \text{ mm} \quad H_2 := 1520 \text{ mm} \quad L := 7100 \text{ mm} \quad t := 12 \text{ mm}$$

$$b_1 := B_1 - 2 \cdot t = 336 \text{ mm} \quad h_1 := H_1 - 2 \cdot t = 796 \text{ mm} \quad b_2 := B_2 - 2 \cdot t = 1356 \text{ mm} \quad h_2 := H_2 - 2 \cdot t = 1496 \text{ mm}$$

$$I_1 := \frac{1}{12} \cdot (H_1 \cdot B_1^3 - h_1 \cdot b_1^3) = 6.7193 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_2 := \frac{1}{12} \cdot (H_2 \cdot B_2^3 - h_2 \cdot b_2^3) = 2.2054 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

Calcolo inerzia equivalente (Ballio eq. 9.147)

$$L_1 := 0 \quad (\text{lunghezza della parte a dimensioni costanti dell'asta})$$

$$\gamma := \sqrt{\frac{I_1}{I_2}} = 0.1745$$



$$k := 0.08 + 0.92 \cdot \gamma + (0.32 + 4 \cdot \sqrt{\gamma} - 4.32 \cdot \gamma) \cdot \left( \frac{L_1}{L} \right)^2 = 0.2406$$

$$I_E := I_2 \cdot k = 5.306 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

### Verifica ad instabilità NTC2018

$$A_1 := B_1 \cdot H_1 - b_1 \cdot h_1 = 27744 \text{ mm}^2 \quad A_2 := B_2 \cdot H_2 - b_2 \cdot h_2 = 69024 \text{ mm}^2$$

$$A_m := \frac{(A_1 + A_2)}{2} = 48384 \text{ mm}^2$$

Carico critico euleriano

$$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_E}{L^2} = 2.1816 \cdot 10^5 \text{ kN}$$

Fattore di imperfezionetab. 4.2 VIII)  $\alpha := 0.49$

Snellezza normalizzata

$$\lambda I := \sqrt{\frac{A_m \cdot f_y}{N_{cr}}} = 0.2806$$

$$\phi := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda I - 0.2) + \lambda I^2) = 0.5591$$

$$\chi := \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda I^2}} = 0.959$$

$$N_{BRd} := \frac{\chi \cdot A_m \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 15688.2337 \text{ kN}$$

$$f_s := \frac{R_{gEd}}{N_{BRd}} = 0.0364$$

**Verifica soddisfatta**

NOTA: a favore di sicurezza la lunghezza di libera inflessione è stata considerata pari alla lunghezza geometrica

## 2. Cilindri di movimentazione

Si assume che, stante la grande rigidezza delle gambe di supporto della paratoia, i carichi di progetto idrostatici siano assorbiti dalle gambe e non gravino sui cilindri.

Diametro esterno  $D_e := 240 \text{ mm}$

Diametro interno  $D_i := 100 \text{ mm}$

Pressione  $p := 200 \text{ bar}$

Area  $A_c := \frac{\pi}{4} \cdot (D_e^2 - D_i^2) = 373.8495 \text{ cm}^2$

Forza di azionamento nel cilindro  $F_{max} := A_c \cdot p = 747.6991 \text{ kN}$

Forza di azionamento nei cilindri (progetto)  $F_{CEd} := F_{max} \cdot \gamma_Q = 1121.5486 \text{ kN}$

Verifica del perno tra cilindro e forcella di supporto a terra

Diametro perno del cilindro  $\phi_{C1} := 170 \text{ mm}$

Larghezza forcella cilindro  $b_{c1} := 300 \text{ mm}$

Distanza interna della forcella  $b_{f1} := 326 \text{ mm}$

Larghezza forcella appoggio  $b_{a1} := 120 \text{ mm}$

Larghezza residua  $c1 := \frac{(b_{f1} - b_{c1})}{2} = 13 \text{ mm}$

Area perno  $A_P := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{C1}}{2}\right)^2 = 22698.0069 \text{ mm}^2$

Modulo elastico perno  $W_{ep1} := \frac{\pi \cdot \phi_{C1}^3}{32} = 4.8233 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$

Azioni di progetto sul perno:

$$M_{Ed} := \frac{F_{CEd}}{8} \cdot (b_{c1} + 4 \cdot c1 + 2 \cdot b_{a1}) = 82.9946 \text{ kN m}$$

$$V_{Ed} := \frac{F_{CEd}}{2} = 560.7743 \text{ kN}$$

Valori resistenti:

$$V_{Rd} := \frac{0.6 \cdot A_P \cdot f_u}{Y_{M2}} = 5556.4721 \text{ kN} \quad \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.1009 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

$$M_{Rd} := \frac{0.8 \cdot W_{ep1} \cdot f_y}{Y_{M0}} = 130.4595 \text{ kN m} \quad \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0.6362 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

$$\left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}\right)^2 = 0.4149$$

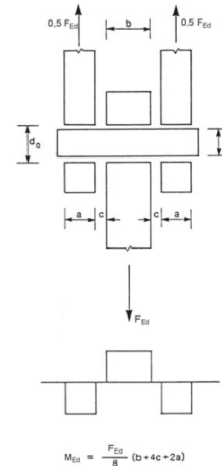


Figure 3.11: Bending moment in a pin

**Table 3.10: Design criteria for pin connections**

Failure mode	Design requirements
Shear resistance of the pin	$F_{v,Rd} = 0,6 A f_{vp} / \gamma_{M2} \geq F_{v,Ed}$
Bearing resistance of the plate and the pin	$F_{b,Rd} = 1,5 t d f_y / \gamma_{M0} \geq F_{b,Ed}$
If the pin is intended to be replaceable this requirement should also be satisfied.	$F_{b,Rd,ser} = 0,6 t d f_y / \gamma_{M6,ser} \geq F_{b,Ed,ser}$
Bending resistance of the pin	$M_{Rd} = 1,5 W_{et} f_{yp} / \gamma_{M0} \geq M_{Ed}$
If the pin is intended to be replaceable this requirement should also be satisfied.	$M_{Rd,ser} = 0,8 W_{et} f_{yp} / \gamma_{M6,ser} \geq M_{Ed,ser}$
Combined shear and bending resistance of the pin	$\left[ \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[ \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right]^2 \leq 1$
<p><math>d</math> is the diameter of the pin;  <math>f_y</math> is the lower of the design strengths of the pin and the connected part;  <math>f_{vp}</math> is the ultimate tensile strength of the pin;  <math>f_{yp}</math> is the yield strength of the pin;  <math>t</math> is the thickness of the connected part;  <math>A</math> is the cross-sectional area of a pin.</p>	

Verifica dei bracci della forcella di supporto

larghezza dei bracci della forcella	$b_b := 120 \text{ mm}$
altezza dei bracci della forcella	$h_b := 270 \text{ mm}$
braccio della forza	$b_{f1} := 290 \text{ mm}$
momento agente di progetto	$Mf1_{Ed} := \frac{F_{CEd}}{2} \cdot b_{f1} \cdot \gamma_Q = 243.9368 \text{ kN m}$
momento resistente	$Mf1_{Rd} := \frac{f_y \cdot b_b \cdot h_b^2}{6 \cdot \gamma_{M0}} = 492.9429 \text{ kN m}$
	$\frac{Mf1_{Ed}}{Mf1_{Rd}} = 0.4949$ <b>Verifica soddisfatta</b>

