



Regione
Lombardia



Comune di Milano



AIPo

Agenzia Interregionale per il fiume Po

Ufficio Periferico di Milano

(MI-E-789)

VASCA DI LAMINAZIONE DEL FIUME SEVESO IN COMUNE DI SENAGO (MI)

PROGETTO ESECUTIVO

CUP. B19H12000270002

PROGETTISTA:



ambiente risorse territorio

strada Pietro Del Prato 15/A 43121 Parma tel. +39 0521 090911 fax +39 0521 090933
www.artambiente.it info@artambiente.it



via Pomba 23 - 10123 Torino Tel. +39 011 5592811 - Fax +39 011 5620620
www.hydrodata.it hydrodata@hydrodata.it



Il Progettista - Responsabile di progetto e delle integrazioni e prestazioni specialistiche:

Dott. Ing. Ivo FRESIA



Il Coordinatore per la sicurezza in fase di progettazione:

Dott. Ing. Giuseppe CAMPI

Il Geologo:

Dott. Geol. Marco BERSANO

VISTO: Il Responsabile del procedimento

Dott. Ing. Marco La Veglia

02					
01					
00	EMISSIONE	Dicembre 2018	G. CAMPI	G. CAMPI	I. FRESIA
rev.	descrizione	data	redatto	verificato	approvato

DOCUMENTAZIONE TECNICA ELABORATI GENERALI

RELAZIONE DI CALCOLO DEL NUOVO PONTE SUL T. GARBOGERA

elaborato **01.01.00.11**

Indice

1	GENERALITÀ.....	1
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
3	MATERIALI: CARATTERISTICHE E PRESCRIZIONI	4
3.1	Calcestruzzi.....	4
3.2	Acciai	4
3.3	Copriferro	5
3.4	Apertura limite delle fessure.....	5
3.5	Caratterizzazione geotecnica: parametri di calcolo	5
4	CRITERI DI CALCOLO	7
4.1	Criteri e definizione dell'azione sismica	7
4.2	Combinazioni per la verifica agli SLU ed SLE	9
5	ANALISI DEI CARICHI PONTICELLO.....	11
5.1	Peso proprio struttura e carichi permanenti portati.....	11
5.2	Spinta delle terre.....	11
5.3	Spinta della falda	11
5.4	Carichi veicolari sull'impalcato	11
5.5	Spinte sulle spalle indotte dai carichi veicolari.....	15
5.6	Frenatura/accelerazione dei veicoli	17
5.7	Azioni sismiche	18
6	COMBINAZIONI DI CARICO PER LE VERIFICHE DI RESISTENZA	20
6.1	Combinazioni in scenario d'esercizio dell'opera (allo SLU e allo SLE)	20
6.2	Combinazioni in scenario sismico (allo SLU).....	23
7	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	25
8	SPALLE	26
8.1	Sollecitazioni.....	27
8.2	Verifica Spalle	28
9	MICROPALI.....	31
9.1	Verifica Micropali	33
10	MURI DI RISVOLTO	58
10.1	Verifica Muri di risvolto	59

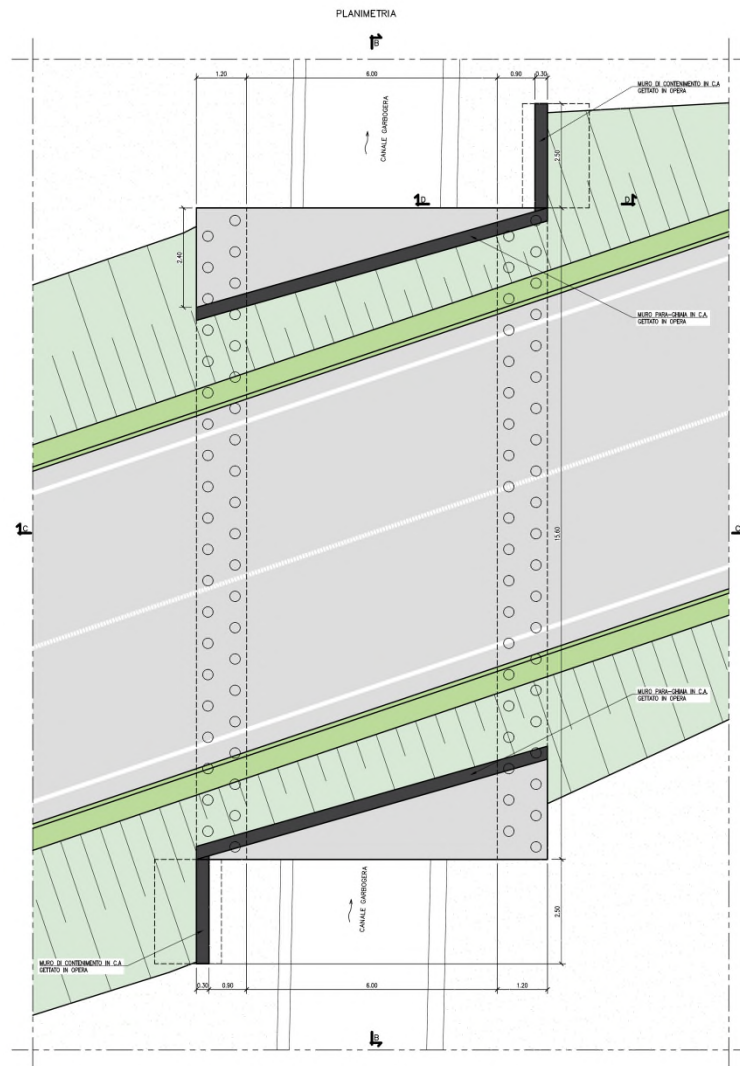
ALLEGATO 1 – Relazione dimensionamento impalcato

1 GENERALITÀ

Oggetto della presente relazione è la verifica strutturale del ponticello sul torrente Garbogera e dei relativi muri di contenimento presenti.

La copertura del ponte verrà realizzata in travi prefabbricate in c.a.p. (Tipo Forap), per il dimensionamento e verifica di tale porzione di opera si rimanda alla relazione specifica, allegata alla presente relazione.

Di seguito si riporta un'immagine planimetrica e in sezione dell'intervento previsto (per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici):



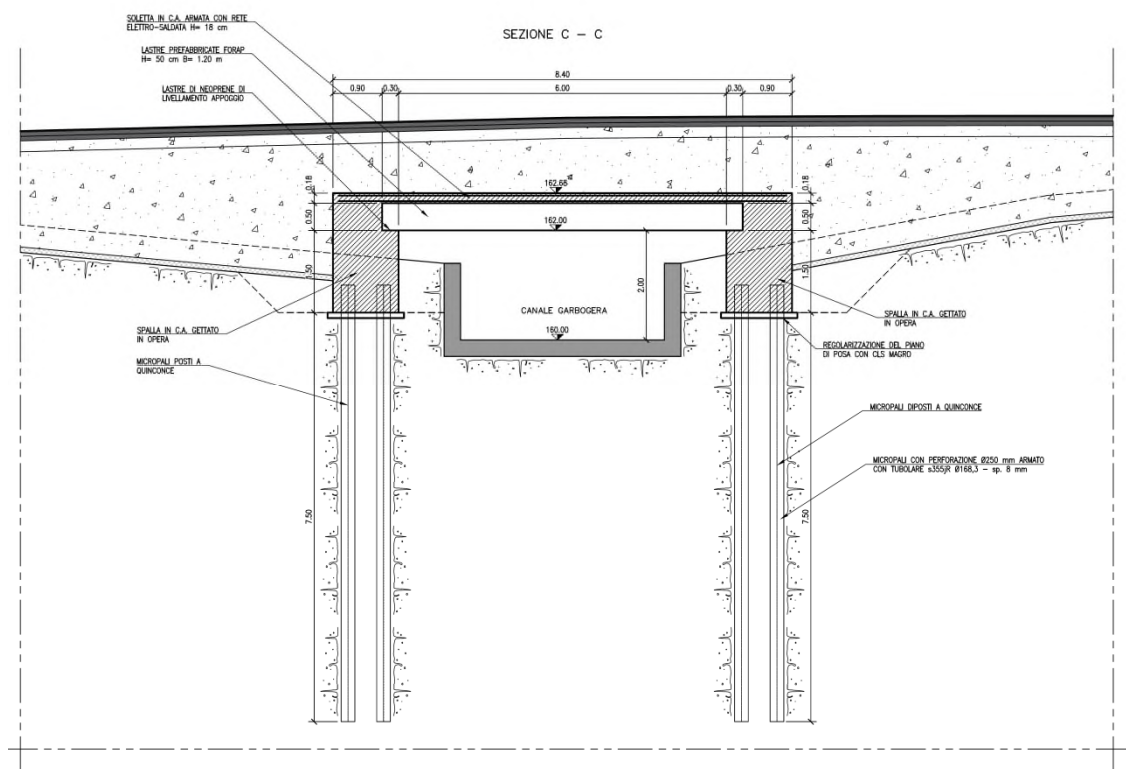


Fig. 2 Sezione trasversale ponticello

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

I calcoli sviluppati nel seguito sono stati svolti nello spirito del metodo semiprobabilistico agli Stati Limite e nel rispetto della normativa vigente; in particolare si sono osservate le prescrizioni contenute nelle seguenti normative.

- **D. M. TT. del 14 gennaio 2008** – Approvazione delle Norme tecniche per le costruzioni; G.U. n. 29 del 04/02/2008.
- **CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617** “Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- **UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2)** – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- **UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2)** – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- **UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7)** – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- **UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8)** – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- **UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8)** – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;
- **UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8)** – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.

3 MATERIALI: CARATTERISTICHE E PRESCRIZIONI

3.1 Calcestruzzi

Magrone per sottofondazione

Classe di resistenza	C12/15
Contenuto minimo di cemento	150 kg/mc

Spalle e muri

Classe di resistenza	C32/40
Resistenza a compressione f_{ck}	32 N/mm ²
Resistenza di calcolo f_{cd}	18.13 N/mm ²
Classe di Esposizione	XC4
Classe di consistenza	S4
Rapporto max A/C	0.50

Micropali

Resistenza a compressione minima R_{ck}	30 N/mm ²
---	----------------------

Per le verifiche a Stato Limite di Esercizio, la tensione massima di compressione del calcestruzzo calcolata in Combinazione Caratteristica (Rara), deve rispettare la seguente limitazione (espr. 4.1.40 NTC2008):

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$$

Per le verifiche a Stato Limite di Esercizio, la tensione massima di compressione del calcestruzzo calcolata in Combinazione Quasi Permanente, deve rispettare la seguente limitazione (espr. 4.1.41 NTC2008):

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$$

3.2 Acciai

Acciaio in Barre

Tipo	B450 C
Limite di Snervamento ' f_{yk} '	≥ 450 N/mm ²
Limite di Rottura ' f_{tk} '	≥ 540 N/mm ²
Resistenza di calcolo ' f_{yd} ' = f_{yk}/γ_s	$= 450 / 1.15 = 391.30$ N/mm ²

Acciaio per Micropali

Tipo	S355JR
Limite di Snervamento ' f_{yk} '	≥ 355 N/mm ²

Limite di Rottura ' f_{tk} ' $\geq 510 \text{ N/mm}^2$

Per le verifiche a Stato Limite di Esercizio, la tensione massima dell'acciaio calcolata in Combinazione Caratteristica (Rara), deve rispettare la seguente limitazione (espr. 4.1.42 NTC2008):

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk} = 0.8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$$

3.3 Copriferro

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il 'copriferro nominale - c_{nom} '.

Il valore di c_{nom} è somma di due contributi: 'copriferro minimo - c_{min} ' e la 'tolleranza di posizionamento - h '. Risulta quindi:

$$c_{nom} = c_{min} + h$$

Il valore di ' h ' può essere assunta pari ad almeno 5 mm.

Per costruzioni di vita nominale di 100 anni i valori di di copri ferro minimo vanno incrementati di 10mm.

Perciò, considerate le Classi di esposizione di cui al par. 3.1, si adotta:

Strutture in opera: $c_{min} = 35 \text{ mm} \Rightarrow c_{nom} = 50 \text{ mm}$

3.4 Apertura limite delle fessure

In base alla classe di esposizione presente viene qualifica la 'Condizione ambientale' come 'Aggressive'.

Tale dato va inserito nella Tab. 4.1.IV della Norma. In tale Tabella va inoltre considerato che l'armatura è del tipo 'poco sensibile'.

Conseguentemente a quanto sopra, per lo Stato Limite di apertura delle fessure si ha:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	w_d
b	Aggressive	frequente	$\leq w_2$
		quasi permanente	$\leq w_1$

Dal par. 4.1.2.2.4.1 della Norma si ha:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

3.5 Caratterizzazione geotecnica: parametri di calcolo

I parametri geotecnici di progetto sono stati desunti dalla relazione geologica – geotecnica di cui si riportano le caratteristiche:

Per determinare la spinta esercitata dalle terre sull'opera in esame, si considera un terreno di ritombamento (rilevato) aventi le seguenti caratteristiche:

Parametro		Rilevato Arginale	Livello 1 (1AB)	Livello 2 (1C)
Quota indicativa	Q (m.s.l.m.)	Circa da 162.2 a 160	Circa da 160 a 152	Circa da 152
Peso naturale di volume	γ (kN/m ³)	19	17,5	19
Angolo di resistenza al taglio	φ' (°)	33	28	35
Coesione efficace	c' (kPa)	0	0	0

In tale relazione è indicato anche il livello di falda da assumere nel progetto e nella condizione post-operam si assume una quota di 153 m.s.l.m.

4 CRITERI DI CALCOLO

Le verifiche sono condotte, in osservanza al D.M. del 14.01.2008 "Norme tecniche per le costruzioni", attraverso il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite.

4.1 Criteri e definizione dell'azione sismica

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1 (NTC), i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 delle (NTC).

Il rispetto degli Stati Limite si considera conseguito quando nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 delle (NTC) e siano soddisfatte le verifiche relative allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) s'intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Gli stati limite ultimi sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera da realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento (P_{VR}) in funzione dello stato limite considerato. Per le verifiche sismiche della struttura in esame si considerano i parametri sismici più cautelativi.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni.

La classe d'uso assunta è la IV.

Dalla tabella Tab.2.4.II delle (NTC) è possibile risalire al valore del coefficiente d'uso (C_u):

$$C_u = 2.0$$

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 200 \text{ anni}$$

I valori di probabilità di superamento nel periodo di riferimento (P_{VR}), cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV) = 10 \%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica (T_R) espresso in anni, vale:

$$T_R(SLV) = 1898 \text{ anni}$$

I parametri di definizione dell'azione sismica a_g , F_0 e T_C^* , sono stati desunti sulla base del comune di Senago (MI).

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate
 LONGITUDINE 9.1256
 LATITUDINE 45.5772

☐ Ricerca per comune
 REGIONE Lombardia
 PROVINCIA Milano
 COMUNE Senago

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_u info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="120"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="201"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1898"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2475"/>

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Per l'opera in esame si sono pertanto ottenuti i seguenti parametri sismici a SLV:

$$a_g = 0.064 \text{ g}$$

accelerazione orizzontale massima del sito (al suolo)

$F_0 = 2.774$	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
$T_c^* = 0.314 \text{ s}$	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

E' stato inoltre assunto:

- Categoria di sottosuolo tipo C
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica (S_S) = 1.50
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica (S_T) = 1.00

Per il calcolo dei micropali e del muro è calcolato in automatico dal programma.

Per le spalle del ponticello calcolate con ProSap, il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (NTC 2008 § 7.11.6). In queste condizioni 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 i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g} = \beta_m \frac{S_S \cdot S_T \cdot a_g}{g} = 1 \cdot \frac{1.50 \cdot 1.00 \cdot 0.064g}{g} = 0.096$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = 0.048$$

dove:

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

Essendo l'opera una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m , assume il valore:

$$\beta_m = 1$$

Le spinte delle terre, considerando l'opera una struttura rigida e priva di spostamenti (NTC08 § 7.11.6.2.1 e EC8-5 § 7.3.2.1), sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = S \cdot \frac{a_g}{g} \cdot \gamma \cdot H^2$$

Il punto di applicazione della spinta che interessa il ponticello è posto $h_{\text{spalla}}/2$, con " h_{tot} " altezza dal piano stradale alla fondazione e h_{spalla} l'altezza della spalla.

Essendo " ΔP_d " la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sulla spalla.

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

4.2 Combinazioni per la verifica agli SLU ed SLE

Le combinazioni di carico agli stati limite considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nel Cap. 2 delle (NTC).

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Combinazione fondamentale SLU} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Rara} \Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Frequente} \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Quasi permanente} \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Per la condizione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$\text{Combinazione fondamentale SLU} \Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente ψ_{2i} sono quelli riportati nella tabella 5.1.VI e § 2.5.I della norma; la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere stradali, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2i} = 0,2$ (quando rilevante).

Data la natura dell'opera in progetto, così come previsto dalla norma, si può assumere i $\psi_{2i} = 0$.

5 ANALISI DEI CARICHI PONTICELLO

5.1 Peso proprio struttura e carichi permanenti portati

Si prevedono le seguenti condizioni di carico elementari:

✓ Peso proprio della struttura:

Si considera ovviamente un peso specifico per le parti strutturali pari a 25 kN/m^3 ; mentre per l'impalcato si considera un peso proprio di 11 kN/m^2 (Pp FORAP50 + 18cm soletta collaborante $5,70 \text{ kN/m}^2 + 5,30 \text{ kN/m}^2$).

✓ Carichi permanenti sulla struttura:

Si considera il sovraccarico dovuto al ricoprimento sulla soletta superiore assumendo un peso specifico della sovrastruttura stradale pari a 22 kN/m^3 e pari a 19 kN/m^3 per il rilevato; si ottiene quindi:

p.p. sovrastruttura stradale	$= 22 \times 0,38 \times 1,00 = 8,36 \text{ kN/m}$
p.p. rilevato	$= 19 \times 1,02 \times 1,00 = 19,38 \text{ kN/m}$

5.2 Spinta delle terre

Il reinterro a ridosso del manufatto verrà realizzato tramite materiale di buone caratteristiche meccaniche:

- peso specifico $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito $\phi = 33^\circ$

Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità e con il consueto diagramma trapezoidale delle pressioni orizzontali.

Sulla base del modello adottato, impalcato incastrato sulle spalle, per mettere in conto possibili situazioni (anche temporanee) di disomogeneità nei costipamenti o altre condizioni che possano generare situazioni di spinte asimmetriche sull'opera, saranno considerate combinazioni di carico con le spinte statiche ridotte al 70% solo sulla spalla destro e contemporaneamente su entrambi i lati dell'opera.

5.3 Spinta della falda

La falda di progetto ha una quota molto inferiore rispetto alla posizione del ponticello, per cui le pressioni della falda sono nulle.

5.4 Carichi veicolari sull'impalcato

In questo paragrafo si trattano gli effetti indotti sull'impalcato dai carichi veicolari agenti in corrispondenza della sovrastruttura stradale. I carichi di riferimento sono descritti nel paragrafo 5.1.3.3 del D.M. 14 gennaio 2008.

In particolare lo schema di carico 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem e da carichi uniformemente distribuiti; i carichi concentrati sono pari a:

$Q_{1k} = 2$ assi da 300 kN su corsia n.1 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

$Q_{2k} = 2$ assi da 200 kN su corsia n.2 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

$Q_{3k} = 2$ assi da 100 kN su corsia n.3 di larghezza convenzionale pari a 3 m .

Si ipotizza che tali carichi siano applicati su un'impronta rettangolare pari a 2.40 x 1.60 m (1.60 m sviluppo parallelo alla corsia di traffico, 2.4 m sviluppo perpendicolare), ovvero pari all'ingombro complessivo esterno del tandem. Per quanto riguarda i carichi uniformemente distribuiti (associati ai carichi tandem) si considera prudenzialmente il carico $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ applicato a tutte le colonne di carico (la norma prevede l'applicazione dalla seconda alla n-esima corsia di un carico ridotto da 2.5 kN/m^2).

I carichi tandem vengono posizionati ortogonalmente all'asse dell'opera e vengono ripartiti sia in direzione longitudinale che trasversale dal piano stradale al piano medio dell'impalcato. Si assume che la diffusione avvenga con un angolo di 30° attraverso il rilevato stradale (in accordo al punto C5.1.3.7.1 della circolare ministeriale del 02 febbraio 2009) e con un angolo di 45° nell'impalcato. L'effetto dei carichi tandem sulla soletta superiore viene pertanto messo in conto attraverso la determinazione di un carico equivalente distribuito q_{eq} a cui si somma il carico uniforme $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$.

Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)

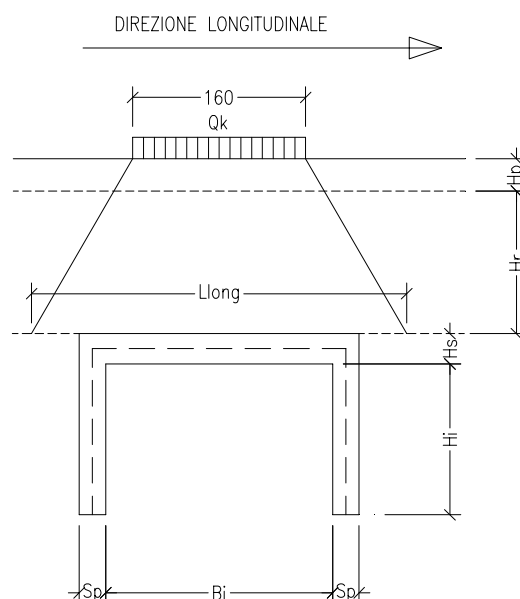
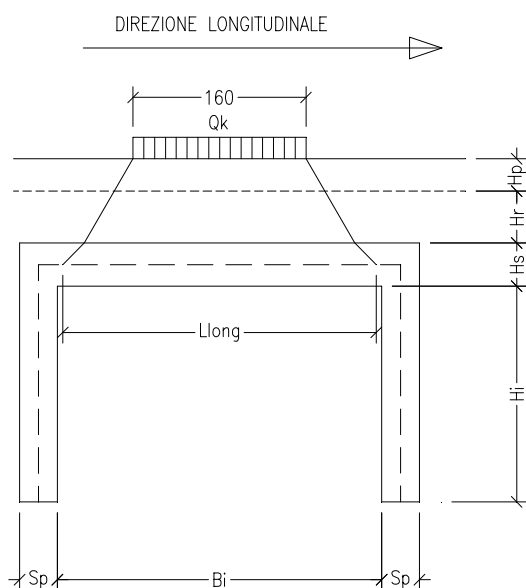
La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$L_{long} = 1.6 + 2 \times [\tan 30^\circ \times (H_{pav} + H_t) + \tan 45^\circ \times H_s/2]$$

$$\text{se } L_{long} \leq B_i + 2 \times S_p$$

$$L_{long} = 1.6 + 2 \times \tan 30^\circ \times (H_{pav} + H_t)$$

$$\text{se } L_{long} > B_i + 2 \times S_p$$



Nel caso in cui $L_{long} > B_i + 2 \times S_p$, il tombino è interessato dalla sola quota parte di carico effettivamente agente sulla soletta superiore.

Nel caso in esame risulta:

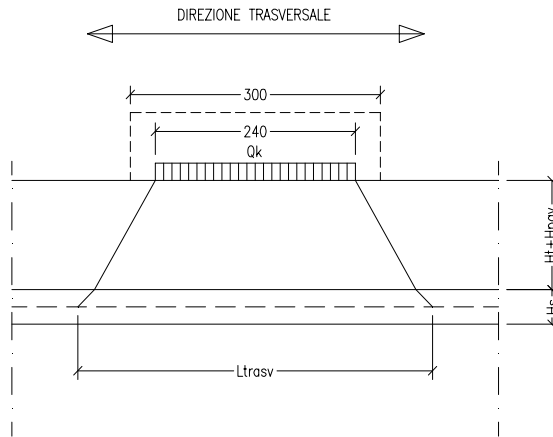
$$L_{long} = 3,90 \text{ m} > B_i + 2 \times S_p = 8,4 \text{ m}$$

Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

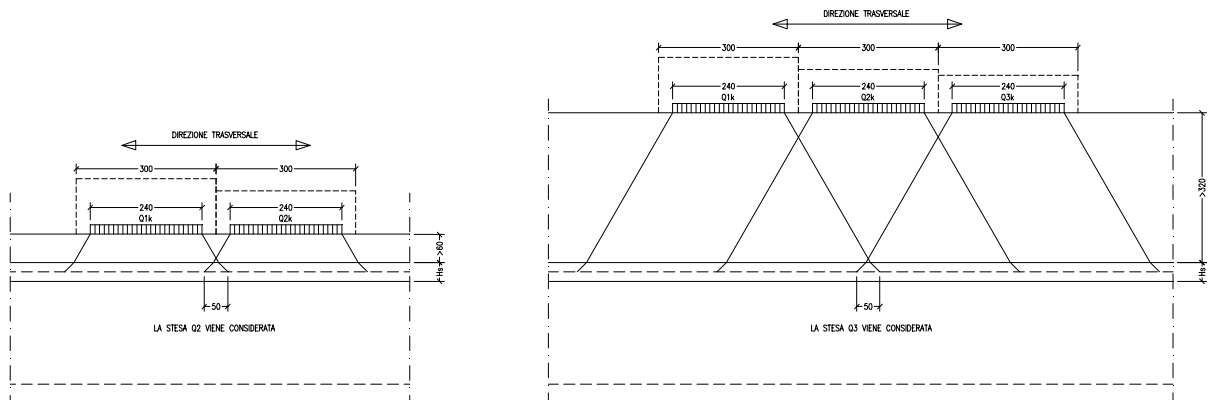
Il numero di carichi tandem effettivamente gravanti sulla striscia unitaria di progetto dell'opera dipende dall'altezza di ricoprimento presente e dallo spessore dell'impalcato.

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione trasversale L_{trav} è pari a:

$$L_{trav} = 2,4 + 2 \times [\tan 30^\circ \times (H_{pav} + H_t) + \tan 45^\circ \times H_s/2] = 4,70 \text{ m}$$



Operativamente si considerano due o più stese di carico quando si configura una sovrapposizione dei relativi coni di almeno 50 cm (si vedano al proposito le due figure seguenti).



