



Regione Lombardia
Direzione Generale Infrastrutture e Mobilità



CODICE
COMMESSA

Q 0 3

LIVELLO
PROGETTAZIONE

D

D.P.R.
207/10

f

PROGRESSIVO
ELABORATO

5 4 0

CATEGORIA
OPERA

0 A

NUMERO
OPERA

0 0

REVISIONE

R 0

SCALA

-

AMMODERNAMENTO E POTENZIAMENTO DEL
NODO DI BOVISA - COMUNE DI MILANO
Progetto definitivo

CALCOLI DELLE STRUTTURE
PONTE FERROVIARIO SU LINEA RFI
Relazione di calcolo

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3		-		
	2		-		
	1		-		
	0	Ott. 2020	Prima emissione		

NORD_ING

NORD_ING S.r.l.
IL DIRETTORE TECNICO
Ing. Antonella Volta

FERROVIENORD

FERROVIENORD S.p.A.
DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURA
IL DIRETTORE
Ing. Marco Mariani

Progettista



Collaborazione

RTP:

Mandataria



Ing. Attilio Marra
Ord. Ing. Torino Matr. 5826/J

Mandante



E&G Engineering & Graphics S.r.l.
Ing. Giampaolo Martino
Ord. Ing. Roma Matr. A23691

REDATTO

CONTROLLATO

APPROVATO

DATA

CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE

AGG.

FILE:

mod. 7.5 03 rev.01

INDICE

1. INTRODUZIONE	3
1.1. Scopo del documento.....	3
1.2. Descrizione dell'opera	3
1.3. Generalità sul calcolo	6
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3. MATERIALI.....	8
3.1. Calcestruzzo.....	8
3.2. Acciaio per c.a.....	10
3.3. Acciaio per carpenteria metallica.....	10
4. PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO.....	12
5. CRITERI DI VERIFICA GENERALI.....	14
5.1. Verifiche di resistenza	14
5.2. Fasi di verifica	14
6. ANALISI DEI CARICHI	16
6.1. Peso proprio della struttura	16
6.2. Carichi permanenti portati.....	16
6.3. Azioni variabili da traffico ferroviario.....	17
6.4. Frenatura e avviamento	20
6.5. Azione centrifuga.....	21
6.6. Azioni da vento	23
6.7. Azioni da temperatura.....	27
6.8. Azioni da viscosità del calcestruzzo.....	27
6.9. Azioni da ritiro del calcestruzzo.....	31
6.10. Azione sismica	35
7. COMBINAZIONI DI CARICO.....	41
8. ANALISI DELL'IMPALCATO E CRITERI DI VERIFICA DELLE TRAVI	46
8.1. Estrapolazione sollecitazioni travi	48
8.2. Geometria e verifica travi.....	51

8.3. Verifica sezione di appoggio.....	52
8.4. Verifica sezione in mezzeria	54
9. SPALLA A	56
9.1. Dati di progetto	56
9.2. Input di calcolo	57
9.3. Reazioni impalcato	58
9.4. Riassunto Sollecitazioni massime	67
9.5. Verifica Armatura paraghiaia	68
9.6. Muro andatore	72
9.7. Fondazione spalla	79
10. PALI SPALLE	81
10.1. Azioni agenti sui pali di fondazione.....	81
10.2. Criteri di verifica pali.....	86
10.3. Calcolo della capacità portante limite.....	88
10.4. Calcolo del carico limite orizzontale.....	93
10.5. Sollecitazioni lungo il palo	99
10.6. Verifica di armatura.....	103
10.7. Cedimenti pali.....	111
11. PILE DIAFRAMMI	112
11.1. Analisi e modelli di calcolo	112
11.2. Dati di input	113
11.3. Sollecitazioni globali sulla pila	115
11.1. Modello diaframma.....	120
11.2. Verifica armatura fusto	124
11.3. Calcolo della capacità portante limite.....	129

1. INTRODUZIONE

La presente relazione del fa parte del complesso degli interventi necessari per l'ammodernamento ed il potenziamento del **"NODO DI BOVISA"**.

In direzione Milano il collegamento dei nuovi binari II e III alla linea diretta con la stazione Milano-Cadorna avviene mediante la realizzazione del nuovo ponte che consente lo scavalco della linea ferroviaria esistente RFI.