Verifica del perno della forcella

Tensione di snervamento (C45 per $d > 100 \text{ mm}$ )	$f_{ce_y} := 275 \text{ MPa}$ $f_{ce_u} := 560 \text{ MPa}$
diámetro perno	$\phi_b := 245 \text{ mm}$
braccio della forza	$b_{f2} := 290 \text{ mm}$
modulo elastico	$W_{ebf} := \frac{\pi \cdot \phi_b^3}{32} = 1.4438 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$
momento agente di progetto	$Mf2_{Ed} := F_{CEd} \cdot b_{f2} = 325.2491 \text{ kN m}$
momento resistente	$Mf2_{Rd} := \frac{W_{ebf} \cdot f_{ce_y}}{\gamma_{M0}} = 378.1304 \text{ kN m}$
	$\frac{Mf2_{Ed}}{Mf2_{Rd}} = 0.8602$ <b>Verifica soddisfatta</b>

Verifica delle boccole in lega rame-stagno (bronzo CuSn12)

snervamento	$f_{yb} := 140 \text{ MPa}$
braccio boccola n.1	$bb1 := 430 \text{ mm}$
braccio boccola n.2	$bb2 := 1005 \text{ mm}$
lunghezza boccole	$lb := 250 \text{ mm}$
forza massima di progetto sulle boccole	$F_{bEd} := F_{CEd} \cdot \frac{bb2}{bb1} = 2621.2938 \text{ kN}$
Area effettiva di calcolo	$A_{cb} := \phi_b \cdot lb \cdot \sin(0.7854) = 43310.3699 \text{ mm}^2$
Compressione media di progetto	$\sigma_{cEd} := \frac{F_{CEd}}{A_{cb}} = 25.8956 \text{ MPa}$
	$\frac{\sigma_{cEd}}{f_{yb}} = 0.185$ <b>Verifica soddisfatta</b>

Verifica delle barre di ancoraggio alla struttura in calcestruzzo (solo verifica lato acciaio)

braccio di calcolo del momento sugli ancoraggi	$bc := 1070 \text{ mm}$
braccio di leva	$bl := 600 \text{ mm}$
numero di ancoraggi in trazione	$n_a := 6$
diametro ancoraggi	$\phi_a := 48 \text{ mm}$
area resistente ancoraggi	$A_{ra} := 1470 \text{ mm}^2$
tensione di snervamento ancoraggi	$f_{ya} := 640 \text{ MPa}$
trazione resistente ancoraggio	$T_{Rd} := \frac{0.9 \cdot A_{ra} \cdot f_{ya}}{Y_{M2}} = 677.376 \text{ kN}$
momento sul gruppo di ancoraggi	$M_{bEd} := F_{CEd} \cdot bc \cdot \gamma_Q = 1800.0855 \text{ kN m}$
larghezza piastra	$bp := 1200 \text{ mm}$
posizione tirafondi tesi	$dt := 750 \text{ mm}$
coefficiente di omogeneizzazione	$m := 15$
posizione dell'asse neutro	$x := \frac{m \cdot A_{ra} \cdot n_a}{bp} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot bp \cdot dt}{m \cdot A_{ra} \cdot n_a}} \right) = 311.0932 \text{ mm}$
compressione sul calcestruzzo	$\sigma_c := \frac{2 \cdot M_{bEd}}{bp \cdot x \cdot \left( dt - \frac{x}{3} \right)} = 14.9216 \text{ MPa}$
trazione nelle barre di ancoraggio	$\sigma_s := \sigma_c \cdot m \cdot \frac{(dt - x)}{x} = 315.7831 \text{ MPa}$
	$T_{Ed} := A_{ra} \cdot \sigma_s = 464.2011 \text{ kN}$
	$f_{sa} := \frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = 0.6853$ <b>Verifica lato acciaio soddisfatta</b>

NOTA : la capacità portante degli ancoraggi lato calcestruzzo è sotto la responsabilità del progettista delle fondazioni

### 3. Cerniera della paratoia

Risultante idrostatica (di progetto)	$PH_{Ed} := R_{gEd} = 571.1259 \text{ kN}$
Azionamento del cilindro (di progetto)	$PCil_{Ed} := F_{CEd} = 1121.5486 \text{ kN}$
Angolo della forza del cilindro rispetto alle gambe della paratoia	$\delta := 26^\circ$
Forza complessiva sulla cerniera	$PC_{Ed} := PH_{Ed} + PCil_{Ed} \cdot \cos(\delta) = 1579.1671 \text{ kN}$
Diametro del perno	$\phi_{ce} := 300 \text{ mm}$
Braccio di applicazione della forza	$bce := 290 \text{ mm}$
Area perno	$A_{ce} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{ce}}{2}\right)^2 = 70685.8347 \text{ mm}^2$
Modulo di resistenza elastico perno	$W_{ece} := \frac{\pi \cdot \phi_{ce}^3}{32} = 2.6507 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$
Tensione di snervamento (C45 per d>100 mm)	$f_{ce_y} := 275 \text{ MPa} \quad f_{ce_u} := 560 \text{ MPa}$
Momento resistente	$Mce_{Rd} := \frac{0.8 \cdot W_{ece} \cdot f_{ce_y}}{Y_{M0}} = 555.3887 \text{ kNm}$
Momento di progetto	$Mce_{Ed} := PC_{Ed} \cdot bce = 457.9585 \text{ kNm}$
Taglio resistente	$Vce_{Rd} := \frac{0.6 \cdot A_{ce} \cdot f_{ce_u}}{Y_{M2}} = 19000.3524 \text{ kN}$
Taglio agente	$Vce_{Ed} := PC_{Ed} = 1579.1671 \text{ kN}$

$$\frac{Mce_{Ed}}{Mce_{Rd}} = 0.8246 \quad \frac{Vce_{Ed}}{Vce_{Rd}} = 0.0831 \quad \left(\frac{Mce_{Ed}}{Mce_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{Vce_{Ed}}{Vce_{Rd}}\right)^2 = 0.6868$$

### 4. Manto paratoia

#### Settore centrale

Caratteristiche inerziali (considerata solo la lamiera esterna)

$$B_{m1} := 2373 \text{ mm} \quad H_{m1} := 1325 \text{ mm} \quad t_{m1} := 10 \text{ mm}$$

$$b_{m1} := B_{m1} - 2 \cdot t_{m1} = 2353 \text{ mm} \quad h_{m1} := H_{m1} - 2 \cdot t_{m1} = 1305 \text{ mm}$$

$$I_{m1} := \frac{1}{12} \cdot \left( H_{m1} \cdot B_{m1}^3 - h_{m1} \cdot b_{m1}^3 \right) = 5.8705 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$W_{m1} := \frac{2 \cdot I_{m1}}{H_{m1}} = 8.8612 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$$

Verifica trave cassonata

Carico sulla trave (progetto)

$$p_{tEd} := \frac{2 \cdot R_{gEd}}{L_s} = 99.3262 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Carico sulla trave (esercizio)

$$p_t := \frac{2 \cdot R_g}{L_s} = 66.2175 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Interasse appoggi

$$i_a := 7623 \text{ mm}$$

Sbalzo

$$s := 1939 \text{ mm}$$

$$Mm1_{Ed} := \frac{p_{tEd} \cdot i_a^2}{12} - p_{tEd} \cdot \frac{s^2}{2} = 294.2689 \text{ kN m}$$

$$Mm1_{Rd} := \frac{W_{m1} \cdot f_y}{Y_{M0}} = 29959.2827 \text{ kN m}$$

$$\frac{Mm1_{Ed}}{Mm1_{Rd}} = 0.0098$$

**Verifica soddisfatta**

Calcolo freccia (ipotesi di semplice appoggio)

$$f1 := \frac{5 \cdot p_t \cdot i_a^4}{384 \cdot E \cdot I_{m1}} = 0.2362 \text{ mm}$$

