






PROVINCIA DI PIACENZA  
**COMUNE DI ALSENO**

LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DI PEDONI E CICLISTI LUNGO LE STRADE PROVINCIALI S.P. N°54 DI CHIARAVALLE E S.P. N°31 SALSEDIANA MEDIANTE LA REALIZZAZIONE DI PERCORSI PEDOCICLABILI NEI CENTRI ABITATI DELLE FRAZIONI DI CASTELNUOVO FOGLIANI E CHIARAVALLE DELLA COLOMBA.  
FINANZIATO IN PARTE DALL'UNIONE EUROPEA "NEXT GENERATION EU, M2: RIVOLUZIONE VERDE E TRANSIZIONE ECOLOGICA, C4: TUTELA DEL TERRITORIO E DELLA RISORSA IDRICA, I2.2.: INTERVENTI PER LA RESILIENZA, LA VALORIZZAZIONE DEL TERRITORIO E L'EFFICIENZA ENERGETICA"  
CUP E91B18000160006

**PROGETTO ESECUTIVO**

 ingegneria civile	<b>G.T. ENGINEERING S.r.l.</b> Via A.Ponchielli, 2 - 43011 Busseto (PR) TEL. +39 0524 930103 E-Mail: gte@gteng.it - PEC: gte@pec.gteng.it www.gteng.it	IL PROGETTISTA		
LAVORO PISTA CICLOPEDONALE A CASTELNUOVO FOGLIANI	 <b>Finanziato dall'Unione europea</b> NextGenerationEU			
TAVOLA PONTE CICLOPEDONALE RELAZIONE DI CALCOLO		SCALA -	TAVOLA N. <b>B.15</b>	
COMMESSA N. 2113ALS	FILE	LAYOUT	SISTEMA QUALITA' AZIENDALE CERTIFICATO UNI EN ISO 9001 DNV GL Business Assurance Certificato n° CERT-02421-97-AQ-BOL-SINCERT	
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO
1	gennaio 2023	REVISIONE	GTE	TESTA
0	ottobre 2021	EMISSIONE	GTE	TESTA

## SOMMARIO

1	PREMESSA .....	4
2	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	6
3	SOFTWARE E STRUMENTI DI CALCOLO .....	7
4	MATERIALI IMPIEGATI.....	7
4.1	IMPALCATO - ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA.....	7
4.2	SPALLA – CEMENTO ARMATO.....	8
4.2.1	Calcestruzzo .....	8
4.2.2	Acciaio per armature lente da cemento armato ordinario:.....	8
5	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO .....	9
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	10
7	COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	13
7.1	Combinazioni agli stati limite ultimi (SLU) .....	13
7.1	Combinazioni agli stati limite esercizio (SLE).....	13
8	IMPALCATO .....	15
8.1	Analisi dei carichi .....	16
8.1.1	Permanenti $G_1$ : peso proprio elementi strutturali.....	16
8.1.2	Permanenti portati $G_{2,1}$ : Peso proprio grigliato .....	16
8.1.3	Permanenti portati $G_{2,2}$ : Peso parapetto .....	16
8.1.4	Carichi variabili $Q_1$ : carichi variabili da traffico .....	17
8.1.5	Carichi variabili $Q_8$ : spinta su parapetto .....	17
8.1.6	Carichi variabili $Q_{5,4}$ : carico da neve.....	17
8.1.7	Carichi variabili $Q_{5,4}$ : carico da vento .....	18
8.1.8	Variazioni termiche .....	21
8.1.9	Forza sismica .....	21
8.1	Combinazioni di carico.....	22
8.1	Reazioni sulle spalle .....	23
8.2	VERIFICHE PROFILI.....	25
8.2.1	Verifica trave principale .....	27
8.2.1	Verifica traversi .....	27
8.3	VERIFICHE DEFORMATA E COMFORT .....	28
8.3.1	Verifica freccia SLE .....	28
8.3.1	Analisi della frequenza.....	28
8.1	VERIFICHE GIUNTI.....	29
8.1.1	Giunto di continuità travi principali .....	29
8.1.1	Giunto traversi HEA180.....	34
9	SPALLA .....	36
9.1	ANALISI DEI CARICHI DA IMPALCATO .....	36

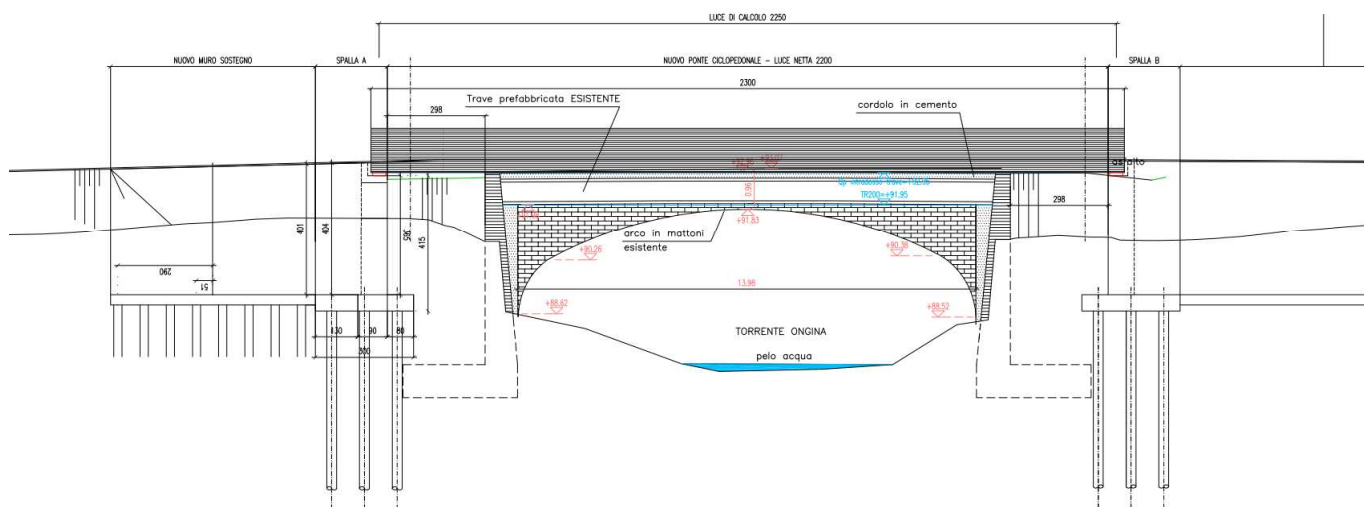
9.1.1	Convenzioni e sistema di riferimento .....	36
9.1.2	Azioni da impalcato.....	36
9.1.3	Azioni da impalcato nei sistemi di riferimento spalla .....	38
9.2	ANALISI DEI CARICHI SPALLA.....	40
9.2.1	Sistema di riferimento .....	40
9.2.2	Carichi permanenti.....	40
9.2.3	Spinte globali M1 .....	46
9.2.4	Riepilogo azioni .....	52
9.3	COMBINAZIONE DEI CARICHI E DETERMINAZIONE SOLLECITAZIONI.....	53
9.3.1	Elevazione .....	54
9.3.2	Fondazione.....	55
9.4	VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI .....	55
9.4.1	Pali di fondazione.....	55
9.4.2	Fondazione.....	60
9.4.1	Elevazione .....	66

## 1 PREMESSA

La presente relazione ha come oggetto i calcoli strutturali relativi alla passerella ciclo-pedonale sull'Ongina, opera inserita nella progettazione di interventi di MESSA IN SICUREZZA DI PEDONI E CICLISTI LUNGO LA S.P. N.54 DI CHIARAVALLE E LA S.P. N.31 SALSEDIANA, MEDIANTE LA REALIZZAZIONE DI PERCORSI PEDOCICLABILI NEI CENTRI ABITATI DELLE FRAZIONI DI CASTELNUOVO FOGLIANI E CHIARAVALLE DELLA COLOMBA, nel Comune di Alseno (PC).

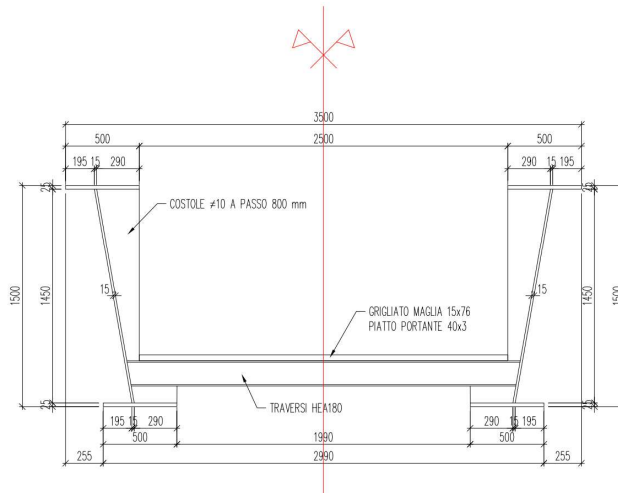
In tali frazioni le strade provinciali sopra citate attraversano i centri abitati e in ambito urbano questi tratti stradali non sono dotati di elementi marginali o dispositivi di protezione adeguati a garantire la necessaria sicurezza al transito delle utenze deboli, come definite dal Codice della Strada (art.3 c.53 bis del D.Lgs n. 285 del 1992), ovvero pedoni, disabili in carrozzella, ciclisti e tutti coloro i quali meritino una tutela particolare dai pericoli derivanti dalla circolazione sulla strada.

La passerella oggetto di trattazione è costituita da un impalcato in acciaio con luce di calcolo di 22.50m che poggia su due spalle tradizionali realizzate in cemento armato. Lo schema statico adottato è quello di una trave in semplice appoggio.



*Sezione longitudinale passerella*

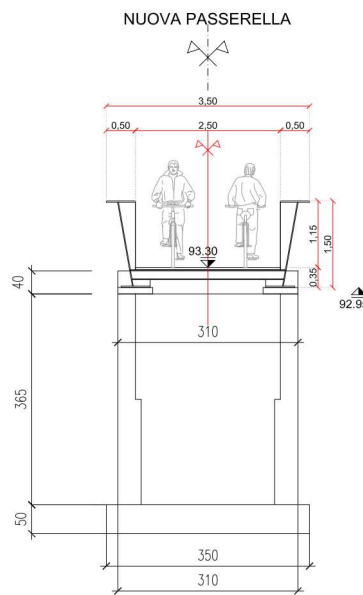
L'impalcato in acciaio a via di corsa inferiore è costituito da due travi di altezza 1.50 m, collegate da traversi HEA 180 posizionati ad interasse di 1.60m. La soletta è realizzata mediante un grigliato maglia 15x75. La larghezza totale dell'impalcato è pari 3.50m.



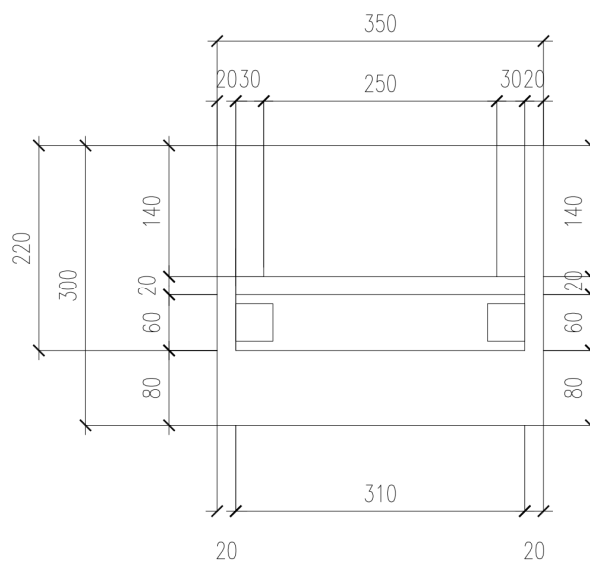
Sezione impalcato

Le spalle presentano una altezza totale massima di 4.04 e sono costituite da un paramento frontale di spessore 80 cm e da un muro paraghiaia di spessore 20cm. Completano la geometria i due muri di risvolto laterali di altezza variabile da 4.04 e 4.00m che presentano uno spessore a spiccato elevazione pari a 40 cm, che si rastrema a 30 cm in sommità.

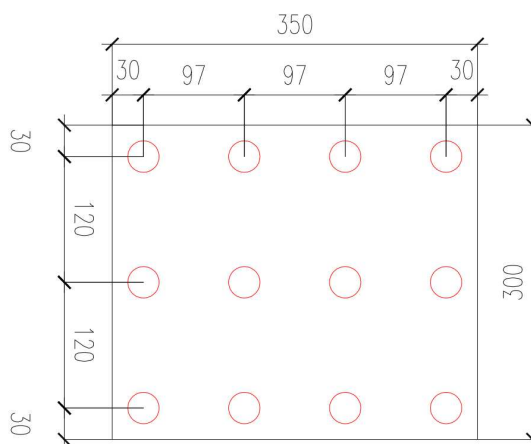
Le fondazioni sono di tipo profondo, costituite da 12 micropali di diametro 30cm e lunghezza totale 18m, collegati alla spalla mediante suola di fondazione di spessore 50cm.



Vista frontale Spalla



*Pianta spalla*



*Pianta fondazioni*

## 2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Per le verifiche e le valutazioni condotte nella presente relazione si è ricorso alla seguente normativa di riferimento:

- D.M. 17.01.2018: Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circolare 21 febbraio 2019, n. 7/C.S.LL.PP: Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme Tecniche per le costruzioni" di cui a. D.M. 17 Gennaio 2018;
- CNR DT207\_2008: Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni;
- UNI EN1992-1-1 Eurocodice 2 "Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN1993-1-1:2005 Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN1997-1 - Eurocodice 7: Geotechnical design - Part 1: General rules;

### 3 SOFTWARE E STRUMENTI DI CALCOLO

I calcoli sono svolti nel rispetto delle leggi della Scienza delle Costruzioni.

Le sollecitazioni massime sono ottenute mediante l'analisi elastica lineare della struttura, la verifica della sicurezza è condotta con il metodo degli stati limite.

Le calcolazioni sono state eseguite con l'ausilio dei seguenti software e strumenti di calcolo:

- Excel Fogli di calcolo autoprodotti
- Straus7 Release 2.4.6 Software ad elementi finiti per modellazione strutturale tridimensionale

L'affidabilità dei codici utilizzati e l'attendibilità dei risultati ottenuti sono state controllate confrontando i risultati con calcoli ausiliari (DM 17/01/2019, par.10.2).

### 4 MATERIALI IMPIEGATI

#### 4.1 IMPALCATO - ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

Per la carpenteria si utilizza:

- Per piatti e profili acciaio S355

Con le seguenti caratteristiche (Tabella 4.2.I, D.M. 17.01.2018):

Spessore nominale dell'elemento $t \leq 40$	
$f_{yk}$ [MPa]	$f_{tk}$ [MPa]
355	510

Spessore nominale dell'elemento $40 < t \leq 80$	
$f_{yk}$ [MPa]	$f_{tk}$ [MPa]
335	470

Spessore nominale dell'elemento $t \leq 40$	
$f_{yk}$ [MPa]	$f_{tk}$ [MPa]
275	430

Per la verifica in campo elastico, la resistenza di calcolo dell'acciaio si è assunta pari a :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M}$$

essendo

$\gamma_M$  = coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Per il materiale	Elemento o tipo di verifica	$\gamma_M$
------------------	-----------------------------	------------

	Sezioni di classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1.05$
	Fenomeni di instabilità	$\gamma_{M1} = 1.05$
	Resistenza delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1.25$
Per i collegamenti	Bulloni	$\gamma_{M2} = 1.25$
	Saldature	$\gamma_{M2} = 1.25$

Si sono utilizzati i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

- modulo di elasticità  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- modulo di elasticità tangenziale  $G = E / (2 \times (1 + \nu)) = 80769 \text{ N/mm}^2$
- coefficiente di Poisson  $\nu = 0.3$
- coefficiente di espansione termica  $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}$
- densità  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

## 4.2 SPALLA – CEMENTO ARMATO

### 4.2.1 Calcestruzzo

classe di resistenza	$R_{ck}$ [MPa]	$f_{ck}$ [MPa]	$f_{cd}$ [MPa]	$E_{cm}$ [MPa]	Elemento
<b>C28/35</b>	35	28	15,87	32308	Spalla

resistenza a compressione cubica

$R_{ck}$

resistenza a compressione cilindrica

$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck}$

resistenza a compressione cilindrica media

$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$

modulo elastico istantaneo del calcestruzzo

$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0,3}$

coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata

$\alpha_{cc} = 0,85 \text{ (SLU)}$

coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo

$\gamma_c = 1,5$

resistenza di calcolo a compressione

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

Per quanto riguarda le procedure e le prove sperimentali di accettazione del calcestruzzo e delle sue componenti si rimanda nel dettaglio al § 11.2 delle NTC.

### 4.2.2 Acciaio per armature lente da cemento armato ordinario:

	$f_{y \text{ nom}}$ [MPa]	$f_{t \text{ nom}}$ [MPa]	$f_{yd}$ [MPa]	Elemento
<b>B450C</b>	450	540	391,30	Armature in genere

coefficiente parziale di sicurezza per armature lente

$\gamma_s = 1,15$

tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio

$f_{yk} = f_{y \text{ nom}}$

resistenza di calcolo a trazione

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$

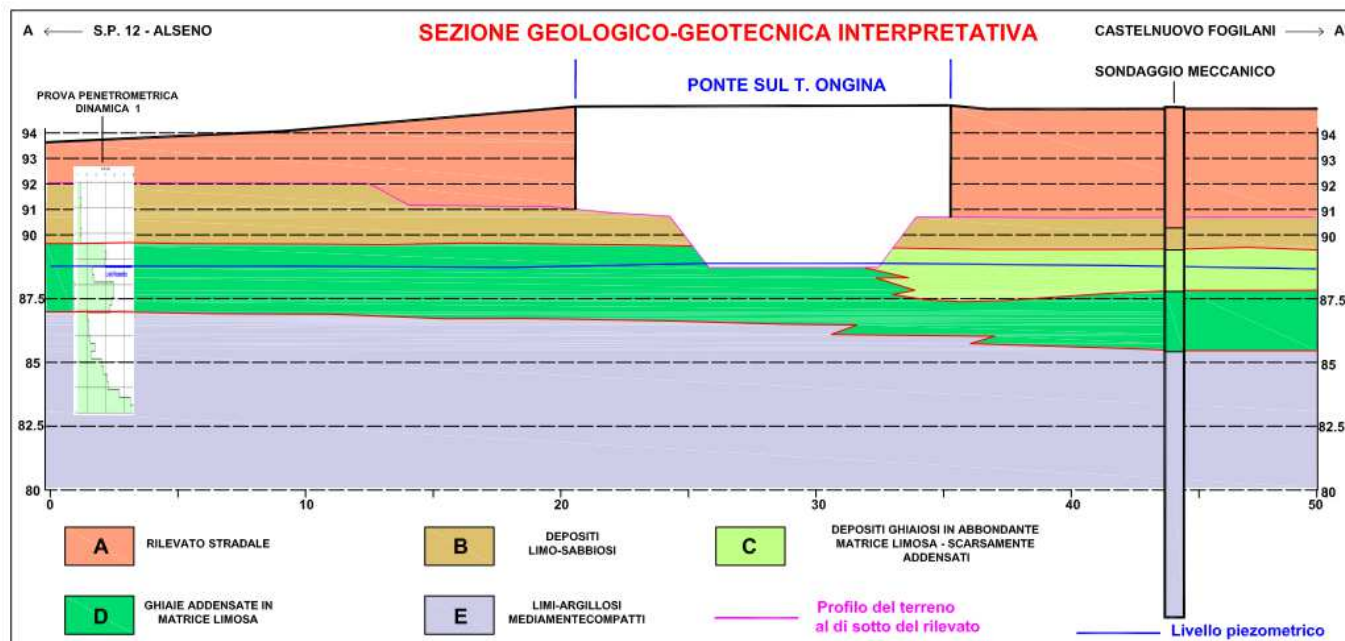
Per quanto riguarda le procedure e le prove sperimentali di accettazione dell'acciaio per cemento armato si rimanda nel dettaglio ai §§ 11.3.1 e 11.3.2 delle NTC.



## 5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO

Per le caratteristiche dei terreni interessati dalle opere si fa riferimento a quanto riportato nella relazione: “Studio geologico-tecnico-sismico con relative indagini geofisiche e penetrometriche” di Febbraio 2021 a firma del Dr. Alberto Lepori.