Le opere oggetto di intervento sono collocate nel comune di Milano.

1.1. Scopo del documento

Scopo del presente documento tecnico è quello di illustrare, nel dettaglio, i criteri di calcolo e le verifiche che hanno condotto al dimensionamento strutturale dell'opera in oggetto.

1.2. Descrizione dell'opera

L'impalcato, è del tipo continuo a travata metallica a parete piena con impalcato a travi in ferro incorporate nel calcestruzzo. E' costituito da 3 campate di luci rispettivamente 51m, 27m e 33m.

Le travi principali sono realizzate a doppio T di altezza costante pari a 5.0m con piatti saldati di spessore 4cm+4cm per le ali e 5cm per l'anima.

I traversi, incorporati in un getto di calcestruzzo di spessore costante pari a 60cm, hanno sezione a doppio T di altezza 50cm e larghezza delle ali di 40cm ad interasse 3.0m; tra questi traversi principali sono previsti dei traversi secondari ogni 1.0m a profili analoghi ma con larghezza delle ali di 30cm. Le ali hanno spessore di 4cm e l'anima di 1.8cm.

La larghezza della sezione trasversale è di 10.6m su cui gravano due binari posti a interasse 3.56m.

Nel calcolo si è considerato un raggio di curvatura planimetrico massimo pari a 750m ed una velocità di progetto inferiore a 120 km/h. Si è tenuta in conto anche di un'obliquità tra asse appoggi spalle e asse impalcato di circa 41°.

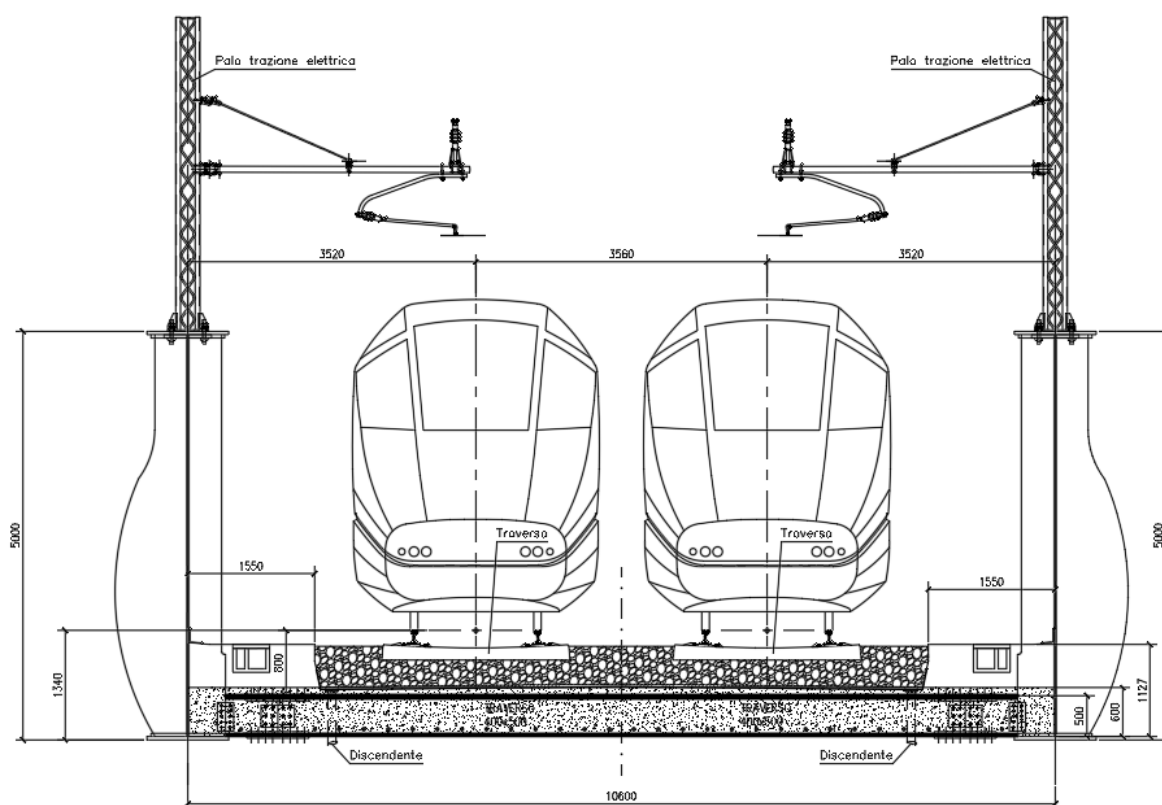
L'impalcato è vincolato alle spalle e alle pile mediante vincoli in acciaio teflon di tipo fisso, unidirezionale (trasversale e longitudinale) e multidirezionale.