Semplificando gli intervalli entro cui agiscono sulla striscia unitaria di calcolo 1, 2 o 3 carichi tandem, si possono considerare i seguenti scenari:

- per ricoprimenti minori di 0,6 m si considera l'effetto di una stesa di carico;
- per ricoprimenti compresi tra 0,6 e 3,2 m si considera l'effetto di 2 stese di carico;
- per ricoprimenti maggiori di 3,2 m si considera l'effetto di 3 stese di carico.

Calcolo del carico distribuito equivalente al tandem

Avendo definito L_{long} e L_{trasv} si può valutare l'intensità del carico q_{eq} equivalente all'effetto indotto dai carichi tandem sull'impalcato:

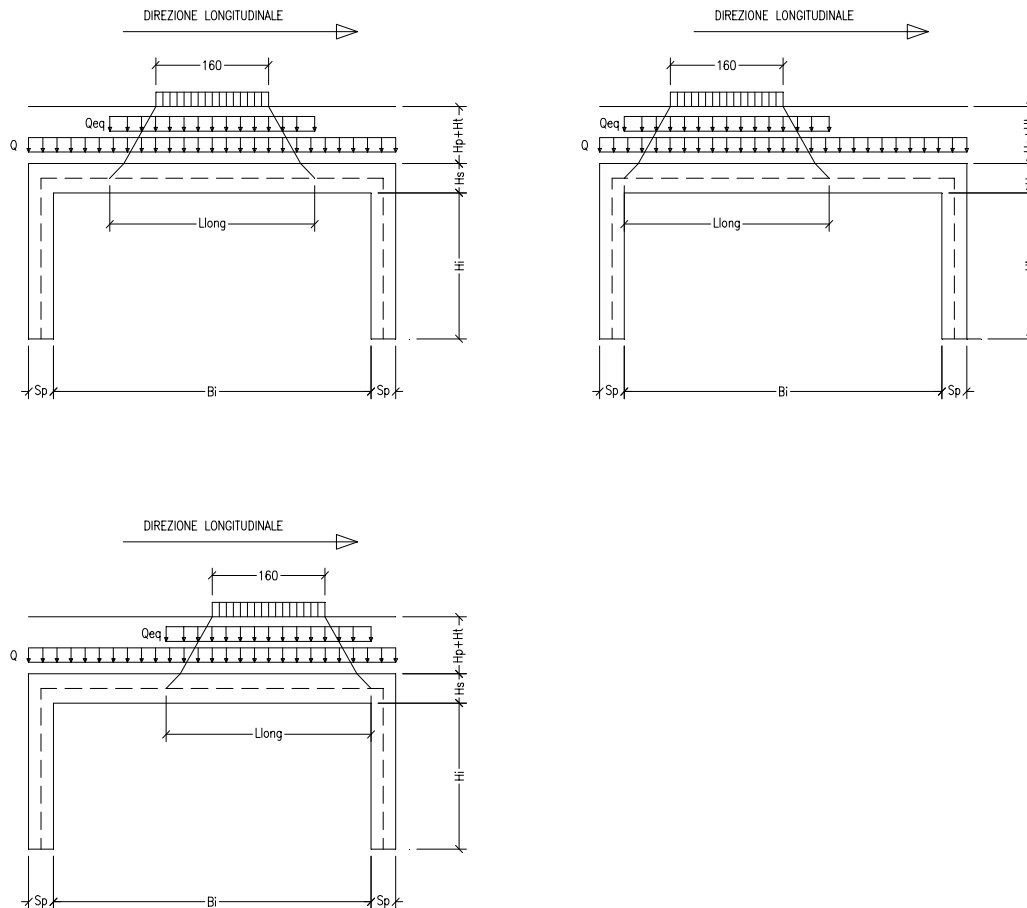
R_{tot} = ricoprimento totale = 1,40 m → si considerano 2 stese di carico

$$q_{eq} = 2 \times Q_{1k} / (L_{long} \times L_{trasv}) + 2 \times Q_{2k} / (L_{long} \times L_{trasv}) = 2 \times 300 / (3,90 \times 4,70) + 2 \times 200 / (3,90 \times 4,70) = 54,64 \text{ kN/m}$$

cui si sovrappone il carico $q = 9 \text{ kN/m}$ uniforme su tutto l'impalcato.

La posizione del carico q_{eq} equivalente al tandem viene variata nei casi di carico seguenti:

- Centrato con l'impalcato;
- Filo spalla sinistra;
- Filo spalla destra;



Si noti che se $L_{long} > B_i + 2 \times S_p$ (luce netta ponticello + spessore delle due spalle) allora il carico equivalente è applicato a tutte le aste dell'impalcato, e le 3 condizioni di diversa posizione del carico indicate in precedenza vengono a coincidere.

5.5 Spinte sulle spalle indotte dai carichi veicolari

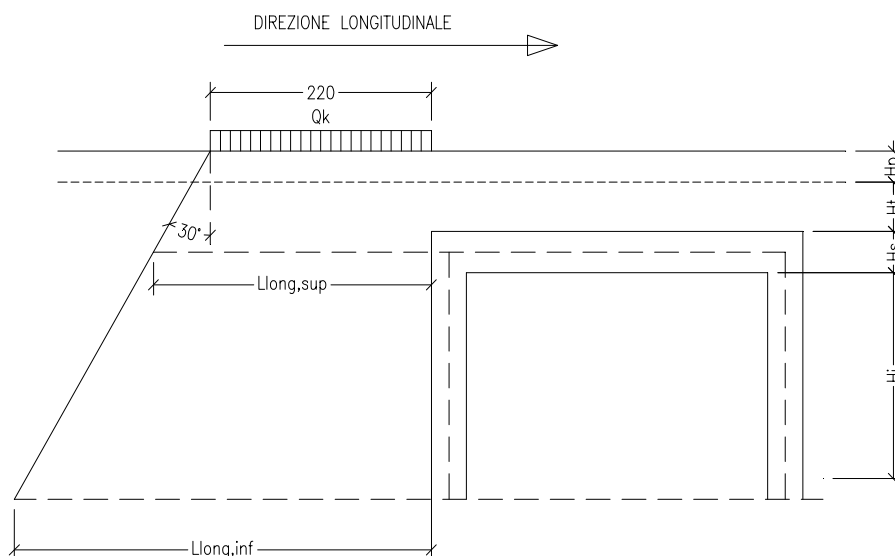
In accordo con il punto C5.1.3.3.7.1 della circolare ministeriale 02/02/2009 per il calcolo delle spinte generate dal sovraccarico sul rilevato si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3.0 m e lunga 2.20 m. Anche in questo caso si tiene in conto la diffusione del carico attraverso il rilevato sia in direzione longitudinale che trasversale. Al tandem si somma il carico uniformemente distribuito agente sulla i-esima corsia di carico $q_{ik} = 9 \text{ kN/m}^2$.

Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$L_{\text{long,sup}} = 2,2 + [\tan 30^\circ \times (H_{\text{pav}} + H_t + H_s/2)] = 3,20 \text{ m} \quad (\text{piano medio impalcato})$$

$$L_{\text{long,inf}} = 2,2 + [\tan 30^\circ \times (H_{\text{pav}} + H_t + H_s + H_i)] = 4,27 \text{ m} \quad (\text{piano inferiore})$$



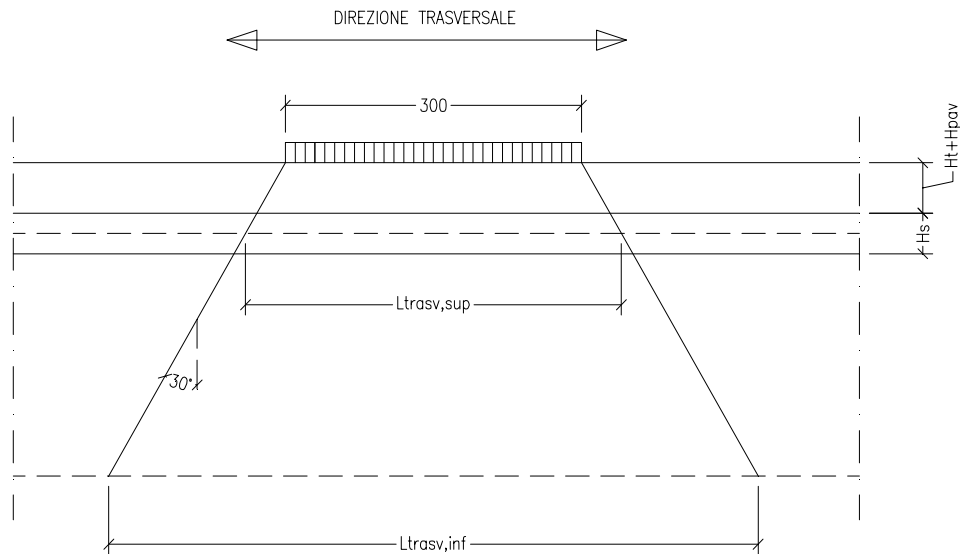
Si assume prudenzialmente che i carichi non si diffondano a lato impalcato.

Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione trasversale è pari a:

$$L_{\text{trasv,sup}} = 3,0 + 2 \times [\tan 30^\circ \times (H_{\text{pav}} + H_t + H_s/2)] = 5,01 \text{ m} \quad (\text{piano medio impalcato})$$

$$L_{\text{trasv,inf}} = 3,0 + 2 \times [\tan 30^\circ \times (H_{\text{pav}} + H_t + H_s + H_i)] = 7,13 \text{ m} \quad (\text{piano inferiore})$$



Definizione dei carichi di progetto

Poiché l'impronta di ciascun carico tandem è larga come la corsia, due tandem contigui generano sempre nel terrapieno dei coni di carico sovrapposti; il numero di stese di carico effettivamente gravanti sulla striscia unitaria di scatolare dipende dall'altezza di ricoprimento presente e dall'altezza dell'opera stesso.

E' stato condotto uno studio volto a definire (in maniera prudentiale) il numero di stese di carico da considerare nella definizione della spinta delle terre in funzione dei due parametri geometrici:

H_i = altezza interna opera

$R_{tot} = H_t + H_{pav}$ = ricoprimento

Si è ritenuto quindi di riassumere le ipotesi di carico come evidenziato nella tabella seguente:

Altezza interna $H_i = 1.50\text{m}$	$H_t + H_{pav} = 1,40\text{ m}$
n. stese efficaci piano medio impalcato	2
n. stese efficaci piano inferiore	3

Avendo precedentemente definito L_{long} e L_{trasv} si possono valutare i valori del carico equivalente agente a:

Piano medio impalcato

Si considerano 2 stese di carico:

$$Q_k = 2 \times 300 + 2 \times 200 = 1000 \text{ kN}$$

$$q_{eq,sup} = Q_k / (L_{long,sup} \times L_{trasv,sup}) = 1000 / (3,20 \times 5,01) = 62,30 \text{ kN/m}$$

$$q = 9 \text{ kN/m}$$

$$q_{tot,sup} = (q_{eq,sup} + q) = 71,30 \text{ kN/m}$$

La spinta a riposo agente a piano medio impalcato è pari a:

$$p_{tot,sup} = k_0 \times q_{tot,sup} = 0,455 \times 71,30 = 32,47 \text{ kN/m}$$

Piano inferiore

Si considerano 3 stese di carico:

$$Q_k = 2 \times 300 + 2 \times 200 + 2 \times 100 = 1200 \text{ kN}$$

$$q_{eq,inf} = Q_k / (L_{long,inf} \times L_{trasv,inf}) = 1200 / (4,27 \times 7,13) = 39,42 \text{ kN/m}$$

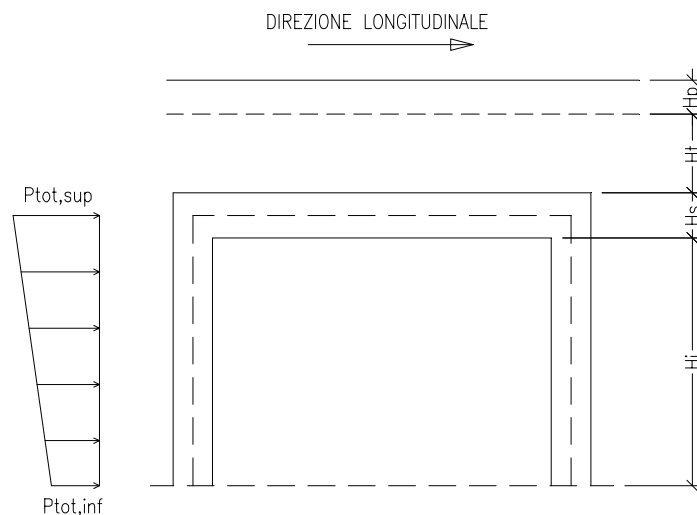
$$q = 9 \text{ kN/m}$$

$$q_{tot,inf} = (q_{eq,inf} + q) = 48,42 \text{ kN/m}$$

La spinta a riposo agente al piano inferiore è pari a:

$$p_{tot,inf} = k_0 \times q_{tot,inf} = 0,455 \times 48,42 = 22,05 \text{ kN/m}$$

Tali spinte sono considerate agenti sulla sola spalla sinistra. Il diagramma di spinta applicato alla spalla varia linearmente fra i valori $p_{tot,sup}$ e $p_{tot,inf}$.



5.6 Frenatura/accelerazione dei veicoli

La forza di frenatura q_3 (o di accelerazione cambiando il verso d'azione) è funzione del carico totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e risulta pari a (si veda il paragrafo 5.1.3.5 del D.M. 14/01/2008):

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 \times 2 \times Q_{1k} + 0,10 \times q_{1k} \times w_1 \times L \leq 900 \text{ kN}$$

dove:

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$w_1 = 3,00 \text{ m (larghezza della corsia)}$$

$$L = 2 \times S_p + B_i = 8,40 \text{ m (larghezza dell'impalcato comprese le spalle)}$$

Si ha pertanto:

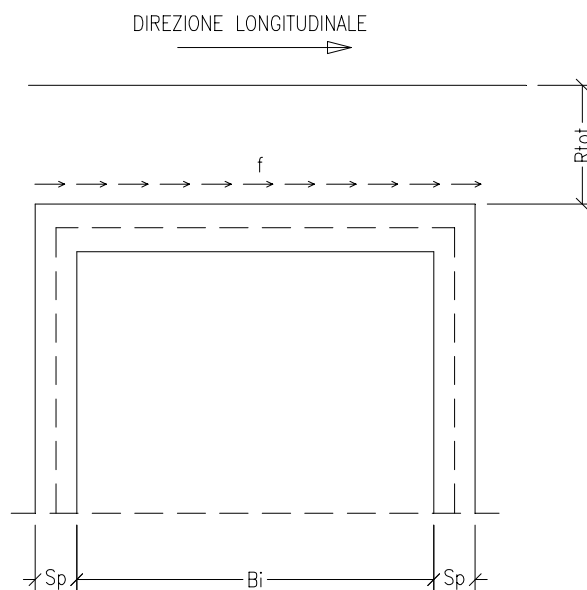
$$q_3 = 382,68 \text{ kN.}$$

L'azione derivante dalla frenatura viene considerata tramite un carico equivalente pari a:

$$f = q_3 / (L \times B) = 382,68 / (8,40 \times 4,62) = 9,87 \text{ kN/m}$$

con q_3 ed L definiti in precedenza;

$$B = 3,0 \text{ m} + 2 \times \tan 30^\circ \times R_{\text{tot}} = 4,62 \text{ m.}$$



5.7 Azioni sismiche

Per la valutazione dei parametri necessari alla determinazione delle azioni sismiche si rimanda al precedente paragrafo 4; nel seguito ci si limita al calcolo delle forze statiche equivalenti al sisma e delle sovraspinte del terreno in sisma.

Sisma orizzontale (da sinistra): oscillazione delle masse strutturali

Il coefficiente sismico orizzontale k_h correla i pesi strutturali all'azione statica orizzontale equivalente al sisma. In particolare agiscono sull'impalcato e sulle spalle:

$$k_h = 0,096 = \text{coefficiente sismico orizzontale}$$

$$f_{\text{impalcato}} = 1,00 \text{ m} \times 11 \text{ kN/m}^2 \times k_h = 1,056 \text{ kN/m}$$

$$f_{\text{spalla}} = 1,20 \text{ m} \times 1,00 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times k_h = 2,88 \text{ kN/m}$$

Sisma orizzontale (da sinistra): oscillazione del terreno di ricoprimento

L'oscillazione della massa di terreno posta al di sopra dell'opera comporta una forza inerziale (uniformemente distribuita sull'impalcato) pari a:

$$p_{\text{sisma,terr}} = k_h \times w_{\text{terr}} = 0,096 \times 27,74 = 2,66 \text{ kN/m}$$

dove:

$$w_{\text{terr}} = 22 \times 0,38 \times 1,00 + 19 \times 1,02 \times 1,00 = 27,74 \text{ kN/m}$$

Sisma orizzontale (da sinistra): incremento dinamico della spinta del terreno

Nel caso di strutture rigide l'incremento dinamico di spinta del terreno in sisma viene valutato con la formula vista in precedenza:

$$\Delta P_d = S \cdot \frac{a_g}{g} \cdot \gamma \cdot H_{\text{tot}}^2$$

La pressione agente sul piedritto sinistro vale pertanto:

$$p = \Delta P_d / H_{\text{tot}} = 6,53 \text{ kN/m}$$

dove $H_{\text{tot}} = 3,58 \text{ m}$ = altezza dal piano stradale al piano inferiore.

Sisma verticale: oscillazione delle masse strutturali

La forza statica equivalente al sisma è pari al prodotto delle forze di gravità per il coefficiente sismico verticale $k_v = 0,5 \times k_h = 0,048$.

$$f_{\text{impalcato}} = 1,00 \text{ m} \times 11 \text{ kN/m}^2 \times k_v = 0,53 \text{ kN/m}$$

$$f_{\text{spalla}} = 1,20 \text{ m} \times 1,00 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times k_v = 1,44 \text{ kN/m}$$

La condizione di carico in esame viene considerata agente nei due versi possibili (verso il basso, verso l'alto) agendo sui coefficienti di combinazione dei carichi.

Sisma verticale: oscillazione del terreno di ricoprimento

L'oscillazione della massa di terreno posta al di sopra dell'opera comporta una forza inerziale (uniformemente distribuita sull'impalcato) pari a:

$$p_{\text{sisma,terr}} = k_v \times w_{\text{terr}} = 0,048 \times 27,74 = 1,33 \text{ kN/m}$$

dove:

$$w_{\text{terr}} = 22 \times 0,38 \times 1,00 + 19 \times 1,02 \times 1,00 = 27,74 \text{ kN/m}$$

La condizione di carico in esame viene considerata agente nei due versi possibili (verso il basso, verso l'alto) agendo sui coefficienti di combinazione dei carichi.

6 COMBINAZIONI DI CARICO PER LE VERIFICHE DI RESISTENZA

Ai fini della determinazione delle sollecitazioni di calcolo allo SLU e allo SLE, vengono utilizzate le combinazioni dei carichi elementari descritte nel presente paragrafo.

Si distinguono i seguenti scenari:

- 1) STR: combinazioni allo SLU da utilizzarsi nelle verifiche strutturali;
- 2) SLV: combinazioni in scenario sismico allo SLU da utilizzarsi nelle verifiche strutturali;
- 3) RAR: combinazioni allo SLE in condizioni di carico rare;
- 4) FR: combinazioni allo SLE in condizioni di carico frequenti;
- 5) QP: combinazioni allo SLE in condizioni di carico quasi permanenti;

I coefficienti parziali di sicurezza γ e di combinazione ψ vengono desunti dalle tabelle delle NTC2008. Di seguito si riepilogano i valori utilizzati.

Sigla	Carico	Loading	Coeff. γ		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
			Sfav.	Fav.			
G1	Peso proprio struttura	L1	1.35	1.00	---	---	---
G1	Peso ricoprimento + pavimentazione	L2	1.35	1.00	---	---	---
G1	Spinta a riposo terre da sx	L3	1.35	1.00	---	---	---
G1	Spinta a riposo terre da dx	L4	1.35	1.00	---	---	---
Q	Acc. traffico mezzera	L5	1.35	0.00	0.75	0.75	0.00
Q	Acc. traffico filo piedritto sx	L6	1.35	0.00	0.75	0.75	0.00
Q	Acc. traffico filo piedritto dx	L7	1.35	0.00	0.75	0.75	0.00
Q	Spinta accidentale su piedritto sx	L8	1.35	0.00	0.75	0.75	0.00
Q	Frenatura	L9	1.35	-1.35	0.00	0.00	0.00
E	Sisma orizzontale	L10	1.00	1.00	---	---	---
E	Sisma verticale	L11	1.00	-1.00	---	---	---

Nei paragrafi dedicati alle verifiche di resistenza si mostrano gli effettivi coefficienti di calcolo assegnati ai diversi loading nella combinazione maggiormente impegnativa.

6.1 Combinazioni in scenario d'esercizio dell'opera (allo SLU e allo SLE)

Occorre premettere che in presenza dei carichi da traffico (condizione d'esercizio dell'opera) la spinta delle terre sul manufatto viene quasi in tutti i casi considerata in 3 scenari alternativi:

- spinte a riposo su entrambe le spalle (al fine di indurre sull'opera le massime pressioni orizzontali);
- spinta a riposo sulla spalla sinistra e spinta a riposo ridotta al 70% sulla spalla destra oppure viceversa (al fine di indurre uno squilibrio di spinta in una direzione piuttosto che nell'altra);
- spinta a riposo ridotta al 70% su entrambe le spalle.

I carichi permanenti non strutturali (permanentemente portati quali piattaforma stradale e arredo stradale), poiché si ritengono compiutamente definiti, vengono trattati nel seguito come carichi permanenti di tipo G1 in accordo con le indicazioni fornite nella tabella 5.1.V all'interno delle NTC 2008.

Nelle tabelle di cui alle pagine seguenti si riportano, per le tutte le combinazioni di carico considerate, i coefficienti di combinazione γ e ψ relativi a ciascun carico.

L'effettivo coefficiente di combinazione adottato dal programma di calcolo è pari al prodotto tra il coefficiente γ (uno dei due possibili a seconda che il loading induca un effetto favorevole o sfavorevole alla verifica in oggetto) ed il coefficiente ψ .

Per le azioni dovute al traffico sono stati considerati due gruppi di azioni principali (vedi tabella 5.1.IV NTC 2008):

- Gruppo 1: carichi verticali da traffico assunti col loro valore caratteristico;
- Gruppo 2a: carichi verticali da traffico assunti col loro valore frequente e frenatura col valore caratteristico.

Si precisa infine che nei loading L5, L6, L7 e L8 (carichi che prevedono la presenza in contemporanea dei carichi tandem e dei carichi distribuiti da 9,0 kN/m²) si utilizza, con atteggiamento prudentiale, un coefficiente unico $\psi_0 = \psi_1 = 0,75$ sui carichi accidentali da traffico (in luogo del valore 0,4 assegnato ai carichi distribuiti e 0,75 assegnato ai carichi tandem).

Per l'opera in esame, nel paragrafo 5.4, è stata calcolata una larghezza di diffusione longitudinale L_{long} (pari a 3,90 m) che risulta inferiore alla larghezza netta interna dell'opera; per tale si considerano le diverse posizioni dei carichi variabili come sopra indicato. Cautelativamente la spinta orizzontale indotta sulle spalle sono state considerate per tutti e tre i casi come indicato nel paragrafo 5.5.