Irrigidimenti longitudinali (IPE 160)

NOTA: A favore di sicurezza si considera il caso associato al carico idraulico massimo

Luce di calcolo irrigidimenti

$$L_i := 2256 \text{ mm}$$

Interasse irrigidimenti

$$i_i := 580 \text{ mm}$$

Modulo di resistenza irrigidimenti

$$Wp_i := 124 \text{ cm}^3$$

Pressione di calcolo (di progetto)

$$p_{Ed} := h_i \cdot \gamma_a \cdot g \cdot \gamma_Q = 44.145 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Carico sull'irrigidimento (di progetto)

$$P_{iEd} := p_{Ed} \cdot i_i = 25.6041 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Momento di calcolo sull'irrigidimento

$$Mi_{Ed} := \frac{P_{iEd} \cdot L_i^2}{8} = 16.2891 \text{ kN m}$$

Momento resistente dell'irrigidimento

$$Mi_{Rd} := \frac{Wp_i \cdot f_y}{Y_{M0}} = 41.9238 \text{ kN m}$$

$$\frac{Mi_{Ed}}{Mi_{Rd}} = 0.3885$$

Lamiera

Modulo di resistenza plastico lamiera

$$WL_p := \frac{1000 \text{ mm} \cdot t_{m1}^2}{4} = 25000 \text{ mm}^3$$

**Verifica soddisfatta**

Momento di calcolo lamiera

$$ML_{Ed} := \frac{P_{iEd} \cdot i_i^2}{8} = 1.0767 \text{ kN m}$$

$$ML_{Rd} := \frac{WL_p \cdot f_y}{Y_{M0}} = 8.4524 \text{ kN m}$$

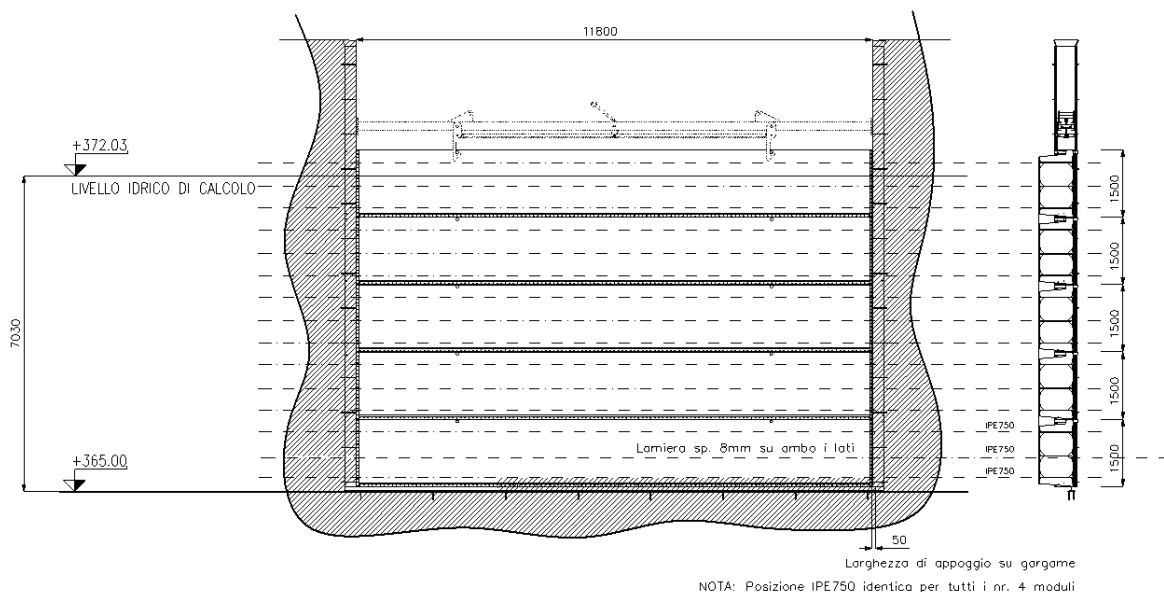
$$\frac{ML_{Ed}}{ML_{Rd}} = 0.1274$$

**Verifica soddisfatta**

## 6 PANCONATURA PARATOIA A SETTORE

### 6.1 Geometria

La geometria di riferimento per le verifiche al successivo paragrafo è la seguente:



### 6.2 Calcoli e verifiche

Le verifiche alle pagine seguenti sono svolte in condizioni statiche, con riferimento alle combinazioni di Stato Limite Ultimo per quanto attiene la resistenza dei componenti e alle combinazioni di Stato Limite di Esercizio per il controllo della deformabilità.

Sia i profili principali (IPE 750) sia la lamiera di spessore 8 mm sono calcolati, a favore di sicurezza, con riferimento allo schema statico di trave in semplice appoggio.

Seguono calcolo e verifica di: profili principali IPE 750; lamiera di spessore 8 mm; pressioni esercitate sul gargame.

La massima deformata ammissibile per i profili IPE 750 è pari a  $L/300$ .

Tutte le verifiche sono soddisfatte.

### Nuova traversa - Panconatura a settore

Carico idrostatico massimo sulla soglia	$h_i := 7 \text{ m}$		
Densità acqua	$\gamma_a := 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	Snervamento acciaio	$f_y := 275 \text{ MPa}$
Accelerazione di gravità	$g := 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$	Rottura acciaio	$f_u := 430 \text{ MPa}$
			$E := 210000 \text{ MPa}$

#### Dati di impianto

Luce netta (pari all'interasse tra gli appoggi)	$L_s := 11800 \text{ mm}$
Altezza di ogni modulo	$H_{mi} := 1500 \text{ mm}$
Altezza complessiva di ritenuta	$H_{tot} := 5 \cdot H_{mi} = 7500 \text{ mm}$

#### Coefficienti parziali di sicurezza (Stati limite)

$$Y_{G1} := 1.3 \quad Y_{G2} := 1.5 \quad Y_Q := 1.5 \quad Y_{M0} := 1.05 \quad Y_{M1} := 1.05 \quad Y_{M2} := 1.25$$

#### Deformabilità limite

La massima deformata ammissibile è pari a  $L/300$ .