Da tale relazione è stata estrapolata la caratterizzazione geotecnica sotto riportata



Sezione Geologico Geotecnica – Estratto figura 4 Relazione geotecnica

<b>Unità "A"</b>	Rilevato stradale
<b>Unità "B"</b>	Limo sabbioso mediamente addensato
<b>Unità "C"</b>	Depositi prevalentemente ghiaiosi in abbondante matrice limosa a medio-basso addensamento
<b>Unità "D"</b>	Depositi prevalentemente ghiaiosi in matrice limosa a medio-alto addensamento
<b>Unità "E"</b>	Depositi prevalentemente limo-argillosi mediamente compatti

## 6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Come richiesto dalla Normativa vigente, la zona dove ricade l'opera in esame è stata considerata sismica con grado di sismicità calcolato sulla base di una caratterizzazione sismica riferita al sito interessato dagli interventi. In fase progettuale si sono adottati i seguenti parametri:

Sito in esame

Regione Emilia romagna  
 Provincia Piacenza  
 Comune Alseno

Classe: II => Coefficiente cu: 1  
 Vita nominale: 50  
 Categoria sottosuolo: C  
 Categoria topografica: T1  
 Tempo di ritorno 975 anni

### Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

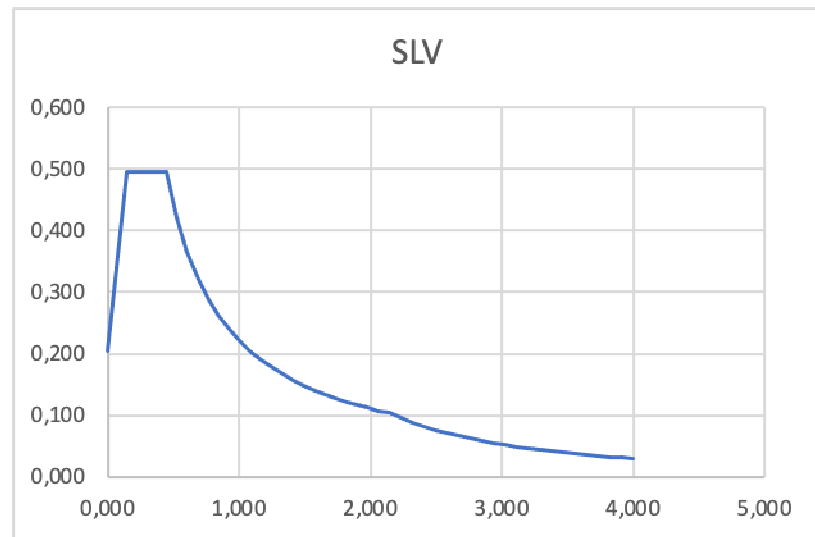
Ne derivano i seguenti valori dei parametri sismici per lo stato limite SLV:

$a_g = 0.135$  accel. orizz. max attesa al sito  
 $F_0 = 2.440$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale  
 $T_c^* = 0.279$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale  
 $S_s = 1.50$  coefficiente di amplificazione stratigrafica  
 $C_c = 1.60$  coefficiente dipendente dalla categoria del suolo  
 $S_T = 1.00$  coefficiente di amplificazione topografica  
 $S = S_s \times S_T = 1.5$

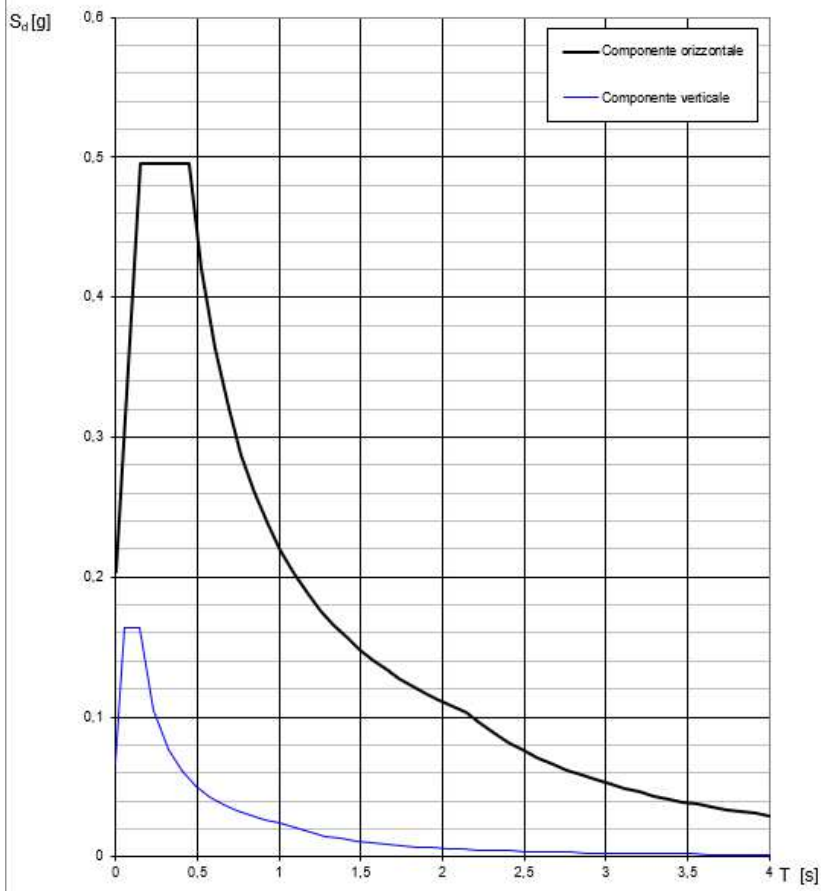
### Punti dello spettro di risposta SLV

T (S)	S (g)
0,000	0,203
0,149	0,496
0,447	0,496
0,527	0,420
0,608	0,364
0,689	0,321
0,769	0,288
0,850	0,260
0,931	0,238
1,012	0,219
1,092	0,203
1,173	0,189
1,254	0,177
1,335	0,166
1,415	0,156

1,496	0,148
1,577	0,140
1,657	0,134
1,738	0,127
1,819	0,122
1,900	0,117
1,980	0,112
2,061	0,107
2,142	0,103
2,230	0,095
2,319	0,088
2,407	0,082
2,496	0,076
2,584	0,071
2,673	0,066
2,761	0,062
2,850	0,058
2,938	0,055
3,027	0,052
3,115	0,049
3,204	0,046
3,292	0,044
3,381	0,041
3,469	0,039
3,558	0,037
3,646	0,036
3,735	0,034
3,823	0,032
3,912	0,031
4,000	0,030



**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite SLV**



## 7 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

### 7.1 Combinazioni agli stati limite ultimi (SLU)

Per il dimensionamento degli elementi strutturali, è stata considerata la seguente combinazione delle azioni agli stati limite ultimi:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki})$$

dove:

$G_1$  è il peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

$G_2$  è peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

$Q_{k,1}$  è il valore caratteristico di una delle azioni variabili;

$Q_{k,i}$  sono i valori caratteristici delle altre azioni variabili;

$\gamma_{G1}$  è il coefficiente parziale di sicurezza per il peso proprio della struttura;

$\gamma_{G2}$  è il coefficiente parziale di sicurezza per il peso proprio degli elementi non strutturali

$\gamma_{Qi}$  è il coefficiente parziale delle azioni variabili;

$\psi_{0i}$  sono i coefficienti di combinazione;

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qi}$  sono presi dalla NTC 2018 §2.6.1 e dalla EN 1991-3 § A.2.2

		Coefficiente $\gamma_F$	A1 STR
Carichi permanenti $G_1$	- favorevoli	$\gamma_{G1}$	1.00
	- sfavorevoli		1.30
Carichi permanenti non strutturali $G_2$	- favorevoli	$\gamma_{G2}$	0.80
	- sfavorevoli		1.50
Carichi permanenti non strutturali $G_2$ Compiutamente definiti	- favorevoli	$\gamma_{G2}$	1.00
	- sfavorevoli		1.30
Altri carichi variabili	- favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0.00
	- sfavorevoli		1.50

### Combinazione Sismica per gli stati limite ultimi (SLU)

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

### 7.1 Combinazioni agli stati limite esercizio (SLE)

#### Combinazione Rara

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

### **Combinazione Frequente**

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

### **Combinazione Quasi permanente**

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

I fattori di tali combinazioni lineari sono riportati nelle seguenti tabelle.

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

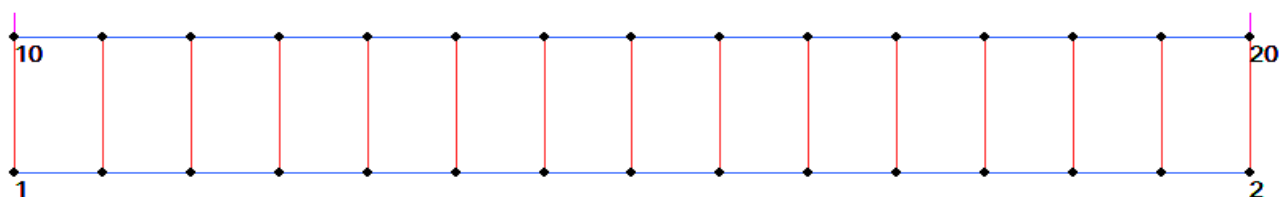
## 8 IMPALCATO

Si riportano nel seguito l'analisi e le verifiche effettuate sulle strutture di impalcato.

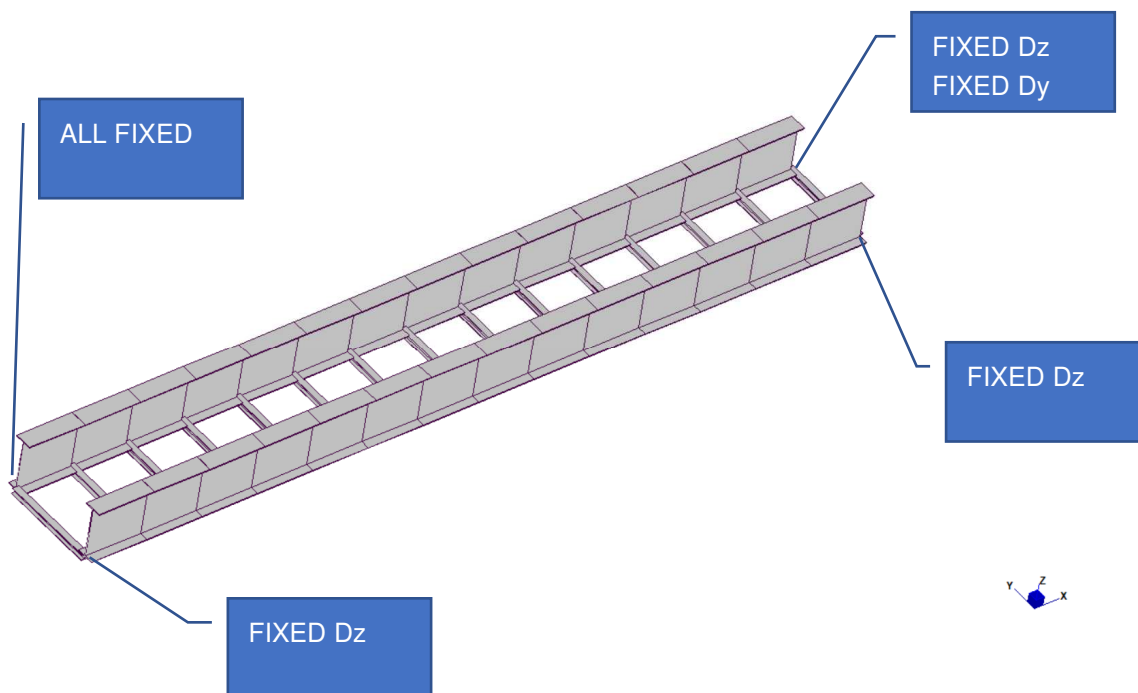
Ai fini della determinazione delle sollecitazioni e degli spostamenti sulla struttura è stato realizzato un modello di calcolo agli elementi finiti utilizzando il codice di calcolo Straus7, release 2.4.6.

Si modella la struttura tenendo conto dei mutui vincoli interni ed esterni e assegnando ai profili le geometrie e le rigidezze corrette.

Per le caratteristiche relative agli elementi strutturali e ai vincoli si riportano di seguito delle immagini tratte dal modello e la sua descrizione.



Numerazione nodi e sistema di riferimento



Schema di vincolo

## 8.1 Analisi dei carichi

### 8.1.1 Permanenti $G_1$ : peso proprio elementi strutturali

Il peso proprio della struttura viene calcolato in automatico dal software di calcolo agli elementi finiti considerando un peso specifico dell'acciaio pari a  $78.5 \text{ kN/m}^3$ .

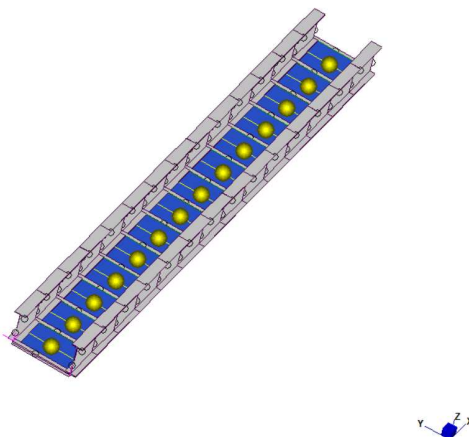
A tale peso ci è aggiunto un coefficiente moltiplicativo pari a 1.12 per tenere conto della quota parte di peso di costole, bullonerie, piatti, etc.

### 8.1.2 Permanenti portati $G_{2,1}$ : Peso proprio grigliato

Si è considerato il peso di un grigliato antitacco  $15 \times 76$  maglia portante di spessore  $40 \times 3$ .

Si considera il carico pari a  $G_{2,1} = 80 \text{ kg/m}^2$ .

Questo carico viene applicato come massa distribuita lungo la passerella

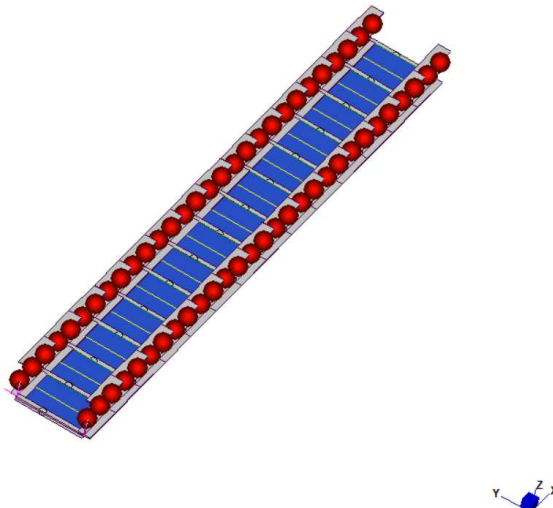


### 8.1.3 Permanenti portati $G_{2,2}$ : Peso parapetto

Si è considerato un carter di chiusura sul lato della trave in corrispondenza con il transito dei pedoni e dei cicli di spessore 5mm.

Si considera il carico pari a  $G_{2,2} = 1.15 \text{ m} \times 0.005 \text{ m} \times 78.5 \text{ kN/m}^3 = 45 \text{ kg/m}$ .

Tale carico viene considerato come massa distribuita lineare lungo la trave.

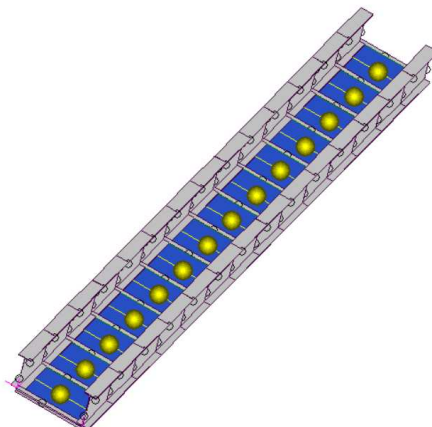




#### 8.1.4 Carichi variabili $Q_1$ : carichi variabili da traffico

Si considera un carico distribuito secondo lo schema da normativa 5, rappresentante folla compatta pari a  $5 \text{ kN/m}^2$

Questo carico viene applicato come massa distribuita lungo la passerella

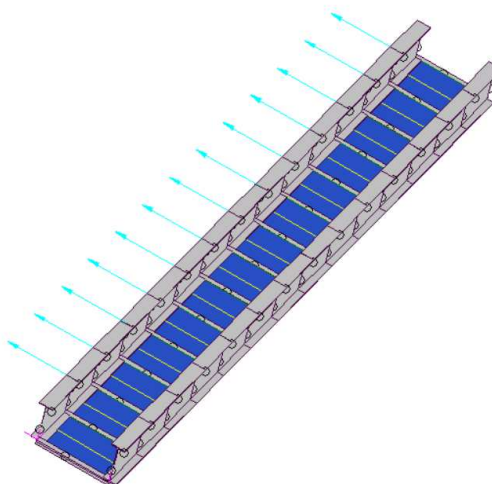


#### 8.1.5 Carichi variabili $Q_8$ : spinta su parapetto

Si considera come da normativa, una forza orizzontale distribuita sul parapetto rappresentante la spinta della folla pari a  $1.5 \text{ kN/m}$ . Essa sarà posizionata ad un'altezza pari a  $1.15 \text{ m}$  dal piano viabile.

Nel modello tale forza sarà rappresentata come una forza concentrata posta ad interasse di  $1.6 \text{ m}$  (interasse trasversi) pari a:

$$F_H = 1.5 \text{ kN/m} \times 1.60 \text{ m} = 2.4 \text{ kN} .$$



#### 8.1.6 Carichi variabili $Q_{5,4}$ : carico da neve

Zona I - Alpina

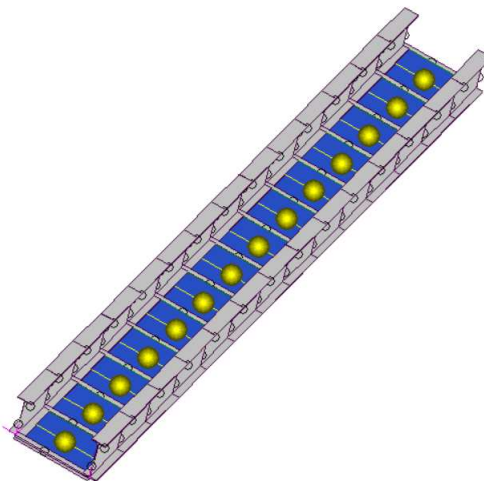
Altitudine sul livello del mare del sito:

$$a_s \leq 200 \text{ m}$$

Valore di riferimento del carico di neve al suolo:

$$q_{sk} = 1.50 \text{ kN/m}^2$$

Questo carico viene applicato come massa distribuita lungo la passerella



#### 8.1.7 Carichi variabili $Q_{5,4}$ : carico da vento

Zona: 2       $v_{b,0} = 25$  m/s  
 $a_0 = 750$  m  
 $k_a = 0,015$

Altitudine sul livello del mare del sito dove è realizzata la costruzione:

$a_s = 80$  m

Velocità di riferimento:

$v_b = 25$  m/s      ( 90 km/h)

Periodo di ritorno

$T_R = 50$  anni

$\alpha_R = 1,000$

Velocità di riferimento associata al periodo di ritorno:

$v_{b(TR)} = 25,00$  m/s

Pressione cinetica di riferimento:

$q_b = 390,6$  N/m<sup>2</sup>

Classe di rugosità: C

Categoria di esposizione: III

$k_r = 0,20$  m

$z_0 = 0,10$  m

$z_{min} = 5$

Coefficiente di topografia

$$c_t = 1,0$$

Altezza della costruzione sul suolo:

$$z = 6 \text{ m} > z_{\min} = 25,02$$

Coefficiente di esposizione:

$$c_e = 1,817$$

Coefficiente di forma:

$$c_p = 1,00$$

Coefficiente dinamico:

$$c_d = 1,00$$

Pressione del vento:

$$p = q_b * c_e * c_p * c_d$$

$$p = 710 \text{ N/m}^2$$

Q5.2 - Vento a ponte carico

$$L_{\text{rif}} = 23,00 \text{ m} \quad \text{lunghezza di riferimento dell'impalcato}$$

$$q_p = 710,0 \text{ N/m}^2 \quad \text{pressione cinetica di picco (a meno di } c_p)$$

$$d = 3,000 \text{ m} \quad \text{larghezza di riferimento impalcato}$$

$$h_{\text{tot}} = 1,500 \text{ m} \quad \text{altezza totale impalcato}$$

$$d/h_{\text{tot}} = 2,00 \# \quad \text{rapporto geometrico}$$

$$C_{fX} = 0,83 \# \quad \text{coefficiente di forza X}$$

$$C_{fY} = 0,90 \# \quad \text{coefficiente di forza Y}$$

$$C_{mZ} = 0,2 \# \quad \text{coefficiente di momento Z}$$

*vento dovuto alla forza X*

$$q_{c.2.X} = 1757,3 \text{ N/m} \quad \text{carico unitario del vento (a metro lineare di lunghezza d'impalcato)}$$

$$q_{c.3.X} = 40,4 \text{ kN} \quad \text{carico totale del vento}$$

$$ecc = 0,750 \text{ m} \quad \text{eccentricità carico vento}$$

$$m_{c.2.X} = 1317,9 \text{ Nm/m} \quad \text{momento totale del vento}$$

*vento dovuto alla forza Y*

$$q_{c.2.Y} = 1917,0 \text{ N/m} \quad \text{carico unitario del vento (a metro lineare di lunghezza d'impalcato)}$$

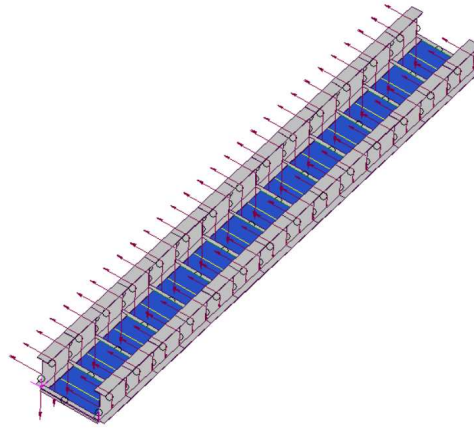
$$q_{c.3.Y} = 44,1 \text{ kN} \quad \text{carico totale del vento}$$

*vento dovuto al momento Z*

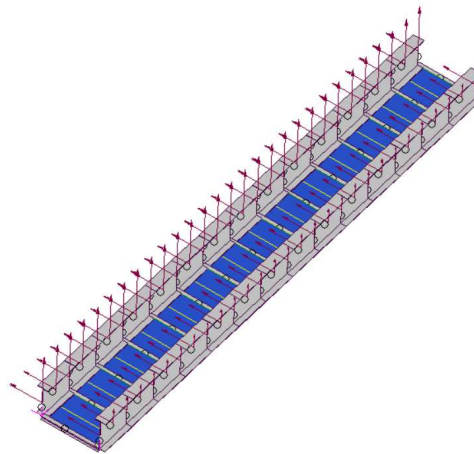
$$m_{c.2.Z} = 1278,0 \text{ Nm/m} \quad \text{momento unitario del vento (a metro lineare di lunghezza d'impalcato)}$$

$$m_{\text{tot}} = 2596 \text{ Nm/m}$$

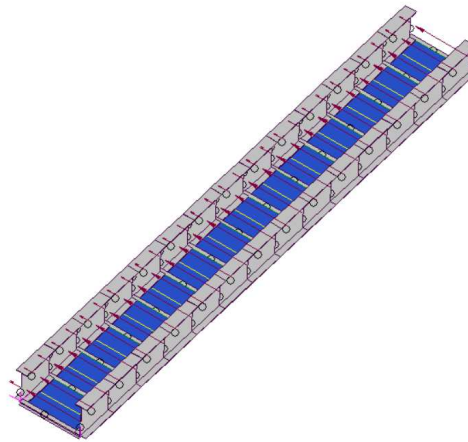
0,9615 0,4881



Vento caso di carico 1



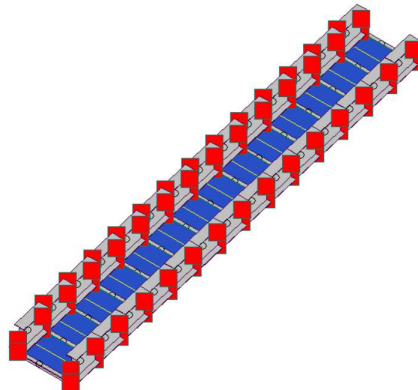
Vento caso di carico 2



Vento caso di carico 3

### 8.1.8 Variazioni termiche

Si considera  $\Delta T_{st} = \pm 25^\circ\text{C}$  (strutture in acciaio esposte).



### 8.1.9 Forza sismica

Si esegue un'analisi statica equivalente applicando alla passerella delle forzanti sismiche nelle direzioni x ed y, calcolate in base al valore sopra riportato dello spettro di progetto.