Combinazioni SLU (STR)

CASO	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11
STR1	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0
STR2	1.35	1.35	1.35	0.94	0	0	0	0	0	0	0
STR3	1.35	1.35	0.94	0.94	0	0	0	0	0	0	0
STR4	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0
STR5	1.35	1.35	1.35	0.945	1.35	0	0	0	0	0	0
STR6	1.35	1.35	0.945	0.945	1.35	0	0	0	0	0	0
STR7	1.35	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	0	0	0	0
STR8	1.35	1.35	1.35	0.945	0	1.35	0	0	0	0	0
STR9	1.35	1.35	0.945	0.945	0	1.35	0	0	0	0	0
STR10	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	1.35	0	0	0	0
STR11	1.35	1.35	1.35	0.945	0	0	1.35	0	0	0	0
STR12	1.35	1.35	0.945	0.945	0	0	1.35	0	0	0	0
STR13	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	1.35	0	0	0
STR14	1.35	1.35	1.35	0.945	1.35	0	0	1.35	0	0	0
STR15	1.35	1.35	0.945	0.945	1.35	0	0	1.35	0	0	0
STR16	1.35	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	1.35	0	0	0
STR17	1.35	1.35	1.35	0.945	0	1.35	0	1.35	0	0	0
STR18	1.35	1.35	0.945	0.945	0	1.35	0	1.35	0	0	0
STR19	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	1.35	1.35	0	0	0
STR20	1.35	1.35	1.35	0.945	0	0	1.35	1.35	0	0	0
STR21	1.35	1.35	0.945	0.945	0	0	1.35	1.35	0	0	0
STR22	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	1.35	0	0	0
STR23	1.35	1.35	1.35	0.945	0	0	0	1.35	0	0	0
STR24	1.35	1.35	0.945	0.945	0	0	0	1.35	0	0	0
STR25	1.35	1.35	1.35	1.35	1.0125	0	0	1.0125	1.35	0	0

CASO	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11
STR26	1.35	1.35	1.35	0.945	1.0125	0	0	1.0125	1.35	0	0
STR27	1.35	1.35	0.945	0.945	1.0125	0	0	1.0125	1.35	0	0
STR28	1.35	1.35	1.35	1.35	0	1.0125	0	1.0125	1.35	0	0
STR29	1.35	1.35	1.35	0.945	0	1.0125	0	1.0125	1.35	0	0
STR30	1.35	1.35	0.945	0.945	0	1.0125	0	1.0125	1.35	0	0
STR31	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	1.0125	1.0125	1.35	0	0
STR32	1.35	1.35	1.35	0.945	0	0	1.0125	1.0125	1.35	0	0
STR33	1.35	1.35	0.945	0.945	0	0	1.0125	1.0125	1.35	0	0

Combinazioni SLE in condizioni di carico rare (RAR)

CASO	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11
RAR1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0
RAR2	1	1	1	0.7	0	0	0	0	0	0	0
RAR3	1	1	0.7	0.7	0	0	0	0	0	0	0
RAR4	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0
RAR5	1	1	1	0.7	1	0	0	0	0	0	0
RAR6	1	1	0.7	0.7	1	0	0	0	0	0	0
RAR7	1	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0
RAR8	1	1	1	0.7	0	1	0	0	0	0	0
RAR9	1	1	0.7	0.7	0	1	0	0	0	0	0
RAR10	1	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0
RAR11	1	1	1	0.7	0	0	1	0	0	0	0
RAR12	1	1	0.7	0.7	0	0	1	0	0	0	0
RAR13	1	1	1	1	1	0	0	1	0	0	0
RAR14	1	1	1	0.7	1	0	0	1	0	0	0
RAR15	1	1	0.7	0.7	1	0	0	1	0	0	0
RAR16	1	1	1	1	0	1	0	1	0	0	0
RAR17	1	1	1	0.7	0	1	0	1	0	0	0
RAR18	1	1	0.7	0.7	0	1	0	1	0	0	0
RAR19	1	1	1	1	0	0	1	1	0	0	0
RAR20	1	1	1	0.7	0	0	1	1	0	0	0
RAR21	1	1	0.7	0.7	0	0	1	1	0	0	0
RAR22	1	1	1	1	0	0	0	1	0	0	0
RAR23	1	1	1	0.7	0	0	0	1	0	0	0
RAR24	1	1	0.7	0.7	0	0	0	1	0	0	0

Combinazioni SLE in condizioni di carico frequenti (FR)

CASO	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11
FR1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0
FR2	1	1	1	0.7	0	0	0	0	0	0	0
FR3	1	1	0.7	0.7	0	0	0	0	0	0	0

CASO	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11
FR4	1	1	1	1	0.75	0	0	0	0	0	0
FR5	1	1	1	0.7	0.75	0	0	0	0	0	0
FR6	1	1	0.7	0.7	0.75	0	0	0	0	0	0
FR7	1	1	1	1	0	0.75	0	0	0	0	0
FR8	1	1	1	0.7	0	0.75	0	0	0	0	0
FR9	1	1	0.7	0.7	0	0.75	0	0	0	0	0
FR10	1	1	1	1	0	0	0.75	0	0	0	0
FR11	1	1	1	0.7	0	0	0.75	0	0	0	0
FR12	1	1	0.7	0.7	0	0	0.75	0	0	0	0
FR13	1	1	1	1	0.75	0	0	0.75	0	0	0
FR14	1	1	1	0.7	0.75	0	0	0.75	0	0	0
FR15	1	1	0.7	0.7	0.75	0	0	0.75	0	0	0
FR16	1	1	1	1	0	0.75	0	0.75	0	0	0
FR17	1	1	1	0.7	0	0.75	0	0.75	0	0	0
FR18	1	1	0.7	0.7	0	0.75	0	0.75	0	0	0
FR19	1	1	1	1	0	0	0.75	0.75	0	0	0
FR20	1	1	1	0.7	0	0	0.75	0.75	0	0	0
FR21	1	1	0.7	0.7	0	0	0.75	0.75	0	0	0
FR22	1	1	1	1	0	0	0	0.75	0	0	0
FR23	1	1	1	0.7	0	0	0	0.75	0	0	0
FR24	1	1	0.7	0.7	0	0	0	0.75	0	0	0

Combinazioni SLE in condizioni di carico quasi permanenti (QP)

CASO	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11
QP1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0
QP2	1	1	1	0.7	0	0	0	0	0	0	0
QP3	1	1	0.7	0.7	0	0	0	0	0	0	0

6.2 Combinazioni in scenario sismico (allo SLU)

Le combinazioni in scenario sismico sono condotte allo SLU.

Si considera il sisma agente nella direzione trasversale dell'opera (gli effetti del sisma agente nella direzione longitudinale del manufatto sono poco rilevanti), associato al sisma in direzione verticale (considerando in alternativa entrambi i versi d'azione). La non contemporaneità della massima azione verticale e orizzontale viene tenuta in conto, come prescritto dalle NTC 2008 (Par. 7.3.5), considerando i 4 seguenti scenari:

- $E_1 = 1.00 E_H + 0.30 E_{V+}$ (sisma orizzontale al 100%, sisma verticale verso l'alto al 30%)
- $E_2 = 1.00 E_H + 0.30 E_{V-}$ (sisma orizzontale al 100%, sisma verticale verso il basso al 30%)
- $E_3 = 0.30 E_H + 1.00 E_{V+}$ (sisma orizzontale al 30%, sisma verticale verso l'alto al 100%)
- $E_4 = 0.30 E_H + 1.00 E_{V-}$ (sisma orizzontale al 30%, sisma verticale verso il basso al 100%)

Poiché nello scenario sismico non si ritengono agenti contemporaneamente il sisma e i carichi variabili da traffico veicolare, si effettuano le verifiche con combinazioni semplificate ipotizzando che il sisma

agisca da sinistra verso destra (scelta puramente arbitraria) e si considerano 3 condizioni di spinta alternative:

- spinte a riposo su entrambe le spalle (al fine di indurre sull'opera le massime pressioni orizzontali);
- spinta a riposo sulla spalla sinistra e spinta a riposo ridotta al 70% sulla spalla destra oppure viceversa (al fine di indurre uno squilibrio di spinta in una direzione piuttosto che nell'altra);
- spinta a riposo ridotta al 70% su entrambe le spalle.

Il sisma verticale viene introdotto nel modello tramite i loading L11 (sisma verticale agente verso l'alto); il sisma verticale diretto verso il basso viene ottenuto utilizzando un coefficiente ψ di combinazione negativo.

Combinazioni SLU tipo SLV

Nella tabella 5.1.VI delle NTC i carichi da traffico (Q_{k1}) hanno il coefficiente ψ_2 nullo e si omettono pertanto tali carichi nello scenario sismico.

CASO	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11
SLV1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0.3
SLV2	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	-0.3
SLV3	1	1	1	0.7	0	0	0	0	0	1	0.3
SLV4	1	1	1	0.7	0	0	0	0	0	1	-0.3
SLV5	1	1	0.7	0.7	0	0	0	0	0	1	0.3
SLV6	1	1	0.7	0.7	0	0	0	0	0	1	-0.3
SLV7	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.3	1
SLV8	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.3	-1
SLV9	1	1	1	0.7	0	0	0	0	0	0.3	1
SLV10	1	1	1	0.7	0	0	0	0	0	0.3	-1
SLV11	1	1	0.7	0.7	0	0	0	0	0	0.3	1
SLV12	1	1	0.7	0.7	0	0	0	0	0	0.3	-1

7 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Il dimensionamento e la verifica dei manufatti in oggetto è svolta adottando modelli di calcolo in funzione della tipologia strutturale da analizzare.

Per l'analisi delle spalle in esame è stato utilizzato il programma ad elementi finiti **PRO_SAP RY2016**, mentre per i micropali presenti con il programma **IS PALIFICATE** di **CDM DOLMEN** e omnia **IS 14** di Torino



Fig. 3 **Modello di calcolo**

Il modello sopra rappresentato è incastrato alla base, dopo di che le azioni alla base ottenute sono state ridistribuite sui micropali e analizzate con il programma specifico. Si rimanda ai paragrafi successivi per un maggior dettaglio.

8 SPALLE

Nel presente capitolo si riportano le verifiche di resistenza delle spalle del ponticello:

- ✓ controllo dei tassi di lavoro di acciaio e calcestruzzo (SLE comb. Rara e Q.Perm.),
- ✓ verifica a fessurazione (SLE comb. Q. Perm. e Frequenti),
- ✓ verifica a rottura per pressoflessione (SLU e Sisma),
- ✓ verifica a rottura per taglio (SLU e Sisma).

Le verifiche a flessione sono effettuate nella sezione ubicata a metà fra asse impalcato e sezione d'attacco della spalla.

Le verifiche a fessurazione ed a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco impalcato-spalla.

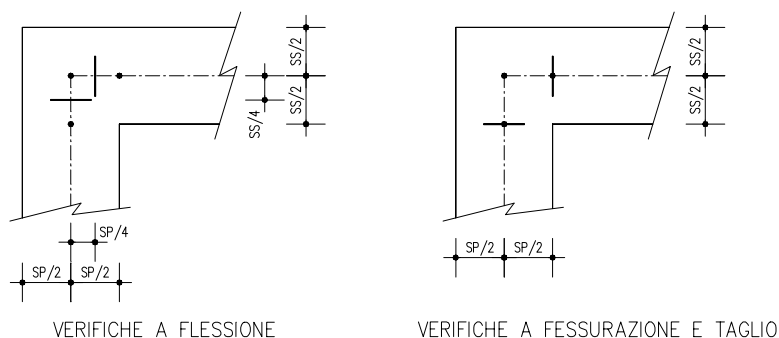


Fig. 4 Sezioni di riferimento per le verifiche

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina il momento di prima fessurazione M_{sf} confrontandolo con il momento agente M_{Ed} : se risulta $M_{Ed} < M_{sf}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'EC2, come richiesto dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali". La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente per le strutture in ambiente aggressivo ed armature poco sensibili:

- combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

- combinazione di carico Quasi Permanente:

$$w_k \leq w_1 = 0,20 \text{ mm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio: le verifiche si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione Quasi Permanente si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$;
- per la condizione Rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

A favore di sicurezza si trascura il contributo dello sforzo normale.

8.1 Sollecitazioni

Si riporta l'andamento dei diagrammi dei momenti e tagli dimensionanti per le spalle.

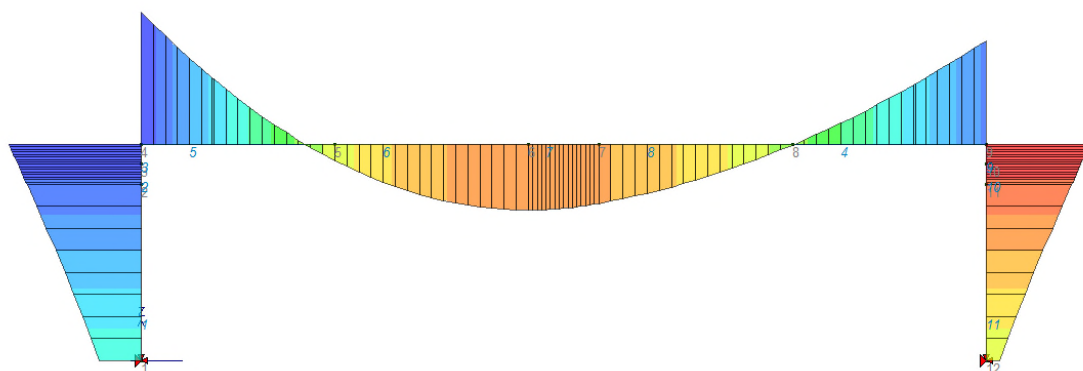


Fig. 5 Andamento dei momenti (STR9)

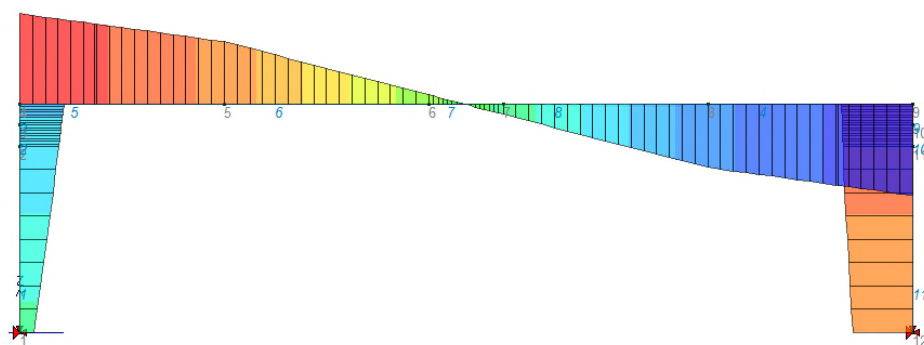


Fig. 6 Andamento dei tagli (STR26)

8.2 Verifica Spalle

Si procede alla verifica delle pareti esterne dello scatolare.

Geometria della sezione:

$B = 100 \text{ cm}$

$H = 90 \text{ cm}$

$A's = 5 \Phi 20$ a 6,0 cm dal lembo compresso

$A's = 5 \Phi 20$ a 84,0 cm dal lembo compresso

Si riportano le sollecitazioni dimensionanti:

Combinazione STR (SLU+SLV):

Verifica flessionale

$M_{Ed} = 470,04 \text{ kNm}$ (STR9)

Titolo :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	90

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	6
2	15.71	84

Sollecitazioni
S.L.U. ☐ Metodo n ☐

N_{Ed} kN
M_{Ed} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C32/40
E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 %
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18.13 %
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
E_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 12.25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 508.8 kNm
σ_c -18.13 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 %
ε_s 52.57 %
d 84 cm
x 5.244 x/d 0.06242
δ 0.7

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

☐ Precompresso

$M_{Rd} = 508,8 \text{ kNm}$

$FS = 508,8 / 470,04 = 1,08$

Verifica a taglio

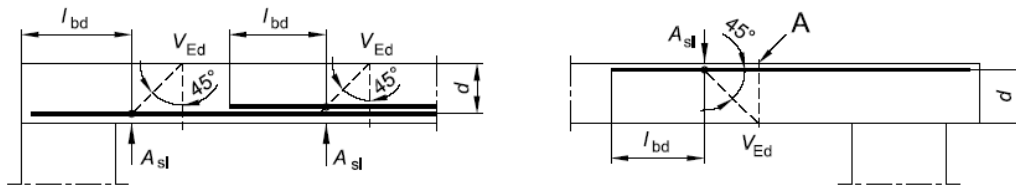
$V_{Ed} = 250,70 \text{ kNm}$ (STR26)

§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	250.7	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.49	[-]
		1.49	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.00187	[-]
		0.00187	[-]

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

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso

 $V_{Rd,c}$ 272.30 [kN]

Resistenza minima del calcestruzzo teso

 $V_{Rd,min}$ 301.86 [kN]**Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso** **V_{Rd} 301.86 [kN]****Combinazione SLE-Rara:** $M_{Ed} = 348,17$ kNm (RAR9)

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	348.2 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	900 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	60 [mm]
Altezza utile della sezione	d	840 [mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1571 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1568 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	164.16 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	12491889936 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	19.2 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	4.58 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	282.55 [MPa]

Combinazione SLE-Frequente: $M_{Ed} = 276,72$ kNm (FR9)

Verifica a fessurazione	
E_s	200000 N/mm ²
E_s	36050 N/mm ²
$m (E_s/E_c)$	15
$A_{id} =$	9471,24 cm ²
$y_{G0} =$	45,00 cm
$J_0 =$	6791754,36 cm ⁴
f_{ctm}	3,0989 N/mm ²
M_{sr}	467,717 KNm

Essendo il momento di esercizio inferiore al momento di fessurazione, non è necessario calcolare l'ampiezza di fessura.

Combinazione SLE-Quasi permanente: $M_{Ed} = 138,65 \text{ kNm (QP3)}$

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	138.7	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	900	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	60	[-]
Altezza utile della sezione	d	840	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1571	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1568	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	164.16	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	12491889936	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14.4	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1.82	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	112.52	[MPa]

Verifica a fessurazione	
E_s	200000 N/mm ²
E_s	36050 N/mm ²
$m (E_s/E_c)$	15
$A_{id} =$	9471,24 cm ²
$y_{G0} =$	45,00 cm
$J_0 =$	6791754,36 cm ⁴
f_{ctm}	3,0989 N/mm ²
M_{sr}	467,717 kNm

Essendo il momento di esercizio inferiore al momento di fessurazione, non è necessario calcolare l'ampiezza di fessura.

La sezione di dimensioni 120 x 100 cm è armata sempre con $\Phi 20/20$ cm su entrambi i lati, considerando cautelativamente le sollecitazioni massime sopra riportate, ed avendo una sezione resistente maggiore le verifiche sono soddisfatte.

9 MICROPALI

Nel presente capitolo si riportano la verifica dei micropali presenti.

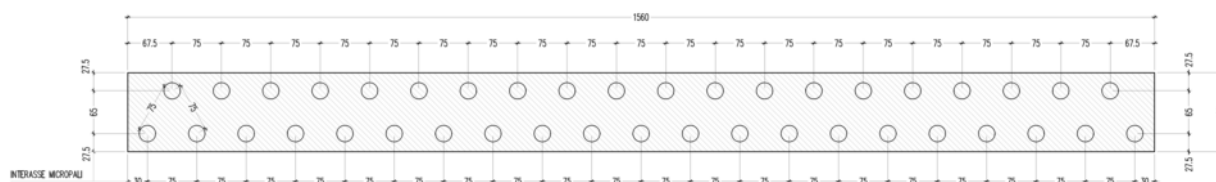


Fig. 7 Disposizione micropali

I micropali hanno una lunghezza di 7,50m e si immorsano dentro la spalla di 0,70m. Hanno un diametro di perforazione di 250 mm e un armatura tubolare S355JR d diametro esterno 168,3 mm e spessore 8 mm.

Dal modello del ponticello si determinano le azioni alla base per poter dimensionare i micropali, sono state analizzate le combinazioni che determinano il massimo e minimo sforzo normale, massimo e minimo momento e massimo e minimo taglio per le combinazioni a SLU, SLV e SLE Rare (qual'ora una combinazioni massimizza o minimizza più componenti sopra indicate, è stata riportata solo una volta) per i due nodi di incastro.

Di seguito si riportano tali combinazioni:

Nodo	Comb.	Azione X kN	Azione Y kN	Azione Z kN	Azione RX kN m	Azione RY kN m	Azione RZ kN m
1	STR9	-165.2	0	-531.32	0	159.19	0
	STR23	7.12	0	-262.53	0	116.46	0
	STR12	-165.2	0	-369.44	0	51.08	0
	STR29	-33.67	0	-462.63	0	264.44	0
	STR6	-188.51	0	-450.38	0	115.82	0
	SLV12	-43.43	0	-203.92	0	56.71	0
	SLV9	-25.11	0	-185.2	0	61.17	0
	SLV11	-36.54	0	-185.23	0	53.55	0
	SLV4	-9.28	0	-197.13	0	88.67	0
	SLV3	-7.21	0	-191.52	0	87.72	0
	RAR9	-122.25	0	-393.57	0	117.98	0
	RAR23	5.25	0	-194.47	0	86.23	0
	RAR12	-122.25	0	-273.66	0	37.9	0
	RAR17	-68.31	0	-393.37	0	155.99	0
	RAR6	-139.52	0	-333.61	0	85.85	0
12	STR20	177.65	0	-531.58	0	-137.17	0
	STR3	65.89	0	-262.8	0	-59.62	0
	STR10	151.7	0	-531.32	0	-165.83	0
	STR4	198	0	-343.64	0	49.36	0
	STR1	52.4	0	-262.8	0	-66.27	0
	STR26	215.44	0	-404.19	0	0.93	0
	SLV10	59.8	0	-204.13	0	-33.59	0

Nodo	Comb.	Azione X kN	Azione Y kN	Azione Z kN	Azione RX kN m	Azione RY kN m	Azione RZ kN m
	SLV11	51.36	0	-185.41	0	-33.19	0
	SLV8	48.37	0	-204.1	0	-41.21	0
	SLV3	69.59	0	-192.2	0	-9.47	0
	SLV7	41.48	0	-185.41	0	-38.05	0
	SLV4	71.66	0	-197.8	0	-10.41	0
	RAR20	131.45	0	-393.76	0	-101.7	0
	RAR3	48.69	0	-194.66	0	-44.22	0
	RAR10	112.37	0	-393.57	0	-122.84	0
	RAR17	131.45	0	-273.85	0	-21.63	0
	RAR1	38.81	0	-194.66	0	-49.09	0
	RAR14	148.72	0	-333.81	0	-69.58	0

I valori sopra riportati fanno riferimento ad un metro di struttura, in base alla disposizione dei micropali si è deciso di considerare una porzione di 1,50m su cui agiscono 4 micropali, perciò i valori in tabella sono stati moltiplicati per 1,50.

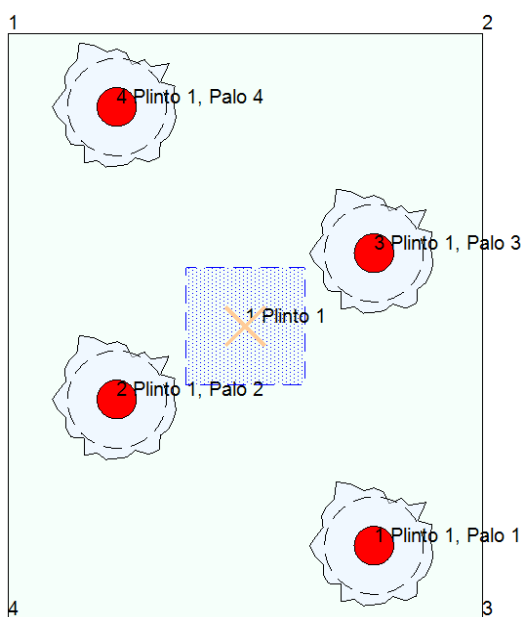


Fig. 8 Disposizione micropali in una porzione di 1,20m (larghezza spalla) x 1,50m

La seguente tabella riassume schematicamente tutte le verifiche eseguite nei vari casi di calcolo definiti. Per ciascuna verifica è indicato il confronto tra resistenza di calcolo R_d ed azione di calcolo S_d , ed il relativo coefficiente di sicurezza f_s .

9.1 Verifica Micropali

La seguente tabella riassume schematicamente tutte le verifiche eseguite nei vari casi di calcolo definiti. Per ciascuna verifica è indicato il confronto tra resistenza di calcolo R_d ed azione di calcolo S_d , ed il relativo coefficiente di sicurezza F_s .

Caso	C.Port. [daN][f.s.]	Cedim. [mm]	R.Tras. [daN][f.s.]	Sp.Ori. [mm]	Acc.:sig.id. [daN/cm2][f.s.]
STR9 (Nodo 1)	PM3-S1 48406/32641 = 1.48	---	PM1-S1 46826/6195 = 7.56	---	PM3-S1 3381/2936.4 = 1.15
STR23 (Nodo 1)	PM3-S1 48406/24852 = 1.95	---	PM1-S1 46826/267 = 175.38	---	PM3-S1 3381/1401.2 = 2.41
STR12 (Nodo 1)	PM2-S1 48406/16301 = 2.97	---	PM1-S1 46826/6195 = 7.56	---	PM2-S1 3381/1787.2 = 1.89
STR29 (Nodo 1)	PM3-S1 48406/47562 = 1.02	---	PM1-S1 46826/1263 = 37.09	---	PM3-S1 3381/3287.9 = 1.03
STR6 (Nodo 1)	PM3-S1 48406/23681 = 2.04	---	PM1-S1 46826/7069 = 6.62	---	PM3-S1 3381/2564.5 = 1.32
SLV12 (Nodo 1)	PM3-S1 48406/13400 = 3.61	---	PM1-S1 46826/1629 = 28.75	---	PM3-S1 3381/977.3 = 3.46
SLV9 (Nodo 1)	PM3-S1 48406/13970 = 3.47	---	PM1-S1 46826/942 = 49.73	---	PM3-S1 3381/915.4 = 3.69
SLV11 (Nodo 1)	PM3-S1 48406/12625 = 3.83	---	PM1-S1 46826/1370 = 34.17	---	PM3-S1 3381/893.4 = 3.78
SLV4 (Nodo 1)	PM3-S1 48406/18217 = 2.66	---	PM1-S1 46826/348 = 134.56	---	PM3-S1 3381/1132.2 = 2.99
SLV3 (Nodo 1)	PM3-S1 48406/17985 = 2.69	---	PM1-S1 46826/270 = 173.19	---	PM3-S1 3381/1107.6 = 3.05
RAR9 (Nodo 1)	---	PM3-S1 0 (max -40)	---	PM1-S1 2 (max 40)	---
RAR23 (Nodo 1)	---	PM3-S1 0 (max -40)	---	PM1-S1 1 (max 40)	---
RAR12 (Nodo 1)	---	PM2-S1 0 (max -40)	---	PM1-S1 3 (max 40)	---
RAR17 (Nodo 1)	---	PM3-S1 0 (max -40)	---	PM1-S1 0 (max 40)	---
RAR6 (Nodo 1)	---	PM3-S1 0 (max -40)	---	PM1-S1 3 (max 40)	---
STR20 (Nodo 12)	PM2-S1 48406/29617 = 1.63	---	PM1-S1 46826/6662 = 7.03	---	PM2-S1 3381/2788 = 1.21
STR3 (Nodo 12)	PM2-S1 48406/15330 = 3.16	---	PM1-S1 46826/2471 = 18.95	---	PM2-S1 3381/1180 = 2.87
STR10 (Nodo 12)	PM2-S1 48406/33961 = 1.43	---	PM1-S1 46826/5689 = 8.23	---	PM2-S1 3381/2929.3 = 1.15
STR4 (Nodo 12)	PM3-S1 48406/28172 = 1.72	---	PM1-S1 46826/7425 = 6.31	---	PM3-S1 3381/1639.3 = 2.06
STR1 (Nodo 12)	PM2-S1 48406/16651 = 2.91	---	PM1-S1 46826/1965 = 23.83	---	PM2-S1 3381/1173.4 = 2.88
STR26 (Nodo 12)	PM3-S1 48406/25636 = 1.89	---	PM1-S1 46826/8079 = 5.80	---	PM3-S1 3381/1984.9 = 1.70
SLV10 (Nodo 12)	PM2-S1 48406/10085 = 4.80	---	PM1-S1 46826/2242 = 20.88	---	PM2-S1 3381/838.8 = 4.03
SLV11 (Nodo 12)	PM2-S1	---	PM1-S1	---	PM2-S1

Caso	C.Port. [daN][f.s.]	Cedim. [mm]	R.Tras. [daN][f.s.]	Sp.Ori. [mm]	Acc.:sig.id. [daN/cm2][f.s.]
	48406/9689 = 5.00		46826/1926 = 24.31		3381/771.9 = 4.38
SLV8 (Nodo 12)	PM2-S1 48406/11430 = 4.23	---	PM1-S1 46826/1814 = 25.82	---	PM2-S1 3381/851.4 = 3.97
SLV3 (Nodo 12)	PM3-S1 48406/10104 = 4.79	---	PM1-S1 46826/2610 = 17.94	---	PM3-S1 3381/736.2 = 4.59
SLV7 (Nodo 12)	PM2-S1 48406/10655 = 4.54	---	PM1-S1 46826/1556 = 30.10	---	PM2-S1 3381/766.3 = 4.41
SLV4 (Nodo 12)	PM3-S1 48406/10293 = 4.70	---	PM1-S1 46826/2687 = 17.43	---	PM3-S1 3381/760.7 = 4.44
RAR20 (Nodo 12)	---	PM2-S1 0 (max -40)	---	PM1-S1 2 (max 40)	---
RAR3 (Nodo 12)	---	PM2-S1 0 (max -40)	---	PM1-S1 0 (max 40)	---
RAR10 (Nodo 12)	---	PM2-S1 0 (max -40)	---	PM1-S1 2 (max 40)	---
RAR17 (Nodo 12)	---	PM3-S1 0 (max -40)	---	PM1-S1 3 (max 40)	---
RAR1 (Nodo 12)	---	PM2-S1 0 (max -40)	---	PM1-S1 0 (max 40)	---
RAR14 (Nodo 12)	---	PM2-S1 0 (max -40)	---	PM1-S1 3 (max 40)	---

C.Port. = Capacità portante | Cedim. = Cedimento | R.Tras. = Resistenza trasversale | Sp.Ori. = Spostamento orizzontale |
Acc.:sig.id. = Acciaio: tensione ideale | --- = Verifica non prevista

Combinazioni dei carichi

Tutte le verifiche sono eseguite secondo l'Approccio 2.