L'impalcato è sostenuto alle estremità da 2 spalle, costituite da elementi monolitici in c.a. Le spalle sono costituite da un paraghiaia alto 1.50m dello spessore di 0.40 m e da una zattera di fondazione rettangolare di spessore di 2.00m.

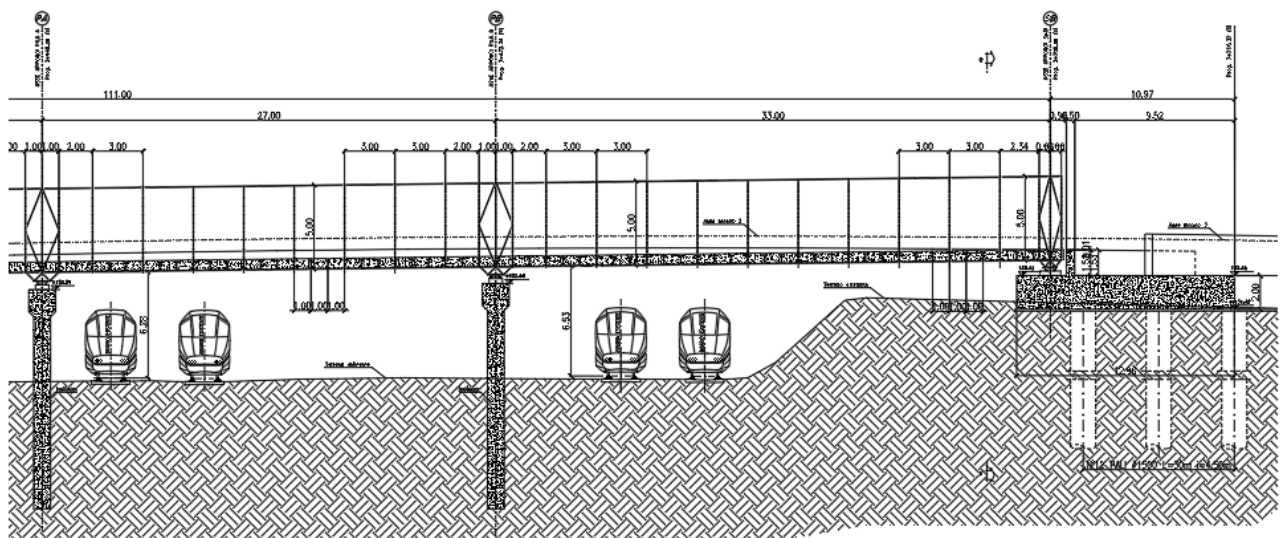
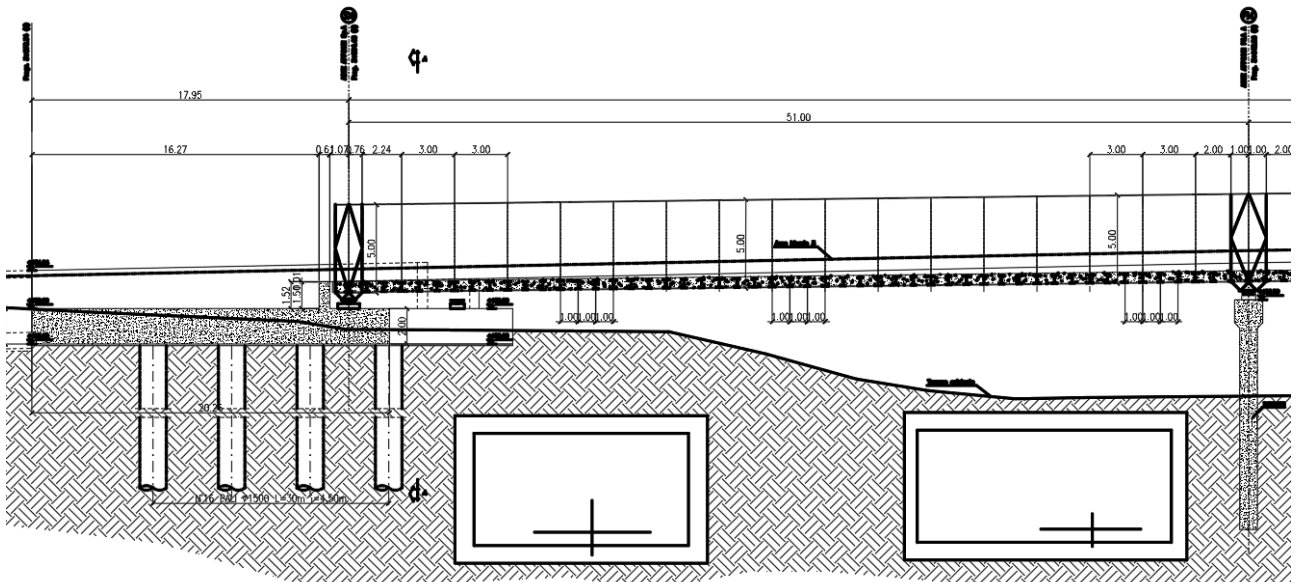
Le strutture di fondazione delle spalle saranno del tipo profondo realizzate mediante pali trivellati di grosso diametro, collegati alla zattera di fondazione.