Le forzanti sismiche vengono applicate come forze distribuite sulla lunghezza della trave.

$$F_{x,y} = S_{ed} * M/L$$

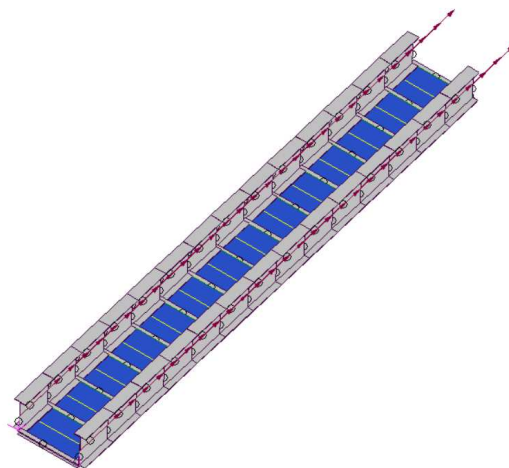
Dove::

$S_{ed}$  spettro di risposta SLV = 0.511 g

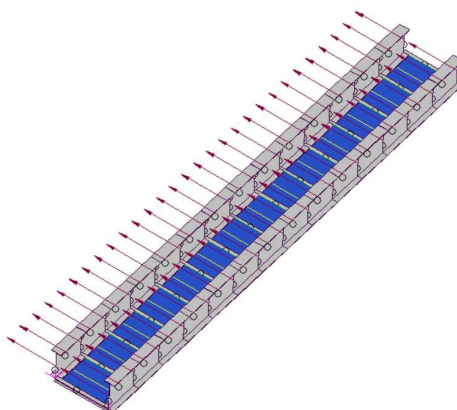
M massa totale impalcato (comprensivo di permanenti e permanenti portati) = 32 t

L lunghezza impalcato = 23 m

$$F_{x,y} = 3.49 \text{ kN/m}$$



Forza sismica in x



Forza sismica in y



### 8.1 Combinazioni di carico

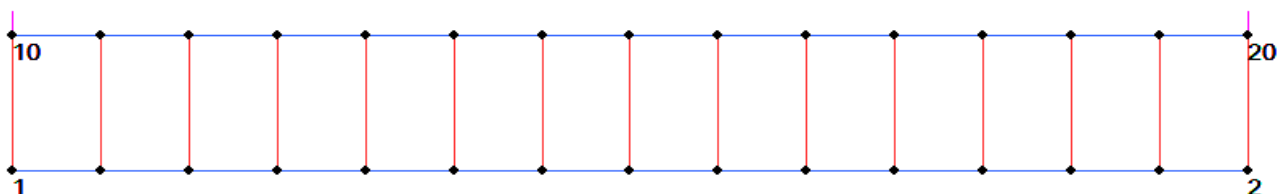
Nell'analisi dell'impalcato sono state considerate le seguenti combinazioni:

CASES	1	2	3	4	5	6	7
	SLU1	SLU2	SLU3	SLE1	SLE2	SLE3	MASSA SISMICA
1: G1_Peso proprio [Freedom Case 1]	1,30	1,30	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00
2: G2.1_Perm.portati [Freedom Case 1]	1,30	1,30	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00
3: G2.2_Carter Parapetto [Freedom Case 1]	1,30	1,30	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00
4: Q1_Folla compatta [Freedom Case 1]	1,50	1,50	1,50	1,00	1,00	1,00	0,20
5: Q8_Spinta parapetto [Freedom Case 1]	1,50	1,50	1,50	1,00	1,00	1,00	0,00
6: Q5.1_Vento-Caso 1 [Freedom	0,90	0,00	0,00	0,60	0,00	0,00	0,00

Case 1]							
7: Q5.2_Vento-Caso 2 [Freedom Case 1]	0,00	0,90	0,00	0,00	0,60	0,00	0,00
8: Q5.3_Vento-Caso 3 [Freedom Case 1]	0,00	0,00	0,90	0,00	0,00	0,60	0,00
9: Q5.4_Neve [Freedom Case 1]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10: SISMA X [Freedom Case 1]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11: SISMA Y [Freedom Case 1]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12: temp [Freedom Case 1]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

### 8.1 Reazioni sulle spalle

Reazioni non ponderate calcolate per singola condizione di carico sulle spalle.



	ID	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN.m)	MY (kN.m)	MZ (kN.m)
Node 44: 1: G1_Peso proprio	1	0	0	53	0	0	
Node 44: 2: G2.1_Perm.portati	1	0	0	12	0	0	
Node 44: 3: G2.2_Carter Parapetto	1	0	0	5	0	0	
Node 44: 4: Q1_Folla compatta	1	0	0	78	0	0	0
Node 44: 5: Q8_Spinta parapetto	1	0	0	-9	0	0	0
Node 44: 6: Q5.1_Vento-Caso 1	1	0	0	-1	0	0	0
Node 44: 7: Q5.2_Vento-Caso 2	1	0	0	-11	0	0	0
Node 44: 8: Q5.3_Vento-Caso 3	1	0	0	-6	0	0	0
Node 44: 9: Q5.4_Neve	1	0	0	23	0	0	0
Node 44: 10: SISMA X	1	0	0	-2	0	0	0
Node 44: 11: SISMA Y	1	0	0	-22	0	0	0
Node 45: 1: G1_Peso proprio	2	0	0	53	0	0	
Node 45: 2: G2.1_Perm.portati	2	0	0	12	0	0	0
Node 45: 3: G2.2_Carter Parapetto	2	0	0	5	0	0	
Node 45: 4: Q1_Folla compatta	2	0	0	78	0	0	0
Node 45: 5: Q8_Spinta parapetto	2	0	0	-9	0	0	0

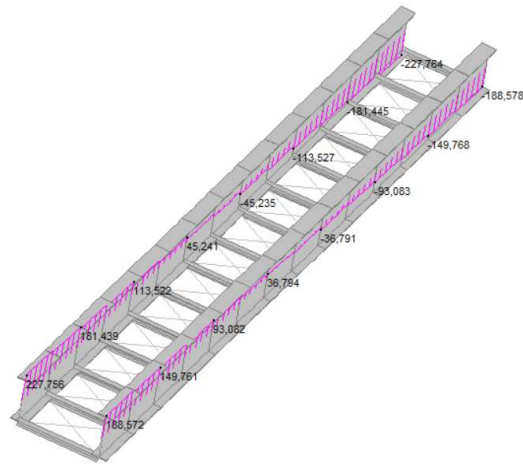
Node 45: 6: Q5.1_Vento-Caso 1	2	0	0	-1	0	0	0
Node 45: 7: Q5.2_Vento-Caso 2	2	0	0	-11	0	0	0
Node 45: 8: Q5.3_Vento-Caso 3	2	0	0	-6	0	0	0
Node 45: 9: Q5.4_Neve	2	0	0	23	0	0	0
Node 45: 10: SISMA X	2	0	0	2	0	0	0
Node 45: 11: SISMA Y	2	0	0	-22	0	0	0
Node 48: 1: G1_Peso proprio	20	0	0	53	0	0	
Node 48: 2: G2.1_Perm.portati	20	0	0	12	0	0	0
Node 48: 3: G2.2_Carter Parapetto	20	0	0	5		0	
Node 48: 4: Q1_Folla compatta	20	0	0	78	0	0	0
Node 48: 5: Q8_Spinta parapetto	20	0	-16	9	0	0	0
Node 48: 6: Q5.1_Vento-Caso 1	20	0	-21	23	0	0	0
Node 48: 7: Q5.2_Vento-Caso 2	20	0	-21	-11	0	0	0
Node 48: 8: Q5.3_Vento-Caso 3	20	0	-21	6	0	0	0
Node 48: 9: Q5.4_Neve	20	0	0	23	0	0	0
Node 48: 10: SISMA X	20	0	-9	3	0	0	0
Node 48: 11: SISMA Y	20	0	-80	22	0	0	0
Node 49: 1: G1_Peso proprio	10	0	0	53	0	0	
Node 49: 2: G2.1_Perm.portati	10	0	0	12	0	0	0
Node 49: 3: G2.2_Carter Parapetto	10	0	0	5		0	
Node 49: 4: Q1_Folla compatta	10	0	0	78	0	0	0
Node 49: 5: Q8_Spinta parapetto	10	0	-16	9	0	0	0
Node 49: 6: Q5.1_Vento-Caso 1	10	0	-21	23	0	0	0
Node 49: 7: Q5.2_Vento-Caso 2	10	0	-21	-11	0	0	0
Node 49: 8: Q5.3_Vento-Caso 3	10	0	-21	6	0	0	0
Node 49: 9: Q5.4_Neve	10	0	0	23	0	0	0
Node 49: 10: SISMA X	10	-161	9	-3	0	0	0
Node 49: 11: SISMA Y	10	0	-80	22	0	0	0



## 8.2 VERIFICHE PROFILI

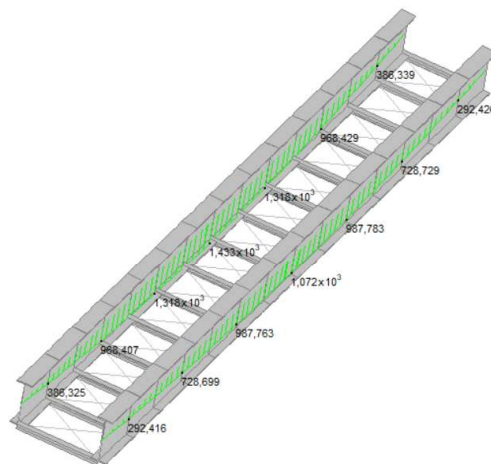
### Sollecitazione di taglio sulle travi

	MIN	MAX
SFZ2(kN)	-227,764	227,756
	[Bm:3]	[Bm:24]



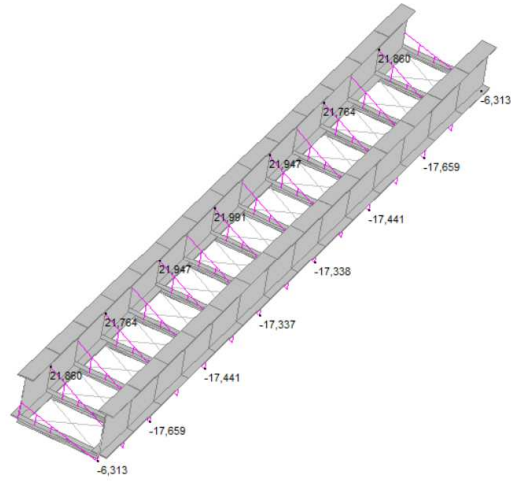
### Sollecitazione momento sulle travi

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-8,635	$1,433 \times 10^3$
	[Bm:1]	[Bm:18]



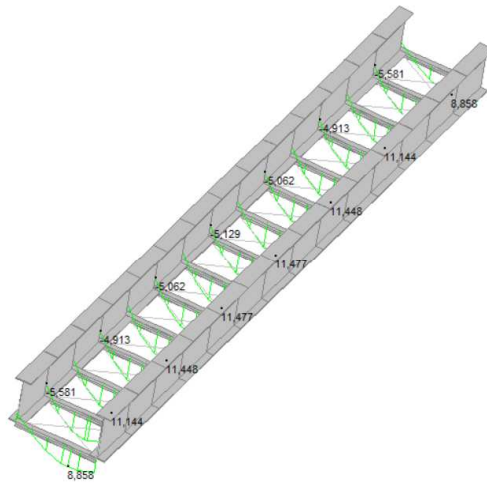
Sollecitazione di taglio su traversi

	MIN	MAX
SF2(kN)	-17,659	21,991
	[Bm.34]	[Bm.5]

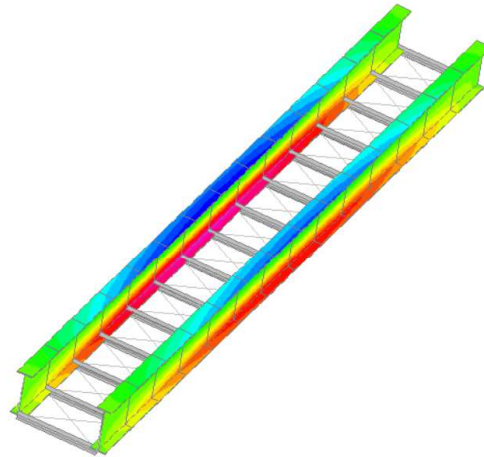
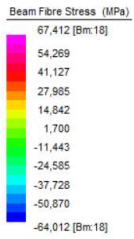


Sollecitazione momento su traversi

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-5,581	11,477
	[Bm.35]	[Bm.43]



### 8.2.1 Verifica trave principale



La massima tensione total fibre SLU risulta

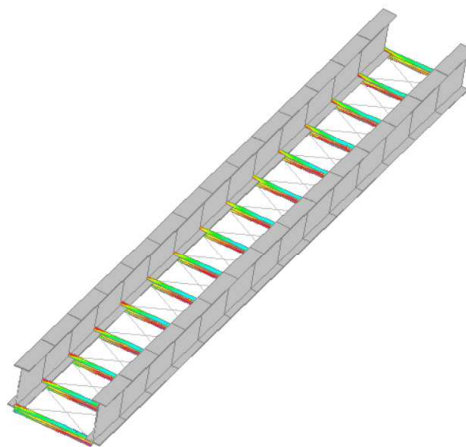
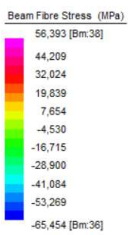
$$\sigma_{\max} = 72 \text{ MPa} < f_{yk} / \gamma_{M0} = 338 \text{ MPa}$$

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica instabilità flesso torsionale

$$M_{Rd \text{ svergolamento}} = 1486 \text{ kNm} > M_{Ed} = 1433 \text{ kNm}$$

### 8.2.1 Verifica traversi



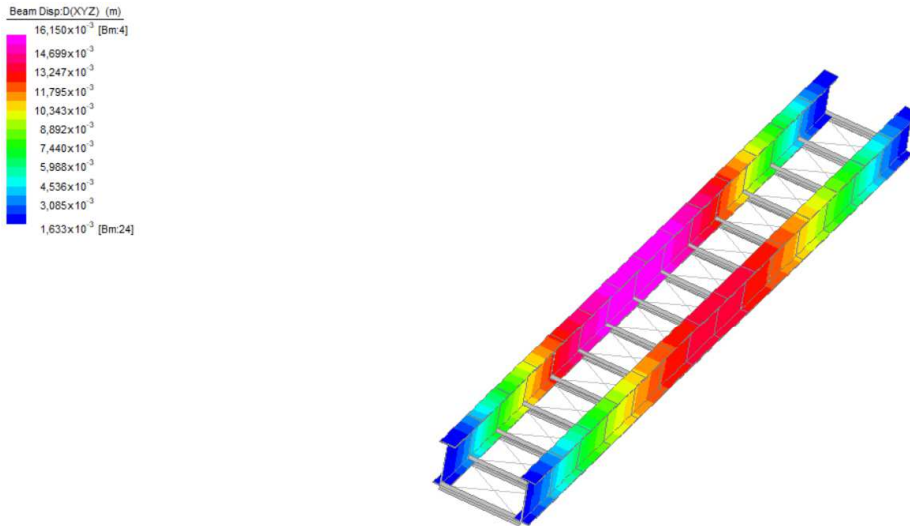
La massima tensione total fibre SLU risulta

$$\sigma_{\max} = 66 \text{ MPa} < f_{yk} / \gamma_{M0} = 338 \text{ MPa}$$

VERIFICA SODDISFATTA

### 8.3 VERIFICHE DEFORMATA E COMFORT

#### 8.3.1 Verifica freccia SLE



Freccia SLE = 16 mm = L/1437 VERIFICA SODDISFATTA

#### 8.3.1 Analisi della frequenza

Si considerano le masse associate ai carichi permanenti portati e permanenti:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{2,i} * Q$$

Dove  $\Psi_{2,i}$  per i ponti è pari a 0.75

Dall'analisi effettuata con il programma si sono ottenute le seguenti frequenze:

frequenze [Hz]		
1 modo	f=2.7 Hz	Orizzontale > 2.5 Hz VERIFICA SODDISFATTA
2 modo	f= 5.26 Hz	Torsionale / Verticale > 5 Hz VERIFICA SODDISFATTA
3 modo	f = 5.4 Hz	

Si assume che il grigliato assuma funzione di controventamento.

## 8.1 VERIFICHE GIUNTI

### 8.1.1 Giunto di continuità travi principali

Al fine di garantire la continuità delle travi principali si prevede di dividere la lunghezza totale pari a circa 23 m in n. 3 conci: concio centrale di lunghezza 13 m e n. 2 conci d'estremità di lunghezza pari a circa 5 m.

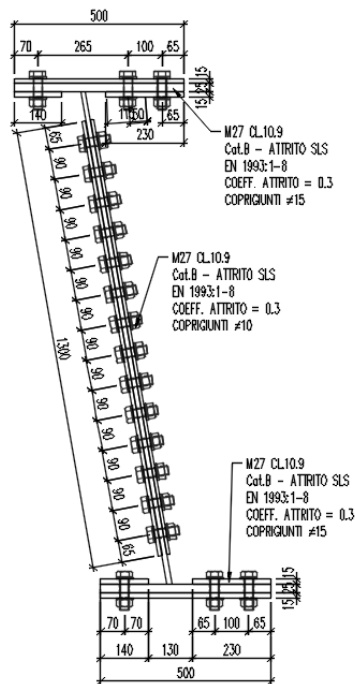
Le massime sollecitazioni SLU in corrispondenza del giunto sono le seguenti:

$$M_{Ed} = 1200 \text{ kNm}$$

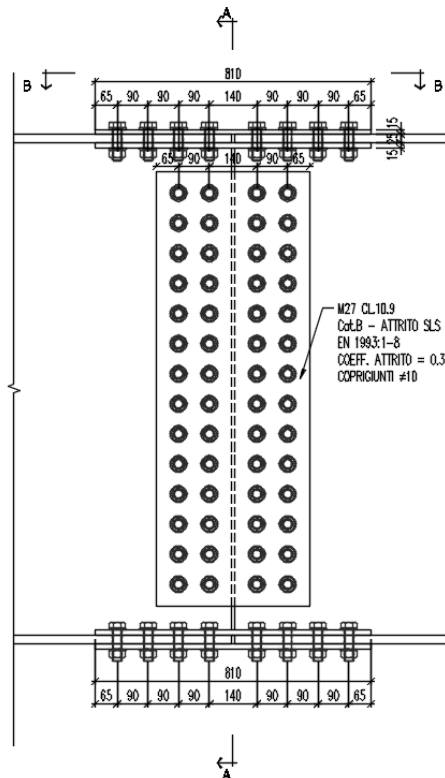
$$V_{Ed} = 120 \text{ kN}$$

Per la verifica del giunto si considera una distribuzione plastica degli sforzi, assumendo che il momento flettente venga interamente trasferito dai bulloni sulle piattabande (sollecitate da  $N_{Ed} = M_{Ed}/h = 800 \text{ kN}$ ), e che il taglio venga interamente trasferito dall'anima.

SEZ. A-A  
scala 1:10



GIUNTO TRAVE PRINCIPALE  
scala 1:10



Verifica giunto piattabande

GIUNTO DI CONTINUITÀ TRAVE DOPPIO T			
VERIFICA DEL COLLEGAMENTO IN PIATTABANDA			
<b>Sollecitazioni massime SLU</b>			
$N_{Ed}$ [kN]	800	sollecitazione assiale piattabanda	
<b>Sollecitazioni massime SLE</b>			
$N_{Ed,ser}$ [kN]	615	sollecitazione assiale piattabanda	
<b>Piattabanda</b>			
acciaio	S355		
$f_u$ [Mpa]	510		
$f_y$ [Mpa]	355		
L [mm]	500	larghezza piattabanda	
s [mm]	25	spessore piattabanda	
$A_{ptb}$ [mm <sup>2</sup> ]	12500	area lorda piattabanda	
Connessione a taglio di	Cat.B	connessione ad attrito allo stato limite di servizio	
$n_b$	12	numero bulloni	
n	2	numero delle superfici di attrito	
d [mm]	27	diametro bullone	
$d_0$ [mm]	30	diametro foro	
$A_{res}$ [mm <sup>2</sup> ]	459	area resistente bullone	
A [mm <sup>2</sup> ]	573	area resistente bullone (parte non filettata)	
classe	10.9		
$f_{ub}$ [Mpa]	1000	tensione di rottura del bullone	
$\alpha$	0,3	coefficiente di attrito per classe del trattamento superficiale C	
$k_s$	1	bulloni in fori normali	
$\gamma_{M3}$	1,10		
$F_{p,Cd}$ [kN]	321,3	forza di precarico del bullone (serraggio controllato)	
<b>Verifica dei bulloni a scorrimento allo stato limite di servizio</b>			
$F_{v,Ed}$ [kN]	25,6		
$F_{s,Rd}$ [kN]	87,6	resistenza di progetto allo scorrimento di un bullone precaricato	
$F_{v,Ed} / F_{s,Rd}$	0,29	≤ 1	VERIFICA SODDISFATTA
<b>Verifica dei bulloni a taglio allo stato limite ultimo</b>			
Si considera che il piano di taglio interessa la parte non filettata del bullone			
$F_{v,Ed}$ [kN]	33,3		
$F_{v,Rd}$ [kN]	220,3	resistenza di progetto a taglio di un bullone	
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd}$	0,15	≤ 1	VERIFICA SODDISFATTA
<b>Verifica a rifollamento (lato piattabanda)</b>			
$e_1$ [mm]	65	distanza asse bullone da lembo esterno della piastra in direzione del carico applicato	
$e_2$ [mm]	65	distanza asse bullone da lembo esterno della piastra in direzione ortogonale al carico applicato	
$p_1$ [mm]	90	interasse bulloni in direzione del carico applicato	
$p_2$ [mm]	265	interasse bulloni in direzione ortogonale al carico applicato	
$F_{b,Rd}$ [kN]	497,3	resistenza di progetto al rifollamento	
$F_{v,Ed} / F_{b,Rd}$	0,13	≤ 1	VERIFICA SODDISFATTA
<b>Verifica piattabanda</b>			
$n_b$	3	numero bulloni in linea sulla piattabanda per il calcolo dell'area netta	
$A_{net}$ [mm <sup>2</sup> ]	10250	area al netto dei fori	
$N_{pl,Rd}$ [kN]	4226	resistenza plastica della sezione lorda	
$N_{Ed} / N_{pl,Rd}$	0,19	≤ 1	VERIFICA SODDISFATTA
$N_{u,Rd}$ [kN]	3764	resistenza ultima della sezione netta in corrispondenza dei fori	
$N_{Ed} / N_{u,Rd}$	0,21	≤ 1	VERIFICA SODDISFATTA

Coprigiunti			
acciaio	S355		
$f_u$ [Mpa]	510		
$f_y$ [Mpa]	355		
$n_e$	1	numero coprighiunti esterni	
$L_e$ [mm]	500	larghezza coprighiunto esterno	
$s_e$ [mm]	15	spessore coprighiunto esterno	
$A_e$ [mm <sup>2</sup> ]	7500	area lorda coprighiunti esterni	
$n_i$	2	numero coprighiunti interni	
$L_i$ [mm]	140	larghezza coprighiunto interno	
$s_i$ [mm]	15	spessore coprighiunto interno	
$A_i$ [mm <sup>2</sup> ]	4200	area lorda coprighiunti interni	
$A=A_e+A_i$ [mm <sup>2</sup> ]	11700	area totale lorda coprighiunti	
<b>Verifica a rifollamento (lato coprighiunto)</b>			
$e_1$ [mm]	65	distanza asse bullone da lembo esterno della piastra in direzione del carico applicato	
$e_2$ [mm]	65	distanza asse bullone da lembo esterno della piastra in direzione ortogonale al carico applicato	
$p_1$ [mm]	90	interasse bulloni in direzione del carico applicato	
$p_2$ [mm]	265	interasse bulloni in direzione ortogonale al carico applicato	
$\alpha$	0,722	per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato	
$\alpha$	0,750	per bulloni interni nella direzione del carico applicato	
$k$	2,500	per bulloni di bordo nella direzione ortogonale al carico applicato	
$k$	2,500	per bulloni interni nella direzione ortogonale al carico applicato	
$F_{b,Rd,A}$ [kN]	298,4	bullone A	
$F_{b,Rd,B}$ [kN]	309,8	bullone B	
$F_{b,Rd,C}$ [kN]	298,4	bullone C	
$F_{b,Rd,D}$ [kN]	309,8	bullone D	
$F_{b,Rd}$ [kN]	298,4	resistenza di progetto al rifollamento	
$F_{v,Ed} / F_{b,Rd}$	0,11	$\leq 1$ VERIFICA SODDISFATTA	
<b>Verifica coprighiunto</b>			
$n_b$	3	numero bulloni in linea sulla piattabanda per il calcolo dell'area netta	
$A_{net}$ [mm <sup>2</sup> ]	9000	area al netto dei fori	
$N_{pl,Rd}$ [kN]	3956	resistenza plastica della sezione lorda	
$N_{Ed} / N_{pl,Rd}$	0,20	$\leq 1$ VERIFICA SODDISFATTA	
$N_{u,Rd}$ [kN]	3305	resistenza ultima della sezione netta in corrispondenza dei fori	
$N_{Ed} / N_{u,Rd}$	0,24	$\leq 1$ VERIFICA SODDISFATTA	