### 1. Pressioni massime alla base

Spinta idrostatica alla base  $F_s := h_i \cdot \gamma_a \cdot g = 68.67 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

### 2. Strutture portanti

Nr. 3 IPE 750 con doppia lamiera di sp. 8 mm per ciascun modulo

Le verifiche sono riferite al primo modulo inferiore

Quota IPE 750 rispetto alla soglia e competenza Altezza di ritenuta  $H_{tot} := H_{mi}$

IPe750 - 1  $z_1 := 200 \text{ mm}$

IPe750 - 2  $z_2 := 685 \text{ mm}$

IPe750 - 3  $z_3 := 1215 \text{ mm}$

IPe750 - 1  $l_1 := z_1 + \frac{(z_2 - z_1)}{2} = 442.5 \text{ mm}$       IPe750 - 2  $l_2 := \frac{(z_3 - z_1)}{2} = 507.5 \text{ mm}$

IPe750 - 3  $l_3 := \frac{(z_3 - z_2)}{2} + \frac{H_{tot} - z_3 + z_1}{2} = 507.5 \text{ mm}$

### 3. Carichi di progetto in condizioni statiche

IPe750 - 1  $q_{1SLE} := \gamma_a \cdot g \cdot (h_i - z_1) \cdot l_1 = 29.5183 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$q_{1SLU} := Y_{G2} \cdot q_{1SLE} = 44.2774 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$M_{Ed1SLU} := q_{1SLU} \cdot \frac{L_s^2}{8} = 770.6488 \text{ kN m}$



$$IPE750 - 2 \quad q_{2SLE} := \gamma_a \cdot g \cdot (h_i - z_2) \cdot l_2 = 31,4397 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{2SLU} := \gamma_{G2} \cdot q_{2SLE} = 47,1596 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed2SLU} := q_{2SLU} \cdot \frac{L_s^2}{8} = 820,812 \text{ kN m}$$

$$IPE750 - 3 \quad q_{3SLE} := \gamma_a \cdot g \cdot (h_i - z_3) \cdot l_3 = 28,8011 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{3SLU} := \gamma_{G2} \cdot q_{3SLE} = 43,2016 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed3SLU} := q_{3SLU} \cdot \frac{L_s^2}{8} = 751,9236 \text{ kN m}$$

Momento di progetto per verifica SLU

$$M_{EdSLU} := M_{Ed2SLU} = 820,812 \text{ kN m}$$

Carico di progetto per verifica di deformabilità

$$q_{SLE} := q_{2SLE} = 31,4397 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

#### 5. Caratteristiche meccaniche della sezione composta (IPE 750 + lamiera)

##### Profilo IPE 750

Altezza  $h_{IPE} := 753 \text{ mm}$

Spessore anima  $t_{web} := 13,20 \text{ mm}$

Area  $A := 18750 \text{ mm}^2$

Inerzia massima  $I_{max} := 166100 \text{ cm}^4$

Momento statico elastico  $W_{max} := 4411 \text{ cm}^3$

##### Lamiera

Spessore  $t_{lam} := 8 \text{ mm}$

Larghezza efficace  $b_{eff} := 30 \cdot t_{lam} + t_{web} = 253,2 \text{ mm}$

##### Sezione composta

Area  $A_{tot} := A + 2 \cdot b_{eff} \cdot t_{lam} = 22801,2 \text{ mm}^2$

Posizione baricentro  $z_G := \frac{\left[ A \cdot \left( \frac{h_{IPE}}{2} + t_{lam} \right) + t_{lam} \cdot b_{eff} \cdot \frac{t_{lam}}{2} + t_{lam} \cdot b_{eff} \cdot \left( h_{IPE} + t_{lam} \cdot \frac{3}{2} \right) \right]}{A_{tot}} = 384,5 \text{ mm}$

Inerzia  $I := I_{max} + 2 \cdot b_{eff} \cdot \frac{t_{lam}^3}{12} + 2 \cdot b_{eff} \cdot t_{lam} \cdot \left( \frac{h_{IPE}}{2} + \frac{t_{lam}}{2} \right)^2 = 2,2476 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

Momento statico elastico  $W := \frac{I}{z_G} = 5,8454 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$

### 6. Verifica di resistenza della sezione composta (IPE 750 + lamiera)

In condizioni statiche (combinazione SLU):

$$\sigma_{\max SLU} := \frac{M_{EdSLU}}{W} = 140.4202 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{minore di} \quad \sigma_{amm} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 261.9048 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

### 7. Deformabilità della sezione composta (IPE 750 + lamiera)

Per effetto della pressione idrostatica in condizioni di esercizio (SLE):

$$f := \frac{5}{384} \cdot q_{SLE} \cdot \frac{L_s^4}{E \cdot I} = 16.8157 \text{ mm}$$

$$def := \frac{L_s}{f} = 701.7242 \quad \text{maggiore di 300: verifica soddisfatta}$$

### 8. Verifica di resistenza della lamiera

Schema statico di riferimento: trave in semplice appoggio soggetta a carico uniforme

La verifica è svolta in condizioni statiche (SLU) e per i primi due campi di lamiera

larghezza di riferimento

$$b_{rif} := 1 \text{ m}$$

momento statico plastico

$$W_{lam} := b_{rif} \cdot \frac{t_{lam}^2}{4} = 16000 \text{ mm}^3$$

campo di lamiera 1

$$c_1 := z_2 - z_1 = 485 \text{ mm}$$

$$z_{c1} := z_1 + \frac{c_1}{2} = 442.5 \text{ mm}$$

$$q_{c1SLE} := \gamma_a \cdot g \cdot (h_i - z_{c1}) \cdot b_{rif} = 64.3291 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{c1SLU} := \gamma_{G2} \cdot q_{c1SLE} = 96.4936 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Edc1} := q_{c1SLU} \cdot \frac{c_1^2}{8} = 2.8372 \text{ kN m}$$

$$\sigma_{c1} := \frac{M_{Edc1}}{W_{lam}} = 177.3259 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{minore di} \quad \sigma_{amm} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 261.9048 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

campo di lamiera 2

$$c_2 := z_3 - z_2 = 530 \text{ mm}$$

$$z_{c2} := z_2 + \frac{c_2}{2} = 950 \text{ mm}$$

$$q_{c2SLE} := \gamma_a \cdot g \cdot (h_i - z_{c2}) \cdot b_{rif} = 59.3505 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{c2SLU} := \gamma_{G2} \cdot q_{c2SLE} = 89.0258 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Edc2} := q_{c2SLU} \cdot \frac{c_2^2}{8} = 3.1259 \text{ kN m}$$

$$\sigma_{c2} := \frac{M_{Edc2}}{W_{lam}} = 195.3698 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{minore di} \quad \sigma_{amm} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 261.9048 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

### 8. Verifica delle pressioni sul calcestruzzo (gargame)

Si fa riferimento al primo modulo del pancone (altezza modulo 1500 mm)

Dimensioni appoggio

altezza appoggio per primo modulo  $h_{app} := H_{mi} = 1500 \text{ mm}$

larghezza dell'appoggio  $l_{app} := 40 \text{ mm}$

Superficie di appoggio  $A_{app} := h_{app} \cdot l_{app} = 60000 \text{ mm}^2$

Numero di appoggi  $n_{app} := 2$

Spinta idrostatica alla base  $S_{base} := F_s = 68.67 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Spinta idrostatica alla sommità del primo modulo  $S_{top} := \gamma_a \cdot g \cdot (h_i - h_{app}) = 53.955 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Risultante della spinta idrostatica allo SLU  $R_{SLU} := \gamma_{G2} \cdot (S_{base} + S_{top}) \cdot \frac{h_{app}}{2} \cdot L_s = 1627.8469 \text{ kN}$

Pressione esercitata sul calcestruzzo  $\sigma_c := \frac{R_{SLU}}{A_{app}} = 13.5654 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Resistenza di progetto a compressione per calcestruzzo C25/30

$\alpha_{cc} := 0.85$

$f_{ck} := 25 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$\gamma_c := 1.50$