Le 2 pile sono realizzate mediante diaframmi di dimensioni in pianta 1.0mx20m e profondità totale di circa 35.50m di cui 30m infissi nel terreno. Tale scelta permette di limitare l'interferenza con i sottopassi esistenti e garantire una distanza minima dal binario esistente.

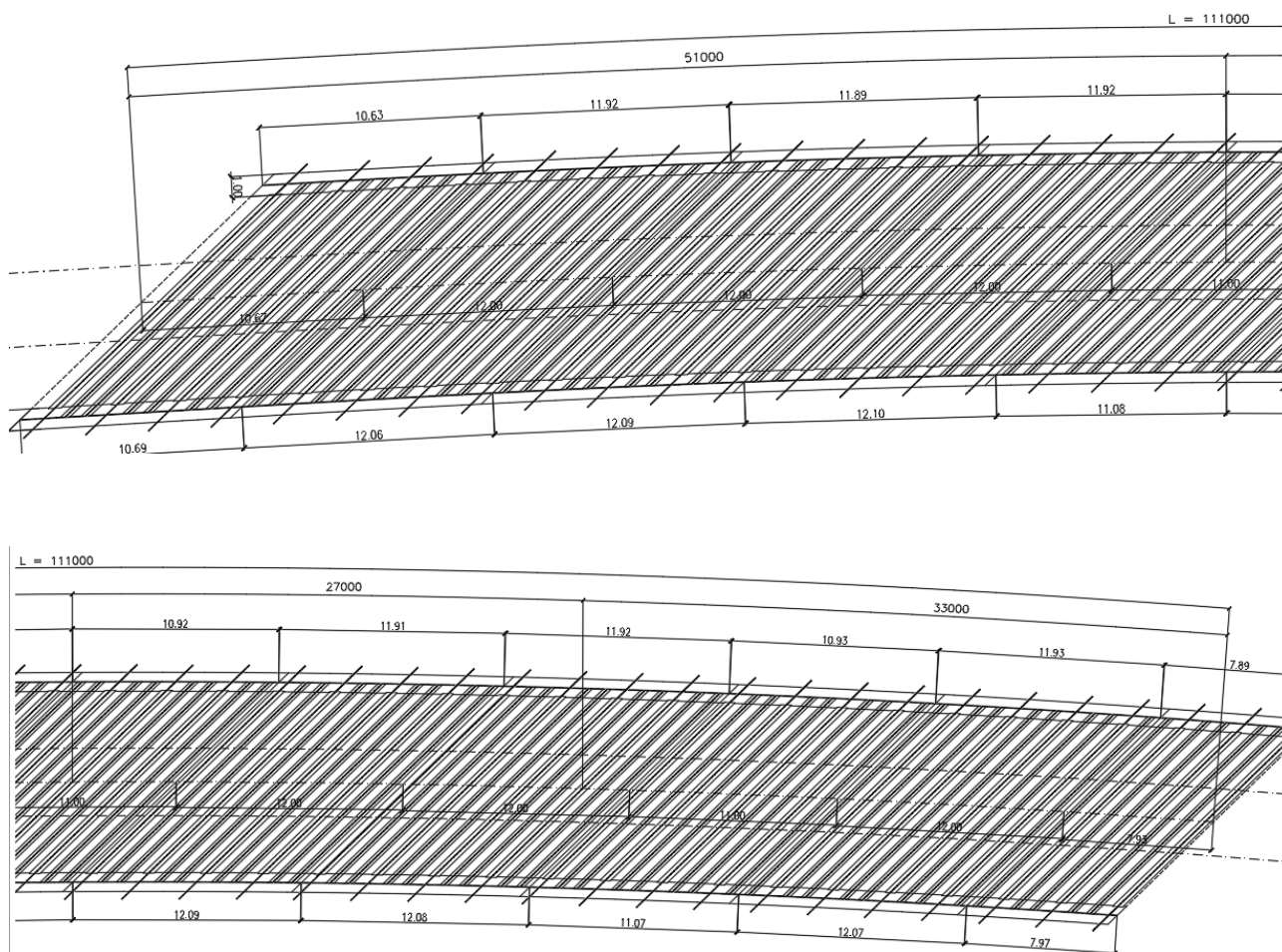
Si consultino per maggior chiarezza gli elaborati grafici di progetto.