Si svolge l'analisi per i seguenti 33 casi di carico.

Caso	Nome	Tipo	Sisma	n° sestetti
C1	STR9 (Nodo 1)	SLU	No	1
C2	STR23 (Nodo 1)	SLU	No	1
C3	STR12 (Nodo 1)	SLU	No	1
C4	STR29 (Nodo 1)	SLU	No	1
C5	STR6 (Nodo 1)	SLU	No	1
C6	SLV12 (Nodo 1)	SLU	Si	1
C7	SLV9 (Nodo 1)	SLU	Si	1
C8	SLV11 (Nodo 1)	SLU	Si	1
C9	SLV4 (Nodo 1)	SLU	Si	1
C10	SLV3 (Nodo 1)	SLU	Si	1
C11	RAR9 (Nodo 1)	Rara	No	1
C12	RAR23 (Nodo 1)	Rara	No	1
C13	RAR12 (Nodo 1)	Rara	No	1
C14	RAR17 (Nodo 1)	Rara	No	1
C15	RAR6 (Nodo 1)	Rara	No	1
C16	STR20 (Nodo 12)	SLU	No	1
C17	STR3 (Nodo 12)	SLU	No	1
C18	STR10 (Nodo 12)	SLU	No	1
C19	STR4 (Nodo 12)	SLU	No	1
C20	STR1 (Nodo 12)	SLU	No	1
C21	STR26 (Nodo 12)	SLU	No	1

Caso	Nome	Tipo	Sisma	n° sestettili
C22	SLV10 (Nodo 12)	SLU	Si	1
C23	SLV11 (Nodo 12)	SLU	Si	1
C24	SLV8 (Nodo 12)	SLU	Si	1
C25	SLV3 (Nodo 12)	SLU	Si	1
C26	SLV7 (Nodo 12)	SLU	Si	1
C27	SLV4 (Nodo 12)	SLU	Si	1
C28	RAR20 (Nodo 12)	Rara	No	1
C29	RAR3 (Nodo 12)	Rara	No	1
C30	RAR10 (Nodo 12)	Rara	No	1
C31	RAR17 (Nodo 12)	Rara	No	1
C32	RAR1 (Nodo 12)	Rara	No	1
C33	RAR14 (Nodo 12)	Rara	No	1

Stratigrafia

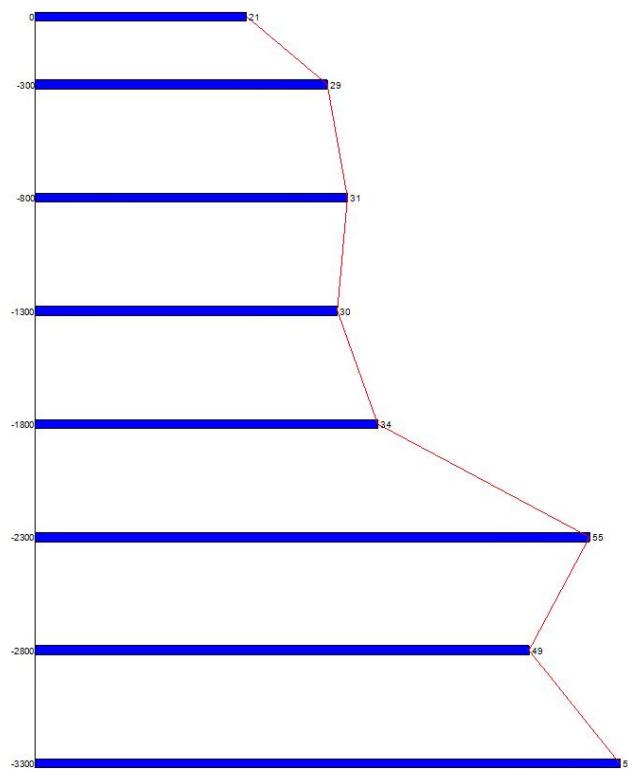
Seguono le caratteristiche della stratigrafia utilizzata nei calcoli.

S1	3 strati - Una falda		
Strato	Quota[cm]	Altezza[cm]	Terreno
1	0	50	RILEVATO ARGINALE
2	-50	800	LIVELLO 1 (1AB)
3	-850	300	LIVELLO 2 (1C)
Falda	Quota[cm]	Altezza[cm]	Z piez.[cm]
1	-750	400	-

Prove penetrometriche

Seguono i dati della prova penetrometrica SPT utilizzata.

SPT1	Progetto Esecutivo	
8 dati		
n°	Quota[cm]	N
1	0	21
2	-300	29
3	-800	31
4	-1300	30
5	-1800	34
6	-2300	55
7	-2800	49
8	-3300	58



SPT 1 (Progetto Esecutivo)

Punti maglia

La palificata comprende 4 punti maglia, a ciascuno dei quali corrispondono delle coordinate, un tipo di palo ed i dati del terreno.

Punto	X[cm]	Y[cm]	Palo	$\beta[^\circ]$	$\theta[^\circ]$	Rotaz.	Stratig.	SPT	Descr.
PM1	32.5	-56.25	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	Plinto 1, Palo 1
PM2	-32.5	-18.75	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	Plinto 1, Palo 2
PM3	32.5	18.75	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	Plinto 1, Palo 3
PM4	-32.5	56.25	M1	0	0	Impedita	S1	SPT1	Plinto 1, Palo 4

Fondazione

I pali sono collegati da una fondazione, il cui contorno è definito da 4 vertici.

Vertice	X[cm]	Y[cm]
V1	-60	75
V2	60	75
V3	60	-75
V4	-60	-75

Azioni

Le azioni sono applicate direttamente in testa ai pali, espresse rispetto al sistema di riferimento globale.

Punto	Caso	Ses.	N_z [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_z [daN*cm]
Punto maglia:1: Plinto 1, Palo 1								
Caso: Caso 1								

Punto	Caso	Ses.	N _z [daN]	V _x [daN]	V _y [daN]	M _x [daN*cm]	M _y [daN*cm]	T _z [daN*cm]
PM1	C1	1	-24800.56	-6195	0	-31109	327746	0
Caso: Caso 2								
PM1	C2	1	-15708.3	267	0	-37408	120710	0
Caso: Caso 3								
PM1	C3	1	-13405.62	-6195	0	2861	209541	0
Caso: Caso 4								
PM1	C4	1	-29768.22	-1262.62	0	-79236	320456	0
Caso: Caso 5								
PM1	C5	1	-19211.1	-7069.12	0	-14813	302012	0
Caso: Caso 6								
PM1	C6	1	-9660.74	-1628.62	0	-12848	102410	0
Caso: Caso 7								
PM1	C7	1	-9507.1	-941.62	0	-16346	90242	0
Caso: Caso 8								
PM1	C8	1	-8927.86	-1370.25	0	-12643	92545	0
Caso: Caso 9								
PM1	C9	1	-11592.88	-348	0	-26799	105583	0
Caso: Caso 10								
PM1	C10	1	-11372.86	-270.38	0	-26737	102619	0
Caso: Caso 11								
PM1	C11	1	-18375.96	-4584.38	0	-23077	242730	0
Caso: Caso 12								
PM1	C12	1	-11633.67	196.88	0	-27696	89397	0
Caso: Caso 13								
PM1	C13	1	-9935.38	-4584.38	0	2085	155172	0
Caso: Caso 14								
PM1	C14	1	-21208.27	-2561.62	0	-41195	234107	0
Caso: Caso 15								
PM1	C15	1	-14235.19	-5232	0	-11004	223667	0
Caso: Caso 16								
PM1	C16	1	-16366.06	6661.88	0	22765	-315252	0
Caso: Caso 17								
PM1	C17	1	-8100.92	2470.88	0	11191	-126487	0
Caso: Caso 18								
PM1	C18	1	-14479.2	5688.75	0	34741	-322446	0
Caso: Caso 19								
PM1	C19	1	-18870.07	7425	0	-38175	-130237	0
Caso: Caso 20								
PM1	C20	1	-7531.37	1965	0	14825	-121208	0
Caso: Caso 21								
PM1	C21	1	-19068.43	8079	0	-24954	-199415	0
Caso: Caso 22								
PM1	C22	1	-7073.51	2242.5	0	3709	-92361	0
Caso: Caso 23								
PM1	C23	1	-6239.78	1926	0	4550	-84071	0
Caso: Caso 24								
PM1	C24	1	-6492.02	1813.88	0	7412	-90058	0
Caso: Caso 25								
PM1	C25	1	-7989.71	2609.63	0	-4990	-75096	0
Caso: Caso 26								
PM1	C26	1	-5823.15	1555.5	0	7208	-80193	0
Caso: Caso 27								
PM1	C27	1	-8190.55	2687.25	0	-4932	-78050	0

Punto	Caso	Ses.	N _z [daN]	V _x [daN]	V _y [daN]	M _x [daN*cm]	M _y [daN*cm]	T _z [daN*cm]
Caso: Caso 28								
PM1	C28	1	-12115.78	4929.38	0	16908	-233489	0
Caso: Caso 29								
PM1	C29	1	-5995.52	1825.88	0	8321	-93647	0
Caso: Caso 30								
PM1	C30	1	-10725.16	4213.88	0	25735	-238852	0
Caso: Caso 31								
PM1	C31	1	-11562.61	4929.38	0	-8251	-145942	0
Caso: Caso 32								
PM1	C32	1	-5578.4	1455.38	0	10982	-89780	0
Caso: Caso 33								
PM1	C33	1	-11759.43	5577	0	4839	-214437	0
Punto maglia:2: Plinto 1, Palo 2								
Caso: Caso 1								
PM2	C1	1	-8614.61	-6195	0	-31109	327746	0
Caso: Caso 2								
PM2	C2	1	3755.18	267	0	-37408	120710	0
Caso: Caso 3								
PM2	C3	1	-14893.99	-6195	0	2861	209541	0
Caso: Caso 4								
PM2	C4	1	11458.3	-1262.62	0	-79236	320456	0
Caso: Caso 5								
PM2	C5	1	-11503.79	-7069.12	0	-14813	302012	0
Caso: Caso 6								
PM2	C6	1	-2976.18	-1628.62	0	-12848	102410	0
Caso: Caso 7								
PM2	C7	1	-1002.28	-941.62	0	-16346	90242	0
Caso: Caso 8								
PM2	C8	1	-2349.55	-1370.25	0	-12643	92545	0
Caso: Caso 9								
PM2	C9	1	2350.59	-348	0	-26799	105583	0
Caso: Caso 10								
PM2	C10	1	2538.59	-270.38	0	-26737	102619	0
Caso: Caso 11								
PM2	C11	1	-6369.14	-4584.38	0	-23077	242730	0
Caso: Caso 12								
PM2	C12	1	2776.3	196.88	0	-27696	89397	0
Caso: Caso 13								
PM2	C13	1	-11020.41	-4584.38	0	2085	155172	0
Caso: Caso 14								
PM2	C14	1	225.21	-2561.62	0	-41195	234107	0
Caso: Caso 15								
PM2	C15	1	-8509.72	-5232	0	-11004	223667	0
Caso: Caso 16								
PM2	C16	1	-28210.57	6661.88	0	22765	-315252	0
Caso: Caso 17								
PM2	C17	1	-13923.53	2470.88	0	11191	-126487	0
Caso: Caso 18								
PM2	C18	1	-32554.73	5688.75	0	34741	-322446	0
Caso: Caso 19								
PM2	C19	1	992.23	7425	0	-38175	-130237	0
Caso: Caso 20								
PM2	C20	1	-15244.6	1965	0	14825	-121208	0

Punto	Caso	Ses.	N _z [daN]	V _x [daN]	V _y [daN]	M _x [daN*cm]	M _y [daN*cm]	T _z [daN*cm]
Caso: Caso 21								
PM2	C21	1	-6084.97	8079	0	-24954	-199415	0
Caso: Caso 22								
PM2	C22	1	-9003.33	2242.5	0	3709	-92361	0
Caso: Caso 23								
PM2	C23	1	-8606.88	1926	0	4550	-84071	0
Caso: Caso 24								
PM2	C24	1	-10348.35	1813.88	0	7412	-90058	0
Caso: Caso 25								
PM2	C25	1	-5393.19	2609.63	0	-4990	-75096	0
Caso: Caso 26								
PM2	C26	1	-9573.23	1555.5	0	7208	-80193	0
Caso: Caso 27								
PM2	C27	1	-5624.42	2687.25	0	-4932	-78050	0
Caso: Caso 28								
PM2	C28	1	-20913.12	4929.38	0	16908	-233489	0
Caso: Caso 29								
PM2	C29	1	-10324.88	1825.88	0	8321	-93647	0
Caso: Caso 30								
PM2	C30	1	-24114.96	4213.88	0	25735	-238852	0
Caso: Caso 31								
PM2	C31	1	-7269.74	4929.38	0	-8251	-145942	0
Caso: Caso 32								
PM2	C32	1	-11292.37	1455.38	0	10982	-89780	0
Caso: Caso 33								
PM2	C33	1	-14277.06	5577	0	4839	-214437	0
Punto maglia:3: Plinto 1, Palo 3								
Caso: Caso 1 -								
PM3	C1	1	-31234.39	-6195	0	-31109	327746	0
Caso: Caso 2								
PM3	C2	1	-23444.93	267	0	-37408	120710	0
Caso: Caso 3								
PM3	C3	1	-12814.01	-6195	0	2861	209541	0
Caso: Caso 4								
PM3	C4	1	-46155.55	-1262.62	0	-79236	320456	0
Caso: Caso 5								
PM3	C5	1	-22274.71	-7069.12	0	-14813	302012	0
Caso: Caso 6								
PM3	C6	1	-12317.82	-1628.62	0	-12848	102410	0
Caso: Caso 7								
PM3	C7	1	-12887.72	-941.62	0	-16346	90242	0
Caso: Caso 8								
PM3	C8	1	-11542.7	-1370.25	0	-12643	92545	0
Caso: Caso 9								
PM3	C9	1	-17135.34	-348	0	-26799	105583	0
Caso: Caso 10								
PM3	C10	1	-16902.59	-270.38	0	-26737	102619	0
Caso: Caso 11								
PM3	C11	1	-23148.61	-4584.38	0	-23077	242730	0
Caso: Caso 12								
PM3	C12	1	-17361.55	196.88	0	-27696	89397	0
Caso: Caso 13								
PM3	C13	1	-9504.09	-4584.38	0	2085	155172	0

Punto	Caso	Ses.	N _z [daN]	V _x [daN]	V _y [daN]	M _x [daN*cm]	M _y [daN*cm]	T _z [daN*cm]
Caso: Caso 14								
PM3	C14	1	-29727.96	-2561.62	0	-41195	234107	0
Caso: Caso 15								
PM3	C15	1	-16511.03	-5232	0	-11004	223667	0
Caso: Caso 16								
PM3	C16	1	-11657.93	6661.88	0	22765	-315252	0
Caso: Caso 17								
PM3	C17	1	-5786.47	2470.88	0	11191	-126487	0
Caso: Caso 18								
PM3	C18	1	-7294.27	5688.75	0	34741	-322446	0
Caso: Caso 19								
PM3	C19	1	-26765.23	7425	0	-38175	-130237	0
Caso: Caso 20								
PM3	C20	1	-4465.4	1965	0	14825	-121208	0
Caso: Caso 21								
PM3	C21	1	-24229.28	8079	0	-24954	-199415	0
Caso: Caso 22								
PM3	C22	1	-6306.42	2242.5	0	3709	-92361	0
Caso: Caso 23								
PM3	C23	1	-5298.87	1926	0	4550	-84071	0
Caso: Caso 24								
PM3	C24	1	-4959.15	1813.88	0	7412	-90058	0
Caso: Caso 25								
PM3	C25	1	-9021.81	2609.63	0	-4990	-75096	0
Caso: Caso 26								
PM3	C26	1	-4332.52	1555.5	0	7208	-80193	0
Caso: Caso 27								
PM3	C27	1	-9210.58	2687.25	0	-4932	-78050	0
Caso: Caso 28								
PM3	C28	1	-8618.88	4929.38	0	16908	-233489	0
Caso: Caso 29								
PM3	C29	1	-4274.62	1825.88	0	8321	-93647	0
Caso: Caso 30								
PM3	C30	1	-5402.79	4213.88	0	25735	-238852	0
Caso: Caso 31								
PM3	C31	1	-13269.01	4929.38	0	-8251	-145942	0
Caso: Caso 32								
PM3	C32	1	-3307.13	1455.38	0	10982	-89780	0
Caso: Caso 33								
PM3	C33	1	-10758.69	5577	0	4839	-214437	0
Punto maglia:4: Plinto 1, Palo 4								
Caso: Caso 1								
PM4	C1	1	-15048.44	-6195	0	-31109	327746	0
Caso: Caso 2								
PM4	C2	1	-3981.45	267	0	-37408	120710	0
Caso: Caso 3								
PM4	C3	1	-14302.38	-6195	0	2861	209541	0
Caso: Caso 4								
PM4	C4	1	-4929.03	-1262.62	0	-79236	320456	0
Caso: Caso 5								
PM4	C5	1	-14567.4	-7069.12	0	-14813	302012	0
Caso: Caso 6								
PM4	C6	1	-5633.26	-1628.62	0	-12848	102410	0

Punto	Caso	Ses.	N _z [daN]	V _x [daN]	V _y [daN]	M _x [daN*cm]	M _y [daN*cm]	T _z [daN*cm]
Caso: Caso 7								
PM4	C7	1	-4382.9	-941.62	0	-16346	90242	0
Caso: Caso 8								
PM4	C8	1	-4964.39	-1370.25	0	-12643	92545	0
Caso: Caso 9								
PM4	C9	1	-3191.87	-348	0	-26799	105583	0
Caso: Caso 10								
PM4	C10	1	-2991.14	-270.38	0	-26737	102619	0
Caso: Caso 11								
PM4	C11	1	-11141.79	-4584.38	0	-23077	242730	0
Caso: Caso 12								
PM4	C12	1	-2951.58	196.88	0	-27696	89397	0
Caso: Caso 13								
PM4	C13	1	-10589.12	-4584.38	0	2085	155172	0
Caso: Caso 14								
PM4	C14	1	-8294.48	-2561.62	0	-41195	234107	0
Caso: Caso 15								
PM4	C15	1	-10785.56	-5232	0	-11004	223667	0
Caso: Caso 16								
PM4	C16	1	-23502.44	6661.88	0	22765	-315252	0
Caso: Caso 17								
PM4	C17	1	-11609.08	2470.88	0	11191	-126487	0
Caso: Caso 18								
PM4	C18	1	-25369.8	5688.75	0	34741	-322446	0
Caso: Caso 19								
PM4	C19	1	-6902.93	7425	0	-38175	-130237	0
Caso: Caso 20								
PM4	C20	1	-12178.63	1965	0	14825	-121208	0
Caso: Caso 21								
PM4	C21	1	-11245.82	8079	0	-24954	-199415	0
Caso: Caso 22								
PM4	C22	1	-8236.24	2242.5	0	3709	-92361	0
Caso: Caso 23								
PM4	C23	1	-7665.97	1926	0	4550	-84071	0
Caso: Caso 24								
PM4	C24	1	-8815.48	1813.88	0	7412	-90058	0
Caso: Caso 25								
PM4	C25	1	-6425.29	2609.63	0	-4990	-75096	0
Caso: Caso 26								
PM4	C26	1	-8082.6	1555.5	0	7208	-80193	0
Caso: Caso 27								
PM4	C27	1	-6644.45	2687.25	0	-4932	-78050	0
Caso: Caso 28								
PM4	C28	1	-17416.22	4929.38	0	16908	-233489	0
Caso: Caso 29								
PM4	C29	1	-8603.98	1825.88	0	8321	-93647	0
Caso: Caso 30								
PM4	C30	1	-18792.59	4213.88	0	25735	-238852	0
Caso: Caso 31								
PM4	C31	1	-8976.14	4929.38	0	-8251	-145942	0
Caso: Caso 32								
PM4	C32	1	-9021.1	1455.38	0	10982	-89780	0
Caso: Caso 33								

Punto	Caso	Ses.	N _z [daN]	V _x [daN]	V _y [daN]	M _x [daN*cm]	M _y [daN*cm]	T _z [daN*cm]
PM4	C33	1	-13276.32	5577	0	4839	-214437	0

Calcolo della capacità portante e curva di mobilitazione

Il seguente calcolo di capacità portante vale per tutti i pali.

Si riporta integralmente il calcolo di capacità portante per la situazione peggiore (coef. di sicurezza minore): Punto maglia PM3, Caso C4 (Stato limite ultimo).

Descrizione dei metodi di calcolo utilizzati

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la portata laterale.

Il calcolo della portata per attrito laterale viene effettuato col metodo Bustamante e Doix.

L'attrito laterale è valutato secondo le raccomandazioni di Bustamante e Doix (1985), di carattere empirico, basate sull'interpretazione di prove in scala reale. Secondo la stratigrafia e la tipologia di iniezione, viene valutato il diametro medio del bulbo di malta iniettata e l'attrito limite da questa sviluppato col terreno circostante. Questo metodo è applicabile a terreni coesivi e non coesivi, per micropali.

$$Q_{s,lim} = D_s L_s q$$

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per il modulo di reazione orizzontale

Il calcolo del modulo di reazione orizzontale viene effettuato col metodo Lineare.

Il valore del modulo di reazione orizzontale varia linearmente con la quota, e viene calcolato come somma di un termine costante (A) più un coefficiente (B) moltiplicato per l'approfondimento (z) sotto il piano campagna.

Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la resistenza trasversale laterale.

Il calcolo della resistenza trasversale laterale viene effettuato col metodo Broms.

La teoria pubblicata da Broms nel 1964 propone due approcci differenti per terreni coesivi e non coesivi. Per terreni sciolti, propone una distribuzione di resistenza ultima pari a tre volte la pressione di resistenza passiva valutata secondo la teoria di Rankine, $p_l = 3K_p \sigma'_v$. Per terreni coesivi, propone una distribuzione di p_l che vede un tratto nullo per i primi 1.5 diametri dalla superficie, seguito da un tratto con valore di resistenza pari a $9s_u$ (resistenza al taglio non drenata) per profondità maggiori.

$$p_{lim} = 3 K_p \sigma'_v \quad (\text{terreno non coesivo})$$

$$p_{lim} = 9 s_u \quad (\text{terreno coesivo})$$

Caso 4

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza parziali per le azioni: $\gamma_{G1,f}=1.00$, $\gamma_{G1,s}=1.30$, $\gamma_{G2,f}=0.00$, $\gamma_{G2,s}=1.50$, $\gamma_{Q1,f}=0.00$, $\gamma_{Q1,s}=1.50$.

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza, secondo il numero di verticali indagate:

n. vert.	1	2	3	4	5	7	10
ξ_{med}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_{min}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza parziali alle portate calcolate, secondo il tipo di palo:

Tipo di palo	Infisso	Trivellato	A elica continua	Micropalo	Avvitato
γ_b	1.15	1.35	1.30	1.35	1.15
γ_s	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15

γ_{st}	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
---------------	------	------	------	------	------

Alle sollecitazioni applicate viene aggiunto il peso proprio del palo, amplificato col coefficiente parziale $\gamma_{G1,fav}=1.00$ o $\gamma_{G1,sfa}=1.30$, secondo il caso.

Calcolo della portata di base

La portata di base viene trascurata, posta pari a 0.

Calcolo della portata laterale

Il fusto del palo attraversa 2 strati.

Strato 1: strato n° 1 - Rilevato arginale

Metodo **Bustamante e Doix** per il calcolo della portata laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [cm] a quota -50 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -25 [cm].

Il diametro della perforazione vale 25 [cm]. Nel terreno interessato da un'iniezione in pressione (iniezione unica), il diametro medio del bulbo di malta è incrementato rispetto a quello di perforazione. Gli Autori suggeriscono di considerare un incremento del 15%. Il diametro medio del bulbo di malta pari a 28.75 [cm], il che equivale ad incrementare l'attrito per 1.15. L'attrito bulbo-terreno è stimato in funzione del valore di N_{spt} . Alla quota di interesse si ha un N_{spt} di 21.7 [colpi/piede]. Il valore complessivo dell'attrito laterale calcolato è 1.25 [daN/cm²].

La portata laterale calcolata vale 4892.38 [daN] (3424.66 [daN]). Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applicano $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: $Q_{sc,d} = \mathbf{2502.49 [daN]}$ (s/D=0.40%). $Q_{st,d} = \mathbf{1611.61 [daN]}$ (s/D=0.40%).