Verifica giunto anima

GIUNTO DI CONTINUITÀ TRAVE DOPPIO T		
VERIFICA DEL COLLEGAMENTO IN ANIMA		
Sollecitazioni massime SLU		
$V_{Ed}$ [kN]	<b>120</b>	taglio anima
Sollecitazioni massime SLE		
$\sigma_{sup}$ [MPa]	<b>0</b>	tensione superiore anima
$\sigma_{inf}$ [MPa]	<b>0</b>	tensione inferiore anima
$\tau$ [MPa]	<b>0</b>	tensione tangenziale anima
$N_{ed,ser}$ [kN]	0	sollecitazione assiale anima
$M_{ed,ser}$ [kNm]	0	momento flettente anima
$V_{ed,ser}$ [kN]	<b>100</b>	taglio anima
<b>Anima</b>		
acciaio	<b>S355</b>	
$f_u$ [Mpa]	510	
$f_y$ [Mpa]	355	
$h_w$ [mm]	<b>1450</b>	altezza anima
$t_w$ [mm]	<b>15</b>	spessore anima
$A_w$ [mm <sup>2</sup> ]	21750	area lorda piattabanda
Connessione a taglio di <b>Cat.B</b> connessione ad attrito allo stato limite di servizio		
n	<b>2</b>	numero delle superfici di attrito
d [mm]	<b>27</b>	diametro bullone
$d_o$ [mm]	30	diametro foro
$A_{res}$ [mm <sup>2</sup> ]	459	area resistente bullone
A [mm <sup>2</sup> ]	573	area resistente bullone (parte non filettata)
classe	<b>10.9</b>	
$f_{ub}$ [Mpa]	1000	tensione di rottura del bullone
$\alpha$	<b>0,3</b>	coefficiente di attrito per classe del trattamento superficiale C
$k_s$	<b>1</b>	bulloni in fori normali
$\gamma_{M3}$	<b>1,10</b>	
$F_{p,Cd}$ [kN]	321,3	forza di precarico del bullone (serraggio controllato)



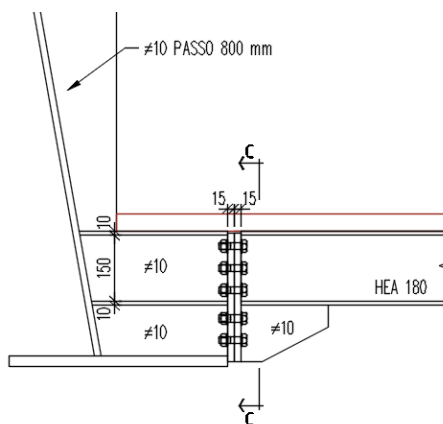
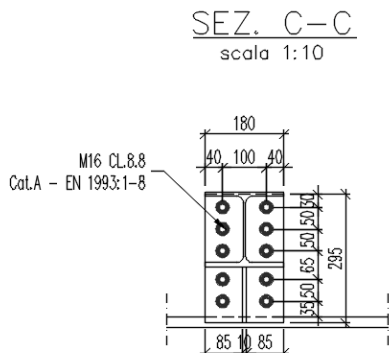
<b>Verifica dei bulloni a scorrimento allo stato limite di servizio</b>				
$F_{v,Ed}$ [kN]	2,1			
$F_{s,Rd}$ [kN]	87,6	resistenza di progetto allo scorrimento di un bullone precaricato		
$F_{v,Ed} / F_{s,Rd}$	0,02	$\leq$	1	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>
<b>Verifica dei bulloni a taglio allo stato limite ultimo</b>				
Si considera che il piano di taglio interessa la parte non filettata del bullone				
$F_{v,Ed}$ [kN]	2,5			
$F_{v,Rd}$ [kN]	274,8	resistenza di progetto a taglio di un bullone		
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd}$	0,01	$\leq$	1	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>
<b>Verifica a rifollamento</b>				
$e_1$ [mm]	65			
$e_2$ [mm]	65			
$p_1$ [mm]	90			
$p_2$ [mm]	90			
$F_{b,Rd,hor}$ [kN]	298,4	resistenza di progetto al rifollamento per carico orizzontale		
$F_{v,Ed,hor} / F_{b,Rd,hor}$	0,01	$\leq$	1	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>
$F_{b,Rd,ver}$ [kN]	298,4	resistenza di progetto al rifollamento per carico verticale		
$F_{v,Ed,ver} / F_{b,Rd,ver}$	0,01	$\leq$	1	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>
<b>Interazione tra le due componenti di sforzo orizzontale e verticale</b>				
$(F_{v,Ed,hor} / F_{b,Rd,hor})^2 + (F_{v,Ed,ver} / F_{b,Rd,ver})^2 =$	0,00	$\leq$	1	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>
<b>Verifica anima sez. netta in COL. 2</b>				
$\sigma_{sup}$ [Mpa]	-5	tensione superiore		
$\sigma_{inf}$ [Mpa]	5	tensione inferiore		
$\tau$ [Mpa]	8	tensione tangenziale		
$(\sigma^2 + 3\tau^2)^{1/2}$	14	tensione ideale		
$\sigma_{id} / (f_u / \gamma_{M2})$	0,03	$\leq$	1	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>
<b>Coprigiunti</b>				
acciaio	S355			
$f_u$ [Mpa]	510			
$f_y$ [Mpa]	355			
$h_c$ [mm]	1300	altezza coprigiunto		
$t_c$ [mm]	10	spessore coprigiunto		
n	2	numero coprigiunti		
$A_c$ [mm <sup>2</sup> ]	26000	area lorda coprigiunti		
$W_c$ [mm <sup>3</sup> ]	5,63E+06	momento statico coprigiunti lordi		
$J_c$ [mm <sup>4</sup> ]	3,66E+09	momento d'inerzia coprigiunti lordi		
<b>Verifica a rifollamento</b>				
$e_1$ [mm]	65	distanza asse bullone da lembo esterno della piastra in direzione del carico applicato		
$e_2$ [mm]	65	distanza asse bullone da lembo esterno della piastra in direzione ortogonale al carico applicato		
$p_1$ [mm]	90	interasse bulloni in direzione del carico applicato		
$p_2$ [mm]	90	interasse bulloni in direzione ortogonale al carico applicato		
$F_{b,Rd}$ [kN]	397,8	resistenza di progetto al rifollamento		
$F_{v,Ed} / F_{b,Rd}$	0,01	$\leq$	1	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>
<b>Verifica coprigiunti sez. netta COL. 1</b>				
$\sigma_{sup}$ [Mpa]	-2	tensione superiore		
$\sigma_{inf}$ [Mpa]	2	tensione inferiore		
$\tau$ [Mpa]	7	tensione tangenziale		
$(\sigma^2 + 3\tau^2)^{1/2}$	12	tensione ideale		
$\sigma_{id} / (f_u / \gamma_{M2})$	0,03	$\leq$	1	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>
<b>Verifica coprigiunti sez. lorda</b>				
$\sigma_{sup}$ [Mpa]	-1	tensione superiore		
$\sigma_{inf}$ [Mpa]	1	tensione inferiore		
$\tau$ [Mpa]	5	tensione tangenziale		
$(\sigma^2 + 3\tau^2)^{1/2}$	8	tensione ideale		
$\sigma_{id} / (f_y / \gamma_{M0})$	0,02	$\leq$	1	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>

8.1.1 Giunto traversi HEA180

Le massime sollecitazioni SLU in corrispondenza del giunto sono le seguenti:

$M_{Ed} = 15 \text{ kNm}$

$V_{Ed} = 22 \text{ kN}$



Caratteristiche geometriche piastra

H= 295 mm Altezza piastra

B= 180 mm Larghezza piastra

Caratteristiche bulloni

d= 16 mm Diametro bulloni

classe 8,8

$A_{res} = 157 \text{ mm}^2$  Area resistente

$\gamma_{M2} = 1,25$

riga	n.bulloni	$y_i$ [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	$S_{b,x}$ [mm <sup>3</sup> ]	$J_{b,x}$ [mm <sup>4</sup> ]
1	2	265	314	69186,52	15244504
2	2	215	314	53486,52	9110852,4
3	2	165	314	37786,52	4547200,5
4	2	100	314	17376,52	961603,15
5	2	50	314	1676,518	8951,3174

<u>Sollecitazioni massime</u>				
$N_{sd}$	0	kN	Azione assiale totale	
$M_{sd}$	15	kNm	Massimo momento flettente esterno	
$\sigma_{max}$	93,85	MPa	Massima tensione di trazione sui bulloni	
$F_{t,Sd}$	14,73	kN	Massima sollecitazione di trazione sul bullone	
$F_{v,Sd}$	2,20	kN	Massima sollecitazione di taglio sul singolo bullone per piano di taglio	
<u>Verifica a trazione</u>				
<b>TASSO SFRUTTAMENTO</b>				
La resistenza a trazione di un bullone è pari a :				
$F_{t,Rd}$	90,43	kN	0,163	VERIFICA SODDISFATTA
<u>Verifica a taglio</u>				
La resistenza a taglio di un bullone per piano di taglio è pari a :				
$F_{v,Rd}$	60,29	kN	0,036	VERIFICA SODDISFATTA
<u>Verifica a taglio e trazione</u>				
La verifica a taglio e trazione è soddisfatta quando:				
$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} < 1$				
0,036492	+	0,116378	=	0,153
				VERIFICA SODDISFATTA
<u>Verifica flessione locale flangia</u>				
F	14,73	kN	Trazione sul bullone	
e	40,00	mm		
beff	130,00	mm		
t	15,00	mm		
Wel	4875	mm <sup>3</sup>		
M	0,58936	kNm		
tensione	120,9	MPa	<	fyk/1,05
				VERIFICA SODDISFATTA

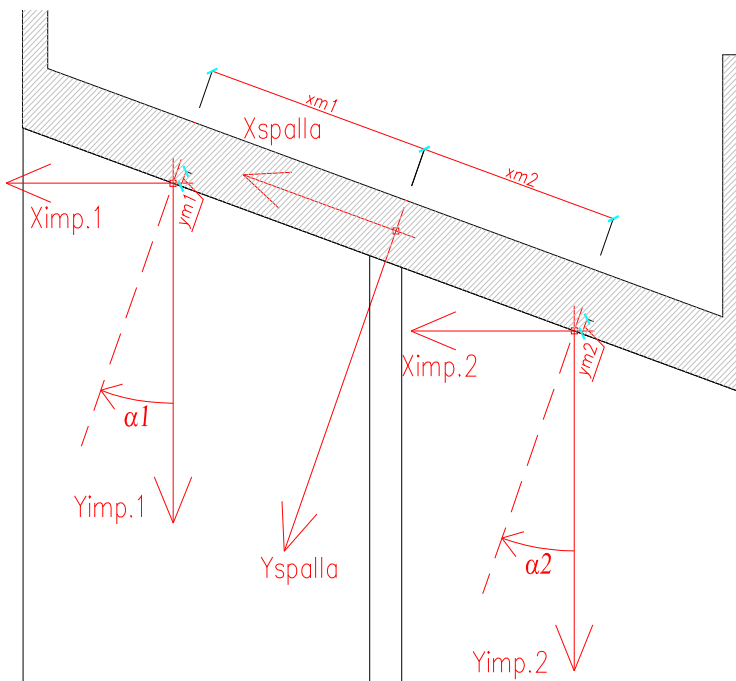
## 9 SPALLA

Vengono riportate nel seguito le calcolazioni relative alle sottostrutture di spalla. Viene calcolata la sola spalla che presenta le sollecitazioni più gravose, applicando i risultati ad entrambe.

### 9.1 ANALISI DEI CARICHI DA IMPALCATO

#### 9.1.1 Convenzioni e sistema di riferimento

I carichi, riportati nei precedenti capitoli, ottenuti dall'analisi dell'impalcato saranno riportati ad un sistema di riferimento con origine nel baricentro dell'elevazione spalla, a quota intradosso travi, asse y in direzione longitudinale ed asse x in direzione trasversale.



#### 9.1.2 Azioni da impalcato

##### trave 1 (nodo 1)

#### RIEPILOGO AZIONI SULLA SPALLA DA IMPALCATO APPLICATE NEL SISTEMA DI RIFERIMENTO DELL'IMPALCATO

CARICHI & AZIONI IMPALCATO	$F_x$ kN	$F_y$ kN	$F_z$ kN	$M_x$ kNm	$M_y$ kNm	$M_z$ kNm
Permanenti	0,0	0,0	71,0	0,0	0,0	0,0
Folla compatta	0,0	0,0	78,0	0,0	0,0	0,0
Spinta parapetto	0,0	0,0	9,0	0,0	0,0	0,0
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Frenamento (Disp.1)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Neve	0,0	0,0	23,0	0,0	0,0	0,0
Vento 1	0,0	0,0	-11,0	0,0	0,0	0,0
Vento 2	0,0	0,0	-6,0	0,0	0,0	0,0

Parassite vincoli	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Sism. (dir. x)	0,0	0,0	-22,0	0,0	0,0	0,0
Sism. (dir. y)	0,0	0,0	2,0	0,0	0,0	0,0
Sism. (verticali)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Coordinate della trave nel sistema centrato sulla spalla (in genere corrispondente dell'asse appoggi a quota estradosso pulvino):

$x_m =$	-1,35	m
$y_m =$	0,15	m
$z_m =$	0,10	m
$\alpha =$	0	° inclinazione asse impalcato rispetto la normale al paramento frontale
$\cos \alpha =$	1,00	$\alpha$ positivo se l'asse impalcato ruota come in figura
$\sin \alpha =$	0,00	

#### RIEPILOGO AZIONI SULLA SPALLA DA IMPALCATO APPLICATE NEL SISTEMA DI RIFERIMENTO DELLA SPALLA

CARICHI & AZIONI IMPALCATO	$F_x$ kN	$F_y$ kN	$F_z$ kN	$M_x$ kNm	$M_y$ kNm	$M_z$ kNm
Permanenti	0,0	0,0	71,0	10,7	95,9	0,0
Folla compatta	0,0	0,0	78,0	11,7	105,3	0,0
Spinta parapetto	0,0	0,0	9,0	1,4	12,2	0,0
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Frenamento (Disp.1)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Neve	0,0	0,0	23,0	3,5	31,1	0,0
Vento 1	0,0	0,0	-11,0	-1,7	-14,9	0,0
Vento 2	0,0	0,0	-6,0	-0,9	-8,1	0,0
Parassite vincoli	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Sism. (dir. x)	0,0	0,0	-22,0	-3,3	-29,7	0,0
Sism. (dir. y)	0,0	0,0	2,0	0,3	2,7	0,0
Sism. (verticali)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

#### trave 2 (nodo 10)

#### RIEPILOGO AZIONI SULLA SPALLA DA IMPALCATO APPLICATE NEL SISTEMA DI RIFERIMENTO DELL'IMPALCATO

CARICHI & AZIONI IMPALCATO	$F_x$ kN	$F_y$ kN	$F_z$ kN	$M_x$ kNm	$M_y$ kNm	$M_z$ kNm
Permanenti	0,0	0,0	71,0	0,0	0,0	0,0
Folla compatta	0,0	0,0	78,0	0,0	0,0	0,0
Spinta parapetto	-16,0	0,0	9,0	0,0	0,0	0,0
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Frenamento (Disp.1)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Neve	0,0	0,0	23,0	0,0	0,0	0,0
Vento 1	-21,0	0,0	23,0	0,0	0,0	0,0
Vento 2	-21,0	0,0	-11,0	0,0	0,0	0,0
Parassite vincoli	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Sism. (dir. x)	-80,0	0,0	22,0	0,0	0,0	0,0
Sism. (dir. y)	9,0	-161,0	-3,0	0,0	0,0	0,0

Sism. (verticali)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
-------------------	-----	-----	-----	-----	-----	-----

Coordinate dell'impalcato nel sistema centrato sulla spalla:

$x_m = 1,35$  m  
 $y_m = 0,15$  m  
 $z_m = 0,10$  m  
 $\alpha = 0$  ° inclinazione asse impalcato rispetto la normale al paramento frontale  
 $\cos \alpha = 1,00$   $\alpha$  positivo se l'asse impalcato ruota come in figura  
 $\sin \alpha = 0,00$

### RIEPILOGO AZIONI SULLA SPALLA DA IMPALCATO APPLICATE NEL SISTEMA DI RIFERIMENTO DELLA SPALLA

CARICHI & AZIONI IMPALCATO	$F_x$ kN	$F_y$ kN	$F_z$ kN	$M_x$ kNm	$M_y$ kNm	$M_z$ kNm
Permanenti	0,0	0,0	71,0	10,7	-95,9	0,0
Folla compatta	0,0	0,0	78,0	11,7	-105,3	0,0
Spinta parapetto	-16,0	0,0	9,0	1,4	-13,8	2,4
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Frenamento (Disp.1)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Neve	0,0	0,0	23,0	3,5	-31,1	0,0
Vento 1	-21,0	0,0	23,0	3,5	-33,2	3,2
Vento 2	-21,0	0,0	-11,0	-1,7	12,8	3,2
Parassite vincoli	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Sism. (dir. x)	-80,0	0,0	22,0	3,3	-37,7	12,0
Sism. (dir. y)	9,0	-161,0	-3,0	15,7	5,0	-218,7
Sism. (verticali)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

#### 9.1.3 Azioni da impalcato nei sistemi di riferimento spalla

### AZIONI GLOBALI DA IMPALCATI SULLA SPALLA APPLICATE NEL SISTEMA DI RIFERIMENTO DELLA SPALLA

CARICHI & AZIONI IMPALCATO	$F_x$ kN	$F_y$ kN	$F_z$ kN	$M_x$ kNm	$M_y$ kNm	$M_z$ kNm
Permanenti	0,0	0,0	142,0	21,3	0,0	0,0
Folla compatta	0,0	0,0	156,0	23,4	0,0	0,0
Spinta parapetto	-16,0	0,0	18,0	2,7	-1,6	2,4
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Frenamento (Disp.1)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Neve	0,0	0,0	46,0	6,9	0,0	0,0
Vento 1	-21,0	0,0	12,0	1,8	-48,0	3,2
Vento 2	-21,0	0,0	-17,0	-2,6	4,7	3,2
Parassite vincoli	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Sism. (dir. x)	-80,0	0,0	0,0	0,0	-67,4	12,0
Sism. (dir. y)	9,0	-161,0	-1,0	16,0	7,7	-218,7
Sism. (verticali)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

### AZIONI SULLA SPALLA DA IMPALCATO - SISTEMA BARICENTRO MURO FRONTALE

Si trasportano ora le forze nel sistema di riferimento del paramento frontale (spiccato muro - baricentro paramento).

Coordinate del sistema di riferimento della spalla rispetto l'origine del sistema di riferimento a spiccato elevazione:

$$x_m = 0,00 \text{ m}$$

$$y_m = 0,00 \text{ m}$$

$$z_m = 3,65 \text{ m}$$

CARICHI & AZIONI IMPALCATO	<i>F<sub>x</sub></i> kN	<i>F<sub>y</sub></i> kN	<i>F<sub>z</sub></i> kN	<i>M<sub>x</sub></i> kNm	<i>M<sub>y</sub></i> kNm	<i>M<sub>z</sub></i> kNm
Permanenti	0,0	0,0	142,0	21,3	0,0	0,0
Folla compatta	0,0	0,0	156,0	23,4	0,0	0,0
Spinta parapetto	-16,0	0,0	18,0	2,7	-60,0	2,4
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Frenamento (Disp.1)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Neve	0,0	0,0	46,0	6,9	0,0	0,0
Vento 1	-21,0	0,0	12,0	1,8	-124,7	3,2
Vento 2	-21,0	0,0	-17,0	-2,6	-72,0	3,2
Parassite vincoli	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Sism. (dir. x)	-80,0	0,0	0,0	0,0	-359,4	12,0
Sism. (dir. y)	9,0	-161,0	-1,0	603,6	40,5	-218,7
Sism. (verticali)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

#### AZIONI SULLA SPALLA DA IMPALCATO - SISTEMA DI RIFERIMENTO BARICENTRO PALI

Si trasportano ora le forze nel sistema di riferimento della fondazione (spiccato pali - baricentro pali).

Coordinate del sistema di riferimento della spalla rispetto l'origine del sistema di riferimento a spiccato fondazioni:

$$x_m = 0,00 \text{ m}$$

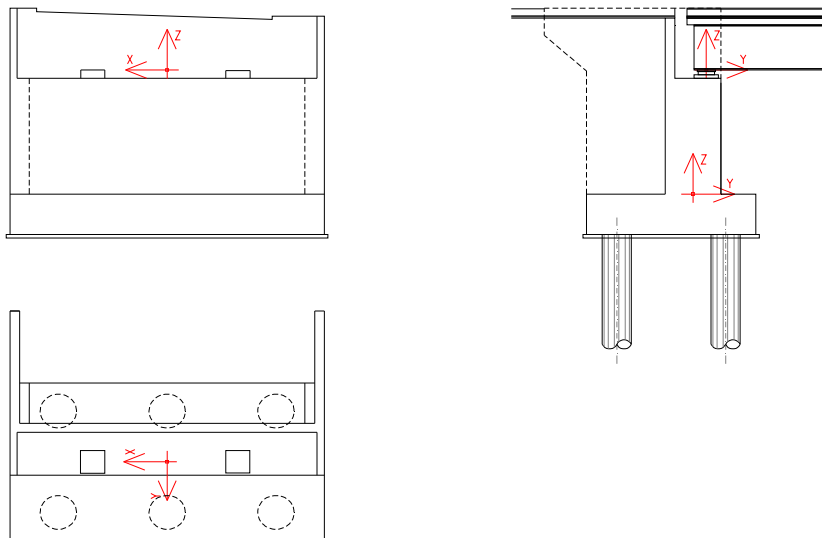
$$y_m = 0,30 \text{ m}$$

$$z_m = 4,15 \text{ m}$$

CARICHI & AZIONI IMPALCATO	<i>F<sub>x</sub></i> kN	<i>F<sub>y</sub></i> kN	<i>F<sub>z</sub></i> kN	<i>M<sub>x</sub></i> kNm	<i>M<sub>y</sub></i> kNm	<i>M<sub>z</sub></i> kNm
Permanenti	0,0	0,0	142,0	63,9	0,0	0,0
Folla compatta	0,0	0,0	156,0	70,2	0,0	0,0
Spinta parapetto	-16,0	0,0	18,0	8,1	-68,0	7,2
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Frenamento (Disp.1)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Neve	0,0	0,0	46,0	20,7	0,0	0,0
Vento 1	-21,0	0,0	12,0	5,4	-135,2	9,5
Vento 2	-21,0	0,0	-17,0	-7,7	-82,5	9,5
Parassite vincoli	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Sism. (dir. x)	-80,0	0,0	0,0	0,0	-399,4	36,0
Sism. (dir. y)	9,0	-161,0	-1,0	683,8	45,0	-221,4
Sism. (verticali)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

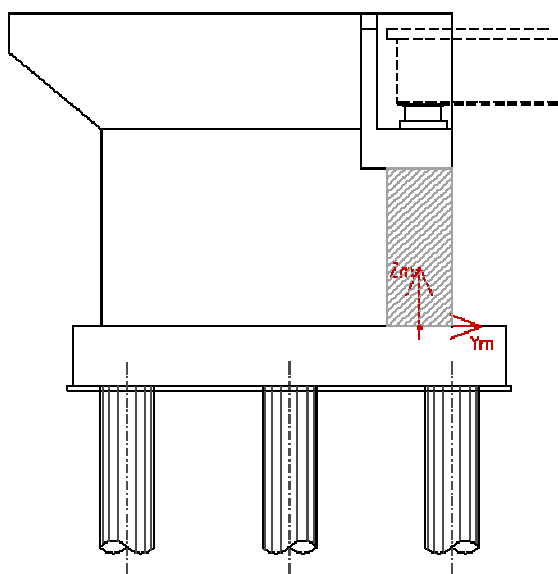
## 9.2 ANALISI DEI CARICHI SPALLA

### 9.2.1 Sistema di riferimento



### 9.2.2 Carichi permanenti

Il sistema di riferimento per i calcoli dei pesi viene preso con versi identici a quelli mostrati nelle figure precedenti mentre l'origine è a quota spiccato elevazione. Planimetricamente il centro del sistema di riferimento è nel baricentro planimetrico della sezione di paramento frontale.