Sezione trasversale impalcato



Profilo longitudinale



Pianta impalcato

1.3. Generalità sul calcolo

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche degli edifici con la definizione delle azioni per le quali si fa riferimento alle “Nuove Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 17 gennaio 2018”.

L’opera ricade nel Comune di Milano. Con la nuova classificazione sismica definita dal DM. 17.01.2018 l’accelerazione del terreno e i parametri fondamentali per definire l’azione sismica vengono calcolati a livello puntuale in base al reticolo di riferimento.

Dal punto di vista sismico, l’opera è inquadrata in classe d’uso IV e VN 100 anni.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche sono state eseguite secondo i metodi classici della scienza delle costruzioni e nel rispetto della seguente normativa:

- L. 5 novembre 1971 n. 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni “Approvate con Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018”.
- Circolare esplicativa 21/01/2019 n.7/C.S.LL.PP.
- UNI EN 1992-1-1:2015 Eurocodice 2

Ulteriori riferimenti normativi

- Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario (rif. RFI-DTC-INC-PO-SP-IFS-001-A)
- Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria (rif. RFI-DTC-INC-PO-SP-IFS-002-A)
- Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari (rif. RFI-DTC-INC-PO-SP-IFS-003-A)
- Specifica per la progettazione e l'esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo. (rif. RFI-DTC-INC-PO-SP-IFS-004-A)
- Specifica per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprighiunti negli impalcati ferroviari e nei cavalcavia (rif. RFI-DTC-INC-PO-SP-IFS-005-A)
- Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie (rif. RFI-DTC-INC-CS-SP-IFS-001-A)
- RFI DINIC MA CS 00 001 C – Manuale di progettazione corpo stradale
- RFI DTC SICS SP IFS 001 A – Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili

3. MATERIALI

3.1. Calcestruzzo

Il progetto sarà realizzato utilizzando i seguenti materiali:

Classe di resistenza: MAGRONE	C12/15		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	15	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	12.45	N/mm ²
Classe di esposizione		X0	
Classe di consistenza slump:		S3	
Contenuto minimo di cemento:		150	daN/m ³
Rapporto A/C		≤ 0.60	

Fondazioni

Classe di resistenza:	C25/30		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24.9	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	32.9	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2.56	N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.07	N/mm ²
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	31447	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	1.79	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	3.33	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza <i>SLU</i> :	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica <i>SLU</i> :	$f_{cd} =$	14.1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - <i>SLU</i> :	$f_{ctd} =$	1.19	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza <i>SLE</i> :	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica <i>SLE</i> :	$f_{cd} =$	24.9	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - <i>SLE</i> :	$f_{ctd} =$	1.79	N/mm ²
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	14.94	N/mm ²
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	11.21	N/mm ²
Classe di esposizione		XC2	
Classe di consistenza slump:		S3-S5	
Contenuto minimo di cemento:		320	daN/m ³
Massima dimensione aggregato		32	mm
Copriferro		40	mm
Rapporto A/C		0.45	