Strato 2: Strato n° 2 - 1AB

Metodo **Bustamante e Doix** per il calcolo della portata laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -50 [cm] a quota -750 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -400 [cm].

Il diametro della perforazione vale 25 [cm]. Nel terreno interessato da un'iniezione in pressione (iniezione unica), il diametro medio del bulbo di malta è incrementato rispetto a quello di perforazione. Gli Autori suggeriscono di considerare un incremento del 15%. Il diametro medio del bulbo di malta pari a 28.75 [cm], il che equivale ad incrementare l'attrito per 1.15. L'attrito bulbo-terreno è stimato in funzione del valore di N_{spt} . Alla quota di interesse si ha un N_{spt} di 29.4 [colpi/piede]. Il valore complessivo dell'attrito laterale calcolato è 1.69 [daN/cm²].

La portata laterale calcolata vale 89741.23 [daN] (62818.86 [daN]). Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applicano $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: $Q_{sc,d} = \mathbf{45903.44 [daN]}$ (s/D=0.40%). $Q_{st,d} = \mathbf{29561.82 [daN]}$ (s/D=0.40%).

Portata laterale totale

La portata di calcolo $Q_{sc,d}$ è **48405.94 [daN]**, $Q_{st,d}$ è **31173.42 [daN]**.

Portata totale (base + laterale)

La portata di calcolo $Q_{tc,d}$ è **48405.94 [daN]**, $Q_{tt,d}$ è **31173.42 [daN]**.

Calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il fusto del palo attraversa 2 strati.

Strato 1: strato n° 1 - Rilevato arginale

Metodo **Lineare** per il calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [cm] a quota -50 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -25 [cm].

L'approfondimento vale 25 [cm]. Il modulo di reazione orizzontale calcolato vale 11.5 [daN/cm³].

Modulo di reazione orizzontale medio: $k_{s_o,med} = 10.93 \text{ [daN/cm}^3\text{]}$.

Strato 2: Strato n° 2 - 1AB

Metodo **Lineare** per il calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il palo attraversa questo strato da quota -50 [cm] a quota -750 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -400 [cm].

L'approfondimento vale 400 [cm]. Il modulo di reazione orizzontale calcolato vale 11.5 [daN/cm³].

Modulo di reazione orizzontale medio: $k_{s_o,med} = 11.5 \text{ [daN/cm}^3\text{]}$.

Calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il fusto del palo attraversa 2 strati.

Strato 1: strato n° 1 - Rilevato arginale

Metodo **Broms** per il calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [cm] a quota -50 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -25 [cm].

L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 33. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 0.05 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$. La pressione limite laterale calcolata vale 0.48 [daN/cm²].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 604.22 [daN]. Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applica $\gamma_{tr}=1.30$. Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = 273.4 \text{ [daN]}$.

Strato 2: Strato n° 2 - 1AB

Metodo **Broms** per il calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -50 [cm] a quota -750 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -400 [cm].

L'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k vale 28. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 0.71 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$. La pressione limite laterale calcolata vale 5.88 [daN/cm²].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 102881.73 [daN]. Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applica $\gamma_{tr}=1.30$. Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = 46552.82 \text{ [daN]}$.

Resistenza laterale totale

Per palo in grado di traslare rigidamente (meccanismo di palo "corto", assumendo che non vi sia rottura strutturale), la resistenza laterale di calcolo $R_{tr,d}$ è **46826.22 [daN]**. Per palo che ruota in testa (meccanismo di palo "intermedio" o "lungo", assumendo che non vi sia rottura strutturale), la resistenza laterale di calcolo $R_{tr,d}$ è **38487.79 [daN]**.

Curva di mobilitazione verticale

La curva di mobilitazione del palo è definita dalle seguenti coppie di valori, dove s è il cedimento, misurato in [cm], ed E_d è la sollecitazione di sforzo normale (comprensiva del peso proprio del palo), espressa in [daN].

	1	2	3
s	-0.09	0	0.08
E_d	-48405.94	0	31173.42

Si riassume in seguito il valore di capacità portante per tutti i casi.

Caso	$Q_{st}[\text{daN}]$	$Q_{sc}[\text{daN}]$	$Q_{bc}[\text{daN}]$	$Q_{tt}[\text{daN}]$	$Q_{tc}[\text{daN}]$
------	----------------------	----------------------	----------------------	----------------------	----------------------

Caso	Qst[daN]	Qsc[daN]	Qbc[daN]	Qtt[daN]	Qtc[daN]
C1	31173.42	48405.94	0	31173.42	48405.94
C2	31173.42	48405.94	0	31173.42	48405.94
C3	31173.42	48405.94	0	31173.42	48405.94
C4	31173.42	48405.94	0	31173.42	48405.94
C5	31173.42	48405.94	0	31173.42	48405.94
C6	31173.42	48405.94	0	31173.42	48405.94
C7	31173.42	48405.94	0	31173.42	48405.94
C8	31173.42	48405.94	0	31173.42	48405.94
C9	31173.42	48405.94	0	31173.42	48405.94
C10	31173.42	48405.94	0	31173.42	48405.94
C11	66243.52	94633.61	0	66243.52	94633.61
C12	66243.52	94633.61	0	66243.52	94633.61
C13	66243.52	94633.61	0	66243.52	94633.61
C14	66243.52	94633.61	0	66243.52	94633.61
C15	66243.52	94633.61	0	66243.52	94633.61
C16	31173.42	48405.94	0	31173.42	48405.94
C17	31173.42	48405.94	0	31173.42	48405.94
C18	31173.42	48405.94	0	31173.42	48405.94
C19	31173.42	48405.94	0	31173.42	48405.94
C20	31173.42	48405.94	0	31173.42	48405.94
C21	31173.42	48405.94	0	31173.42	48405.94
C22	31173.42	48405.94	0	31173.42	48405.94
C23	31173.42	48405.94	0	31173.42	48405.94
C24	31173.42	48405.94	0	31173.42	48405.94
C25	31173.42	48405.94	0	31173.42	48405.94
C26	31173.42	48405.94	0	31173.42	48405.94
C27	31173.42	48405.94	0	31173.42	48405.94
C28	66243.52	94633.61	0	66243.52	94633.61
C29	66243.52	94633.61	0	66243.52	94633.61
C30	66243.52	94633.61	0	66243.52	94633.61
C31	66243.52	94633.61	0	66243.52	94633.61
C32	66243.52	94633.61	0	66243.52	94633.61
C33	66243.52	94633.61	0	66243.52	94633.61

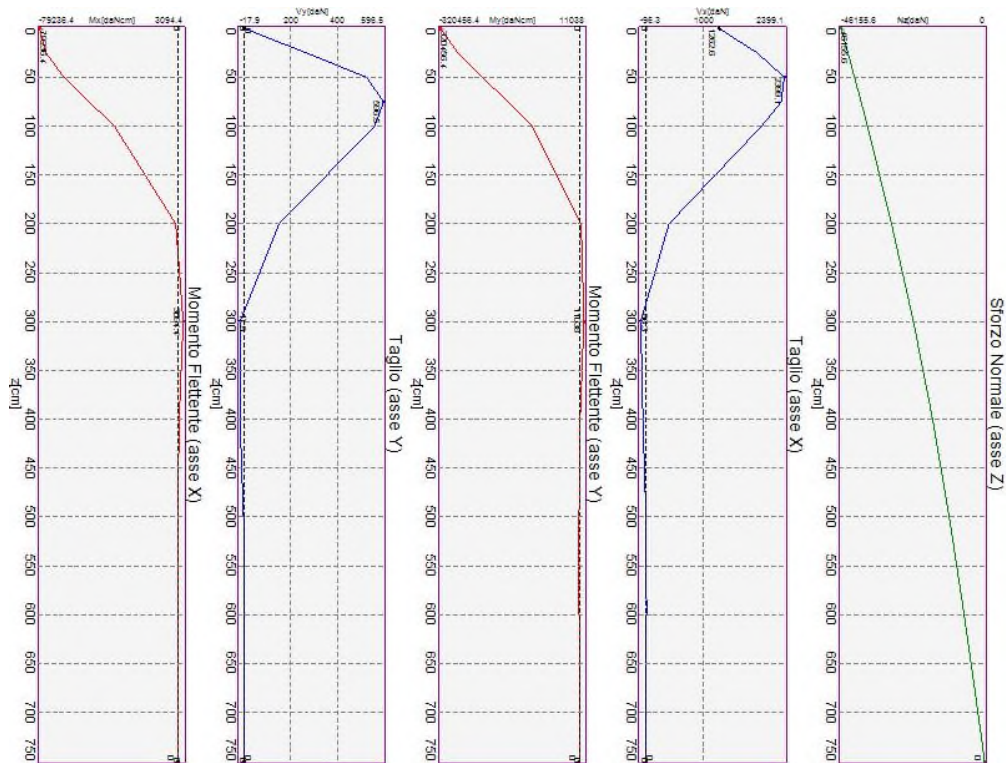
Qst = Portata Laterale in Trazione | Qsc = Portata Laterale in Compressione | Qbc = Portata di Base in Compressione | Qtt = Portata TOTALE in Trazione | Qtc = Portata TOTALE in Compressione

Calcolo delle sollecitazioni

Si riporta di seguito il dettaglio delle sollecitazioni calcolate, solo per i punti maglia con i pali più sollecitati. Le caratteristiche di sollecitazione sono espresse nel sistema di riferimento locale del palo.

Casi a SLU

I massimi valori di **Sforzo Normale di compressione**, si ottengono nel punto maglia **PM3**, nel caso di carico **C4** (Stato limite ultimo).



Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM3, caso C4)

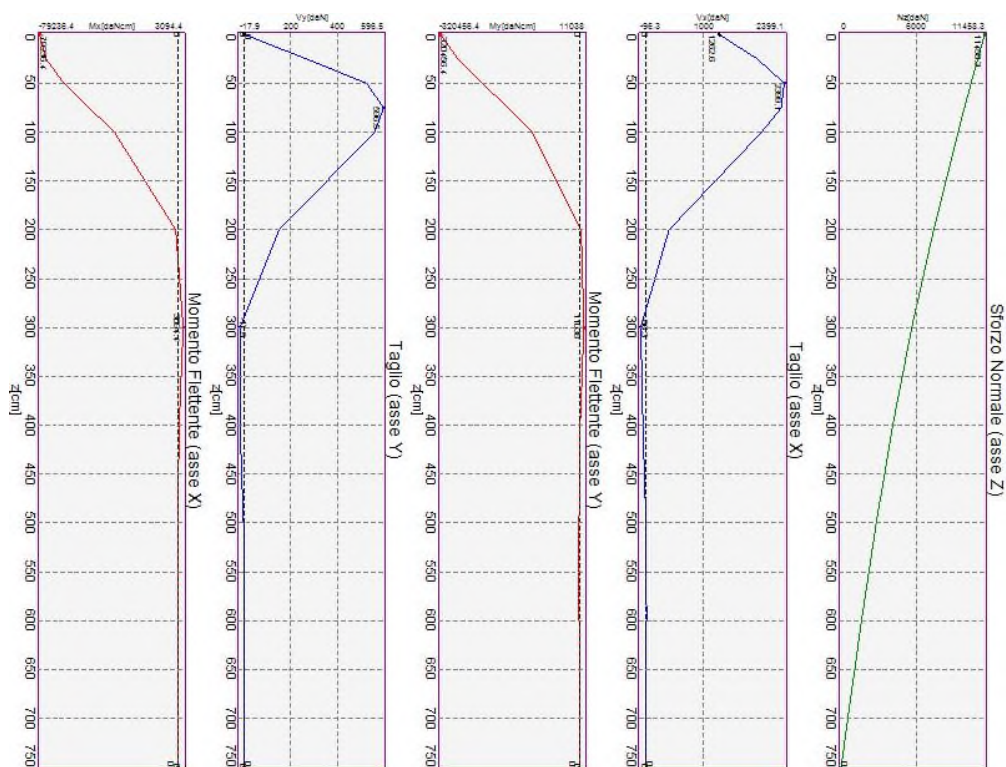
Azioni applicate in testa (punto maglia PM3, caso C4)

N_z [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_z [daN*cm]
-46155.55	-1262.62	0	-79236	320456	0

Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM3, caso C4)

z_{loc} [cm]	N_z [daN]	V_{xy} [daN]	M_{xy} [daN*cm]
0	-46155.55	1262.62	330107
0	-46155.55	1262.62	330107
25	-43972.82	1942.43	289587
50	-41833.94	2455.57	233404
50	-41833.94	2455.57	233404
75	-39740.11	2418.94	171718
100	-37692.12	2080.96	115125
200	-29947.79	421.52	4502
300	-22912.98	97.92	11464
400	-16735.16	60.55	2221
500	-11401.65	4.71	561
600	-6636.82	4.54	327
700	-2185.46	1.24	28
750	0	0	0

I massimi valori di **Sforzo Normale di trazione**, si ottengono nel punto maglia **PM2**, nel caso di carico **C4** (Stato limite ultimo).



Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM2, caso C4)

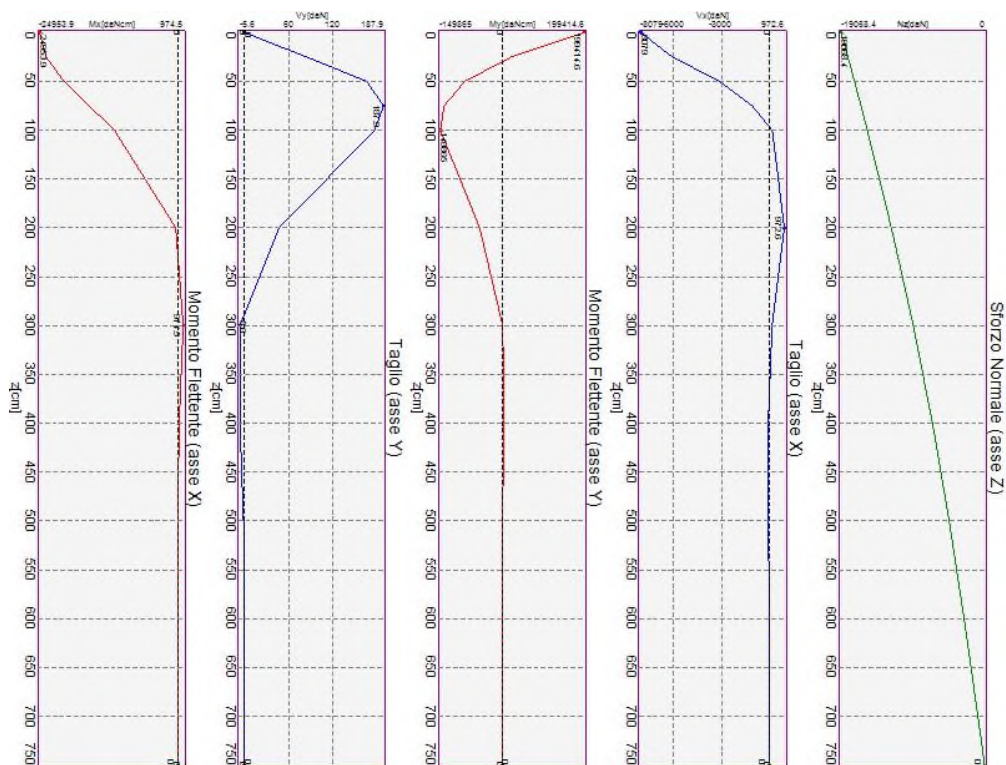
Azioni applicate in testa (punto maglia PM2, caso C4)

N_z [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_z [daN*cm]
11458.3	-1262.62	0	-79236	320456	0

Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM2, caso C4)

z_{loc} [cm]	N_z [daN]	V_{xy} [daN]	M_{xy} [daN*cm]
0	11458.3	1262.62	330107
0	11458.3	1262.62	330107
25	10907.03	1942.43	289587
50	10367.74	2455.57	233404
50	10367.74	2455.57	233404
75	9840.7	2418.94	171718
100	9326.09	2080.96	115125
200	7388.83	421.52	4502
300	5643.13	97.92	11464
400	4117.81	60.55	2221
500	2802.65	4.71	561
600	1629.68	4.54	327
700	536.06	1.24	28
750	0	0	0

I massimi valori di **Taglio (in valore assoluto)**, si ottengono nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C21** (Stato limite ultimo).



Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C21)

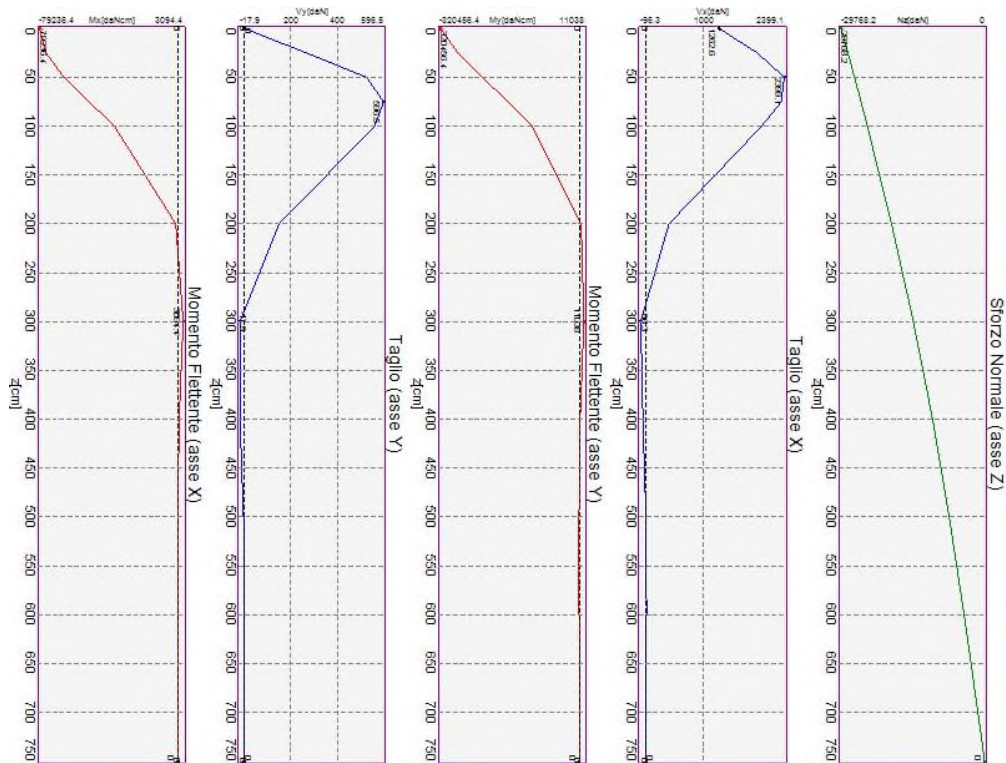
Azioni applicate in testa (punto maglia PM1, caso C21)

N_z [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_z [daN*cm]
-19068.43	8079	0	-24954	-199415	0

Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C21)

z_{loc} [cm]	N_z [daN]	V_{xy} [daN]	M_{xy} [daN*cm]
0	-19068.43	8079	200970
0	-19068.43	8079	200970
25	-18171.09	6102.72	33190
50	-17291.35	3123.69	92418
50	-17291.35	3123.69	92418
75	-16429.72	1081.06	141510
100	-15586.54	272.1	150301
200	-12394	973.79	54151
300	-9487.34	199	1926
400	-6931.15	45.36	5363
500	-4723.5	28.32	1047
600	-2750.33	1.73	233
700	-905.94	2.37	69
750	0	0	0

I massimi valori di **Momento flettente (in valore assoluto)**, si ottengono nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C4** (Stato limite ultimo).



Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C4)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM1, caso C4)

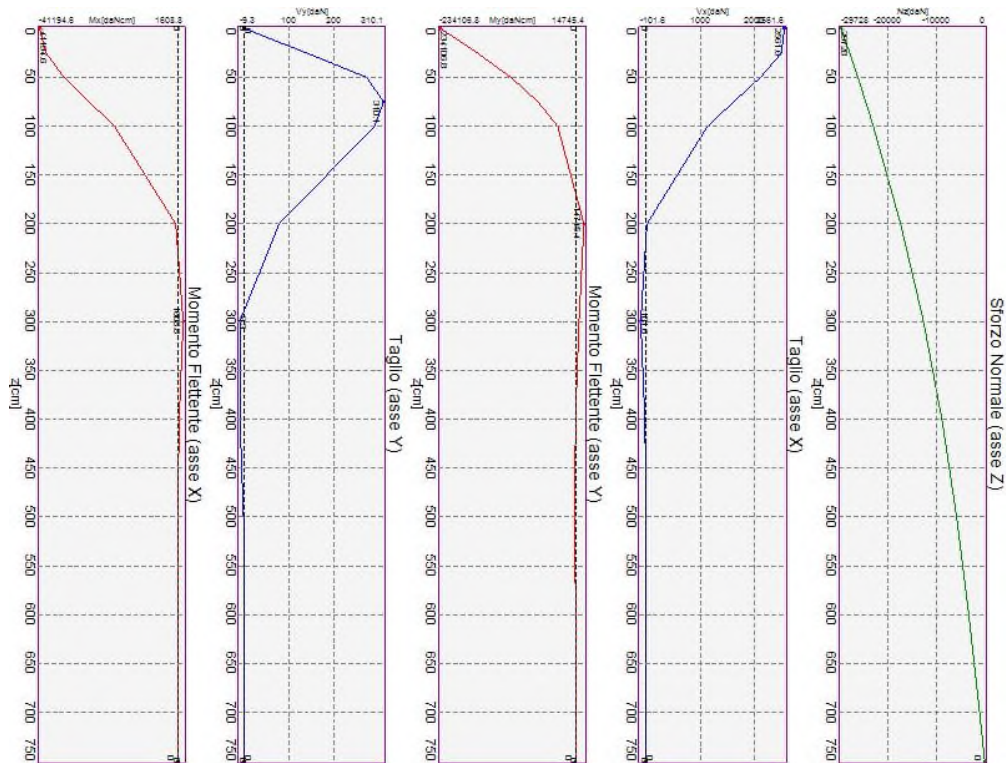
N_z [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_z [daN*cm]
-29768.22	-1262.62	0	-79236	320456	0

Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C4)

z_{loc} [cm]	N_z [daN]	V_{xy} [daN]	M_{xy} [daN*cm]
0	-29768.22	1262.62	330107
0	-29768.22	1262.62	330107
25	-28363.13	1942.43	289587
50	-26986.01	2455.57	233404
50	-26986.01	2455.57	233404
75	-25637.64	2418.94	171718
100	-24318.55	2080.96	115125
200	-19327.99	421.52	4502
300	-14790.66	97.92	11464
400	-10803.87	60.55	2221
500	-7361.46	4.71	561
600	-4285.55	4.54	327
700	-1411.37	1.24	28
750	0	0	0

Casi a SLE

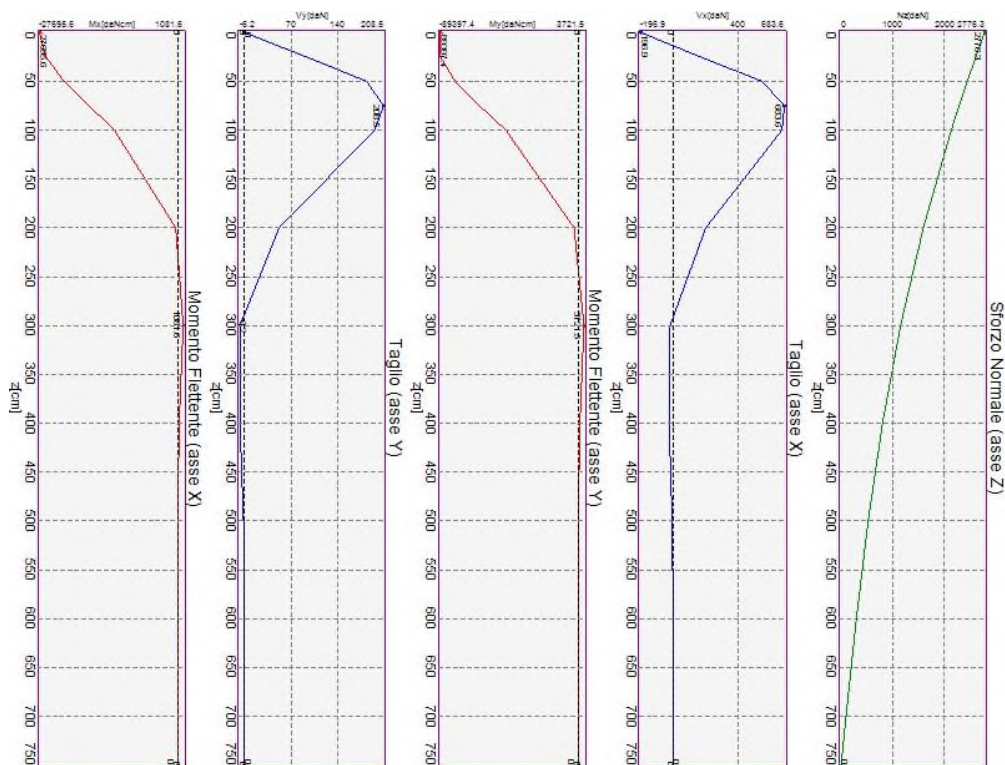
I massimi valori di **Sforzo Normale di compressione**, si ottengono nel punto maglia **PM3**, nel caso di carico **C14** (Rara).



Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM3, caso C14)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM3, caso C14)					
N_z [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_z [daN*cm]
-29727.96	-2561.62	0	-41195	234107	0
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM3, caso C14)					
z_{loc} [cm]	N_z [daN]	V_{xy} [daN]	M_{xy} [daN*cm]		
0	-29727.96	2561.62	237704		
0	-29727.96	2561.62	237704		
25	-27964.03	2511.86	174797		
50	-26266.22	2135.61	117138		
50	-26266.22	2135.61	117138		
75	-24634.32	1653.32	70432		
100	-23067.69	1173.88	36168		
200	-17415.24	79.04	14757		
300	-12680.77	102	6354		
400	-8859.61	25.78	415		
500	-5824.55	4.12	563		
600	-3306.45	3.04	142		
700	-1074.8	0.27	5		
750	0	0	0		

I massimi valori di **Sforzo Normale di trazione**, si ottengono nel punto maglia **PM2**, nel caso di carico **C12** (Rara).



Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM2, caso C12)

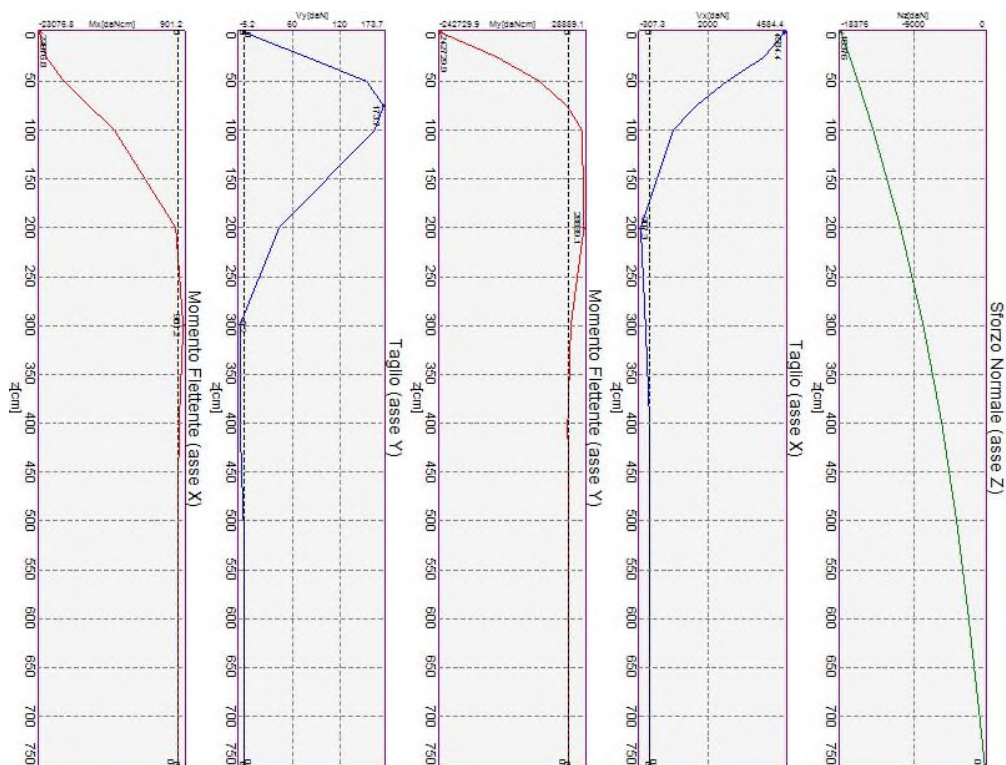
Azioni applicate in testa (punto maglia PM2, caso C12)

N_z [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_z [daN*cm]
2776.3	196.88	0	-27696	89397	0

Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM2, caso C12)

z_{loc} [cm]	N_z [daN]	V_{xy} [daN]	M_{xy} [daN*cm]
0	2776.3	196.88	93589
0	2776.3	196.88	93589
25	2603.89	191.54	93166
50	2438.61	576.63	82995
50	2438.61	576.63	82995
75	2280.41	714.74	66446
100	2129.2	696.69	48566
200	1590.23	208.3	2686
300	1149.65	17.54	3875
400	800.09	23.1	1114
500	523.64	3.57	107
600	295.78	1.37	124
700	95.64	0.58	14
750	0	0	0

I massimi valori di **Momento flettente (in valore assoluto)**, si ottengono nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C11** (Rara).



Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C11)

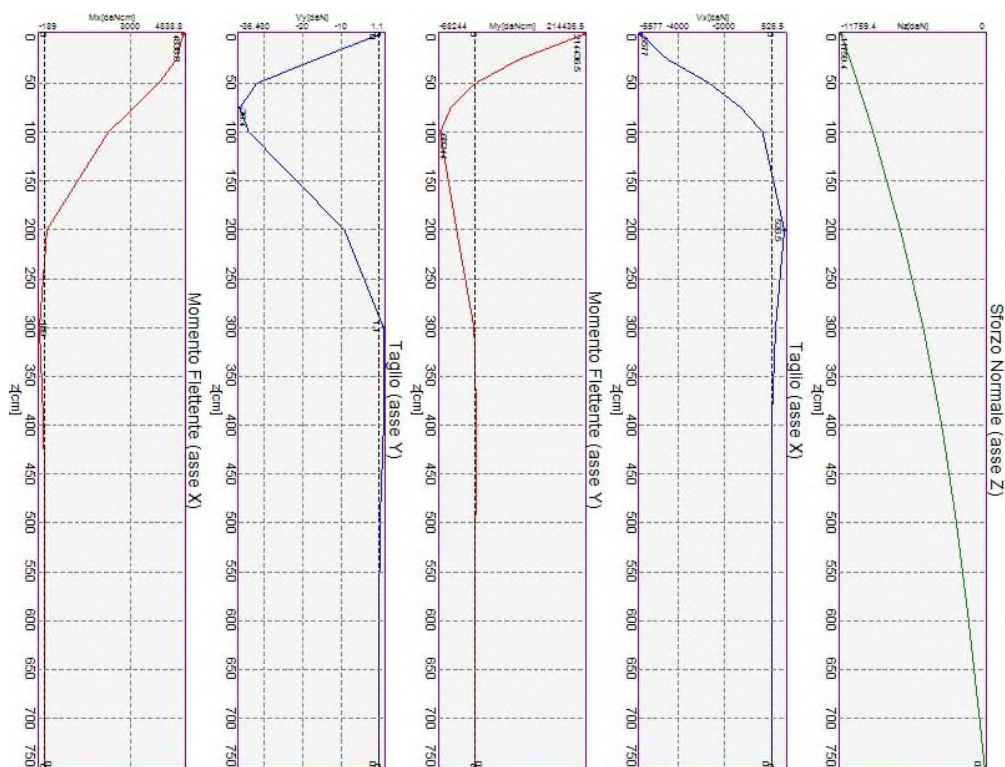
Azioni applicate in testa (punto maglia PM1, caso C11)

N_z [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_z [daN*cm]
-18375.96	-4584.38	0	-23077	242730	0

Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C11)

z_{loc} [cm]	N_z [daN]	V_{xy} [daN]	M_{xy} [daN*cm]
0	-18375.96	4584.38	243824
0	-18375.96	4584.38	243824
25	-17288.29	3898.08	138477
50	-16241.16	2630.67	58712
50	-16241.16	2630.67	58712
75	-15234.44	1589.1	15244
100	-14267.76	811.03	27720
200	-10777.65	310.4	28891
300	-7850.54	142.17	4215
400	-5486	6.27	1752
500	-3607.47	12.27	768
600	-2048.38	2.83	38
700	-666.03	0.67	22
750	0	0	0

I massimi valori di **Taglio (in valore assoluto)**, si ottengono nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C33** (Rara).



Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C33)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM1, caso C33)

N_z [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_z [daN*cm]
-11759.43	5577	0	4839	-214437	0

Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C33)

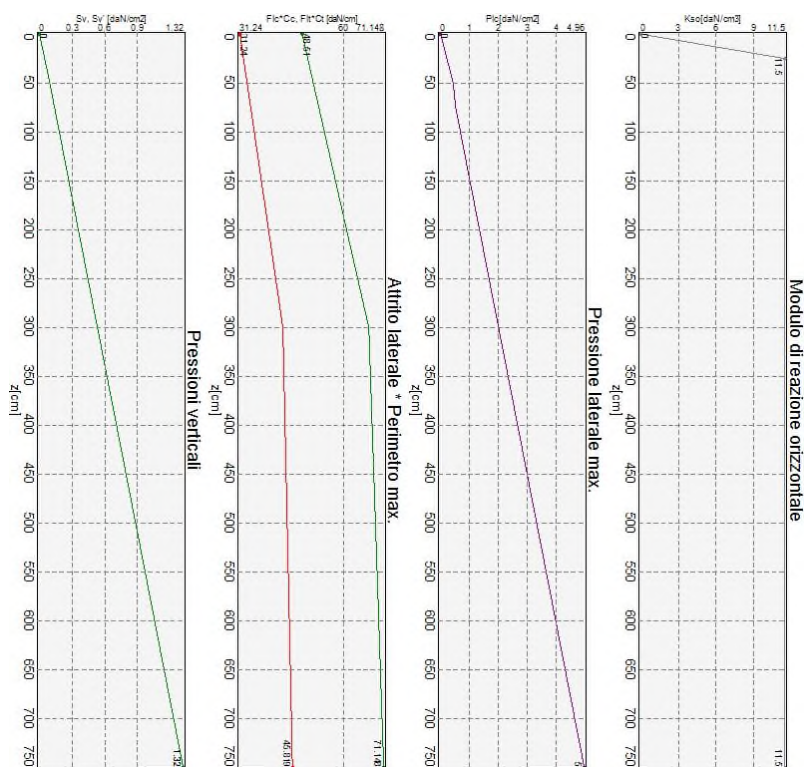
z_{loc} [cm]	N_z [daN]	V_{xy} [daN]	M_{xy} [daN*cm]
0	-11759.43	5577	214491
0	-11759.43	5577	214491
25	-11065.92	4469.96	89321
50	-10398.04	2660.84	4111
50	-10398.04	2660.84	4111
75	-9755.71	1313.43	47802
100	-9138.71	398.73	68280
200	-6908.92	526.57	36291
300	-5035.24	154.62	1861
400	-3519.68	13.88	2926
500	-2315.24	17.28	825
600	-1315.12	2.26	67
700	-427.77	1.23	37
750	0	0	0

Verifiche geotecniche.

Si riporta di seguito il dettaglio delle verifiche eseguite, per ciascun palo.

Verifica: Capacità portante

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM3**, nel caso di carico **C4**, sestetto **1** (Stato limite ultimo).



Capacità portante

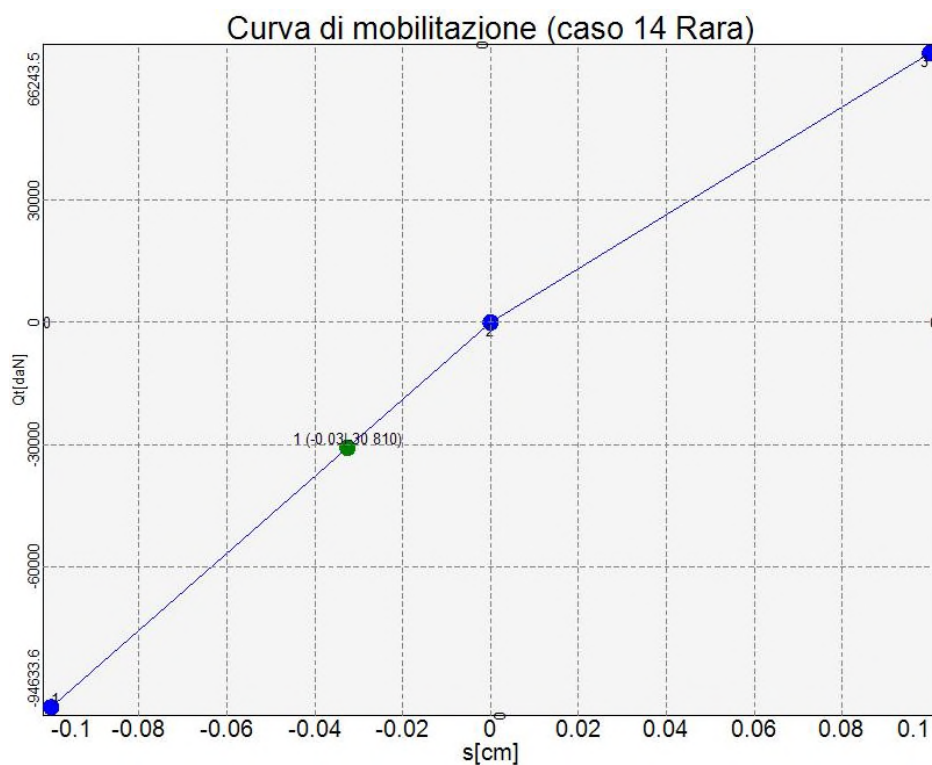
Situazione peggiore: Punto maglia PM3, Caso C4, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Capacità portante					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Qt[daN]	S _d : Qt[daN]	f _s [-]
PM1	C4	1	48406	31175	1.55
PM2	C18	1	48406	33961	1.43
PM3	C4	1	48406	47562	1.02
PM4	C18	1	48406	26776	1.81

Verifica: Cedimento

I cedimenti del singolo palo sono calcolati utilizzando la relativa curva di mobilitazione. L'interazione tra i pali è valutata con il metodo dei fattori di interazione (Poulos e Davis, 1980). La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM3**, nel caso di carico **C14**, sestetto **1** (Rara). Si ottengono i seguenti valori: cedimento del palo singolo = -0.33 [mm], cedimento indotto dal gruppo = -0.14 [mm], cedimento totale: -0.47 [mm].



Cedimento

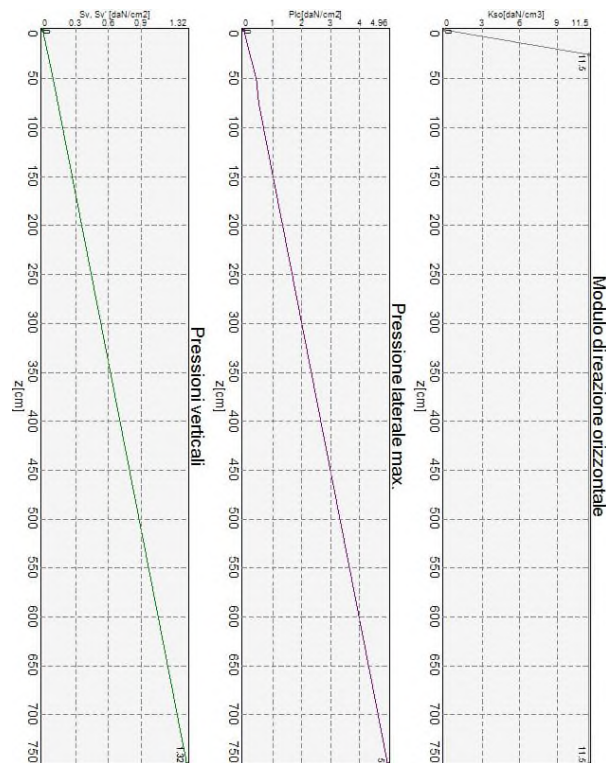
Situazione peggiore: Punto maglia PM3, Caso C14, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Cedimento					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Ced.[mm]	S _d : Ced.[mm]	f _s [-]
PM1	C14	1	-40	0	10.00
PM2	C30	1	-40	0	10.00
PM3	C14	1	-40	0	10.00
PM4	C30	1	-40	0	10.00

Verifica: Resistenza trasversale

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C21**, sestetto **1** (Stato limite ultimo).



Resistenza trasversale

Situazione peggiore: Punto maglia PM1, Caso C21, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Resistenza trasversale					
Punto	Caso	Ses.	R _d : R _{tr} [daN]	S _d : R _{tr} [daN]	f _s [-]
PM1	C21	1	46826	8079	5.80
PM2	C21	1	46826	8079	5.80
PM3	C21	1	46826	8079	5.80
PM4	C21	1	46826	8079	5.80

Verifiche strutturali

Si riporta di seguito il dettaglio delle verifiche eseguite, per ciascun palo, solo in corrispondenza della progressiva dove si ottiene la situazione più severa.

Verifica: Spostamento orizzontale

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C31**, sestetto **1** (Rara).

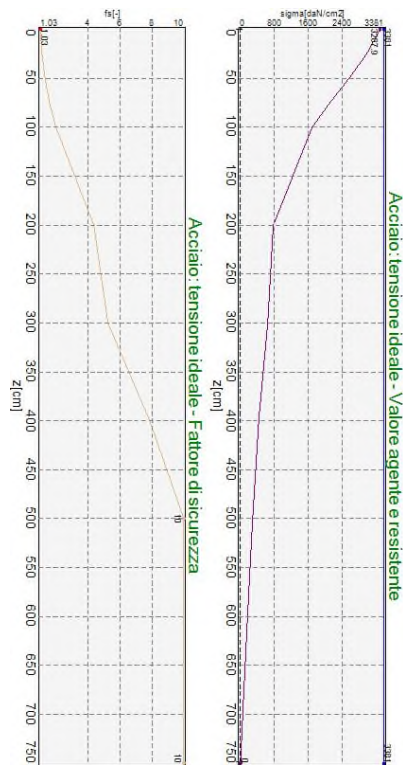
Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Spostamento orizzontale					
Punto	Caso	Ses.	R _d : S _{or} [mm]	S _d : S _{or} [mm]	f _s [-]
PM1	C31	1	40	3	10.00
PM2	C31	1	40	3	10.00
PM3	C31	1	40	3	10.00

Verifica: Spostamento orizzontale					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Sor[mm]	S _d : Sor[mm]	f _s [-]
PM4	C31	1	40	3	10.00

Verifica: Acciaio: tensione ideale

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM3**, nel caso di carico **C4**, sestetto **1** (Stato limite ultimo).



Acciaio: tensione ideale
Situazione peggiore: Punto maglia PM3, Caso C4, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Acciaio: tensione ideale					
Punto	Caso	Ses.	R _d : sigma[daN/cm²]	S _d : sigma[daN/cm²]	f _s [-]
PM1	C4	1	3381	2881.3	1.17
PM2	C18	1	3381	2929.3	1.15
PM3	C4	1	3381	3287.9	1.03
PM4	C18	1	3381	2752.9	1.23

10 MURI DI RISVOLTO

Nel presente capitolo si riportano la verifica e dimensionamento dei muri di risvolto.

Il calcolo è stato condotto con il programma di calcolo **IS MURI** di **CDM DOLMEN** e omnia **IS 14** di Torino.

Per le caratteristiche dei materiali e del terreno si rimanda a quanto indicato nei paragrafi precedenti. Tuttavia cautelativamente è stato considerato che la fondazione del muro si assesti su un terreno di caratteristiche pari a quelle del Livello 1.

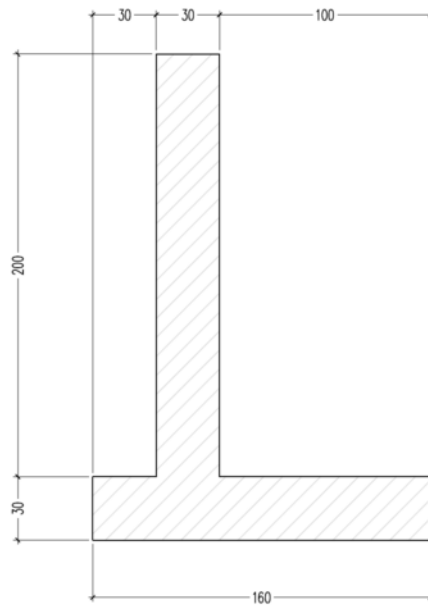


Fig. 9 Carpenteria muro di risvolto

Le verifiche geotecniche e strutturali dell'opera di sostegno sono state condotte mediante l'approccio 2 descritto nel DM 14/01/2008.

Il muro ha la seguente geometria (come anche riportato nella figura sopra riportata):

Elevazione

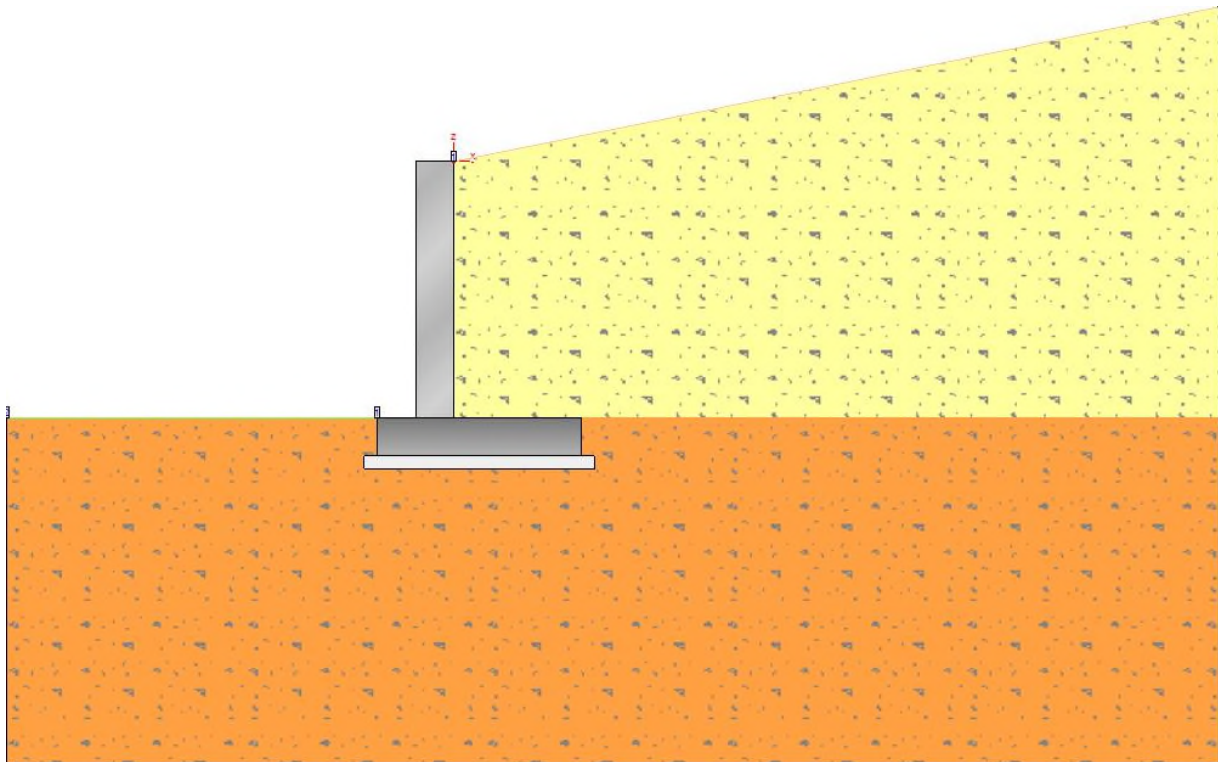
Altezza del paramento	2,00 m
Spessore	0,30 m

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0,30 m
Lunghezza mensola fondazione di monte	1,00 m
Lunghezza totale fondazione	1,30 m

Le sezioni sono armate con dei $\Phi 12/20\text{cm}$ sia in fondazione che in elevazione

10.1 Verifica Muri di risvolto



Terreno

- Profili di Monte e Valle:

MONTE			VALLE		
punto	x [cm]	z [cm]	punto	x [cm]	z [cm]
1	0	0	1	-60	-200
2	600	121	2	-350	-200

- Strati:

strato e terreno	dati inseriti	disegno strato	coord. (x;z)
- 1 - Strato 1 (strato 1) Terreno 2 (non coesivo) (Rilevato) $c' = 0 \text{ daN/cm}^2$ $\gamma = 0.0019 \text{ daN/cm}^3$ $\varphi = 33^\circ$	$h = 0$ $i = 0^\circ$		1 (600;-200) 2 (600;121) 3 (0;0) 4 (0;-200) 5 (100;-200) 1 (600;-200) 2 (600;121) 3 (0;0) 4 (0;-200) 5 (100;-200)
- 2 - Strato 2 (strato 2) Terreno 1 (non coesivo) (Terreno fondazione) $c' = 0 \text{ daN/cm}^2$ $\gamma = 0.00175 \text{ daN/cm}^3$ $\varphi = 28^\circ$	$h = -200$ $i = 0^\circ$		1 (600;-470) 2 (600;-200) 3 (100;-200) 4 (100;-230) 5 (-60;-230) 6 (-60;-200) 7 (-350;-200) 8 (-350;-470)

Opzioni di calcolo

Spinte calcolate con coefficiente di spinta attiva " k_a " (si considera il muro libero di traslare/ruotare al piede). Il calcolo della spinta è svolto secondo il metodo del cuneo di tentativo generalizzato (Rif.: Renato LANCELLOTTA "Geotecnica" (2004) - NAVFAC Design Manual 7.02 (1986)). Il metodo è iterativo e prevede la suddivisione del terreno a monte dell'opera in poligoni semplici definiti dal paramento, dalla successione stratigrafica e dalla superficie di scivolamento di tentativo. La procedura automatica vaglia numerose superfici di scivolamento ad ogni quota di calcolo lungo il paramento, determinando la configurazione che comporta la spinta massima sull'opera.

- Attrito muro terreno / $\phi' = 0.67$
- Aderenza muro terreno / $c' = 0$
- Attrito terreno terreno / $\phi' = 0.67$
- Aderenza terreno terreno / $c' = 0$

La capacità portante della fondazione nastriforme, su suolo omogeneo, viene calcolata con la formula di Brinch-Hansen (1970) considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno, utilizzando i coefficienti di capacità portante suggeriti da vari Autori ed i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione (s), all'approfondimento (d), alla presenza di un'azione orizzontale (i), all'inclinazione del piano di posa (b) e del piano campagna (g). La resistenza a slittamento è valutata considerando l'attrito sviluppato lungo la base della fondazione, e trascurando il contributo del terreno a lato.

- Attrito fond. terreno / ϕ' o $C_u = 0.67$

La verifica di stabilità globale viene eseguita con i metodi di Bishop semplificato.

- Attrito stab. globale / ϕ' o $C_u = 1$

Il calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti dell'opera viene svolto con il metodo degli elementi finiti (FEM). Gli elementi schematizzanti il muro hanno peso e caratteristiche meccaniche proprie dei materiali di cui è costituito. Il terreno spingente (a monte) è rappresentato per mezzo di azioni distribuite applicate sugli elementi. Il terreno di fondazione è rappresentato per mezzo di elementi finiti non-lineari (con parzializzazione), con opportuno coefficiente di reazione alla Winkler in compressione.

La verifica delle sezioni in cemento armato viene eseguita a SLU e SLE. La pressoflessione è verificata a SLU con i diagrammi costitutivi parabola-rettangolo (cls) e bilatero (acciaio) [NTC08 4.1.2.1.2]. La resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti è verificata a SLU [NTC08 4.1.2.1.3]. A SLE si verifica lo stato limite di apertura delle fessure [NTC08 4.1.2.2.4], e la tensione massima nei materiali [NTC08 4.1.2.2.5].