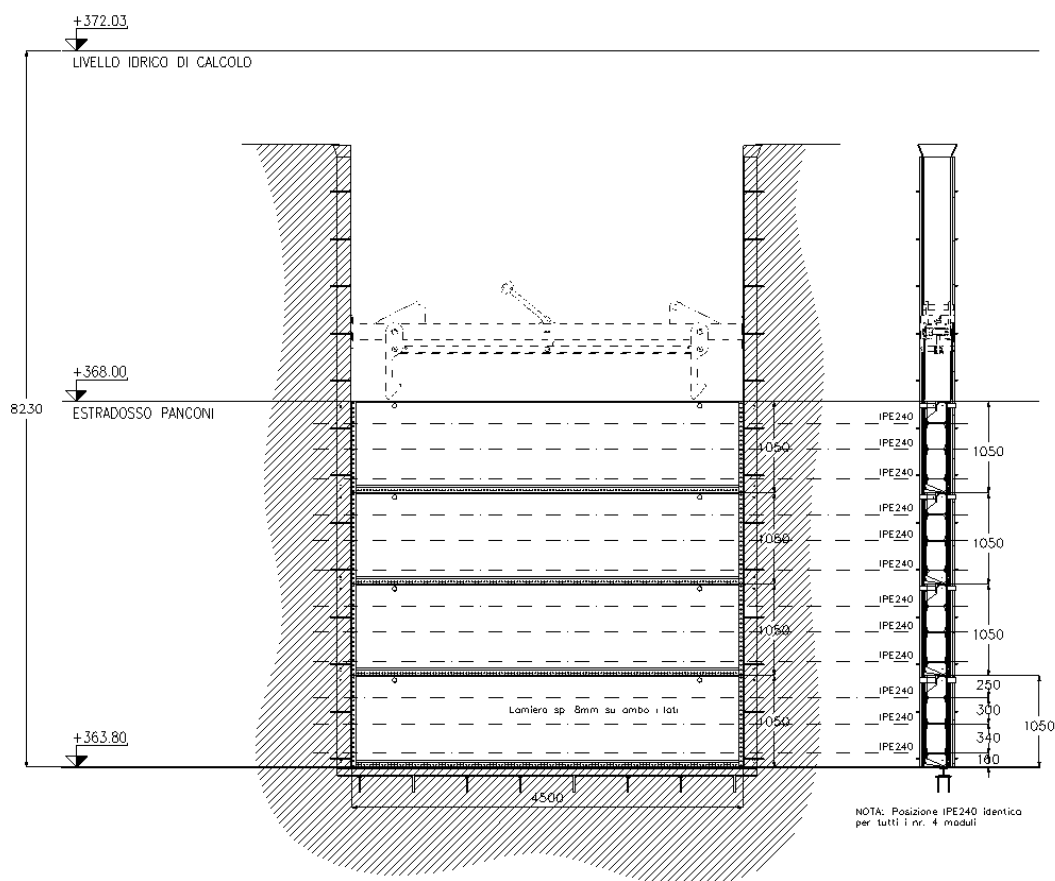
$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14.1667 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

La verifica è soddisfatta.

## 7 PANCONATURA DMW

### 7.1 Geometria

La geometria di riferimento per le verifiche al successivo paragrafo è la seguente:



### 7.2 Calcoli e verifiche

Le verifiche alle pagine seguenti sono svolte in condizioni statiche, con riferimento alle combinazioni di Stato Limite Ultimo per quanto attiene la resistenza dei componenti e alle combinazioni di Stato Limite di Esercizio per il controllo della deformabilità.

Sia i profili principali (IPE 240) sia la lamiera di spessore 8 mm sono calcolati, a favore di sicurezza, con riferimento allo schema statico di trave in semplice appoggio.

Seguono calcolo e verifica di: profili principali IPE 240; lamiera di spessore 8 mm; pressioni esercitate sul gargame.

La massima deformata ammissibile per i profili IPE 240 è pari a  $L/300$ .

Tutte le verifiche sono soddisfatte.



$$\begin{aligned}
 IPE240 - 2 \quad q_{2SLE} &:= V_a \cdot g \cdot (h_i - z_2) \cdot l_2 = 24.1718 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\
 q_{2SLU} &:= V_{G2} \cdot q_{2SLE} = 36.2578 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\
 M_{Ed2SLU} &:= q_{2SLU} \cdot \frac{L_s^2}{8} = 91.7775 \text{ kN m} \\
 \\ 
 IPE240 - 3 \quad q_{3SLE} &:= V_a \cdot g \cdot (h_i - z_3) \cdot l_3 = 25.7709 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\
 q_{3SLU} &:= V_{G2} \cdot q_{3SLE} = 38.6563 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\
 M_{Ed3SLU} &:= q_{3SLU} \cdot \frac{L_s^2}{8} = 97.8488 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

Momento di progetto per verifica SLU

$$M_{EdSLU} := M_{Ed1SLU} = 98.8247 \text{ kN m}$$

Carico di progetto per verifica di deformabilità

$$q_{SLE} := q_{1SLE} = 26.0279 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

#### 5. Caratteristiche meccaniche della sezione composta (IPE 240 + lamiera)

##### Profilo IPE 240

Altezza	$h_{IPE} := 240 \text{ mm}$
Spessore anima	$t_{web} := 6.20 \text{ mm}$
Area	$A := 3910 \text{ mm}^2$
Inerzia massima	$I_{max} := 3892 \text{ cm}^4$
Momento statico elastico	$W_{max} := 324 \text{ cm}^3$

##### Lamiera

Spessore	$t_{lam} := 8 \text{ mm}$
Larghezza efficace	$b_{eff} := 30 \cdot t_{lam} + t_{web} = 246.2 \text{ mm}$

##### Sezione composta

Area	$A_{tot} := A + 2 \cdot b_{eff} \cdot t_{lam} = 7849.2 \text{ mm}^2$
Posizione baricentro	$z_G := \frac{\left[ A \cdot \left( \frac{h_{IPE}}{2} + t_{lam} \right) + t_{lam} \cdot b_{eff} \cdot \frac{t_{lam}}{2} + t_{lam} \cdot b_{eff} \cdot \left( h_{IPE} + t_{lam} \cdot \frac{3}{2} \right) \right]}{A_{tot}} = 128 \text{ mm}$
Inerzia	$I := + I_{max} + 2 \cdot b_{eff} \cdot \frac{t_{lam}^3}{12} + 2 \cdot b_{eff} \cdot t_{lam} \cdot \left( \frac{h_{IPE}}{2} + \frac{t_{lam}}{2} \right)^2 = 9.951 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$
Momento statico elastico	$W := \frac{I}{z_G} = 7.7742 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$

### 6. Verifica di resistenza della sezione composta (IPE 240 + lamiera)

In condizioni statiche (combinazione SLU):

$$\sigma_{maxSLU} := \frac{M_{EdSLU}}{W} = 127.1182 \frac{N}{mm^2} \quad \text{minore di} \quad \sigma_{amm} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 261.9048 \frac{N}{mm^2}$$

### 7. Deformabilità della sezione composta (IPE 240 + lamiera)

Per effetto della pressione idrostatica in condizioni di esercizio (SLE):

$$f := \frac{5}{384} \cdot q_{SLE} \cdot \frac{L_s^4}{E \cdot I} = 6.6503 \text{ mm}$$

$$def := \frac{L_s}{f} = 676.6613 \quad \text{maggiore di 300: verifica soddisfatta}$$

### 8. Verifica di resistenza della lamiera

Schema statico di riferimento: trave in semplice appoggio soggetta a carico uniforme