Elevazioni spalle, diaframmi e soletta

Classe di resistenza:	C32/40		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	40	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	33.2	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	41.2	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	3.10	N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.72	N/mm ²
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	33643	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2.17	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	4.03	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza SLU:	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	18.8	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.45	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza SLE:	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	33.2	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2.17	N/mm ²
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	19.92	N/mm ²
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	14.94	N/mm ²
Classe di esposizione		XF1	
Classe di consistenza slump:		S3-S5	
Contenuto minimo di cemento:		360	daN/m ³
Massima dimensione aggregato		32	mm
Copriferro		40	mm
Rapporto A/C		0.45	

3.2. Acciaio per c.a.

Acciaio per cemento armato

Acciaio per cemento armato tipo B450C secondo D.M. 17.01.2018, avente le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq$	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq$	540	N/mm ²
Modulo elastico	$E_s =$	2.1E+05	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza SLU:	$\gamma_s =$	1.15	
Resistenza di calcolo SLU:	$f_{sd} =$	391.30	N/mm ²
Tensione di calcolo SLE:	$\sigma_{y,ad} =$	360	N/mm ²

Deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tabella

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y, nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t, nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_y/f_{y, nom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$:	$\geq 7,5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12 \text{ mm}$	4 ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5 ϕ	
per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8 ϕ	
per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10 ϕ	

3.3. Acciaio per carpenteria metallica

S355 J0

$F_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ tensione caratteristica di snervamento

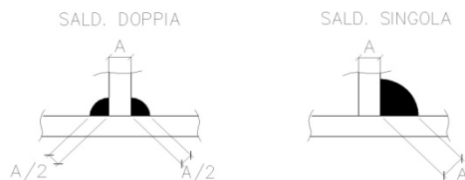
$f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$ tensione caratteristica di rottura

$E_y = 201000 \text{ N/mm}^2$ modulo elastico

La tensione di confronto risulta con $\gamma_m = 1.05$ (Rif. Tab. 4.2.VII D.M. 17.01.2018):

- Tensione di design $f_{yd} = f_y / \gamma_{mo} = 355 / 1.05 = 338.1 \text{ N/mm}^2$

Esecuzione saldature a cordone d'angolo ove non diversamente specificato (A-spessore minimo)



Pioli

Riferimento UNI EN ISO 13918, acciaio tipo S235J2G3+C450

Pioli Nelson $\varnothing 19/22$ H=0.6*H_{soletta} (se non diversamente indicato)

Tensione di snervamento	$f_y \geq$	350	N/mm ²
Tensione di rottura	$f_t \geq$	450	N/mm ²
Allungamento		$\geq 15\%$	
Rapporto	$(f_t/f_y) \geq$	1.2	

Bulloni

Bulloni ad alta resistenza aventi caratteristiche dimensionali UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5595:1968, classe di resistenza secondo UNI EN ISO 898-1:2001

Classe	10.9		
Resistenza ultima di rottura per tensioni normali	$f_t =$	1000	N/mm ²
Resistenza di snervamento per tensioni normali	$f_y =$	900	N/mm ²

4. PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Nel sedime dove è prevista la realizzazione delle opere, è stata eseguita una indagine geognostica consistente in 4 posizioni (S1-S4) ognuna delle quali composta da un sondaggio a carotaggio continuo a profondità variabile tra 25 e 50 m e una prova penetrometrica dinamica DPSH a profondità di 16-17m da p.c. e due stendimenti MASW e sismica a rifrazione in P.



La stratigrafia è la seguente:

Strato n.	(in m. da p.c.)	Descrizione stratigrafica	Angolo di attrito (°) terreni granulari	Coesione C (kPa) terreni coesivi	Modulo E (Mpa)
1	0,00÷-3,4 S1 (-6,0 S4)	terreno di riporto (laterizi, cemento, asfalto) in matrice sabbiosa e ghiaiosa	25 - 30	0	10 ÷30
2	-3,4 (-6)÷-12 (S2 e S4), 15 (S1) e 19,5 (S3)	Ghiaia in matrice sabbiosa debolmente limosa	35	0	30 ÷40
3	da - 12 (S2 e S4), 15 (S1) e 19,5 (S3) a 34,4 e -36,0	Sabbia media o medio-grossa più o meno limosa inglobante ghiaia	30	0	40÷50
4	34,4÷36 a - 50 (fine sondaggi)	Sabbia fine debolmente limosa, a tratti con ghiaia - da 34,4 a 36,3 limo (S3)	33	0	50 ÷60

Per l'opera in oggetto si farà riferimento ai sondaggi S3 ed S4.