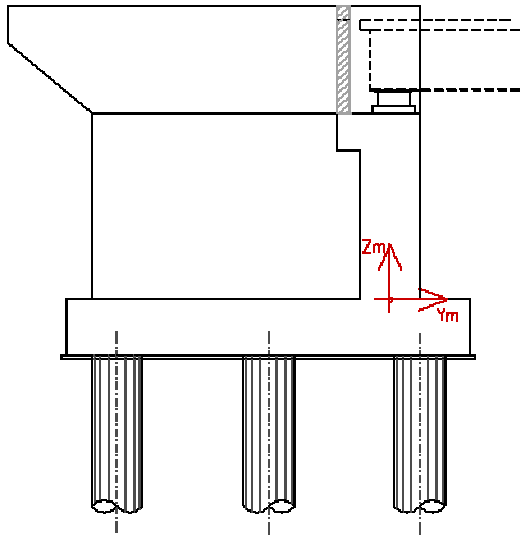
#### Muro frontale :

Peso Specifico :	25,00	kN/m <sup>3</sup>
Altezza muro :	3,65	m
Lunghezza muro :	3,10	m
Spessore muro :	0,800	m

$x_m$	$y_m$	$z_m$
m	m	m
0,00	0,00	1,83

Peso	$S_{x_m}$	$S_{y_m}$	$S_{z_m}$
kN	kNm/	kNm/	kNm/m
226,30	m	m	
	0	0	413



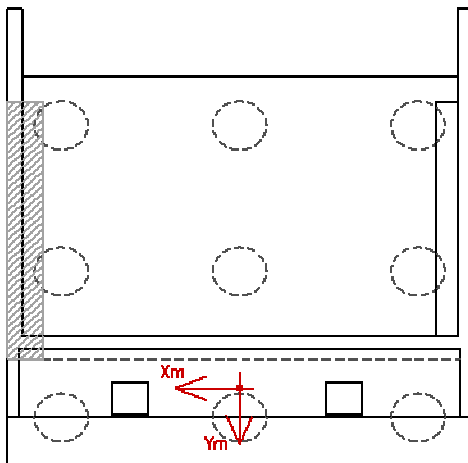


Paraghiaia frontale :

Peso Specifico : 25,00 kN/m<sup>3</sup>  
 Altezza paraghiaia : 0,40 m  
 Lunghezza paraghiaia : 3,10 m  
 Spessore paraghiaia : 0,20 m

	$x_m$	$y_m$	$z_m$
	m	m	m
	0,00	-0,30	3,85

Peso	$S_{x_m}$	$S_{y_m}$	$S_{z_m}$
kN	kNm/m	kNm/m	kNm/m
6,20	0	-2	24

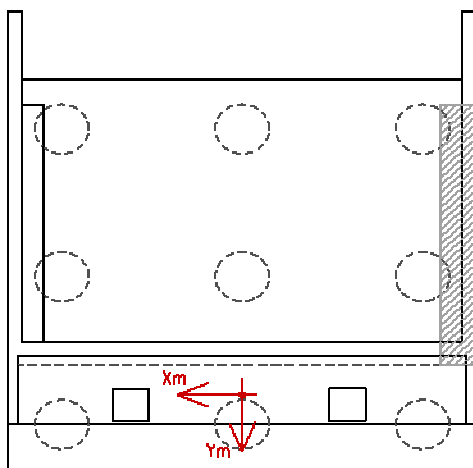


Muro laterale x(+) :

Peso Specifico : 25,00 kN/m<sup>3</sup>  
 Altezza muro : 1,80 m  
 Lunghezza muro : 1,40 m  
 Spessore muro : 0,40 m

	$x_m$	$y_m$	$z_m$
	m	m	m
	1,35	-1,10	0,90

Peso	$S_{x_m}$	$S_{y_m}$	$S_{z_m}$
kN	kNm/m	kNm/m	kNm/m
25,20	34	-28	23



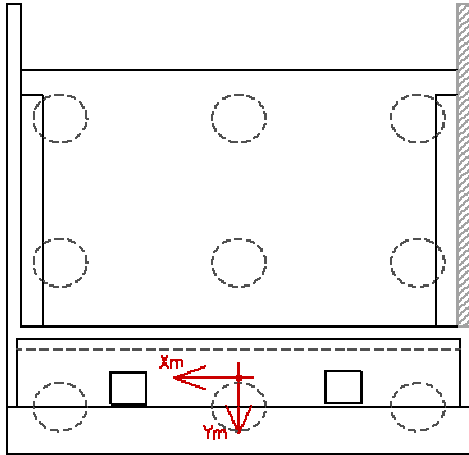
Muro laterale x(-) :

Peso Specifico : 25,00 kN/m<sup>3</sup>  
 Altezza muro : 1,80 m  
 Lunghezza muro : 1,40 m  
 Spessore muro : 0,40 m

	$x_m$	$y_m$	$z_m$
	m	m	m
	-1,35	-1,10	0,90

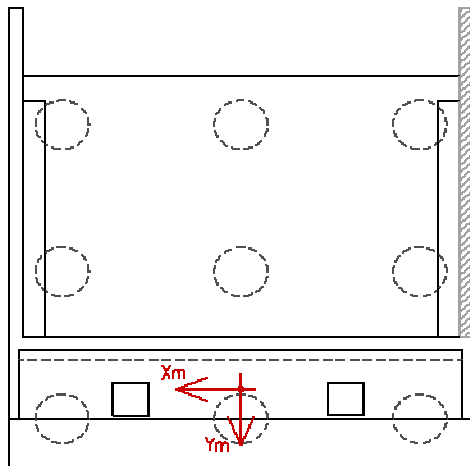
Peso	$S_{x_m}$	$S_{y_m}$	$S_{z_m}$
kN	kNm/m	kNm/m	kNm/m
25,20	-34	-28	23

Paraghiaia lat. x(+) :



Peso Specifico :	25,00	kN/m		
Altezza:	2,23	m		
Lunghezza:	1,40	m		
Spessore paraghiaia :	0,30	m		
	$x_m$	$y_m$	$z_m$	
	m	m	m	
	1,35	-1,10	2,92	
Peso	$S_{xm}$	$S_{ym}$	$S_{zm}$	
	kNm/	kNm/		
	m	m	kNm/m	
35,00	47	-39	102	

Paraghiaia lat. x(-) :

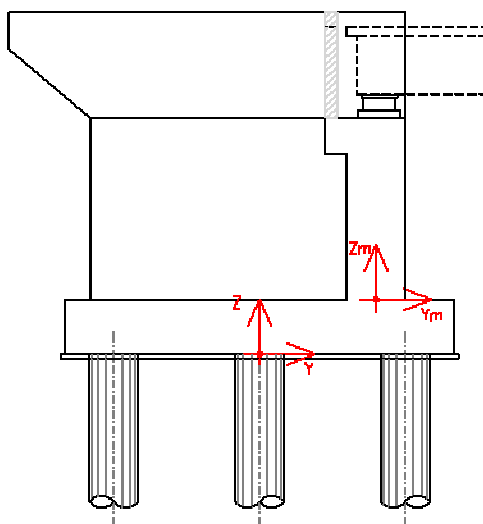


Peso Specifico :	25,00	kN/m <sup>3</sup>		
Altezza paraghiaia :	2,23	m		
Lungh. paraghiaia :	1,40	m		
Spessore paraghiaia :	0,30	m		
	$x_m$	$y_m$	$z_m$	
	m	m	m	
	-1,35	-1,10	2,92	
Peso	$S_{xm}$	$S_{ym}$	$S_{zm}$	
	kNm/	kNm/		
	m	m	kNm/m	
23,42	-32	-26	68	

Riepilogo elementi di elevazione

	W kN	$x_m$ m	$y_m$ m	$z_m$ m	$S_{xm}$ kNm/m	$S_{ym}$ kNm/m	$S_{zm}$ kNm/m
Muro frontale :	226	0,00	0,00	1,83	0	0	413
Pulvino frontale :	0	0,00	0,00	0,00	0	0	0
Paraghiaia frontale :	6	0,00	-0,30	3,85	0	-2	24
Muro laterale x(+)	25	1,35	-1,10	0,90	34	-28	23
Muro laterale x(-)	25	-1,35	-1,10	0,90	-34	-28	23
Paraghiaia lat. x(+)	35	1,35	-1,10	2,92	47	-39	102
Paraghiaia lat. x(-)	23	-1,35	-1,10	2,92	-32	-26	68
<b>Elementi di elevazione :</b>	<b>341</b>	<b>0,0</b>	<b>-0,4</b>	<b>1,91</b>	<b>16</b>	<b>-122</b>	<b>653</b>

**Traslazione nel sistema di riferimento principale quota testa palo**



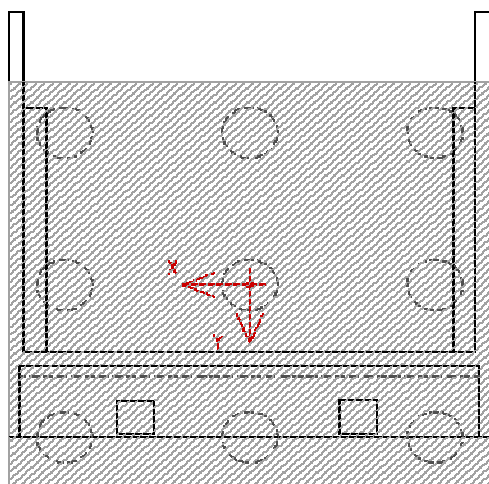
Si considera un sistema di riferimento centrato nel baricentro della testa dei pali di fondazione

Coordinate sistema M (paramento frontale) nel sistema principale P (fondazione):

$x_m$	$y_m$	$z_m$
0,00	0,30	0,50

	<b>W</b> kN	$x_p$ m	$y_p$ m	$z_p$ m	$S_{xp}$ kNm/m	$S_{yp}$ kNm/m	$S_{zp}$ kNm/m
<i>Elementi verticali :</i>	341	0,05	-0,06	2,41	16	-19	823

**Platea fondazione :**

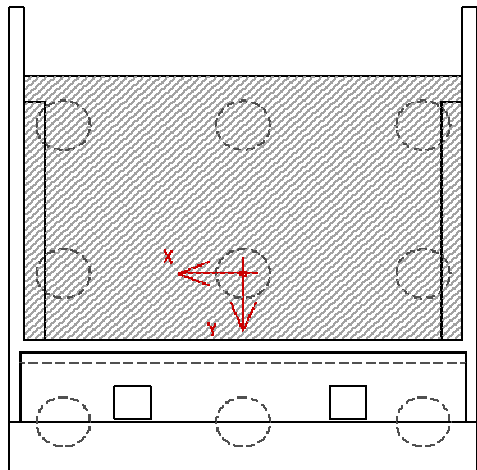


Peso Specifico : 25,00 kN/m<sup>3</sup>  
 Altezza platea : 0,50 m  
 Lunghezza platea : 3,00 m  
 Larghezza platea : 3,50 m

$x_p$	$y_p$	$z_p$
m	m	m
0,00	0,00	0,25

Peso	$S_{xp}$	$S_{yp}$	$S_{zp}$
kN	kNm/m	kNm/m	kNm/m
131,25	0	0	33

Terreno su platea :



Peso Specifico : 20,00 kN/m<sup>3</sup>  
 Altezza terreno: 4,03 m  
 Lunghezza : 1,40 m  
 Larghezza : 2,70 m

$x_p$	$y_p$	$z_p$
m	m	m
0,00	-0,800	2,52

Peso	$S_{xp}$	$S_{yp}$	$S_{zp}$
kN	kNm/m	kNm/m	kNm/m
304,67	0	-244	766

Terreno su platea laterale x(+) :

Peso Specifico : 20,00 kN/m<sup>3</sup>  
 Altezza terreno: 1,50 m  
 Lunghezza : 2,20 m  
 Larghezza : 0,20 m

$x_p$	$y_p$	$z_p$
m	m	m
1,65	-0,40	1,25

Peso	$S_{xp}$	$S_{yp}$	$S_{zp}$
kN	kNm/m	kNm/m	kNm/m
13,20	22	-5	17

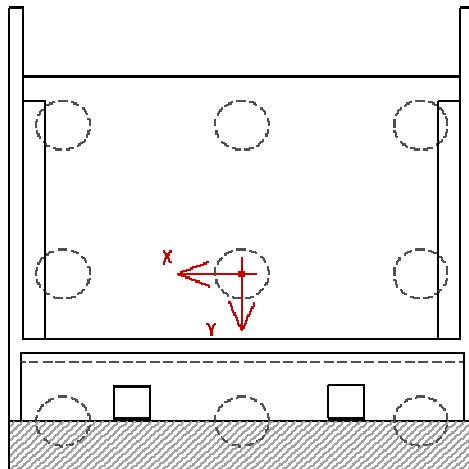
Terreno su platea laterale x(-) :

Peso Specifico : 20,00 kN/m<sup>3</sup>  
 Altezza terreno: 1,50 m  
 Lunghezza : 2,20 m  
 Larghezza : 0,20 m

$x_p$	$y_p$	$z_p$
m	m	m
-1,65	-0,40	1,25

Peso	$S_{xp}$	$S_{yp}$	$S_{zp}$
kN	kNm/m	kNm/m	kNm/m
13,20	-22	-5	17

Terreno su platea anteriore :



Peso Specifico : 20,00 kN/m<sup>3</sup>  
 Altezza terreno: 1,00 m  
 Lunghezza : 0,80 m  
 Larghezza : 3,50 m

$x_p$	$y_p$	$z_p$
m	m	m
0,00	1,10	1,00

Peso kN	$S_{xp}$ kNm/m	$S_{yp}$ kNm/m	$S_{zp}$ kNm/m
56,00	0	62	56

Riepilogo elementi di fondazione

	W kN	$x_p$ mm	$y_p$ m	$z_p$ m	$S_{xp}$ kNm/m	$S_{yp}$ kNm/m	$S_{zp}$ kNm/m
Platea fondazione :	131	0,00	0,00	0,25	0	0	33
Terreno su platea :	305	0,00	-0,80	2,52	0	-244	766
Terreno su platea laterale x(+):	13	1,65	-0,40	1,25	22	-5	17
Terreno su platea laterale x(-):	13	-1,65	-0,40	1,25	-22	-5	17
Terreno su platea anteriore :	56	0,00	1,10	1,00	0	62	56

El. di fondazione :	18	5,0	0,4	-0,7	1	0	193	-88	8
---------------------	----	-----	-----	------	---	---	-----	-----	---

**PESO DELLA SPALLA**

	W kN	$x_p$ m	$y_p$ m	$z_p$ m	$S_{xp}$ kNm/m	$S_{yp}$ kNm/m	$S_{zp}$ kNm/m
Elementi verticali :	341	0,05	-0,06	2,41	16	-19	823
El. di fondazione :	518	0,00	-0,37	1,71	0	-193	888
<b>SPALLA TOTALE</b>	<b>860</b>	<b>0,02</b>	<b>-0,25</b>	<b>1,99</b>	<b>16</b>	<b>-212</b>	<b>1.711</b>

**PESO DELLA SPALLA SENZA PLATEA**

	W kN	$x_p$ m	$y_p$ m	$z_p$ m	$S_{xp}$ kNm/m	$S_{yp}$ kNm/m	$S_{zp}$ kNm/m
--	---------	------------	------------	------------	-------------------	-------------------	-------------------

Elementi verticali :	341	0,05	-0,06	2,41	16	-19	823
Terreno su platea :	305	0,00	-0,80	2,52	0	-244	766
Terreno su platea laterale x(+) :	13	1,65	-0,40	1,25	22	-5	17
Terreno su platea laterale x(-) :	13	-1,65	-0,40	1,25	-22	-5	17
Terreno su platea anteriore :	56	0,00	1,10	1,00	0	62	56
<b>SPALLA NO PLATEA</b>	<b>728</b>	<b>0,02</b>	<b>-0,29</b>	<b>2,30</b>	<b>16</b>	<b>-212</b>	<b>1.678</b>

### 9.2.3 Spinte globali M1

#### PARAMETRI CARATTERISTICI DEL TERRENO

$\phi_k =$	$X_K$	$35^\circ$	$^\circ$	$\phi_D =$	$\gamma_M$	$1,00$	$X_D$	$35,00^\circ$	$= ,001 \text{ rad}$
$\delta_k =$	$0^\circ$	$^\circ$		$\delta_D =$	$1,00$		$0,00^\circ$	$= ,000 \text{ rad}$	
$c' =$	-	MPa	<b>M1</b>	$c'_D =$	$1,00$		-	MPa	
$c_u =$	-	MPa	<b>→</b>	$c_u =$	$1,00$		-	MPa	
$q_u =$	-	MPa		$q_{u,D} =$	$1,00$		-	MPa	
$\gamma_t =$	$20,00$	$\text{kN/m}^3$		$\gamma_{t,D} =$	$1,00$		$20,00$	$\text{kN/m}^3$	
$\gamma'_t =$	$10,00$	$\text{kN/m}^3$		$\gamma'_{t,D} =$	$1,00$		$10,00$	$\text{kN/m}^3$	
$\beta =$	$0,00^\circ$	$= ,000 \text{ rad}$	$=$	$\text{angolo di inclinazione paramento rispetto all'orizzontale}$					
$i =$	$0,00^\circ$	$= ,000 \text{ rad}$	$=$	$\text{inclinazione della superficie del terrapieno rispetto all'orizzontale}$					

#### PARAMETRI DELLA FALDA

Presenza della falda =  Quota Q da piano spiccato fondazione = - m

#### PARAMETRI SISMICI CARATTERISTICI

Per il calcolo delle azioni sismiche, si fa riferimento alle "Norme tecniche per le costruzioni", a "Allegato A alle Norme tecniche per le costruzioni : Pericolosità sismica" ed a "Allegato B alle Norme tecniche per le costruzioni : Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica"

$V_N =$	<input type="text" value="50"/>	anni	vita nominale dell'opera
Classe =	<input type="text" value="II"/>		classe d'uso dell'opera
$C_U =$	<input type="text" value="1"/>		coefficiente d'uso
$V_R =$	$V_N \times C_U =$	<input type="text" value="50"/>	anni
$P_{VR} =$	<input type="text" value="10%"/>		probabilità di non superamento per lo
			SLV
$T_R = -V_R / \ln(1-P_{VR}) =$	<input type="text" value="475"/>	anni	periodo di ritorno dell'azione sismica

Dalla Tabella 1 dell'allegato B per un periodo di ritorno di 475 anni si ha:

$a_g = 0,135 \text{ g}$        $F_0 = 2,440$        $T_C^* = 0,279 \text{ s}$

Si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica, in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica

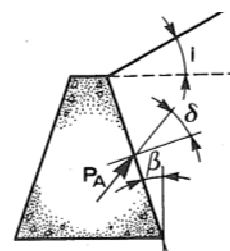
equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche allo stato limite ultimo si utilizzano i seguenti valori:

Categoria di suolo =	C		
Categoria topografica =	T1		
$S_S =$	1,50		coefficiente di amplificazione stratigrafica per sisma orizzontale
$S_{S,v} =$	1,00		coefficiente di amplificazione stratigrafica per sisma verticale
$S_T =$	1,00		coefficiente di amplificazione topografica
$S = S_S \times S_T =$	1,50		coefficiente di amplificazione globale del terreno per sisma orizzontale
$S_v = S_{S,v} \times S_T =$	1,00		coefficiente di amplificazione globale del terreno per sisma verticale
$\beta_m =$	1		coefficiente di riduzione dell'accelerazione
$a_{max} = S \times a_g =$	1,987	m/s <sup>2</sup>	accelerazione orizzontale max
$a_{max,v} = S_v \times a_g =$	1,324	m/s <sup>2</sup>	accelerazione verticale max
$k_h = \beta_m a_{max}/g =$	0,203		Coefficiente sismico orizzontale
$k_v = \pm 0.5 k_h =$	0,101		Coefficiente sismico verticale

**SPINTA STATICA DEL TERRENO - CONDIZIONE ATTIVA**

Si determina la spinta statica del terreno sulla spalla.

Si utilizza il procedimento indicato da Coulomb per condizioni di spinta attiva



$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' - i)}{\cos(\delta + \beta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

$K_a = 0,27$

$H_{spalla} =$	4,55	m
$B_{spalla} =$	3,10	m

Comprensiva dell'altezza del plinto di fondazione

Comprensiva della larghezza dei muri d'ala

$S_{terr,long} =$	173,9	kN		Modulo della forza delle terre
$S_{terre,y} =$	<b>173,9</b>	kN		Componente orizzontale
$S_{terre,z} =$	0,0	kN		Componente verticale
$b_{terre,eZ} =$	1,52	m		braccio della componente orizzontale - Sistema baricentro pali
$b_{terre,eY} =$	1,5	m		braccio della componente verticale - Sistema baricentro pali
$b_{terre,eX} =$	0,000	m		eccentricità orizzontale della spinta rispetto al baricentro della palificata
$M_{terre,x} M1 =$	-263,8	kNm		

$S_{terre,y} =$	<b>174</b>	kN	$b_{terre,eZ} M1 =$	<b>1,5</b>	m	$M_{terre,Sy,x} =$	<b>-263,8</b>	kNm
$S_{terre,z} =$	<b>0</b>	kN	$b_{terre,eY} M1 =$	<b>1,5</b>	m	$M_{terre,Sz,x} =$	<b>0,0</b>	kNm
			$b_{terre,eX} M1 =$	<b>0,0</b>	m	$M_{terre,Sy,z} =$	<b>0,0</b>	kNm

Riepilogo delle sollecitazioni a quota spiccato fondazione

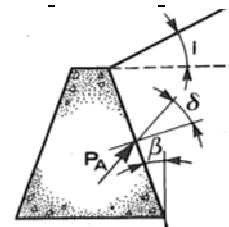
<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Fz</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>Mz</b>
<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>	<b>kNm</b>	<b>kNm</b>	<b>kNm</b>

0,0    173,9    0,0    -263,8    0,0    0,0

**SPINTA STATICA DI UN SOVRACCARICO - CONDIZIONE ATTIVE**

Si determina la spinta statica del terreno sulla spalla.