La verifica è svolta in condizioni statiche (SLU), con riferimento al primo campo inferiore

larghezza di riferimento

$$b_{rif} := 1 \text{ m}$$

momento statico plastico

$$W_{lam} := b_{rif} \cdot \frac{t_{lam}^2}{4} = 16000 \text{ mm}^3$$

campo di lamiera 1

$$c_1 := z_2 - z_1 = 340 \text{ mm}$$

$$z_{c1} := z_1 + \frac{c_1}{2} = 330 \text{ mm}$$

$$q_{c1SLE} := \gamma_a \cdot g \cdot (h_i - z_{c1}) \cdot b_{rif} = 77.2047 \frac{kN}{m}$$

$$q_{c1SLU} := \gamma_{G2} \cdot q_{c1SLE} = 115.807 \frac{kN}{m}$$

$$M_{Edc1} := q_{c1SLU} \cdot \frac{c_1^2}{8} = 1.6734 \text{ kN m}$$

$$\sigma_{c1} := \frac{M_{Edc1}}{W_{lam}} = 104.5882 \frac{N}{mm^2} \quad \text{minore di} \quad \sigma_{amm} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 261.9048 \frac{N}{mm^2}$$

### 8. Verifica delle pressioni sul calcestruzzo (gargame)

Si fa riferimento al primo modulo del pancone (altezza modulo 1050 mm)

Dimensioni appoggio

altezza appoggio per primo modulo

$$h_{app} := H_{mi} = 1050 \text{ mm}$$

larghezza dell'appoggio

$$l_{app} := 20 \text{ mm}$$

Superficie di appoggio

$$A_{app} := h_{app} \cdot l_{app} = 21000 \text{ mm}^2$$

Numero di appoggi

$$n_{app} := 2$$

Spinta idrostatica alla base  $S_{base} := F_s = 80.442 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Spinta idrostatica alla sommità del primo modulo  $S_{top} := \gamma_a \cdot g \cdot (h_i - h_{app}) = 70.1415 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Risultante della spinta idrostatica allo SLU  $R_{SLU} := \gamma_{G2} \cdot (S_{base} + S_{top}) \cdot \frac{h_{app}}{2} \cdot L_s = 533.6303 \text{ kN}$

Pressione esercitata sul calcestruzzo  $\sigma_c := \frac{R_{SLU}}{A_{app}} = 12.7055 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Resistenza di progetto a compressione per calcestruzzo C25/30  $\alpha_{cc} := 0.85$

$f_{ck} := 25 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$\gamma_c := 1.50$

$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14.1667 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

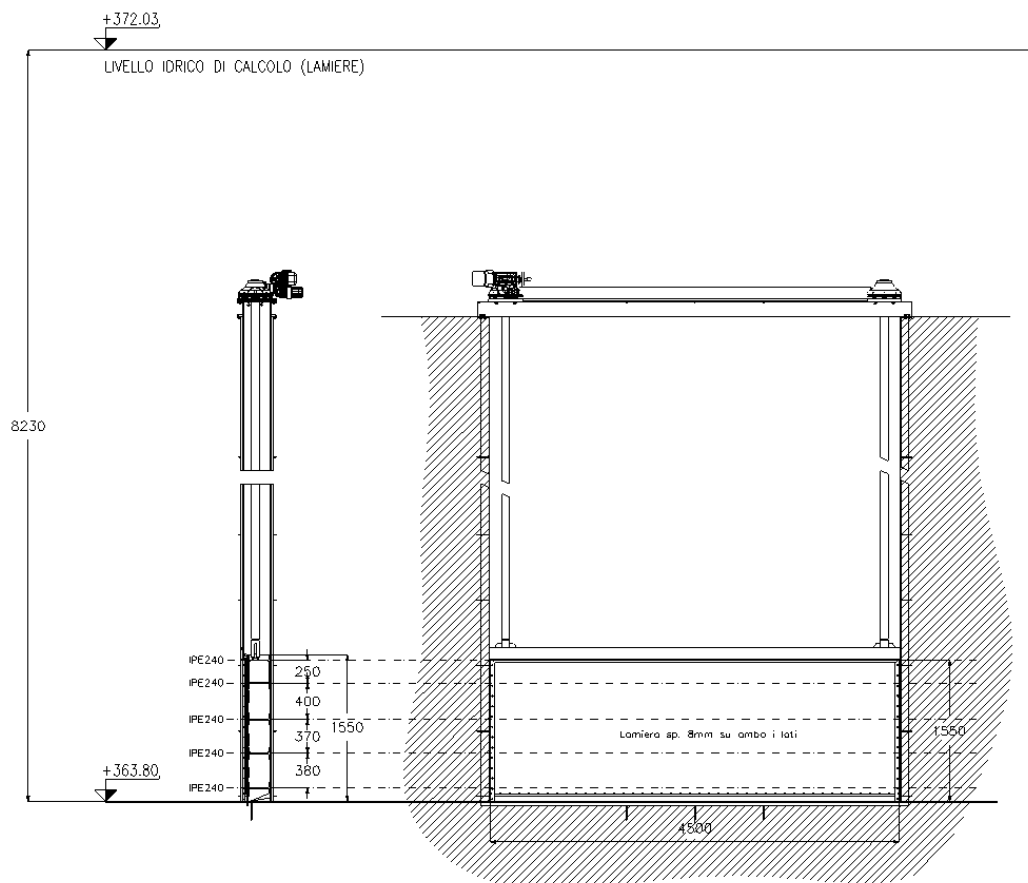
La verifica è soddisfatta.



## 8 PARATOIA DMV

### 8.1 Geometria

La geometria di riferimento per le verifiche al successivo paragrafo è la seguente:



### 8.2 Calcoli e verifiche

Le verifiche alle pagine seguenti sono svolte: in condizioni statiche, con riferimento alle combinazioni di Stato Limite Ultimo per quanto attiene la resistenza dei componenti e alle combinazioni di Stato Limite di Esercizio per il controllo della deformabilità; in condizioni sismiche, per la verifica di resistenza dei componenti.

Sia i profili principali (IPE 240) sia la lamiera di spessore 8 mm sono calcolati, a favore di sicurezza, con riferimento allo schema statico di trave in semplice appoggio.

Seguono calcolo e verifica di: profili principali IPE 240; lamiera di spessore 8 mm; pressioni esercitate sul gargame; verifica a taglio dei profili UPN posizionati alla sommità dell'opera, cui è appesa la paratoia.

La massima deformata ammissibile per i profili IPE 240 è pari a  $L/600$ .

Tutte le verifiche sono soddisfatte.