Carichi

- Casi di Carico

caso
STR (SLU)
descr. = SLU_Str (appr.2)
coeff. = 1.3(pp.), 1.3(ter.m.), 1.3(fld.m.)1.3(ter.cs.), 1.3(fld.cs.)
GEO (SLU_GEO)
descr. = SLU_Geo (appr.2)

caso
coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)
EQU (SLU_EQU)
descr. = SLU_Equ (per equilibrio)
coeff. = 0.9(pp.), 0.9(ter.m.), 0.9(fld.m.)1.1(ter.cs.), 1.1(fld.cs.)
STR_SISMA_SU (SLU)
descr. = SLU_Str_Sisma_Su (appr.2)
coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)
GEO_SISMA_SU (SLU_GEO)
descr. = SLU_Geo_Sisma_Su (appr.2)
coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)
EQU_SISMA_SU (SLU_EQU)
descr. = SLU_Equ_Sisma_Su (per equilibrio)
coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)
STR_SISMA_GIU (SLU)
descr. = SLU_Str_Sisma_Giu (appr.2)
coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)
GEO_SISMA_GIU (SLU_GEO)
descr. = SLU_Geo_Sisma_Giu (appr.2)
coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)
EQU_SISMA_GIU (SLU_EQU)
descr. = SLU_Equ_Sisma_Giu (per equilibrio)
coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)
RARA (Rara)
descr. = Combinazione caratteristica (rara) - SLE
coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)
FREQ. (Frequente)
descr. = Combinazione frequente - SLE
coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)
Q.PERM. (Quasi_Perm)
descr. = Combinazione quasi permanente - SLE
coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)

Verifiche geotecniche

- Verifica a capacità portante:

caso di carico	Capacità portante
1 - STR (SLU)	- <i>Drenata</i> - q di progetto = 0.59 daN/cm ² q limite = 1.25 daN/cm ² --> fs = 2.13 [Verificato]
4 - STR_SISMA_SU (SLU)	- <i>Drenata</i> - q di progetto = 0.46 daN/cm ² q limite = 1.16 daN/cm ² --> fs = 2.54 [Verificato]
7 - STR_SISMA_GIU (SLU)	- <i>Drenata</i> - q di progetto = 0.46 daN/cm ² q limite = 1.16 daN/cm ² --> fs = 2.5 [Verificato]

- Verifica a scorrimento:

caso di carico	scorrimento
1 - STR (SLU)	- <i>Drenata</i> - v applicato = 2266.34 daN

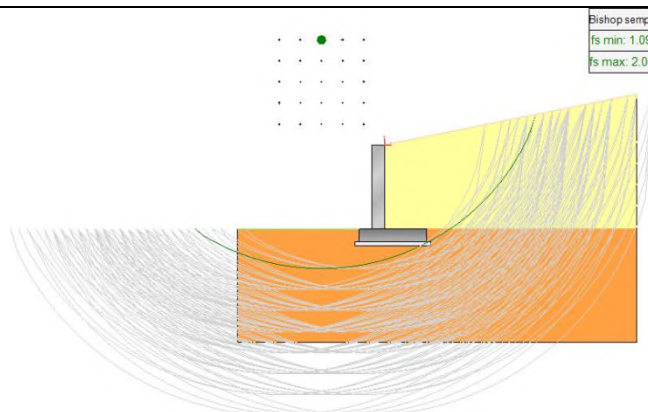
caso di carico	scorrimento
	v limite = 2958.54 daN --> fs = 1.31 [Verificato]
4 - STR_SISMA_SU (SLU)	- Drenata - v applicato = 1848.62 daN v limite = 2265.39 daN --> fs = 1.23 [Verificato]
7 - STR_SISMA_GIU (SLU)	- Drenata - v applicato = 1878.24 daN v limite = 2304.09 daN --> fs = 1.23 [Verificato]

- Verifica a scorrimento:

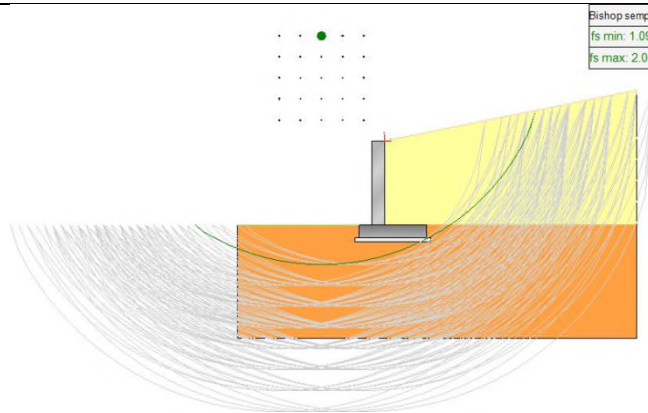
caso di carico	p. proprio muro (stab) [daN×cm]	p. proprio terreno (stab) [daN×cm]	azioni sul muro (stab) [daN×cm]	azioni sul muro (instab) [daN×cm]	attrito terreno (stab) [daN×cm]	spinta terreno (instab) [daN×cm]	momento stabilizzante [daN×cm]	momento ribaltante [daN×cm]	coeff. di sicurezza
3 EQU SLU_EQU	147 150.0	398 040.5	0.0	0.0	126 717.8	228 998.3	671 908.3	228 998.3	2.93
6 EQU_SISMA_SU SLU_EQU	162 109.5	438 505.9	0.0	0.0	118 946.6	217 858.1	719 562.1	217 858.1	3.3
9 EQU_SISMA_GIU SLU_EQU	164 890.5	446 028.5	0.0	0.0	120 903.7	221 550.7	731 822.7	221 550.7	3.3

- Verifica a stabilità globale:

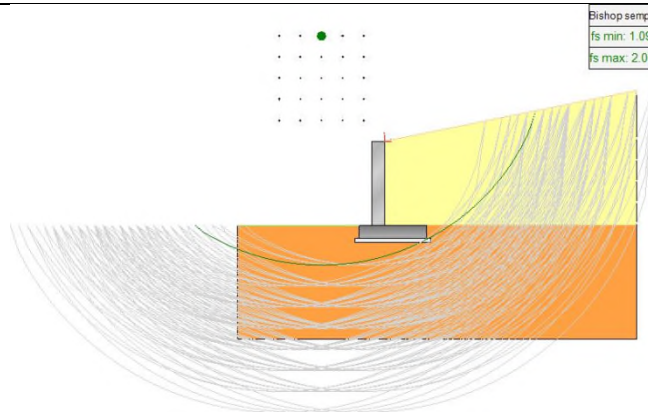
Caso: GEO (SLU_GEO) . Descrizione: SLU_Geo (appr.2) . Centro = 23 . fs = 1.09 [Verificato]



Caso: GEO_SISMA_SU (SLU_GEO) . Descrizione: SLU_Geo_Sisma_Su (appr.2) . Centro = 23 . fs = 1.09 [Verificato]



Caso: GEO_SISMA_GIU (SLU_GEO) . Descrizione: SLU_Geo_Sisma_Giu (appr.2) . Centro = 23 . fs = 1.09 [Verificato]



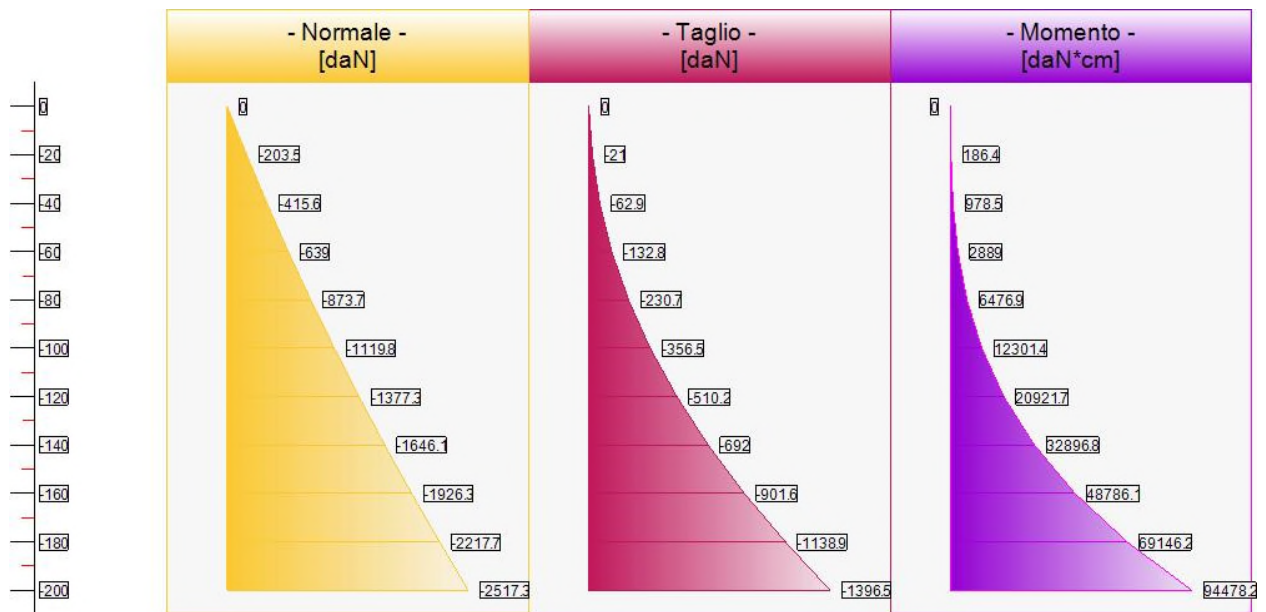
Verifiche strutturali - SLU

- Diagrammi di Sforzo Normale / Taglio / Momento

Caso 1 (STR [SLU] - SLU Str (appr.2))

Elevazione, presso-flessione								
quota [cm]	Normale [daN]	Taglio [daN]	Momento [daN*cm]	• • •	Mom.Res.POS [daN*cm]	Mom.Res.NEG [daN*cm]	FS >1/<1	- -
-20	-203.5	-21	186.4	•	640090.2	-640090.2	> 100	Verificato
-40	-415.6	-62.9	978.5	•	642588.4	-642588.4	> 100	Verificato
-60	-639	-132.8	2889	•	645221.5	-645221.5	> 100	Verificato
-80	-873.7	-230.7	6476.9	•	647986.2	-647986.2	> 100	Verificato
-100	-1119.8	-356.5	12301.4	•	650883.3	-650883.3	52.91	Verificato
-120	-1377.3	-510.2	20921.7	•	653913.7	-653913.7	31.26	Verificato
-140	-1646.1	-692	32896.8	•	657074.1	-657074.1	19.97	Verificato
-160	-1926.3	-901.6	48786.1	•	660367	-660367	13.54	Verificato
-180	-2217.7	-1138.9	69146.2	•	663789.1	-663789.1	9.6	Verificato
-200	-2517.3	-1396.5	94478.2	•	667307.8	-667307.8	7.06	Verificato

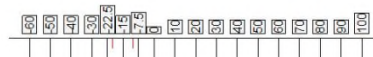
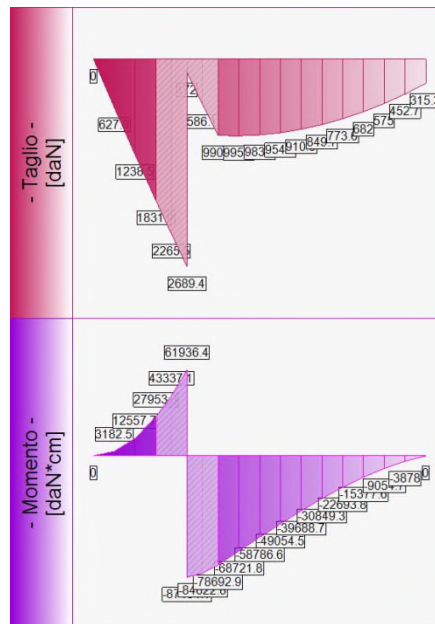
Elevazione, taglio							
quota [cm]	Normale [daN]	Taglio [daN]	Momento [daN*cm]	• •	Tag.Res. [daN]	FS >1/<1	- -
-20	-203.5	-21	186.4	•	13146	> 100	Verificato
-40	-415.6	-62.9	978.5	•	13146	> 100	Verificato
-60	-639	-132.8	2889	•	13146	98.99	Verificato
-80	-873.7	-230.7	6476.9	•	13146	57	Verificato
-100	-1119.8	-356.5	12301.4	•	13146	36.88	Verificato
-120	-1377.3	-510.2	20921.7	•	13146	25.77	Verificato
-140	-1646.1	-692	32896.8	•	13146	19	Verificato
-160	-1926.3	-901.6	48786.1	•	13146	14.58	Verificato
-180	-2217.7	-1138.9	69146.2	•	13146	11.54	Verificato
-200	-2517.3	-1396.5	94478.2	•	13146	9.41	Verificato



Sollecitazioni lungo il fusto, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU_Str (appr.2))

Fondazione, flessione							
quota [cm]	Taglio [daN]	Momento [daN*cm]	• •	Mom.Res.POS [daN*cm]	Mom.Res.NEG [daN*cm]	FS >1/<1	- -
-50	627.9	3182.5	•	637690.8	-637690.8	> 100	Verificato
-40	1238.5	12557.7	•	637690.8	-637690.8	50.78	Verificato
-30	1831.9	27953.3	•	637690.8	-637690.8	22.81	Verificato
0	990.3	-78692.9	•	647940.6	-647940.6	8.23	Verificato
10	995.3	-68721.8	•	647940.6	-647940.6	9.43	Verificato
20	983.4	-58786.6	•	647940.6	-647940.6	11.02	Verificato
30	954.9	-49054.5	•	647940.6	-647940.6	13.21	Verificato
40	910.3	-39688.7	•	647940.6	-647940.6	16.33	Verificato
50	849.7	-30849.3	•	647940.6	-647940.6	21	Verificato
60	773.6	-22693.8	•	647940.6	-647940.6	28.55	Verificato
70	682	-15377.6	•	647940.6	-647940.6	42.14	Verificato
80	575	-9054.7	•	647940.6	-647940.6	71.56	Verificato
90	452.7	-3878	•	647940.6	-647940.6	> 100	Verificato

Fondazione, taglio						
quota [cm]	Taglio [daN]	Momento [daN*cm]	•	Tag.Res. [daN]	FS	-
-50	627.9	3182.5	•	13146	20.94	Verificato
-40	1238.5	12557.7	•	13146	10.61	Verificato
-30	1831.9	27953.3	•	13146	7.18	Verificato
0	990.3	-78692.9	•	13146	13.27	Verificato
10	995.3	-68721.8	•	13146	13.21	Verificato
20	983.4	-58786.6	•	13146	13.37	Verificato
30	954.9	-49054.5	•	13146	13.77	Verificato
40	910.3	-39688.7	•	13146	14.44	Verificato
50	849.7	-30849.3	•	13146	15.47	Verificato
60	773.6	-22693.8	•	13146	16.99	Verificato
70	682	-15377.6	•	13146	19.28	Verificato
80	575	-9054.7	•	13146	22.86	Verificato
90	452.7	-3878	•	13146	29.04	Verificato



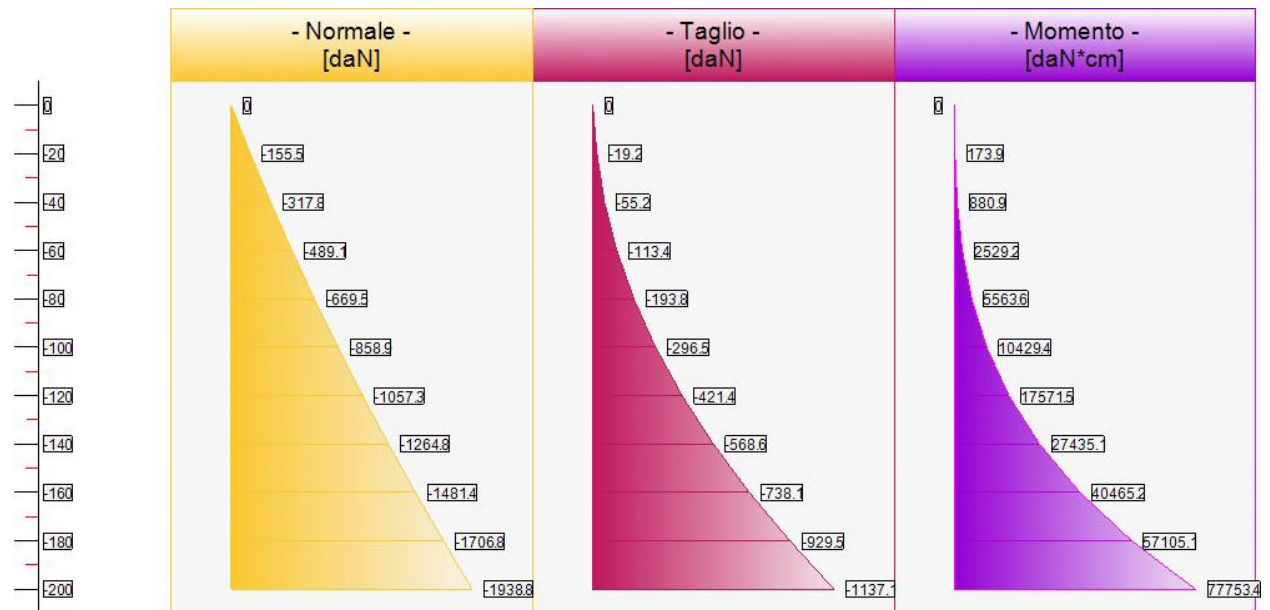
Sollecitazioni in fondazione, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU_Str (appr.2))

Caso 4 (STR SISMA SU [SLU] - SLU_Str Sisma Su (appr.2))

Elevazione, presso-flessione								
quota [cm]	Normale [daN]	Taglio [daN]	Momento [daN*cm]	•	Mom.Res.POS [daN*cm]	Mom.Res.NEG [daN*cm]	FS	-
-20	-155.5	-19.2	173.9	•	639524	-639524	> 100	Verificato
-40	-317.8	-55.2	880.9	•	641437.8	-641437.8	> 100	Verificato
-60	-489.1	-113.4	2529.2	•	643456.1	-643456.1	> 100	Verificato
-80	-669.5	-193.8	5563.6	•	645580.8	-645580.8	> 100	Verificato
-100	-858.9	-296.5	10429.4	•	647811.4	-647811.4	62.11	Verificato
-120	-1057.3	-421.4	17571.5	•	650147.6	-650147.6	37	Verificato
-140	-1264.8	-568.6	27435.1	•	652588.9	-652588.9	23.79	Verificato

Elevazione, presso-flessione								
quota [cm]	Normale [daN]	Taglio [daN]	Momento [daN*cm]	• •	Mom.Res.POS [daN*cm]	Mom.Res.NEG [daN*cm]	FS >1/<1	- -
-160	-1481.4	-738.1	40465.2	•	655137.7	-655137.7	16.19	Verificato
-180	-1706.8	-929.5	57105.1	•	657788.5	-657788.5	11.52	Verificato
-200	-1938.8	-1137.1	77753.4	•	660514.6	-660514.6	8.49	Verificato

Elevazione, taglio							
quota [cm]	Normale [daN]	Taglio [daN]	Momento [daN*cm]	• •	Tag.Res. [daN]	FS >1/<1	- -
-20	-155.5	-19.2	173.9	•	13146	> 100	Verificato
-40	-317.8	-55.2	880.9	•	13146	> 100	Verificato
-60	-489.1	-113.4	2529.2	•	13146	> 100	Verificato
-80	-669.5	-193.8	5563.6	•	13146	67.83	Verificato
-100	-858.9	-296.5	10429.4	•	13146	44.34	Verificato
-120	-1057.3	-421.4	17571.5	•	13146	31.19	Verificato
-140	-1264.8	-568.6	27435.1	•	13146	23.12	Verificato
-160	-1481.4	-738.1	40465.2	•	13146	17.81	Verificato
-180	-1706.8	-929.5	57105.1	•	13146	14.14	Verificato
-200	-1938.8	-1137.1	77753.4	•	13146	11.56	Verificato

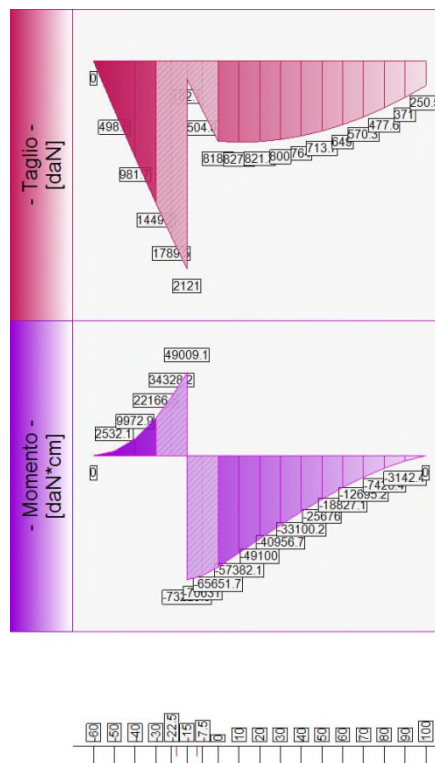


Sollecitazioni lungo il fusto, per il Caso 4 (STR_SISMA_SU [SLU] - SLU_Str_Sisma_Su (appr.2))

Fondazione, flessione							
quota [cm]	Taglio [daN]	Momento [daN*cm]	• •	Mom.Res.POS [daN*cm]	Mom.Res.NEG [daN*cm]	FS >1/<1	- -
-50	498.6	2532.1	•	637676.1	-637676.1	> 100	Verificato
-40	981.7	9972.9	•	637661.4	-637661.4	63.94	Verificato
-30	1449.2	22166.5	•	637644.2	-637644.2	28.77	Verificato
0	818.6	-65651.7	•	645985.8	-645985.8	9.84	Verificato
10	827.6	-57382.1	•	645970.7	-645970.7	11.26	Verificato
20	821.3	-49100	•	645955.6	-645955.6	13.16	Verificato
30	800	-40956.7	•	645940.5	-645940.5	15.77	Verificato

40	764	-33100.2	•	645925.4	-645925.4	19.51	Verificato
50	713.7	-25676	•	645910.3	-645910.3	25.16	Verificato
60	649	-18827.1	•	645895.2	-645895.2	34.31	Verificato
70	570.3	-12695.2	•	645881.4	-645881.4	50.88	Verificato
80	477.6	-7420.4	•	645866.3	-645866.3	87.04	Verificato
90	371	-3142.4	•	645852.4	-645852.4	> 100	Verificato

Fondazione, taglio						
quota	Taglio	Momento	•	Tag.Res.	FS	-
[cm]	[daN]	[daN*cm]	•	[daN]	>1/<1	-
-50	498.6	2532.1	•	13146	26.36	Verificato
-40	981.7	9972.9	•	13146	13.39	Verificato
-30	1449.2	22166.5	•	13146	9.07	Verificato
0	818.6	-65651.7	•	13146	16.06	Verificato
10	827.6	-57382.1	•	13146	15.88	Verificato
20	821.3	-49100	•	13146	16.01	Verificato
30	800	-40956.7	•	13146	16.43	Verificato
40	764	-33100.2	•	13146	17.21	Verificato
50	713.7	-25676	•	13146	18.42	Verificato
60	649	-18827.1	•	13146	20.25	Verificato
70	570.3	-12695.2	•	13146	23.05	Verificato
80	477.6	-7420.4	•	13146	27.52	Verificato
90	371	-3142.4	•	13146	35.43	Verificato

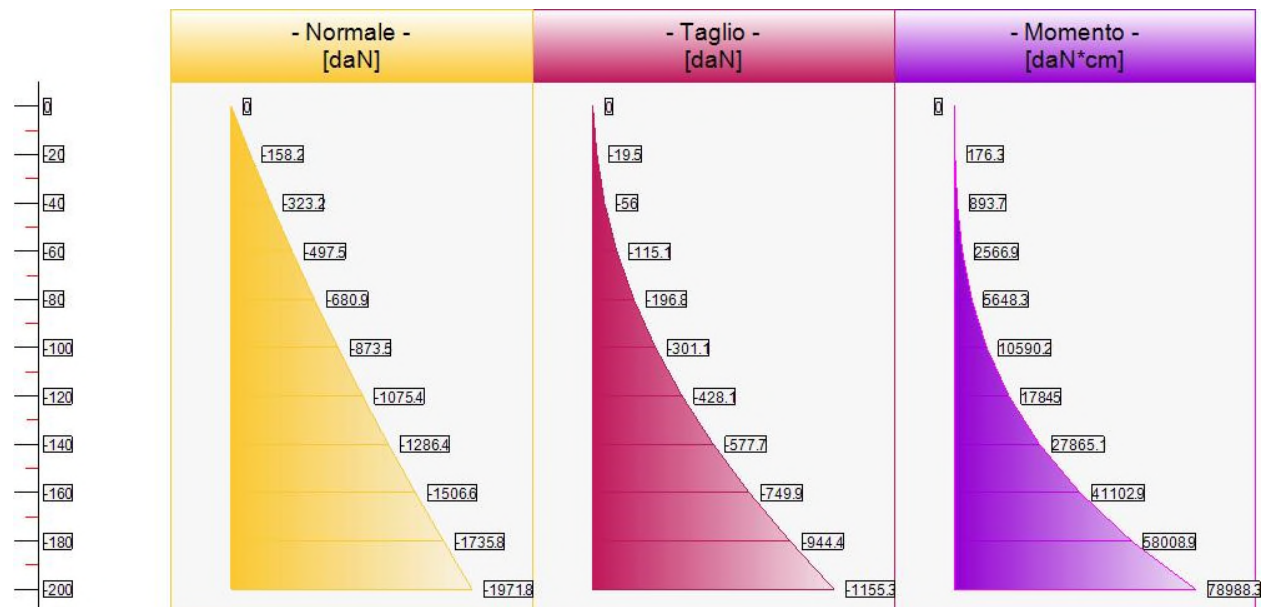


Sollecitazioni in fondazione, per il Caso 4 (STR_SISMA_SU [SLU] - SLU_Str_Sisma_Su (appr.2))