Si utilizza il procedimento indicato da Coulomb per condizioni di spinta attiva



$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \beta)}{\cos^2\beta \cdot \cos(\delta + \beta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' - i)}{\cos(\delta + \beta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

$K_a = 0,27$

$Q_k = 20,00$  kPa

carico presente in condizioni statiche

$Q_{k,sism} = 4,00$  kPa

carico presente in condizioni sismiche

$H_{spalla} = 4,55$  m  
 $B_{spalla} = 3,10$  m

Comprensiva dell'altezza del plinto di fondazione

Comprensiva della larghezza dei muri d'ala

$S_{k,long} = 76,4$  kN  
 $S_{k,y} = 76,4$  kN  
 $S_{k,z} = 0,0$  kN  
 $b_{k,ez} = 2,3$  m  
 $b_{k,ey} = 2,3$  m  
 $b_{k,ex} = 0,000$  m  
 $M_{k,x} = -173,9$  kNm

Modulo della forza delle terre

Componente orizzontale

Componente verticale

braccio della componente orizzontale - Sistema baricentro pali

braccio della componente verticale - Sistema baricentro pali

eccentricità orizzontale della spinta rispetto al baricentro della palificata

$S_{k,y} =$	<b>76</b> kN	$b_{k,ez} =$	<b>2,3</b> m	$M_{k,Sy,x} =$	<b>-173,9</b> kNm
$S_{k,z} =$	<b>0</b> kN	$b_{k,ey} =$	<b>2,3</b> m	$M_{k,Sz,x} =$	<b>0,0</b> kNm
		$b_{k,ex} =$	<b>0,0</b> m	$M_{k,Sy,z} =$	<b>0,0</b> kNm

*Riepilogo delle sollecitazioni a quota spiccato fondazione*

	<b>Fx</b> kN	<b>Fy</b> kN	<b>Fz</b> kN	<b>Mx</b> kNm	<b>My</b> kNm	<b>Mz</b> kNm
Qk	0,0	76,4	0,0	-173,9	0,0	0,0
Qk,sism	0,0	15,3	0,0	-34,8	0,0	0,0

**SPINTA STATICA DEL TERRENO - CONDIZIONE A RIPOSO**

Si determina la spinta statica del terreno sulla spalla.

Si utilizza il procedimento indicato da Jacky per condizioni di spinta a riposo

La relazione è valida per sabbie e per argille Normal Consolidated

$K_{0(NC)} = 1 - \sin(\phi) = 0,43$

$H_{spalla} = 4,55$  m  
 $B_{spalla} = 3,10$  m

Comprensiva dell'altezza del plinto di fondazione

Comprensiva della larghezza dei muri d'ala

$S_{terr,long} = 273,7$  kN  
 $S_{terre,y} = 273,7$  kN  
 $S_{terre,z} = 0,0$  kN  
 $b_{terre,ez} = 1,52$  m  
 $b_{terre,ey} = 1,517$  m

Modulo della forza delle terre

Componente orizzontale

Componente verticale

braccio della componente orizzontale - Sistema baricentro pali

braccio della componente verticale - Sistema baricentro pali



$b_{terre,exy} = 0,000$  m      eccentricità orizzontale della spinta rispetto al baricentro della palificata  
 $M_{terre,x M1} = -415,1$  kNm

$S_{terre,y} =$	<b>274</b> kN	$b_{terre,ez M1} =$	<b>1,5</b> m	$M_{terre,Sy,x} =$	<b>-415,1</b> kNm
$S_{terre,z} =$	<b>0</b> kN	$b_{terre,ey M1} =$	<b>1,5</b> m	$M_{terre,Sz,x} =$	<b>0,0</b> kNm
		$b_{terre,ex M1} =$	<b>0,0</b> m	$M_{terre,Sy,z} =$	<b>0,0</b> kNm

Riepilogo delle sollecitazioni a quota spiccato fondazione

$F_x$ kN	$F_y$ kN	$F_z$ kN	$M_x$ kNm	$M_y$ kNm	$M_z$ kNm
0,0	273,7	0,0	-415,1	0,0	0,0

### SPINTA STATICA DI UN SOVRACCARICO - CONDIZIONE A RIPOSO

Si determina la spinta statica del terreno sulla spalla.

Si utilizza il procedimento indicato da Jacky per condizioni di spinta a riposo

La relazione è valida per sabbie e per argille Normal Consolidate

$$K_{0(NC)} = 1 - \sin(\phi) = 0,43$$

$$Q_k = \frac{20,00}{4,00} \text{ kPa} \quad \text{carico presente in condizioni statiche}$$

$$Q_{k,sism} = \frac{4,00}{4,00} \text{ kPa} \quad \text{carico presente in condizioni sismiche}$$

$$H_{spalla} = \frac{4,55}{3,10} \text{ m}$$

Comprendiva dell'altezza del plinto di fondazione

$$B_{spalla} = \frac{3,10}{3,10} \text{ m}$$

Comprendiva della larghezza dei muri d'ala

$$S_{k,long} = 120,3 \text{ kN}$$

Modulo della forza delle terre

$$S_{k,y} = 120,3 \text{ kN}$$

Componente orizzontale

$$S_{k,z} = 0,0 \text{ kN}$$

Componente verticale

$$b_{k,ez} = 2,3 \text{ m}$$

braccio della componente orizzontale - Sistema baricentro pali

$$b_{k,ey} = 1,5 \text{ m}$$

braccio della componente verticale - Sistema baricentro pali

$$b_{k,ex} = 0,0 \text{ m}$$

eccentricità orizzontale della spinta rispetto al baricentro della palificata

$$M_{k,x} = -273,7 \text{ kNm}$$

$S_{k,y} =$	<b>120</b> kN	$b_{k,ez} =$	<b>2,3</b> m	$M_{k,Sy,x} =$	<b>-273,7</b> kNm
$S_{k,z} =$	<b>0</b> kN	$b_{k,ey} =$	<b>1,5</b> m	$M_{k,Sz,x} =$	<b>0,0</b> kNm
		$b_{k,ex} =$	<b>0,0</b> m	$M_{k,Sy,z} =$	<b>0,0</b> kNm

Riepilogo delle sollecitazioni a quota spiccato fondazione

	$F_x$ kN	$F_y$ kN	$F_z$ kN	$M_x$ kNm	$M_y$ kNm	$M_z$ kNm
Qk	0,0	120,3	0,0	-273,7	0,0	0,0
Qk,sism	0,0	24,1	0,0	-54,7	0,0	0,0

### FORZE DI INERZIA DELLA SPALLA

Forze d'inerzia sismiche della spalla (platea, muri e terreno di riempimento) applicate nel baricentro dei pesi propri precedentemente determinato - **Sistema riferimento baricentro pali.**

Come previsto al p.to 7.9.5.6 del D.M. 14/01/2008, l'inerzia delle spalle si ottiene applicando alla massa un'accelerazione pari a  $a_g S$ .

$$F_{x,y} = 174 \text{ kN}$$

Comprendivo della massa della platea

$$F_z = 116 \text{ kN}$$

Comprendivo della massa della platea

	<b>F<sub>x</sub></b> <b>kN</b>	<b>F<sub>y</sub></b> <b>kN</b>	<b>F<sub>z</sub></b> <b>kN</b>	<b>M<sub>x</sub></b> <b>kNm</b>	<b>M<sub>y</sub></b> <b>kNm</b>	<b>M<sub>z</sub></b> <b>kNm</b>
<b>Inerzia lungo x =</b>	174,1	0,0	0,0	0,0	346,5	42,9
<b>Inerzia lungo y =</b>	0,0	174,1	0,0	-346,5	0,0	3,2
<b>Inerzia lungo z =</b>	0,0	0,0	-116,1	28,6	2,1	0,0

F<sub>x,y</sub> = 147 kN      Esclusa la massa della platea  
 F<sub>z</sub> = 98 kN      Esclusa la massa della platea

	<b>F<sub>x</sub></b> <b>kN</b>	<b>F<sub>y</sub></b> <b>kN</b>	<b>F<sub>z</sub></b> <b>kN</b>	<b>M<sub>x</sub></b> <b>kNm</b>	<b>M<sub>y</sub></b> <b>kNm</b>	<b>M<sub>z</sub></b> <b>kNm</b>
Inerzia lungo x =	147,5	0,0	0,0	0,0	339,9	42,9
Inerzia lungo y =	0,0	147,5	0,0	-339,9	0,0	3,2
Inerzia lungo z =	0,0	0,0	-98,3	28,6	2,1	0,0

SPINTA SISMICA DEL TERRENO -MONONOBE OKABE (CONDIZIONI ATTIVE)

Permeabilità del terreno ?                      non influente

$$E_d = 1/2 \gamma (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd} \quad [\text{kN/m}]$$

In cui il coefficiente di spinta attiva *k* viene valutato con la formula di Mononobe-Okabe

Per stati attivi:

se:  $\beta \leq \phi'_d - \theta$

in questo caso:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$\psi = 1,571 \text{ rad}$   
 $\phi = 0,611 \text{ rad}$   
 $\delta = 0,000 \text{ rad} = 0,00^\circ$   
 $\beta = 0,000 \text{ rad}$   
 $H = 4,55 \text{ m}$   
 $B = 3,10 \text{ m}$   
 $Q = - \text{ m}$

se:  $\beta > \phi'_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d)}$$

*terreno non contenente la falda*

$$\tan \theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

$$\theta_1 = 0,2216 \text{ rad}$$

$$k_1 = 0,415$$

adottato

cond.1

cond.2

0,415

-

$$\theta_2 = 0,1819 \text{ rad}$$

$$k_2 = 0,384$$

0,384

-

*terreno contenente la falda*

$$\tan \theta = \gamma_s k_h / (1 \pm k_v)$$

$$\theta_3 = -$$

$$k_3 = -$$

-

-

$$\gamma_s = \gamma_d / (\gamma - \gamma_w)$$

$$\theta_4 = -$$

$$k_4 = -$$

-

-

E<sub>ws</sub> = 0,00 kN/m      (ipotesi iniziale di assenza di falda)

E<sub>wd</sub> = 0,00 kN/m      (ipotesi iniziale di assenza di falda)

E<sub>d long M1</sub> = 87,50 kN/m      spinta in condizioni sismiche totale

Indicando con:

F<sub>d long</sub> = spinta sismica totale delle terre longitudinale

S<sub>a long</sub> = spinta statica in condizioni sismiche delle terre longitudinale

ΔE<sub>d long</sub> = incremento di spinta dinamico delle terre longitudinale

si ha :

F<sub>d long</sub> = 271,24 kN

K<sub>a</sub> = 0,27



	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kNm</i>	<i>kNm</i>	<i>kNm</i>
statica K0	0,00	273,67	0,00	-415,06	0,00	0,00
sovraccarico K0	0,00	120,29	0,00	-273,67	0,00	0,00
inerzia sismica Fx	174,08	0,00	0,00	0,00	346,52	42,90
inerzia sismica Fy	0,00	174,08	0,00	-346,52	0,00	3,17
inerzia sismica Fz	0,00	0,00	-116,05	28,60	2,11	0,00
sismica M.O. - porzione statica	0,00	273,67	0,00	-415,06	0,00	0,00
sismica M.O. - porzione sismica	0,00	97,32	0,00	-221,41	0,00	0,00
sovraccarico su ciabatta 2b	0,00	0,00	-75,60	60,48	0,00	0,00
sovraccarico sismico K0	0,00	24,06	0,00	-54,73	0,00	0,00

Le medesime considerazioni vengono svolte per calcolare la spinta sul muro frontale e sui muri di risvolto.

Di tali analisi si riportano nel seguito solo le azioni complessive di riepilogo

#### 9.2.4 Riepilogo azioni

#### AZIONI A TESTA PALI - SISTEMA DI RIFERIMENTO BARICENTRO PALI

CARICHI & AZIONI SPALLA	<i>Fx</i> <i>kN</i>	<i>Fy</i> <i>kN</i>	<i>Fz</i> <i>kN</i>	<i>Mx</i> <i>kNm</i>	<i>My</i> <i>kNm</i>	<i>Mz</i> <i>kNm</i>
Permanenti spalla	0,0	0,0	-859,6	211,9	15,6	0,0
statica K0 (M1)	0,0	273,7	0,0	-415,1	0,0	0,0
sovraccarico K0 (M1)	0,0	120,3	0,0	-273,7	0,0	0,0
inerzia sismica Fx (M1)	174,1	0,0	0,0	0,0	346,5	42,9
inerzia sismica Fy (M1)	0,0	174,1	0,0	-346,5	0,0	3,2
inerzia sismica Fz (M1)	0,0	0,0	-116,1	28,6	2,1	0,0
sismica M.O. - porzione statica (M1)	0,0	273,7	0,0	-415,1	0,0	0,0
sismica M.O. - porzione sismica (M1)	0,0	97,3	0,0	-221,4	0,0	0,0
sovraccarico su ciabatta 2b	0,0	0,0	-75,6	60,5	0,0	0,0
statica K0 (M2)	0,0	328,1	0,0	-497,7	0,0	0,0
sovraccarico K0 (M2)	0,0	144,2	0,0	-328,1	0,0	0,0
inerzia sismica Fx (M2)	174,1	0,0	0,0	0,0	346,5	42,9
inerzia sismica Fy (M2)	0,0	174,1	0,0	-346,5	0,0	3,2
inerzia sismica Fz (M2)	0,0	0,0	-116,1	28,6	2,1	0,0
sismica M.O. - porzione statica (M2)	0,0	220,4	0,0	-334,3	0,0	0,0
sismica M.O. - porzione sismica (M2)	0,0	113,2	0,0	-257,6	0,0	0,0
sovraccarico su ciabatta 2b	0,0	0,0	-75,6	60,5	0,0	0,0
sovraccarico sismico K0 (M1)	0,0	24,1	0,0	-54,7	0,0	0,0
sovraccarico sismico K0 (M2)	0,0	28,8	0,0	-65,6	0,0	0,0

#### AZIONI SUL PARAMENTO FRONTALE - SISTEMA BARICENTRO MURO FRONTALE

CARICHI & AZIONI SPALLA	<i>Fx</i> <i>kN</i>	<i>Fy</i> <i>kN</i>	<i>Fz</i> <i>kN</i>	<i>Mx</i> <i>kNm</i>	<i>My</i> <i>kNm</i>	<i>Mz</i> <i>kNm</i>
Permanenti spalla	0,0	0,0	-232,5	1,9	0,0	0,0
statica K0	0,0	279,8	0,0	-377,7	0,0	-139,9
sovraccarico K0	0,0	138,2	0,0	-279,8	0,0	-69,1
inerzia sismica Fx	47,1	0,0	0,0	0,0	88,5	0,4

inerzia sismica Fy	0,0	47,1	0,0	-88,5	0,0	0,0
inerzia sismica Fz	0,0	0,0	-31,4	0,3	0,0	0,0
sismica M.O. - porzione statica	0,0	279,8	0,0	-377,7	0,0	-139,9
sismica M.O. - porzione sismica	0,0	99,5	0,0	-201,5	0,0	-49,7
sovraccarico sismico K0	0,0	27,6	0,0	-56,0	0,0	-13,8

**AZIONI SUL MURO DI RISVOLTO - SISTEMA BARICENTRO MURO RISVOLTO**

CARICHI & AZIONI SPALLA	Fx kN	Fy kN	Fz kN	Mx kNm	My kNm	Mz kNm
Permanenti spalla	0,0	0,0	-60,2	0,0	0,00	0,0
statica K0	19,3	0,0	0,0	0,0	11,6	0,0
sovraccarico K0	21,5	0,0	0,0	0,0	19,3	0,0
inerzia sismica Fx	5,1	0,0	0,0	0,0	4,6	0,0
inerzia sismica Fy	0,0	5,1	0,0	-4,6	0,0	0,0
inerzia sismica Fz	0,0	0,0	-3,4	0,0	0,0	0,0
sismica M.O. - porzione statica	19,3	0,0	0,0	0,0	11,6	0,0
sismica M.O. - porzione sismica	6,9	0,0	0,0	0,0	6,2	0,0
sovraccarico sismico K0	4,3	0,0	0,0	0,0	3,9	0,0

**9.3 COMBINAZIONE DEI CARICHI E DETERMINAZIONE SOLLECITAZIONI**

Nella seguente tabella sono riportati i coefficienti di combinazioni per i principali condizioni elementari di carico di ponti.

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DELLE AZIONI															
CARICHI	EFFETTO	tipo	Coeff. γ	EQU 1	STR - A1 2	GEO - A2 3	SLE - RARALE 4	FREC 5	SLE - OP 6	SISMA 7	ALTRO 8	- 9	Ψ0 10	Ψ1 11	Ψ2 12
Permanenti	Fav. G1 fav.	Y <sub>G1</sub>		0,9	1	1	1	1	1	1	0	1	-	-	-
	Sfav. G1 sfav.			1,1	1,35	1	1	1	1	1	0	1	-	-	-
Permanenti non strutt.	Fav. G2 fav.	Y <sub>G2</sub>		0	0	0	1	1	1	1	0	1	-	-	-
	Sfav. G2 sfav.			1,5	1,5	1,3	1	1	1	1	0	1	-	-	-
Variabili da traffico (tandem)	Fav. Q fav.	Y <sub>Qk</sub>		0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,75	0,75	0
	Sfav. Q sfav.			1,35	1,35	1,15	1	1	1	1	0	1	0,75	0,75	0
Variabili da traffico (distribuito)	Fav. qd fav.	Y <sub>qk</sub>		0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,40	0,40	0
	Sfav. qd sfav.			1,35	1,35	1,15	1	1	1	1	0	1	0,40	0,40	0
Variabili	Fav. Qi fav.	Y <sub>Qi</sub>		0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,75	0,5	0,3
	Sfav. Qi sfav.			1,5	1,5	1,3	1	1	1	1	0	1	0,75	0,5	0,3
Distorsioni presollecitazioni	Fav. DP fav.	Y <sub>δ1</sub>		0,9	1	1	1	1	1	1	0	1	-	-	-
	Sfav. DP sfav.			1	1	1	1	1	1	1	0	1	-	-	-
Ritiro e viscosità	Fav. RV fav.	Y <sub>δ2</sub>		0	0	0	0	0	0	0	0	1	-	-	-
	Sfav. RV sfav.			1,2	1,2	1	1	1	1	1	0	1	-	-	-
Variazioni termiche	Fav. T fav.	Y <sub>δ3</sub>		0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,6	0,6	0,5
	Sfav. T sfav.			1,2	1,2	1	1	1	1	1	0	1	0,6	0,6	0,5
Res. Passive Vincoli	Fav. RPV fav.	Y <sub>δ4</sub>		0	0	0	0	0	0	0	0	1	-	-	-
	Sfav. RPV sfav.			1,5	1,5	1	1	1	1	1	0	1	-	-	-
Neve	Fav. QS fav.	Y <sub>δ5</sub>		0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
	Sfav. QS sfav.			1,5	1,5	1,3	1	1	1	1	0	1	0	0	0
Vento	Fav. W fav.	Y <sub>δ5</sub>		0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,6	0,2	0
	Sfav. W sfav.			1,5	1,5	1,3	1	1	1	1	0	1	0,6	0,2	0
Vento Ponte Carico	Fav. Wpc fav.	Y <sub>δ5c</sub>		0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,6	0,2	0
	Sfav. Wpc sfav.			1,5	1,5	1,3	1	1	1	1	0	1	0,6	0,2	0
Sisma	Fav. ET fav.	Y <sub>ET</sub>		0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,3	-	-
	Sfav. ET sfav.			1	1	1	1	1	1	1	0	1	0,3	-	-
Sottospinta idraulica	Fav. Gidr. fav.	Y <sub>s</sub>		0,9	1	1	1	1	1	1	0	1	-	-	-
	Sfav. Gidr. sfav.			1,1	1,35	1	1	1	1	1	0	1	-	-	-
Sisma mobili	Fav. ETm fav.	Y <sub>s</sub>		0	0	0	0	0	0	0	0	1	-	-	0,2
	Sfav. ETm sfav.			1	1	1	1	1	1	1	0	1	-	-	0,2
	Fav.	Y <sub>s</sub>		0	0	0	0	0	0	0	0	1	-	-	-
	Sfav.			0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-	-
	Fav.	Y <sub>s</sub>		0	0	0	0	0	0	0	0	1	-	-	-
	Sfav.			0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-	-
	Fav.	Y <sub>s</sub>		0	0	0	0	0	0	0	0	1	-	-	-
	Sfav.			0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-	-
	Fav.	Y <sub>s</sub>		0	0	0	0	0	0	0	0	1	-	-	-
	Sfav.			0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-	-

Le azioni determinate sui singoli elementi costitutivi della spalla sono state determinate sulla base di quanto riportato nella tabella superiore

## 9.3.1 Elevazione

**COMBINAZIONI A1-M1**

	<i>M<sub>x</sub> max</i>	<i>N min</i>	<i>V<sub>y</sub> max</i>	<i>V<sub>y</sub> min</i>	<i>N max</i>	<i>M<sub>x</sub> min</i>
<b>COMB.</b>	<b>CC 5</b>	<b>CC 6</b>	<b>CC 1</b>	<b>CC 9</b>	<b>CC 3</b>	<b>CC 15</b>
$N_{Ed}$ [kN] =	105,8	137,5	79,7	-61,9	-129,1	-99,2
$M_{x,Ed}$ [kNm] =	-908,7	-900,6	-904,8	-778,6	-873,5	-760,2
$M_{y,Ed}$ [kNm] =	-64,8	-64,8	-112,2	-97,2	-145,8	-97,2
$M_{z,Ed}$ [kNm] =	-289,6	-289,6	-289,6	-262,4	-286,4	-262,4
$V_{x,Ed}$ =	-18,9	-18,9	-18,9	-27,5	-40,5	-27,5
$V_{y,Ed}$ =	584,9	584,9	584,9	533,1	584,9	533,1

**COMBINAZIONI SLV-M1**

	<i>M<sub>x</sub> max</i>	<i>V<sub>y</sub> max</i>	<i>V<sub>y</sub> min</i>	<i>N max</i>	<i>N min</i>	<i>M<sub>x</sub> min</i>
<b>COMB.</b>	<b>CC 28</b>	<b>CC 27</b>	<b>CC 19</b>	<b>CC 23</b>	<b>CC 22</b>	
$N_{Ed}$ [kN] =	122,6	87,8	66,3	56,0	122,9	0,0
$M_{x,Ed}$ [kNm] =	-354,3	-349,1	-41,4	-257,0	-261,9	0,0
$M_{y,Ed}$ [kNm] =	0,0	-12,0	-52,3	-269,2	-68,6	0,0
$M_{z,Ed}$ [kNm] =	-139,9	-139,4	-405,2	-207,9	-217,0	0,0
$V_{x,Ed}$ =	0,0	-3,2	-3,8	-32,5	-6,9	0,0
$V_{y,Ed}$ =	279,8	279,8	268,3	276,3	276,3	0,0