### Nuova traversa - Paratoia DMV

Carico idrostatico massimo sulla soglia	$h_i := 8.2 \text{ m}$		
Carico idrostatico in condizioni sismiche	$h_{sis} := h_i = 8.2 \text{ m}$		
Densità acqua	$\gamma_a := 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	Snervamento acciaio	$f_y := 275 \text{ MPa}$
Accelerazione di gravità	$g := 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$	Rottura acciaio	$f_u := 430 \text{ MPa}$
Accelerazione orizzontale massima al sito	$a_g := 0.238 \cdot g$		$E := 210000 \text{ MPa}$
			(classe d'uso IV, vita nominale 100 anni)

#### Dati di impianto

Larghezza netta	$L_s := 4500 \text{ mm}$
Altezza complessiva di ritenuta	$H_{rtot} := 1550 \text{ mm}$

#### Coefficienti parziali di sicurezza (Stati limite)

$$Y_{G1} := 1.3 \quad Y_{G2} := 1.5 \quad Y_Q := 1.5 \quad Y_{M0} := 1.05 \quad Y_{M1} := 1.05 \quad Y_{M2} := 1.25$$

#### Deformabilità limite

La massima deformata ammissibile è pari a  $L/600$

### 1. Pressioni massime alla base

Spinta idrostatica alla base	$F_s := h_i \cdot \gamma_a \cdot g = 80.442 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Spinta dinamica alla base spinta aggiuntiva alla spinta idrostatica in condizioni sismiche	$Q_w := 7 \cdot a_g \cdot \gamma_a \cdot \frac{\sqrt{h_{sis} \cdot h_{sis}}}{8} = 16.752 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

### 2. Strutture portanti

Nr. 5 IPE 240 con doppia lamiera di sp. 8 mm

Quota IPE 240 rispetto alla soglia e competenza

Altezza totale di ritenuta  $H_{tot} := H_{rtot}$

IPE240 - 1  $z_1 := 90 \text{ mm}$

IPE240 - 2  $z_2 := 470 \text{ mm}$

IPE240 - 3  $z_3 := 840 \text{ mm}$

IPE240 - 4  $z_4 := 1240 \text{ mm}$

IPE240 - 5  $z_5 := 1490 \text{ mm}$

IPE240 - 1  $l_1 := z_1 + \frac{(z_2 - z_1)}{2} = 280 \text{ mm}$

IPE240 - 2  $l_2 := \frac{(z_3 - z_1)}{2} = 375 \text{ mm}$

IPE240 - 3  $l_3 := \frac{(z_4 - z_2)}{2} = 385 \text{ mm}$

IPE240 - 4  $l_4 := \frac{(z_5 - z_3)}{2} = 325 \text{ mm}$

IPE240 - 5  $l_5 := H_{tot} - z_5 + \frac{(z_5 - z_4)}{2} = 185 \text{ mm}$

**3. Carichi di progetto in condizioni statiche**

$$IPE240 - 1 \quad q_{1SLE} := V_a \cdot g \cdot (h_i - z_1) \cdot l_1 = 22.2765 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{1SLU} := V_{G2} \cdot q_{1SLE} = 33.4148 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed1SLU} := q_{1SLU} \cdot \frac{L_s^2}{8} = 84.5813 \text{ kN m}$$

$$IPE240 - 2 \quad q_{2SLE} := V_a \cdot g \cdot (h_i - z_2) \cdot l_2 = 28.4367 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{2SLU} := V_{G2} \cdot q_{2SLE} = 42.6551 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed2SLU} := q_{2SLU} \cdot \frac{L_s^2}{8} = 107.9707 \text{ kN m}$$

$$IPE240 - 3 \quad q_{3SLE} := V_a \cdot g \cdot (h_i - z_3) \cdot l_3 = 27.7976 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{3SLU} := V_{G2} \cdot q_{3SLE} = 41.6964 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed3SLU} := q_{3SLU} \cdot \frac{L_s^2}{8} = 105.5441 \text{ kN m}$$

$$IPE240 - 4 \quad q_{4SLE} := V_a \cdot g \cdot (h_i - z_4) \cdot l_4 = 22.1902 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{4SLU} := V_{G2} \cdot q_{4SLE} = 33.2853 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed4SLU} := q_{4SLU} \cdot \frac{L_s^2}{8} = 84.2535 \text{ kN m}$$

$$IPE240 - 5 \quad q_{5SLE} := V_a \cdot g \cdot (h_i - z_5) \cdot l_5 = 12.1776 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{5SLU} := V_{G2} \cdot q_{5SLE} = 18.2665 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed5SLU} := q_{5SLU} \cdot \frac{L_s^2}{8} = 46.237 \text{ kN m}$$

Momento di progetto per verifica SLU

$$M_{EdSLU} := M_{Ed2SLU} = 107.9707 \text{ kN m}$$

Carico di progetto per verifica di deformabilità

$$q_{SLE} := q_{2SLE} = 28.4367 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**4. Carichi di progetto in condizioni sismiche**

$$\begin{aligned}
 IPE400 - 1 \quad Q_{1SIS} &:= \gamma_a \cdot g \cdot (h_{sis} - z_1) \cdot l_1 + 7 \cdot a_g \cdot \gamma_a \cdot \frac{\sqrt{(h_{sis} - z_1)^2}}{8} \cdot l_1 = 26.9156 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\
 M_{Ed1SIS} &:= Q_{1SIS} \cdot \frac{L_s^2}{8} = 68.1302 \text{ kN m} \\
 IPE400 - 2 \quad Q_{2SIS} &:= \gamma_a \cdot g \cdot (h_{sis} - z_2) \cdot l_2 + 7 \cdot a_g \cdot \gamma_a \cdot \frac{\sqrt{(h_{sis} - z_2)^2}}{8} \cdot l_2 = 34.3587 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\
 M_{Ed2SIS} &:= Q_{2SIS} \cdot \frac{L_s^2}{8} = 86.9704 \text{ kN m} \\
 IPE400 - 3 \quad Q_{3SIS} &:= \gamma_a \cdot g \cdot (h_{sis} - z_3) \cdot l_3 + 7 \cdot a_g \cdot \gamma_a \cdot \frac{\sqrt{(h_{sis} - z_3)^2}}{8} \cdot l_3 = 33.5865 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\
 M_{Ed3SIS} &:= Q_{3SIS} \cdot \frac{L_s^2}{8} = 85.0158 \text{ kN m} \\
 IPE400 - 4 \quad Q_{4SIS} &:= \gamma_a \cdot g \cdot (h_{sis} - z_4) \cdot l_4 + 7 \cdot a_g \cdot \gamma_a \cdot \frac{\sqrt{(h_{sis} - z_4)^2}}{8} \cdot l_4 = 26.8113 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\
 M_{Ed4SIS} &:= Q_{4SIS} \cdot \frac{L_s^2}{8} = 67.8662 \text{ kN m} \\
 IPE400 - 5 \quad Q_{5SIS} &:= \gamma_a \cdot g \cdot (h_{sis} - z_5) \cdot l_5 + 7 \cdot a_g \cdot \gamma_a \cdot \frac{\sqrt{(h_{sis} - z_5)^2}}{8} \cdot l_5 = 14.7136 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\
 M_{Ed5SIS} &:= Q_{5SIS} \cdot \frac{L_s^2}{8} = 37.2439 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

Momento di progetto per verifica sismica

$$M_{EdSIS} := M_{Ed2SIS} = 86.9704 \text{ kN m}$$

### 5. Caratteristiche meccaniche della sezione composta (IPE 240 + lamiera)

#### Profilo IPE 240

Altezza	$h_{IPE} := 240 \text{ mm}$
Spessore anima	$t_{web} := 6.20 \text{ mm}$
Area	$A := 3910 \text{ mm}^2$
Inerzia massima	$I_{max} := 3892 \text{ cm}^4$
Momento statico elastico	$W_{max} := 324 \text{ cm}^3$

#### Lamiera

Spessore	$t_{lam} := 8 \text{ mm}$
Larghezza efficace	$b_{eff} := 30 \cdot t_{lam} + t_{web} = 246.2 \text{ mm}$