Caso 7 (STR_SISMA_GIU [SLU] - SLU_Str_Sisma_Giu (appr.2))

Elevazione, presso-flessione								
quota [cm]	Normale [daN]	Taglio [daN]	Momento [daN*cm]	• •	Mom.Res.POS [daN*cm]	Mom.Res.NEG [daN*cm]	FS >1/<1	- -
-20	-158.2	-19.5	176.3	•	639556.1	-639556.1	> 100	Verificato
-40	-323.2	-56	893.7	•	641502.3	-641502.3	> 100	Verificato
-60	-497.5	-115.1	2566.9	•	643556	-643556	> 100	Verificato
-80	-680.9	-196.8	5648.3	•	645716.6	-645716.6	> 100	Verificato
-100	-873.5	-301.1	10590.2	•	647983.7	-647983.7	61.19	Verificato
-120	-1075.4	-428.1	17845	•	650359.4	-650359.4	36.44	Verificato
-140	-1286.4	-577.7	27865.1	•	652843.6	-652843.6	23.43	Verificato
-160	-1506.6	-749.9	41102.9	•	655433.5	-655433.5	15.95	Verificato
-180	-1735.8	-944.4	58008.9	•	658128.6	-658128.6	11.35	Verificato
-200	-1971.8	-1155.3	78988.3	•	660900	-660900	8.37	Verificato

Elevazione, taglio							
quota [cm]	Normale [daN]	Taglio [daN]	Momento [daN*cm]	• •	Tag.Res. [daN]	FS >1/<1	- -
-20	-158.2	-19.5	176.3	•	13146	> 100	Verificato
-40	-323.2	-56	893.7	•	13146	> 100	Verificato
-60	-497.5	-115.1	2566.9	•	13146	> 100	Verificato
-80	-680.9	-196.8	5648.3	•	13146	66.79	Verificato
-100	-873.5	-301.1	10590.2	•	13146	43.65	Verificato
-120	-1075.4	-428.1	17845	•	13146	30.71	Verificato
-140	-1286.4	-577.7	27865.1	•	13146	22.76	Verificato
-160	-1506.6	-749.9	41102.9	•	13146	17.53	Verificato
-180	-1735.8	-944.4	58008.9	•	13146	13.92	Verificato
-200	-1971.8	-1155.3	78988.3	•	13146	11.38	Verificato

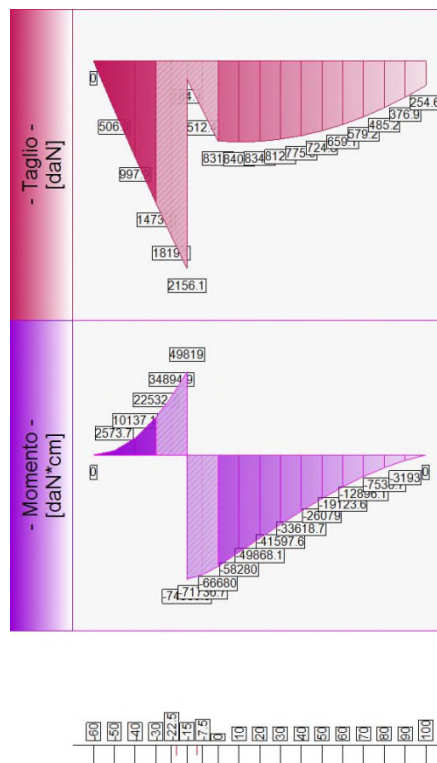


Sollecitazioni lungo il fusto, per il Caso 7 (STR_SISMA_GIU [SLU] - SLU_Str_Sisma_Giu (appr.2))

Fondazione, flessione							
quota [cm]	Taglio [daN]	Momento [daN*cm]	• •	Mom.Res.POS [daN*cm]	Mom.Res.NEG [daN*cm]	FS >1/<1	- -

Fondazione, flessione							
quota	Taglio	Momento	•	Mom.Res.POS	Mom.Res.NEG	FS	-
[cm]	[daN]	[daN*cm]	•	[daN*cm]	[daN*cm]	>1/<1	-
-50	506.9	2573.7	•	637676.1	-637676.1	> 100	Verificato
-40	997.9	10137.1	•	637661.4	-637661.4	62.9	Verificato
-30	1473.1	22532.1	•	637644.2	-637644.2	28.3	Verificato
0	831.5	-66680	•	646119.3	-646119.3	9.69	Verificato
10	840.6	-58280	•	646105.5	-646105.5	11.09	Verificato
20	834.1	-49868.1	•	646090.3	-646090.3	12.96	Verificato
30	812.5	-41597.6	•	646076.5	-646076.5	15.53	Verificato
40	775.9	-33618.7	•	646061.4	-646061.4	19.22	Verificato
50	724.8	-26079	•	646046.3	-646046.3	24.77	Verificato
60	659.1	-19123.6	•	646031.2	-646031.2	33.78	Verificato
70	579.2	-12896.1	•	646016.1	-646016.1	50.09	Verificato
80	485.2	-7538.7	•	646001	-646001	85.69	Verificato
90	376.9	-3193	•	645985.8	-645985.8	> 100	Verificato

Fondazione, taglio						
quota	Taglio	Momento	•	Tag.Res.	FS	-
[cm]	[daN]	[daN*cm]	•	[daN]	>1/<1	-
-50	506.9	2573.7	•	13146	25.94	Verificato
-40	997.9	10137.1	•	13146	13.17	Verificato
-30	1473.1	22532.1	•	13146	8.92	Verificato
0	831.5	-66680	•	13146	15.81	Verificato
10	840.6	-58280	•	13146	15.64	Verificato
20	834.1	-49868.1	•	13146	15.76	Verificato
30	812.5	-41597.6	•	13146	16.18	Verificato
40	775.9	-33618.7	•	13146	16.94	Verificato
50	724.8	-26079	•	13146	18.14	Verificato
60	659.1	-19123.6	•	13146	19.94	Verificato
70	579.2	-12896.1	•	13146	22.7	Verificato
80	485.2	-7538.7	•	13146	27.1	Verificato
90	376.9	-3193	•	13146	34.88	Verificato



Sollecitazioni in fondazione, per il Caso 7 (STR_SISMA_GIU [SLU] - SLU_Str_Sisma_Giu (appr.2))

Verifiche strutturali - SLE

Sezione d'incastro paramento-fondazione:

B=100cm

H=30cm

As=5Ø12

As'=5Ø12

c=5cm

A favore di sicurezza si è trascurato il valore dello sforzo di compressione.

Verifiche tensionali					
Caso di carico	Momento [daN*cm]	Tensione (cls) [MPa]	Tensione (acciaio) [MPa]	Tens. amm.(cls) [MPa]	Tens. amm.(acciaio) [MPa]
10 - RARA	72675.5	1.14	57.08	19.2	360
11 - FREQ.	72675.5	---	---	---	---
12 - Q.PERM.	72675.5	1.14	---	14.4	---

Data la classe di esposizione (XC4) e la tipologia di armatura (poco sensibile) si ottengono i limiti di apertura di fessura riportati in tabella. Nella tabella è stato riportato il momento di prima fessurazione, qualora questo risulti maggiore del momento agente la verifica è soddisfatta in quanto la sezione non si fessura, perciò non si procede al calcolo dell'ampiezza di fessura.

Verifiche a fessurazione

Caso di carico	Momento [daN*cm]	Momen. fessurazione [daN*cm]	Fessurazione	w [mm]	w amm. [mm]
10 - RARA	72675.5	495809.74	---	---	---
11 - FREQ.	72675.5	495809.74	NO	---	0.3
12 - Q.PERM.	72675.5	495809.74	NO	---	0.2

Sezione d'incastro fondazione a valle:

B=100cm

H=30cm

As=5Ø12

As'=5Ø12

c=5cm

Verifiche tensionali					
Caso di carico	Momento [daN*cm]	Tensione (cls) [MPa]	Tensione (acciaio) [MPa]	Tens. amm.(cls) [MPa]	Tens. amm.(acciaio) [MPa]
10 - RARA	21502.6	0.34	16.89	19.2	360
11 - FREQ.	21502.6	---	---	---	---
12 - Q.PERM.	21502.6	0.34	---	14.4	---

Data la classe di esposizione (XC4) e la tipologia di armatura (poco sensibile) si ottengono i limiti di apertura di fessura riportati in tabella. Nella tabella è stato riportato il momento di prima fessurazione, qualora questo risulti maggiore del momento agente la verifica è soddisfatta in quanto la sezione non si fessura, perciò non si procede al calcolo dell'ampiezza di fessura.

Verifiche a fessurazione					
Caso di carico	Momento [daN*cm]	Momen. fessurazione [daN*cm]	Fessurazione	w [mm]	w amm. [mm]
10 - RARA	21502.6	495809.74	---	---	---
11 - FREQ.	21502.6	495809.74	NO	---	0.3
12 - Q.PERM.	21502.6	495809.74	NO	---	0.2

Sezione d'incastro fondazione a monte:

B=100cm

H=30cm

As=5Ø12

As'=5Ø12

c=5cm

Verifiche tensionali					
Caso di carico	Momento	Tensione (cls)	Tensione (acciaio)	Tens. amm.(cls)	Tens. amm.(acciaio)

	[daN*cm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
10 – RARA	60533	0.95	47.55	19.2	360
11 - FREQ.	60533	---	---	---	---
12 - Q.PERM.	60533	0.95	---	14.4	---

Data la classe di esposizione (XC4) e la tipologia di armatura (poco sensibile) si ottengono i limiti di apertura di fessura riportati in tabella. Nella tabella è stato riportato il momento di prima fessurazione, qualora questo risulti maggiore del momento agente la verifica è soddisfatta in quanto la sezione non si fessura, perciò non si procede al calcolo dell'ampiezza di fessura.

Verifiche a fessurazione					
Caso di carico	Momento [daN*cm]	Momen. fessurazione [daN*cm]	Fessurazione	w [mm]	w amm. [mm]
10 – RARA	21502.6	495809.74	---	---	---
11 - FREQ.	21502.6	495809.74	NO	---	0.3
12 - Q.PERM.	21502.6	495809.74	NO	---	0.2

Allegato 1: Relazione calcolo impalcato con travi FORAP

Cerano, lì 15/03/2018

Ns.rif.:Ss/N

Committente manufatti GCN : /

Committente dell'opera : AGENZIA INTERREGIONALE PER IL FIUME PO

Cantiere : SENAGO

**RELAZIONE DI CALCOLO
COPERTURA PONTE
SUL TORRENTE GARBOGERA**

REV.0 del 15/03/2018

GRUPPOCENTRONORD

MATERIALI IMPIEGATI

Per travi prefabbricate in c.a.p.: calcestruzzo confezionato con sabbia e ghiaia di appropriata granulometria e cemento, con classe di resistenza caratteristica a 28 gg. a compressione:

Classe **C45/55** N/mm² classe di esposizione XC4

Per i getti in opera: calcestruzzo confezionato con sabbia e ghiaia di appropriata granulometria e cemento, con classe di resistenza caratteristica a 28 gg. a compressione:

Classe **C32/40** N/mm² classe di esposizione XC4

Per le armature longitudinali e le staffe:

Acciaio tipo B450C controllato in stabilimento di produzione

(fy/fyk) < 1,35 e (ft/fy) medio < 1,13

Per le armature di precompressione:

Acciaio armonico: fptk 1860 N/mm², fp(1)k 1670 N/mm², rilassamento max. 4.6 %.

SOVRACCARICHI ADOTTATI E NORME DI CALCOLO

Nella stesura del calcolo sono rispettate le seguenti norme:

Normative sui ponti stradali:

- DM 14/01/2008 - Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni".

Per la stesura della presente relazione si sono inoltre seguite le indicazioni contenute nei documenti :

- CNR 10024/84 - Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.
- NTC 2008 - 10.2 Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

MODALITA' DI COSTRUZIONE DELL'IMPALCATO

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e completate con getto in opera di soletta collaborante, giunti longitudinali e getto di traversi di testata.

Le travi sono autoportanti, non necessitano quindi di alcun rompitratta o puntellamento provvisorio durante l'esecuzione dell'impalcato.

Si distinguono due fasi successive di lavoro:

PRIMA FASE

Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono da sole al peso proprio ed a quello della soletta gettata in opera.

SECONDA FASE

Il sistema misto travi precomprese e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali.

Modalità di costruzione delle travi

Le travi vengono costruite in uno stabilimento di prefabbricazione e successivamente trasportate a piè d'opera e varate.

Il sistema di precompressione è del tipo a fili aderenti.

I trefoli che costituiscono l'armatura di precompressione vengono tesati sino alla tensione spi prevista nella presente relazione.

Successivamente si procede al getto del calcestruzzo con macchina vibrofinitrice.

La maturazione del calcestruzzo avviene con ciclo termico a vapore opportunamente tarato in funzione del mix-design e della resistenza Rckj che è richiesta al momento del taglio dei trefoli.

Una volta raggiunta la resistenza Rckj si procede all'allentamento delle armature di precompressione ed allo stoccaggio del manufatto.

0. CARATTERISTICHE E SCHEMA STATICO DELL'IMPALCATO

- Larghezza impalcato (tr. in opera + tr. pref. + tr. In opera) 60 + 1440 + 60 cm.
- Luce di calcolo I fase 630 cm.
- Luce di calcolo II fase 700 cm.
- Vincolo semplice appoggio
- Lunghezza travi 660 cm.
- Interasse travi 120 cm.
- Spessore soletta 18 cm.
- Impalcato : FORAP50 + 18 cm soletta collaborante
- H Tot. 68 cm.
- Numero travi: 12

1. CARICHI PERMANENTI

- Peso proprio impalcato 11.00 kN/mq.
(Pp FORAP50 + 18 cm soletta collaborante 5.70 kN/mq. + 5.30 kN/mq. getti in opera)
- Sottofondo + pavimentazione (ricoprimento max 142 cm) 28.40 kN/mq.

2. CARICHI ACCIDENTALI

- Sovraccarichi di 1^a categoria (D.M. 14/01/08) con direzione di marcia parallela all'orditura delle travi.

Q_k carico concentrato asse 300 kN

q_k carico distribuito 9.0 kN/m²

Con riferimento ad una colonna di carico costituita da un solo mezzo convenzionale, considerata la ripartizione trasversale dei carichi, si sono assunte tra tutte le possibili posizioni di carico le più sfavorevoli per la verifica a flessione (1^a condizione) e a taglio (2^a condizione).

Per entrambe le condizioni si considerano i carichi di progetto come carichi linearmente distribuiti in direzione ortogonale all'orditura delle travi su una larghezza $b = 3.60$ m., tenendo conto della pavimentazione e della prescritta soletta di ripartizione armata.

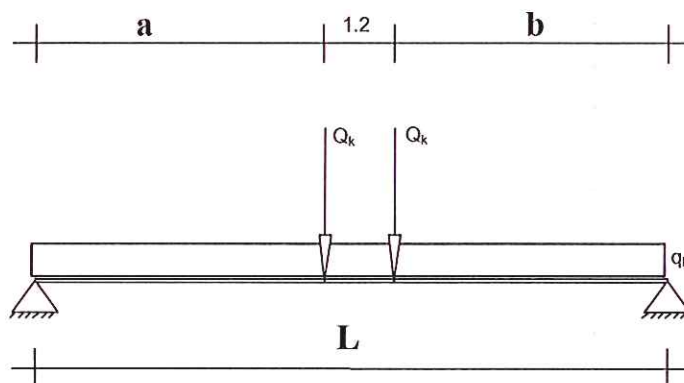
1^a CONDIZIONE (Situazione di massimo momento)

$$Q_k = 300 \text{ kN} / q_k = 9.0 \text{ kN/m}^2$$

$$L = 7.00 \text{ m}$$

$$a = 2.60 \text{ m}$$

$$b = 3.20 \text{ m}$$



Carico ripartito trasversalmente:

$$P' = (Q_k/3.60) = 360/3.60 = 83.33 \text{ kN/m} = 100.00 \text{ kN/trave}$$

$$M = 292.60 + 9.0 \times 1.2 \times 7.00^2/8 = 358.75 \text{ kNm/trave}$$

che equivale ad un carico distribuito pari a:

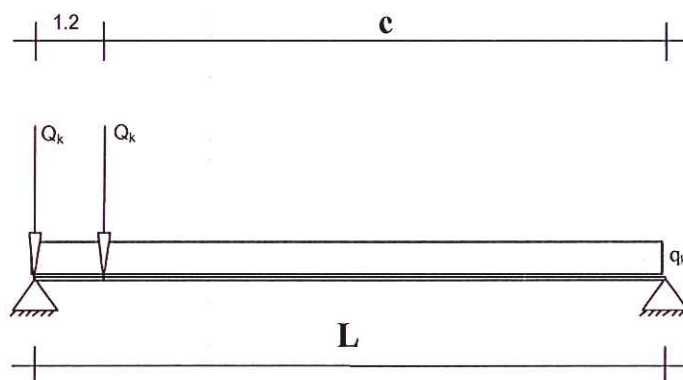
$$Q = (M \times 8/7.00^2)/1.2 = 48.81 \text{ kN/mq.} \rightarrow 49.0 \text{ kN/mq}$$

2^a CONDIZIONE

$$Q_k = 300 \text{ kN} / q_k = 9.0 \text{ kN/m}^2$$

$$L = 7.00 \text{ m}$$

$$c = 5.80 \text{ m}$$

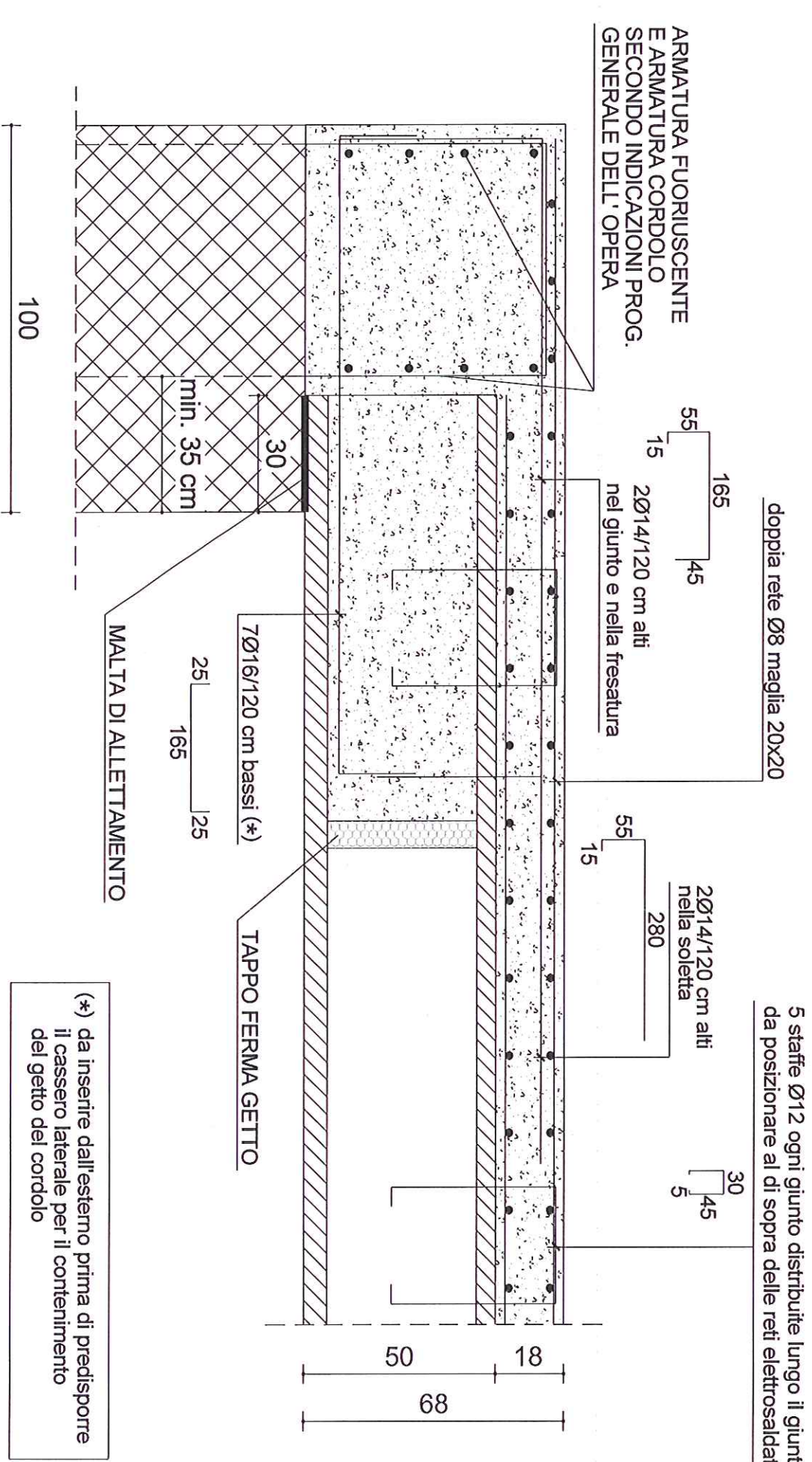


$$T_{\max} = P'x[1 + (L-1,2)/L] + q_k \times 1,2 \times L/2$$

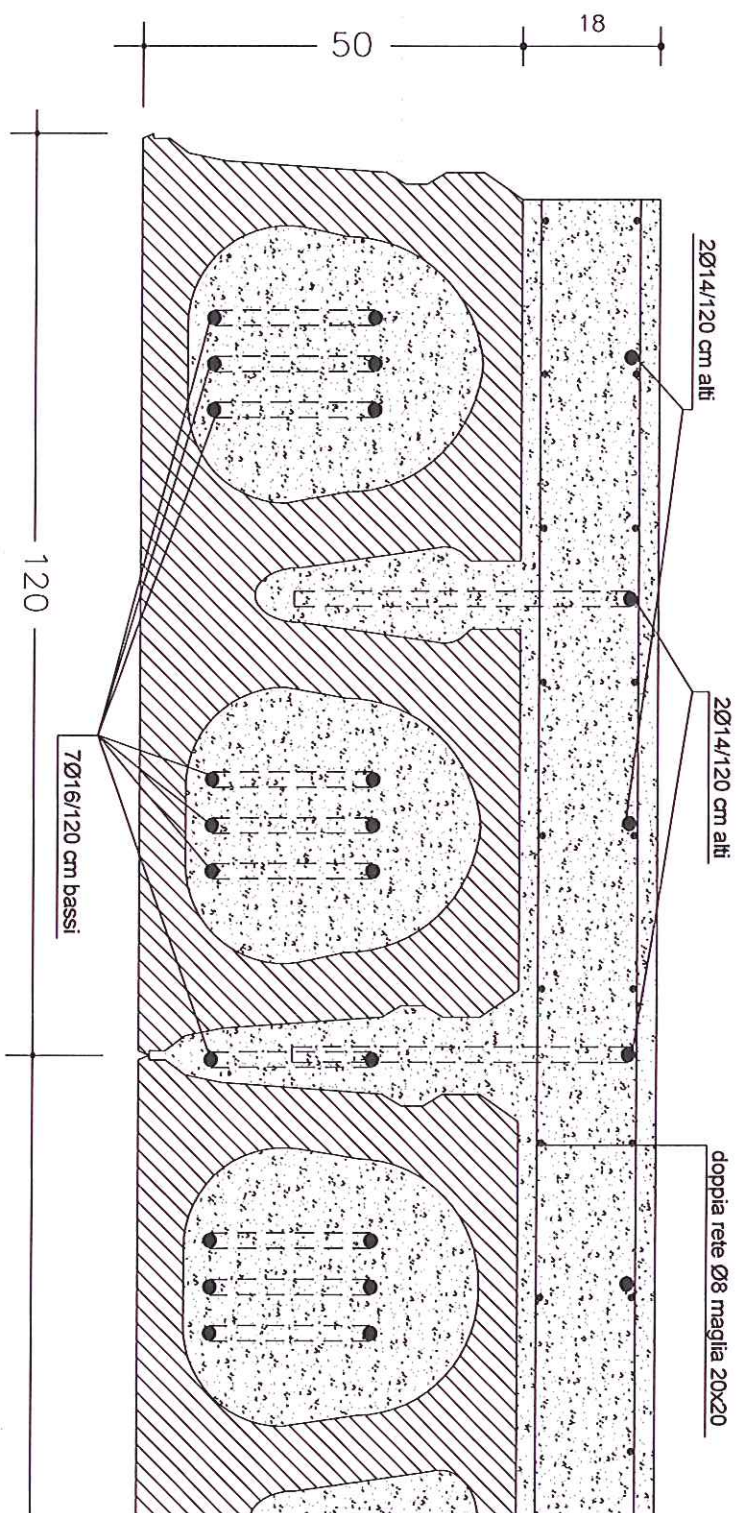
$$T_{\max} = 100.00 \times [1 + (7.00-1.2)/7.00] + 9.0 \times 1,2 \times 7.00/2 = 220.66 \text{ kN/trave}$$

3. VALORI DI PROGETTO

- Momento peso proprio	65.49 kNm/trave
- Taglio peso proprio	41.58 kN/trave
- Momento sovraccarico permanente	208.74 kNm/trave
- Momento sovraccarico accidentale	360.15 kNm/trave
- Taglio sovraccarico permanente	119.28 kN/trave
- Taglio sovraccarico accidentale	220.66 kN/trave



Sezione trasv. all'appoggio FORAP H=cm. 50+18



ANALISI DEI CARICHI

SOLAIO FORAP 50 + 18 cm. cappa collaborante

PESO PROPRIO LASTRE RAP * 5.70 kN/m²

GETTI IN OPERA E CAPPA COLLABORANTE 5.30 kN/m²

SOVRACCARICO PERMANENTE 28.40 kN/m²

SOVRACCARICO ACCIDENTALE Stradale I° Cat.

Luce di calcolo I fase = 6,3 m

Luce di calcolo II fase = 7,0 m

*NB.=PER LE FASI TRANSITORIE (TRASPORTO E MONTAGGIO) CONSIDERARE UN POSSIBILE AUMENTO DEL PESO PROPRIO DELLA LASTRA DEL 3% OLTRE ALLA TOLLERANZA DEL 5%, DOVUTO ALL'EVENTUALE SATURAZIONE DEL CLS DEL MANUFATTO.