**COMBINAZIONI RARA**

	<i>M<sub>x</sub> max</i>	<i>V<sub>y</sub> max</i>	<i>V<sub>y</sub> min</i>	<i>N max</i>	<i>N min</i>	<i>M<sub>x</sub> min</i>
<b>COMB.</b>	<b>CC 31</b>	<b>CC 29</b>	<b>CC 33</b>	<b>CC 30</b>	<b>CC 31</b>	<b>CC 35</b>
$N_{Ed}$ [kN] =	100,7	83,3	-23,5	-73,3	100,7	-69,5
$M_{x,Ed}$ [kNm] =	-635,8	-633,2	-547,3	-609,7	-635,8	-540,4
$M_{y,Ed}$ [kNm] =	-43,2	-74,8	-67,2	-103,2	-43,2	-67,2
$M_{z,Ed}$ [kNm] =	-207,1	-207,1	-188,8	-204,7	-207,1	-188,8
$V_{x,Ed}$ =	-12,6	-12,6	-19,0	-28,6	-12,6	-19,0
$V_{y,Ed}$ =	417,9	417,9	383,4	417,9	417,9	383,4

**COMBINAZIONI FREQUENTE**

	<i>M<sub>x</sub> max</i>	<i>N max</i>	<i>N min</i>	<i>V<sub>y</sub> max</i>	<i>V<sub>y</sub> min</i>	<i>M<sub>x</sub> min</i>
<b>COMB.</b>	<b>CC 37</b>	<b>CC 38</b>	<b>CC 37</b>	<b>CC 37</b>	<b>CC 37</b>	<b>CC 38</b>
$N_{Ed}$ [kN] =	90,5	-33,7	90,5	90,5	90,5	-33,7
$M_{x,Ed}$ [kNm] =	-564,4	-545,7	-564,4	-564,4	-564,4	-545,7
$M_{y,Ed}$ [kNm] =	0,0	-24,0	0,0	0,0	0,0	-24,0
$M_{z,Ed}$ [kNm] =	-191,7	-190,7	-191,7	-191,7	-191,7	-190,7
$V_{x,Ed}$ =	0,0	-6,4	0,0	0,0	0,0	-6,4
$V_{y,Ed}$ =	383,4	383,4	383,4	383,4	383,4	383,4

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTE**

	<i>M<sub>x</sub> max</i>	<i>0</i>	<i>0</i>	<i>0</i>	<i>0</i>	<i>0</i>
<b>COMB.</b>	<b>CC 42</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
$N_{Ed}$ [kN] =	90,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
$M_{x,Ed}$ [kNm] =	-354,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

$M_{y,Ed}$ [kNm] =	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
$M_{z,Ed}$ [kNm] =	-139,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
$V_{x,Ed}$ =	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
$V_{y,Ed}$ =	279,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

### 9.3.2 Fondazione

COMBINAZIONI A1-M1													
	Mx max	Mx min	My max	My min	M max	M min	Vx max	Vx min	Vy max	Vy min	V max	N max	N min
<b>COMB.</b>	<b>CC 8</b>	<b>CC 26</b>	<b>CC 5</b>	<b>CC 20</b>	<b>CC 1</b>	<b>CC 1</b>	<b>CC 1</b>	<b>CC 5</b>	<b>CC 1</b>	<b>CC 13</b>	<b>CC 5</b>	<b>CC 5</b>	<b>CC 20</b>
$N_{Ed}$ [kN] =	849,5	1083,2	676,7	1313,0	838,9	838,9	838,9	676,7	838,9	743,9	676,7	676,7	1313,0
$M_{x,Ed}$ [kNm] =	-941,6	-557,6	-863,9	-661,0	-936,9	-936,9	-936,9	-863,9	-936,9	-761,7	-863,9	-863,9	-661,0
$M_{y,Ed}$ [kNm] =	-74,3	-111,0	-166,1	-74,3	-121,6	-121,6	-121,6	-166,1	-121,6	-111,0	-166,1	-166,1	-74,3
$M_{z,Ed}$ [kNm] =	8,5	12,4	18,2	8,5	8,5	8,5	8,5	18,2	8,5	12,4	18,2	18,2	8,5
$V_{x,Ed}$ =	-18,9	-27,5	-40,5	-18,9	-18,9	-18,9	-18,9	-40,5	-18,9	-27,5	-40,5	-40,5	-18,9
$V_{y,Ed}$ =	709,5	651,3	709,5	651,3	709,5	709,5	709,5	709,5	709,5	651,3	709,5	709,5	651,3
COMBINAZIONI SLV-M1													
	Mx max	Mx min	My max	My min	M max	M min	Vx max	Vx min	Vy max	Vy min	V max	N max	N min
<b>COMB.</b>	<b>CC 54</b>	<b>CC 56</b>	<b>CC 55</b>	<b>CC 54</b>	<b>CC 54</b>	<b>CC 54</b>	<b>CC 46</b>	<b>CC 55</b>	<b>CC 47</b>	<b>CC 55</b>	<b>CC 48</b>	<b>CC 51</b>	<b>CC 50</b>
$N_{Ed}$ [kN] =	897,3	993,5	1004,7	897,3	897,3	897,3	939,5	1004,7	905,4	1004,7	940,2	861,8	1039,8
$M_{x,Ed}$ [kNm] =	-349,4	-264,3	-269,3	-349,4	-349,4	-349,4	-316,8	-269,3	-324,4	-269,3	-340,1	-310,5	-294,9
$M_{y,Ed}$ [kNm] =	52,8	0,0	-13,6	52,8	52,8	52,8	39,5	-13,6	39,2	-13,6	52,8	25,9	21,3
$M_{z,Ed}$ [kNm] =	-196,6	0,0	1,4	-196,6	-196,6	-196,6	16,2	1,4	-195,2	1,4	-196,6	17,7	-41,6
$V_{x,Ed}$ =	49,2	0,0	-3,2	49,2	49,2	49,2	136,8	-3,2	46,0	-3,2	49,2	133,6	42,9
$V_{y,Ed}$ =	565,5	384,2	384,2	565,5	565,5	565,5	438,6	384,2	565,5	384,2	565,5	438,6	438,6
COMBINAZIONI RARA													
	Mx max	Mx min	My max	My min	M max	M min	Vx max	Vx min	Vy max	Vy min	V max	N max	N min
<b>COMB.</b>	<b>CC 73</b>	<b>CC 80</b>	<b>CC 71</b>	<b>CC 74</b>	<b>CC 73</b>	<b>CC 73</b>	<b>CC 69</b>	<b>CC 71</b>	<b>CC 69</b>	<b>CC 77</b>	<b>CC 71</b>	<b>CC 71</b>	<b>CC 74</b>
$N_{Ed}$ [kN] =	906,5	736,3	732,5	984,5	906,5	906,5	889,1	732,5	889,1	782,3	732,5	732,5	984,5
$M_{x,Ed}$ [kNm] =	-603,3	-438,4	-525,0	-537,0	-603,3	-603,3	-595,4	-525,0	-595,4	-459,1	-525,0	-525,0	-537,0
$M_{y,Ed}$ [kNm] =	-49,5	-76,7	-117,5	-49,5	-49,5	-49,5	-81,1	-117,5	-81,1	-76,7	-117,5	-117,5	-49,5
$M_{z,Ed}$ [kNm] =	5,7	8,6	12,9	5,7	5,7	5,7	5,7	12,9	5,7	8,6	12,9	12,9	5,7
$V_{x,Ed}$ =	-12,6	-19,0	-28,6	-12,6	-12,6	-12,6	-12,6	-28,6	-12,6	-19,0	-28,6	-28,6	-12,6
$V_{y,Ed}$ =	508,3	469,5	508,3	508,3	508,3	508,3	508,3	508,3	508,3	469,5	508,3	508,3	508,3
COMBINAZIONI FREQUENTE													
	Mx max	Mx min	My max	My min	M max	M min	Vx max	Vx min	Vy max	Vy min	V max	N max	N min
<b>COMB.</b>	<b>CC 83</b>	<b>CC 86</b>	<b>CC 85</b>	<b>CC 84</b>	<b>CC 83</b>	<b>CC 83</b>		<b>CC 85</b>	<b>CC 83</b>	<b>CC 83</b>	<b>CC 85</b>	<b>CC 85</b>	<b>CC 84</b>
$N_{Ed}$ [kN] =	896,3	830,6	772,1	954,8	896,3	896,3	0,0	772,1	896,3	896,3	772,1	772,1	954,8
$M_{x,Ed}$ [kNm] =	-510,4	-404,8	-454,5	-460,7	-510,4	-510,4	0,0	-454,5	-510,4	-510,4	-454,5	-454,5	-460,7
$M_{y,Ed}$ [kNm] =	0,0	-27,2	-27,2	0,0	0,0	0,0	0,0	-27,2	0,0	0,0	-27,2	-27,2	0,0
$M_{z,Ed}$ [kNm] =	0,0	2,9	2,9	0,0	0,0	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	2,9	2,9	0,0
$V_{x,Ed}$ =	0,0	-6,4	-6,4	0,0	0,0	0,0	0,0	-6,4	0,0	0,0	-6,4	-6,4	0,0
$V_{y,Ed}$ =	469,5	469,5	469,5	469,5	469,5	469,5	0,0	469,5	469,5	469,5	469,5	469,5	469,5
COMBINAZIONI QUASI PERMANENTE													
	Mx max												
<b>COMB.</b>	<b>CC 93</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
$N_{Ed}$ [kN] =	896,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
$M_{x,Ed}$ [kNm] =	-245,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
$M_{y,Ed}$ [kNm] =	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
$M_{z,Ed}$ [kNm] =	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
$V_{x,Ed}$ =	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
$V_{y,Ed}$ =	353,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

## 9.4 VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

### 9.4.1 Pali di fondazione

La determinazione dei carichi sul singolo palo sarà effettuato considerando una redistribuzione rigida delle azioni agenti a spiccato fondazione come dedotte nei capitoli precedenti.

Nella figura seguente riportiamo la distribuzione geometrica dei pali di fondazione.

La ripartizione delle azioni fra i vari pali avviene secondo le seguenti formule:

$$N_i = N_{Ed}/n^{\circ}pali + M_{x,Ed}/W_{y,i} + M_{y,Ed}/W_{x,i}$$

$$V_i = (V_{x,Ed}^2 + V_{y,Ed}^2)^{0.5}/n^{\circ}pali + M_{z,Ed}/W_{t,i}$$

$$J_x = \sum x_i^2$$

$$W_{x,i} = J_x/x_i$$

$$n^{\circ}pali = 12$$

$$J_y = \sum y_i^2$$

$$W_{y,i} = J_y/y_i$$

$$x_g = \sum x_i/n^{\circ}pali = 0,00 \text{ m}$$

$$J_o = \sum [(y_g - y_i)^2 + (x_g - x_i)^2]^{0.5}$$

$$W_{t,i} = J_o / [(y_g - y_i)^2 + (x_g - x_i)^2]^{0.5}$$

$$y_g = \sum y_i/n^{\circ}pali = 0,00 \text{ m}$$

PALO $N^{\circ}$	x [m]	y [m]	A=( $x_g-x_i$ ) <sup>2</sup> [m <sup>2</sup> ]	B=( $y_g-y_i$ ) <sup>2</sup> [m <sup>2</sup> ]	(A+B) <sup>0.5</sup> [m]	W <sub>x,i</sub> [m]	W <sub>y,i</sub> [m]	W <sub>t,i</sub> [m]
1	1,450	-1,20	2,10	1,44	1,88	9,65	-9,60	8,80
2	0,480	-1,20	0,23	1,44	1,29	29,16	-9,60	12,81
3	-0,480	-1,20	0,23	1,44	1,29	-29,16	-9,60	12,81
4	-1,450	-1,20	2,10	1,44	1,88	-9,65	-9,60	8,80
5	1,450	0,00	2,10	0,00	1,45	9,65	11520,00	11,42
6	0,480	0,00	0,23	0,00	0,48	29,16	0,00	34,50
7	-0,480	0,00	0,23	0,00	0,48	-29,16	0,00	34,50
8	-1,450	0,00	2,10	0,00	1,45	-9,65	0,00	11,42
9	1,450	1,20	2,10	1,44	1,88	9,65	9,60	8,80
10	0,480	1,20	0,23	1,44	1,29	29,16	9,60	12,81
11	-0,480	1,20	0,23	1,44	1,29	-29,16	9,60	12,81
12	-1,450	1,20	2,10	1,44	1,88	-9,65	9,60	8,80
	0,00	0,00	14,00	11,52	16,56			
	$\sum x_i$	$\sum y_i$	$J_x = \sum x_i^2$	$J_y = \sum y_i^2$	$J_o$			



Si ottengono i seguenti valori massimi sui pali

**STATI LIMITE ULTIMI**

A1-M1			SLV-M1		
$N_{Ed,max}$	$N_{Ed,min}$	$V_{Ed,max}$	$N_{Ed,max}$	$N_{Ed,min}$	$V_{Ed,max}$
CC 20	CC 5	CC 5	CC 50	CC 54	CC 54
185,97	163,57	163,57	131,54	128,31	128,31
32,87	-50,80	-50,80	59,10	36,19	36,19
55,27	61,30	61,30	45,60	76,62	76,62

**STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

RARA			FREQ.			Q. PERM.		
$N_{Ed,max}$	$N_{Ed,min}$	$V_{Ed,max}$	$N_{Ed,max}$	$N_{Ed,min}$	$V_{Ed,max}$	$N_{Ed,max}$	$N_{Ed,min}$	$V_{Ed,max}$
CC 69	CC 71	CC 71	CC 83	CC 85	CC 86	CC 93	CC 93	CC 93
144,51	127,89	127,89	127,85	114,50	114,19	100,27	100,27	100,27
3,66	-5,82	-5,82	21,52	14,18	24,23	49,11	49,11	49,11
43,02	43,89	43,89	39,13	39,46	39,46	29,43	29,43	29,43

Azione assiale positiva se di compressione

**Verifica capacità portante micropali**
**STRATIGRAFIA**

Descrizione	strato	$q_{sup. strato}$ [m]	quota base strato	H strato	$\gamma_k$ [t/mc]	$\gamma'_k$ [t/mc]	$\phi_k$ [°]	$Cu_k$ [t/mq]	Nspt	f(Nspt)
D	1	0,00	-2,24	2,24	1,90	1,90	17			
E	2	-2,24	-10,00	7,76	1,90	1,90	17			
E	3	-10,00	-18,00	8	1,90	1,90	17			
E	4	-18,00	-18,00	0	1,90	1,90	17			
E	5	-18,00	-18,00	0	1,90	1,90	17			
E	6	-18,00	inf.	inf.		0,00	17			

quota falda  $q_f = -18,00$  m.s.m.m. (o rispetto p.c.) falda assente

**CARATTERISTICHE DEL PALO**

$D = 0,30$  m diametro palo  $q_t = 0,00$  m.s.m.m. (o rispetto p.c.) quota testa palo  
 $L_{palo} = 18,00$  m lunghezza palo  $q_b = -18,00$  m.s.m.m. (o rispetto p.c.) quota base palo  
 $q' = 0$  t/mq carico su p.c.  $\gamma_{palo} = 2,50$  t/mc  $W_{palo} = 3,18$  t

**CALCOLO DELLA PORTANZA DEL PALO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI**

$\gamma_\gamma = 1,00$   $\gamma_c = 1,00$   $\gamma_{cu} = 1,00$   $\gamma_\phi = 1,00$

**PORTATA LATERALE**

strato	H strato	$\gamma$ [t/mc]	$\sigma_v$ [t/mq]	As [mq]	$\phi$ [°]	$\mu$	k compress	Cu [t/mq]	$\alpha$	Rs [t] - compr	k trazione	Rs [t] - traz
--------	----------	-----------------	-------------------	---------	------------	-------	------------	-----------	----------	----------------	------------	---------------

1	2,24	1,90	2,13	2,11	17	0,31	0,550	0,00	0,00	0,76	0,50	0,69
2	7,76	1,90	11,63	7,31	17	0,31	0,550	0,00	0,00	14,30	0,50	13,00
3	8,00	1,90	26,60	7,54	17	0,31	0,550	0,00	0,00	33,72	0,5	30,66
4	0,00	0,00	34,20	0,00	17	0,31	0,550	0,00	0,00	0,00		0,00
5	0,00	0,00	34,20	0,00	17	0,31	0,550	0,00	0,00	0,00		0,00
0										<b>R<sub>s,tot</sub> =</b>	<b>48,78</b>	<b>44,35</b>

**PORTATA DI PUNTA**

tipo terreno incoerente	$\gamma'$ [t/mc]	A <sub>p</sub> [mq]	$\sigma_{v,b}$ [t/mq]	terreno incoerente		terreno coerente		R <sub>b</sub> [t]
				$\phi$ [°]	q <sub>lim</sub>	$\alpha$	Cu [t/mq]	
	0,00	0,07	34,20	17,00	0,00	9,00	0,00	<b>0,00</b>

 modifica parametri alla punta  $\Delta\phi$  [°] = 0  $\Delta Cu$  [t/mq] = 0

**CAPACITA' PORTANTE DEL PALO SINGOLO**

 n° verticali indagate 2 fattore di correlazione  $\zeta_3 = 1,65$   $\zeta_4 = 1,55$ 

Pali trivellati			
	R1	R2	R3
$\gamma_{R;base} =$	1,00	1,70	1,35
$\gamma_{R;lat;c} =$	1,00	1,45	1,15
$\gamma_{R;lat;t} =$	1,00	1,60	1,25
<b>R<sub>c,d</sub> = (R<sub>s,tot</sub>/<math>\gamma_{R;lat;c}</math>+R<sub>b</sub>/<math>\gamma_{R;base}</math>)/<math>\zeta_4 =</math></b>	<b>29,56</b>	<b>20,39</b>	<b>25,71</b>
<b>R<sub>t,d</sub> = R<sub>s,tot</sub>/<math>\gamma_{R;lat;t}</math>/<math>\zeta_4</math>+W<sub>palo</sub> =</b>	<b>30,06</b>	<b>19,98</b>	<b>24,68</b>

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE DELLA PALIFICATA**

PALO n°	COMB.	Tipo	N <sub>Ed</sub> [t]	R <sub>d</sub> [t]	F <sub>s</sub>	tipo di verifica	coeff. rid. gruppo
-185,97	1	SLU	-21,78	25,71	1,18	R3	1,00
-131,54	1	SLV	-16,34	25,71	1,5738	R3	1,00

**Verifica tubolare acciaio**

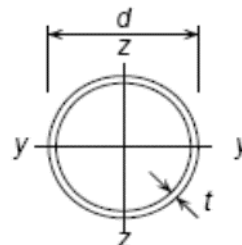
Azioni sul Palo

Tipo	Comb.	N <sub>Ed</sub> kN	M <sub>Ed</sub> kNm	V <sub>Ed</sub> kN
SLU-A1M1	CC 20	185,97	66,40	55,27
SLU-A1M1	CC 5	-50,80	73,65	61,30
SLV-M1	CC 50	131,54	54,79	45,60
SLV-M1	CC 54	36,19	92,05	76,62
RARA	CC 69	144,51	51,69	43,02
RARA	CC 71	-5,82	52,74	43,89
FREQ	CC 86	114,19	47,41	39,46
QPERM	CC 93	100,27	35,36	29,43

**Verifica tubolare acciaio**

**CARATTERISTICHE DEL PROFILO CAVO CIRCOLARE**

d (mm)	177,8	I (mm <sup>4</sup> )	21590552
t (mm)	12	W (mm <sup>3</sup> )	242863
		W <sub>pl</sub> (mm <sup>3</sup> )	330452
g (Kg/m)	49,1	i (mm)	59
A (mm <sup>2</sup> )	6251	IT (mm <sup>4</sup> )	43181105
		I <sub>w</sub> (mm <sup>6</sup> )	0


**PROPRIETA' DEL MATERIALE**

E	210000	[MPa]
v	0,3	
G = E/[2(1+v)]	80769	[MPa]
Fe	510	
f <sub>yk</sub>	355	[MPa]
f <sub>tk</sub>	510	[MPa]
ε	0,81	

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

γ <sub>M0</sub>	1,05
γ <sub>M1</sub>	1,05

**CLASSIFICAZIONE DEL PROFILO (Tabella 5.2 - EC3)**

d / t = 14,8 < 33,1 **sezione di classe 1**

**SOLLECITAZIONI**

N <sub>Ed</sub> =	186,00	kN	azione assiale sollecitante
M <sub>y,Ed,sx</sub> =	92,50	kNm	momento flettente attorno all'asse y-y
M <sub>y,Ed,dx</sub> =	0,00	kNm	
M <sub>z,Ed,sx</sub> =	0,00	kNm	momento flettente attorno all'asse z-z
M <sub>z,Ed,dx</sub> =	0,00	kNm	

V <sub>y,Ed</sub> =		kN	taglio in direzione y
V <sub>z,Ed</sub> =	76,62	kN	taglio in direzione z

T <sub>t,Ed</sub> =	0,00	kNm	torsione uniforme
---------------------	------	-----	-------------------

**RESISTENZA PLASTICA DELLA SEZIONE LORDA COMPRESSA/TESSA (per sezioni di classe 1, 2 o 3)**

$$N_{pl,Rd} = 2113 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,088 < 1$$