#### Sezione composta

Area	$A_{tot} := A + 2 \cdot b_{eff} \cdot t_{lam} = 7849.2 \text{ mm}^2$
Posizione baricentro	$z_G := \frac{\left( A \cdot \left( \frac{h_{IPE}}{2} + t_{lam} \right) + t_{lam} \cdot b_{eff} \cdot \frac{t_{lam}}{2} + t_{lam} \cdot b_{eff} \cdot \left( h_{IPE} + t_{lam} \cdot \frac{3}{2} \right) \right)}{A_{tot}} = 128 \text{ mm}$
Inerzia	$I := + I_{max} + 2 \cdot b_{eff} \cdot \frac{t_{lam}^3}{12} + 2 \cdot b_{eff} \cdot t_{lam} \cdot \left( \frac{h_{IPE}}{2} + \frac{t_{lam}}{2} \right)^2 = 9.951 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$
Momento statico elastico	$W := \frac{I}{z_G} = 7.7742 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$

### 6. Verifica di resistenza della sezione composta (IPE 240 + lamiera)

In condizioni statiche (combinazione SLU):

$$\sigma_{maxSLU} := \frac{M_{EdSLU}}{W} = 138.8829 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{minore di} \quad \sigma_{amm} := \frac{f_y}{\gamma_{MO}} = 261.9048 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

In condizioni sismiche:

$$\sigma_{maxSIS} := \frac{M_{EdSIS}}{W} = 111.8701 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{minore di} \quad \sigma_{amm} := \frac{f_y}{\gamma_{MO}} = 261.9048 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

### 7. Deformabilità della sezione composta (IPE 240 + lamiera)

Per effetto della pressione idrostatica in condizioni di esercizio (SLE):

$$f := \frac{5}{384} \cdot q_{SLE} \cdot \frac{L_s^4}{E \cdot I} = 7.2658 \text{ mm}$$

$$def := \frac{L_s}{f} = 619.3421 \quad \text{maggiore di 600: verifica soddisfatta}$$

### 8. Verifica di resistenza della lamiera

Schema statico di riferimento: trave in semplice appoggio soggetta a carico uniforme

La verifica è svolta in condizioni statiche (SLU).

larghezza di riferimento

$$b_{rif} := 1 \text{ m}$$

momento statico plastico

$$W_{lam} := b_{rif} \cdot \frac{t_{lam}^2}{4} = 16000 \text{ mm}^3$$

campo di lamiera 1

$$c_1 := z_2 - z_1 = 380 \text{ mm}$$

$$z_{c1} := z_1 + \frac{c_1}{2} = 280 \text{ mm}$$

$$q_{c1SLE} := \gamma_a \cdot g \cdot (h_i - z_{c1}) \cdot b_{rif} = 77.6952 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{c1SLU} := \gamma_{G2} \cdot q_{c1SLE} = 116.5428 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Edc1} := q_{c1SLU} \cdot \frac{c_1^2}{8} = 2.1036 \text{ kN m}$$

$$\sigma_{c1} := \frac{M_{Edc1}}{W_{lam}} = 131.4748 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{minore di} \quad \sigma_{amm} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 261.9048 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

campo di lamiera 2

$$c_2 := z_3 - z_2 = 370 \text{ mm}$$

$$z_{c2} := z_2 + \frac{c_2}{2} = 655 \text{ mm}$$

$$q_{c2SLE} := \gamma_a \cdot g \cdot (h_i - z_{c2}) \cdot b_{rif} = 74.0165 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{c2SLU} := \gamma_{G2} \cdot q_{c2SLE} = 111.0247 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Edc2} := q_{c2SLU} \cdot \frac{c_2^2}{8} = 1.8999 \text{ kN m}$$

$$\sigma_{c2} := \frac{M_{Edc2}}{W_{lam}} = 118.7444 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{minore di} \quad \sigma_{amm} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 261.9048 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

campo di lamiera 3

$$c_3 := z_4 - z_3 = 400 \text{ mm}$$

$$z_{c3} := z_3 + \frac{c_3}{2} = 1040 \text{ mm}$$

$$q_{c3SLE} := \gamma_a \cdot g \cdot (h_i - z_{c3}) \cdot b_{rif} = 70.2396 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{c3SLU} := \gamma_{G2} \cdot q_{c3SLE} = 105.3594 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Edc3} := q_{c3SLU} \cdot \frac{c_3^2}{8} = 2.1072 \text{ kN m}$$

$$\sigma_{c3} := \frac{M_{Edc3}}{W_{lam}} = 131.6992 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{minore di} \quad \sigma_{amm} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 261.9048 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

campo di lamiera 4

$$c_4 := z_5 - z_4 = 250 \text{ mm}$$

$$z_{c4} := z_4 + \frac{c_4}{2} = 1365 \text{ mm}$$

$$Q_{c4SLE} := \gamma_a \cdot g \cdot (h_i - z_{c4}) \cdot b_{rif} = 67.0514 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{c4SLU} := \gamma_{G2} \cdot Q_{c4SLE} = 100.577 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Edc4} := Q_{c4SLU} \cdot \frac{c_4^2}{8} = 0.7858 \text{ kN m}$$

$$\sigma_{c4} := \frac{M_{Edc4}}{W_{lam}} = 49.1099 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{minore di} \quad \sigma_{amm} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 261.9048 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

### 8. Verifica delle pressioni sul calcestruzzo (gargame)

Dimensioni appoggio

altezza appoggio

$$h_{app} := H_{tot} = 1550 \text{ mm}$$

larghezza dell'appoggio

$$l_{app} := 20 \text{ mm}$$

Superficie di appoggio

$$A_{app} := h_{app} \cdot l_{app} = 31000 \text{ mm}^2$$

Numero di appoggi

$$n_{app} := 2$$

Spinta idrostatica alla base

$$S_{base} := F_s = 80.442 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Spinta idrostatica alla sommità del primo modulo

$$S_{top} := \gamma_a \cdot g \cdot (h_i - h_{app}) = 65.2365 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Risultante della spinta idrostatica allo SLU

$$R_{SLU} := \gamma_{G2} \cdot (S_{base} + S_{top}) \cdot \frac{h_{app}}{2} \cdot L_s = 762.0807 \text{ kN}$$

Pressione esercitata sul calcestruzzo

$$\sigma_c := \frac{R_{SLU}}{A_{app}} = 12.2916 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Resistenza di progetto a compressione  
per calcestruzzo C25/30

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{ck} := 25 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_c := 1.50$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14.1667 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

La verifica è soddisfatta.

### 9. Verifica a taglio UPN 160

Peso totale paratoia	$P := 23 \text{ kN}$
Peso totale allo SLU	$P_{SLU} := \gamma_{G2} \cdot P = 34.5 \text{ kN}$
Nr. profili UPN	$n_{UPN} := 2$
Caratteristiche geometriche UPN	
area	$A_{UPN} := 2400 \text{ mm}^2$
larghezza ala	$b_{UPN} := 65 \text{ mm}$
spessore ali	$t_{FUPN} := 10.5 \text{ mm}$
spessore anima	$t_{wUPN} := 7.5 \text{ mm}$
raggio di raccordo ali-anima	$r := 10.5 \text{ mm}$
area resistente a taglio	$A_{vUPN} := A_{UPN} - 2 \cdot b_{UPN} \cdot t_{FUPN} + (t_{wUPN} + r) \cdot t_{FUPN} = 1224 \text{ mm}^2$
Taglio su ciascun UPN	$V_{Ed} := \frac{P_{SLU}}{2 \cdot n_{UPN}} = 8.625 \text{ kN}$
Resistenza a taglio UPN	$V_{Rd} := A_{vUPN} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 185.082 \text{ kN}$
Indice di sfruttamento	$DCR := \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.0466$