**RESISTENZA DELLA SEZIONE A FLESSIONE (per sezioni di classe 1, 2 o 3)**

$$M_{Rk} = 117,3 \text{ kNm} \quad \text{momento resistente caratteristico della sezione}$$

$$W = 330452 \text{ mm}^4 \quad \text{modulo resistente della sezione (dipende dalla classe della sezione)}$$

$$M_{Rd} = 111,7 \text{ KNm} \quad M_{Rk} / \gamma_{M0} \quad \text{momento resistente di progetto}$$

$$M_{y,Ed} / M_{Rd} = 0,828 < 1$$

**RESISTENZA DELLA SEZIONE PRESSO/TENSO-INFLESSA (per sezione di classe 1 o 2)**

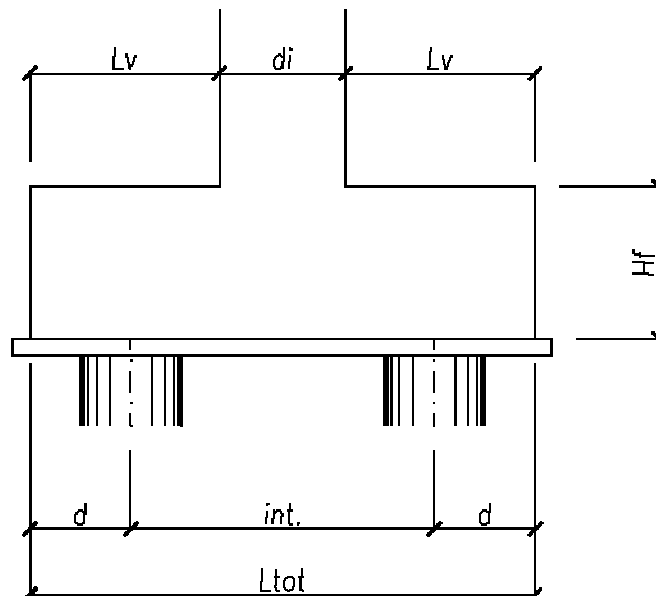
$$n = 0,088$$

$$a_w = 0,317$$

$$M_{N,Rd} = 111,7 \text{ kNm} \quad \text{momento resistente di progetto ridotto per l'effetto dello sforzo normale}$$

$$M_{y,Ed} / M_{Rd} = 0,828 < 1$$

## 9.4.2 Fondazione

**VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE**
Caratteristiche geometriche

*fusto della pila*

$$D_x = d_t = 3,10 \text{ m} \quad \text{dimensione trasversale del fusto}$$

$$D_y = d_l = 0,80 \text{ m} \quad \text{dimensione longitudinale del fusto}$$

*plinto di fondazione*

$$L_{v,x} = 0,20 \text{ m} \quad \text{sbalzo direzione x}$$

$$L_{v,y} = 0,70 \text{ m} \quad \text{sbalzo direzione y}$$

$L_{tot,x}$	=	3,50	m	dimensione trasversale plinto
$L_{tot,y}$	=	2,20	m	dimensione longitudinale plinto
$H_f$	=	0,50	m	altezza plinto
$dx$	=	0,30	m	distanza dal bordo del palo lungo x
$dy$	=	0,30	m	distanza dal bordo del palo lungo y
$int,x$	=	0,97	m	interasse pali lungo x
$int,y$	=	1,20	m	interasse pali lungo y
$A_{plinto}$	=	7,7	m <sup>2</sup>	area impronta plinto
$V_{plinto}$	=	3,9	m <sup>3</sup>	volume plinto
$W_{plinto}$	=	96,25	kN	peso plinto
$\phi_{palo}$	=	0,30	m	diametro del palo

#### *rinterro*

$h_{rinterro,valle}$	=	0,50	m	altezza media rinterro, lato valle
$\gamma_{terreno}$	=	19,00	kN/m <sup>3</sup>	peso per unità di volume terreno

#### Resistenze a compressione dei nodi

La pressione di progetto per i *nodi compressi senza tiranti* è pari a:

$$\sigma_{1Rd,max} = k_1 v' f_{cd} = \quad = 17,12 \quad \text{N/mm}^2$$

La pressione di progetto per i *nodi compressi-tesi* con tiranti ancorati disposti in una sola direzione:

$$\sigma_{2Rd,max} = k_2 v' f_{cd} = \quad = 14,55 \quad \text{N/mm}^2$$

La pressione massima per *nodi compressi-tesi* con tiranti ancorati disposti in più di una direzione è pari a:

$$\sigma_{3Rd,max} = k_3 v' f_{cd} = \quad = 12,84 \quad \text{N/mm}^2$$

dove:

$\sigma_{iRd,max}$  = massima tensione che può essere applicata ai bordi del nodo

$$k_1 = 1,0 \quad \quad \quad k_2 = 0,85 \quad \quad \quad k_3 = 0,75$$

$$v' = [ 1 - ( f_{ck} / 250 ) ] / 0,85 = \quad = 1,04$$

#### **VERIFICHE IN DIREZIONE LONGITUDINALE**

##### Sollecitazioni di progetto

Per le verifiche a punzonamento e dell'armatura resistente si devono considerare come azioni esterne le azioni nette trasmesse dai pali, ottenute detraendo dalle azioni massime agenti su essi i contributi che derivano dal peso proprio del plinto e del terreno sovrastante.

$W_{plinto}$	=	12,5	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_{G1}$	=	1,00	peso proprio del plinto, lato valle
$W_{rin,valle}$	=	9,5	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_{G2}$	=	1,00	peso del terreno sovrastante, lato valle

I carichi su esposti saranno detratti all'azione massima agente in proporzione all'area di influenza afferente al palo.

Questa sarà determinata ipotizzando una dimensione longitudinale pari allo sbalzo di valle e trasversalmente pari alla larghezza di competenza del puntone compresso.

La larghezza trasversale dei puntoni viene determinata mediante una ripartizione a 45° delle tensioni dalla sommità del palo fino allo spiccato della mensola, nel limite delle dimensioni dello stesso e dell'interasse rispetto agli altri pali. Si ha quindi:

$$b_{\text{punti}} = 0,79 \text{ m}$$

$$A_{\text{infl,palo}} = 0,55 \text{ m}^2$$

$$W_{\text{plinto+rinterro}} = \gamma G_1 W_{\text{plinto}} + \gamma G_2 W_{\text{rin, valle}} = 12,09 \text{ kN} \quad \text{peso totale da detrarre}$$

Le azioni nette trasmesse dal palo al plinto di fondazione sono così calcolate:

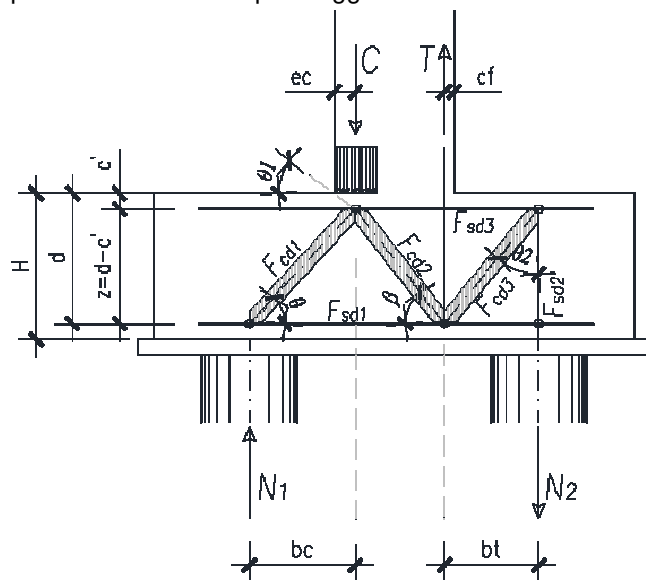
$$N_{Ed} = N_{\text{palo}} - W_{\text{plinto+rinterro}}$$

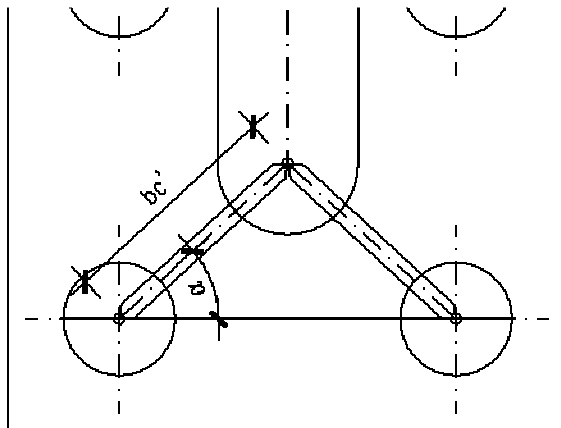
AZIONE SUL PALO		$N_{\text{palo}}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]
SLU-A1M1	CC 20	0,00	-12,09
SLU-A1M1	CC 5		-12,09
SLV-M1	CC 50	185,97	173,88
SLV-M1	CC 54	131,54	119,45
RARA	CC 69	370,97	358,88
RARA	CC 71	-89,26	-101,35
FREQ	CC 86	345,92	333,83
QPERM	CC 93	252,74	240,65

### Verifiche strutturali

La geometria tozza del plinto di fondazione fa propendere per un meccanismo resistente di tipo puntone-tirante. La geometria del traliccio resistente risulta legata alla presenza o meno di pali in trazione, la figura seguente individua il meccanismo adottato.

Nel caso specifico vi sono dei pali soggetti a trazione





### **PALO SOGGETTO A MASSIMA COMPRESSIONE**

*geometria meccanismo*

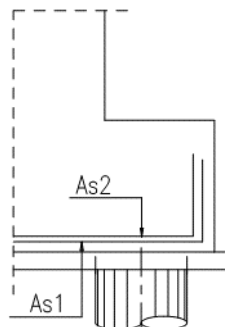
A favore di sicurezza si considera inoltre che il puntone risulta inclinato rispetto al piano del traliccio e che ha quindi una lunghezza effettiva maggiore, con conseguente incremento delle azioni negli elementi del traliccio.

H =	0,50	m		$\alpha =$	45,00°	
d =	0,44	m		$b_c =$	0,60	m
z =	0,37	m		$b'_c =$	0,85	m
$e_c =$	0,2	m				distanza della risultante C da bordo del fusto
$b_{\text{puntone}} =$	0,79	m				larghezza puntone
$\theta =$			$\arctg(z / b'_c) =$	0,415	rad	= 23,79°
$\theta_1 =$			$\arctg(2 \cdot (d-z) / (2 e_c)) =$	0,319	rad	= 18,26°
$h_{c1} = 2e_c / \cos\theta_1 \cdot \cos(90 - \theta - \theta_1) =$				0,28	m	altezza puntone $F_{cd,1}$
$h_{c2} =$	0,34	m				altezza puntone $F_{cd,2}$

Nello schema adottato per la verifica i puntone rappresentano le risultanti dei campi tensionali di compressione, i tiranti sono le risultanti degli sforzi di trazione nelle barre di armatura, ed i nodi coincidono con le zone di calcestruzzo dove i puntone compressi sono deviati dalle barre di armatura o da altri puntone.

Si verificano il puntone compresso e l'armatura resistente del plinto di fondazione al di sopra del palo maggiormente sollecitato.

*armatura disposta (nella larghezza del puntone)*



	n.	∅(mm)	A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	c (mm)	p (mm)
ordine inferiore (As1)	7,85	22	2984	60	100
ordine superiore (As2)	1	0	0	93	0
		A <sub>s,tot</sub> =		2984	

### Verifiche Stati Limite Ultimi

Si conduce la verifica per il nodo superiore (in corrispondenza del paramento verticale) che risulta compresso senza tiranti, del nodo in corrispondenza del palo che risulta compresso-teso e del tirante teso per la situazione di carico più gravosa.

#### *Azioni di progetto*

N <sub>Ed,SLU</sub> =	173,88	kN	SLV-M1	CC 50
F <sub>cd,1</sub> = N <sub>Ed,SLU</sub> /senθ =	431,11	kN	nodo compresso-teso	
F <sub>cd,2</sub> = N <sub>Ed,SLU</sub> /tgθ =	394,49	kN	nodo compresso	
F <sub>sd,1</sub> = N <sub>Ed,SLU</sub> /tgθ =	394,49	kN	tirante teso	

#### *Resistenze di progetto*

F <sub>cd,1,Rd</sub> =	σ <sub>2Rd,max</sub> * (b <sub>puntone</sub> * h <sub>c1</sub> ) =	3222,01	kN	>	F <sub>cd,1</sub>
F <sub>cd,2,Rd</sub> =	σ <sub>1Rd,max</sub> * (b <sub>puntone</sub> * h <sub>c2</sub> ) =	4518,11	kN	>	F <sub>cd,2</sub>
F <sub>sd,1,Rd</sub> =	f <sub>yd</sub> A <sub>s</sub> =	1167,67	kN	>	F <sub>sd,1</sub>

Si nota che in tutte le combinazioni le sollecitazioni di verifica sono inferiori alle resistenze di progetto.

### Verifiche Stati Limite di Esercizio

Come concesso dalla circolare esplicativa n°617 del 02/02/2009 al p.to C4.1.2.2.4.6, la verifica a fessurazione viene condotta limitando il livello tensionale nell'armatura tesa, si limita inoltre la massima tensione di compressione agente nei puntone compressi.

	RARA CC 69	FREQ CC 86	QPERM CC 93		
N <sub>Ed,SLE</sub> =	358,88	333,83	240,65	kN	
F <sub>cd,1</sub> = N <sub>Ed,SLE</sub> /senθ =	889,81	827,70	596,67	kN	nodo compresso-teso
F <sub>cd,2</sub> = N <sub>Ed,SLE</sub> /tgθ =	814,23	757,39	545,99	kN	nodo compresso
F <sub>td</sub> = N <sub>Ed,SLE</sub> /tgθ =	814,23	757,39	545,99	kN	tirante teso
σ <sub>c</sub> =	4,02	3,74	2,69	N/mm <sup>2</sup>	
σ <sub>c,max</sub> =	14,94	-	11,21	N/mm <sup>2</sup>	
σ <sub>s</sub> =	272,86	253,81	182,97	N/mm <sup>2</sup>	
σ <sub>s,max</sub> =	360	-	-	N/mm <sup>2</sup>	
σ <sub>s,fess</sub> =	-	280	200	N/mm <sup>2</sup>	

### **PALO SOGGETTO A MASSIMA TRAZIONE**

#### *geometria meccanismo*

A favore di sicurezza si considera inoltre che il puntone risulta inclinato rispetto al piano del traliccio e che ha quindi una lunghezza effettiva maggiore, con conseguente incremento delle azioni negli elementi del traliccio.

H =	0,50	m	α =	45,00°
c' =	0,06	m	b <sub>t</sub> =	0,46 m
z =	0,37	m	b' <sub>t</sub> =	0,65 m

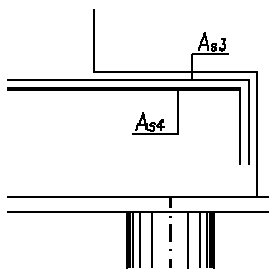


$$\begin{aligned}
 c_f &= 0,06 \text{ m} && \text{copriferro armature fusto} \\
 b_{\text{puntone}} &= 0,79 \text{ m} && \text{pila} \\
 \theta_2 &= \arctg(z / b'_t) = 0,522 \text{ rad} = 29,89^\circ && \text{larghezza puntone} \\
 \beta &= \arctg(z / (d_y - e_c - c_f)) = 0,606 \text{ rad} = 34,71^\circ \\
 h_{c3} &= h_{c2} / \cos\beta * \sin\theta_2 = 0,20 \text{ m} && \text{altezza puntone } F_{cd,3}
 \end{aligned}$$

Nello schema adottato per la verifica i puntone rappresentano le risultanti dei campi tensionali di compressione, i tiranti sono le risultanti degli sforzi di trazione nelle barre di armatura, ed i nodi coincidono con le zone di calcestruzzo dove i puntone compressi sono deviati dalle barre di armatura o da altri puntone.

Si verificano il puntone compresso e l'armatura resistente del plinto di fondazione al di sopra del palo maggiormente sollecitato.

*armatura disposta (nella larghezza del puntone)*



	n.	$\varnothing$ (mm)	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$c'$ (mm)	$p$ (mm)
orizz. Sup. I ordine ( $A_{s3}$ )	7,85	22	2984	60	100
orizz. Sup. II ordine ( $A_{s4}$ )	1	0	0	93	0
			$A_{s,tot} = 2984$		

	n.	$\varnothing$ (mm)	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )
verticale ( $A_{sv} - F_{sd,2}$ )	0	0	0
	0	0	0
			$A_{s,tot} = 0$

### Verifiche Stati Limite Ultimi

Si conduce la verifica per il nodo superiore (in corrispondenza del paramento verticale) che risulta compresso senza tiranti, del nodo in corrispondenza del palo che risulta compresso-teso e del tirante teso per la situazione di carico più gravosa.

#### *Azioni di progetto*

	$N_{Ed,SLU} = -12,09$	kN	SLU-A1M1	CC 20
$F_{cd,3} = N_{Ed,SLU} / \cos\theta_2 = -13,94$	kN	nodo compresso-teso		
$F_{sd,2} = N_{Ed,SLU} = -12,09$	kN	tirante verticale teso		
$F_{sd,3} = N_{Ed,SLU} * \tan\theta_2 = -6,95$	kN	tirante orizzontale teso		

#### *Resistenze di progetto*

$F_{cd,3,Rd} = \sigma_{3Rd,max} * (b_{\text{puntone}} * h_{c3}) = 2054,43$	kN	>	$F_{cd,1}$
$F_{sd,2,Rd} = f_{yd} A_s = 0,00$	kN	>	$F_{sd,2}$
$F_{sd,3,Rd} = f_{yd} A_s = 1167,67$	kN	>	$F_{sd,3}$

Si nota che in tutte le combinazioni le sollecitazioni di verifica sono inferiori alle resistenze di progetto.

### Verifiche Stati Limite di Esercizio

Come concesso dalla circolare esplicativa n°617 del 02/02/2009 al p.to C4.1.2.2.4.6, la verifica a fessurazione viene condotta limitando il livello tensionale nell'armatura tesa, si limita inoltre la massima tensione di compressione agente nei puntoni compressi.

		RARA CC 71	FREQ CC 86	QPERM CC 93		
$N_{Ed,SLE} =$		-101,35	333,83	240,65	kN	nodo compresso-teso tirante verticale teso tirante orizzontale teso
$F_{cd,3} = N_{Ed,SLE}/\cos\theta_2 =$		-116,90	385,07	277,59	kN	
$F_{sd,2} = N_{Ed,SLE} =$		-101,35	333,83	240,65	kN	
$F_{sd,3} = N_{Ed,SLE} \cdot \tan\theta_2 =$		-58,27	191,92	138,35	kN	
$\sigma_c =$		-0,22	2,41	1,73	N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_{c,max} =$		14,94	-	11,21	N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_s =$		-33,96	111,87	80,65	N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_{s,max} =$		360	-	-	N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_{s,fess} =$		-	160	160	N/mm <sup>2</sup>	

#### 9.4.1 Elevazione

##### Caratteristiche meccaniche dei materiali

Calcestruzzo	C28/35	$R_{ck} =$	35	N/mm <sup>2</sup>	$f_{ck} =$	28	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c =$	1,5	$\alpha_{cc} =$	0,85		$f_{cd} =$	15,87	N/mm <sup>2</sup>
		$E_c =$	32308	N/mm <sup>2</sup>	$f_{ctm} =$	2,77	N/mm <sup>2</sup>
Acciaio	B450C	$E_s =$	200000	N/mm <sup>2</sup>	$f_{yk} =$	450	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_s =$	1,15	$\epsilon'_{se} =$	1,96		$f_{yd} =$	391,3	N/mm <sup>2</sup>

##### Caratteristiche geometriche della sezione

B =	1000	mm base
H =	800	mm altezza
c =	50	mm coprifer.

n.	$\varnothing$ (mm)	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	y (mm)
5	20	1571	50
		-	
5	20	1571	750
		-	
		$\Sigma$	3142 mm <sup>2</sup>

$N_{Ed}$  positivo di compressione

$M_{Ed}$  positivo se tende le fibre inferiori della sezione  
y distanza dell'armatura dal lembo superiore

##### Verifiche agli Stati Limite Ultimi

##### Flessione

Combinazione	posizione	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$M_{Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}$
CC 3 - COMB. A1-M1	spiccato	-41,65	281,76	188,69	420,53	<b>1,49</b>
CC 6 - COMB. A1-M1	spiccato	44,35	290,51	188,69	451,28	<b>1,55</b>
CC 5 - COMB. A1-M1	spiccato	34,13	293,13	188,69	447,63	<b>1,53</b>
CC 1 - COMB. A1-M1	spiccato	25,71	291,86	188,69	444,62	<b>1,52</b>
CC 23 - COMB. SLV-M1	spiccato	18,06	82,90	89,14	441,89	<b>5,33</b>

CC 22 - COMB. SLV-M1	spiccato	39,64	84,50	89,14	449,60	<b>5,32</b>
CC 28 - COMB. SLV-M1	spiccato	39,54	114,28	90,25	449,57	<b>3,93</b>
CC 19 - COMB. SLV-M1	spiccato	21,40	13,37	86,55	443,08	<b>33,15</b>

*Taglio*

$\phi_{\text{staffe}} =$	0	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa
$n_b =$	0	n° braccia	$\theta =$	1,00	° inclinazione puntone compresso
$s =$	0	mm passo			

Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	$\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}$
CC 3 - COMB. A1-M1	spiccato	253,52	0,00	0,00	253,52	<b>1,34</b>
CC 6 - COMB. A1-M1	spiccato	265,61	0,00	0,00	265,61	<b>1,41</b>
CC 5 - COMB. A1-M1	spiccato	264,17	0,00	0,00	264,17	<b>1,40</b>
CC 1 - COMB. A1-M1	spiccato	262,99	0,00	0,00	262,99	<b>1,39</b>
CC 23 - COMB. SLV-M1	spiccato	261,92	0,00	0,00	261,92	<b>2,94</b>
CC 22 - COMB. SLV-M1	spiccato	264,95	0,00	0,00	264,95	<b>2,97</b>
CC 28 - COMB. SLV-M1	spiccato	264,94	0,00	0,00	264,94	<b>2,94</b>
CC 19 - COMB. SLV-M1	spiccato	262,38	0,00	0,00	262,38	<b>3,03</b>

Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni in esercizio

*Comb. caratteristica*

$\sigma_c = 16,8$  N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_s = 360,0$  N/mm<sup>2</sup>

Combinazione	posizione	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$M_{Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}$
CC 30	spiccato	-23,65	196,69	384,37	<b>1,95</b>
CC 31	spiccato	32,48	205,11	402,68	<b>1,96</b>
CC 31	spiccato	32,48	205,11	402,68	<b>1,96</b>
CC 33	spiccato	-7,58	176,54	389,61	<b>2,21</b>

*Comb. Quasi perm.*

$\sigma_c = 12,6$  N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_s = 360,0$  N/mm<sup>2</sup>

Combinazione	posizione	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$M_{Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}$
CC 42	spiccato	29,19	114,37	401,60	<b>3,51</b>

Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione

Condizioni

ambientali aggressive

armatura poco sensibile

$\alpha_e = 6,19$        $\phi_{eq} = 20,00$

$k_1 = 0,8$        $k_2 = 0,5$        $k_3 = 3,4$        $k_4 = 0,425$

*Comb. Frequente*

$k_t = 0,6$

$w_{lim} = 0,3$  mm

Combinazione	posizione	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$\sigma_s$ [MPa]	$x$ [mm]	$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]
CC 38	spiccato	-10,87	176,05	0	0	1571
CC 37	spiccato	29,19	182,06	157	161	1571
CC 37	spiccato	29,19	182,06	157	161	1571
CC 38	spiccato	-10,87	176,05	0	0	1571

Combinazione	$A_{c,eff}$	$\rho_{eff}$	$\epsilon_{sm}$	$\Delta s_{max}$	$w_d$	Verifica
--------------	-------------	--------------	-----------------	------------------	-------	----------

	[mm <sup>2</sup> ]			[mm]	[mm]	
CC 38	266667	0,01	0,00%	713,20	0,00	0,00
CC 37	213087	0,01	0,05%	597,23	0,28	<b>OK</b>
CC 37	213087	0,01	0,05%	597,23	0,28	<b>OK</b>
CC 38	266667	0,01	0,00%	713,20	0,00	0,00

*Comb. Quasi perm.*

$k_t = 0,4$

$w_{lim} = 0,2$  mm

Combinazione	posizione	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$\sigma_s$ [MPa]	x [mm]	$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]
CC 42	spiccato	29,19	114,37	95	166	1571

Combinazione	$A_{c,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\rho_{eff}$	$\epsilon_{sm}$	$\Delta_{smax}$ [mm]	$w_d$ [mm]	Verifica
CC 42	211442	0,01	0,03%	593,67	0,17	<b>OK</b>