5. CRITERI DI VERIFICA GENERALI

5.1. Verifiche di resistenza

Le verifiche di resistenza sono state condotte in campo elastico, in riferimento al seguente criterio

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed}\sigma_{z,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2,$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

5.2. Fasi di verifica

Il calcolo tiene conto delle seguenti fasi:

FASE I

Varo delle travi e getto della soletta. La sezione reagente è costituita dalla sola struttura metallica costituita da travi e traversi, mentre i carichi agenti sono il peso proprio della struttura e quello della soletta in calcestruzzo.

FASE II

In questa fase si considera giunta a maturazione la soletta a travi incorporate. I carichi agenti in questa fase sono i carichi permanenti portati ossia: pavimentazione, marciapiede, guard-rail, parapetto e veletta.

FASE III

Azione di lunga durata dovuta al ritiro del calcestruzzo della soletta

FASE IV

Azioni di breve durata quali carichi da traffico, temperatura, vento e azione sismica.

6. ANALISI DEI CARICHI

6.1. Peso proprio della struttura

In fase di analisi, effettuata agli elementi finiti utilizzando il software SAP2000, l'impalcato è stato schematizzato tramite n°2 travi in acciaio con interasse trasversale in retto di 10.60m e obliquo di 16.2m.

Per il peso del calcestruzzo di spessore 60 cm è stato assunto un $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$.

- $P_s = 0.60 \cdot 24 = 14.4 \text{ kN/m}^2$

Il peso specifico dell'acciaio è pari a $\gamma_{steel} = 78.5 \text{ kN/m}^3$, per tenere conto dei carichi dovuti ad irrigidimenti, bulloneria, e tutto quanto non compreso nella sezione resistente a flessione, taglio e sforzo assiale il peso della carpenteria metallica, nel modello, è stato incrementato del 10%.

6.2. Carichi permanenti portati

Peso ballast e armamento 80cm di spessore con $\gamma_b = 18.0 \text{ kN/m}^3$

- $P_b = 14.4 \text{ kN/m}^2$

Getto di misto cementato, di spessore variabile tra 0 e 45cm circa per il quale si assume un carico uniformemente distribuito pari a:

- $P_{misto} = Hvar \cdot 24 \text{ kN/m}^3$

Peso cordoli laterali per una larghezza di 1.50m e spessore 0.55m:

- $P_{cord} = 0.55 \cdot 25 = 13.8 \text{ kN/m}^2$

Peso palo trazione elettrica

- $P_{LSU} = 7.5 \text{ kN}$

6.3. Azioni variabili da traffico ferroviario

Diffusione dei carichi

Detta L_d la larghezza di diffusione del carico trasversale, dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta di copertura, assumendo che detta diffusione avvenga con inclinazione 1/4 all'interno del ballast e del terrapieno e 1/1 all'interno delle strutture in c.a., si ottiene, adottando in 2.30m la larghezza della traversina:

$$L_{d1} = L_{Trav.} + [((H_{Ballast} - H_{armamento})/4 + H_b + H_{Ric.} + ((S_s + H_m)/2)] * 2$$

$$L_{d1} = 3.40 \text{ m}$$

$$L_{d2} = 3.35 \text{ m (interasse tra i binari)}$$

pertanto:

$$L_d = \min(L_{d1}, L_{d2}) = 3.40 \text{ m}$$

Per il calcolo del coefficiente dinamico " Φ " si fa riferimento al paragrafo 5.2.3.3 "effetti dinamici" del NTU2018:

- linea con ridotto standard manutentivo:

$$\Phi_3 = C * \left(\frac{2.16}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.73 \right)$$

Dove dalla tabella 5.2 II:

$$L_\phi = 48.10 \text{ m}$$

Si ha

$$\Phi_3 = 1.05$$

I modelli di carico considerati per la struttura sono il treno di carico LM 71, SW/2 e SW/0.

Per essi si definisce un coefficiente di adattamento α :

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

Treno LM71

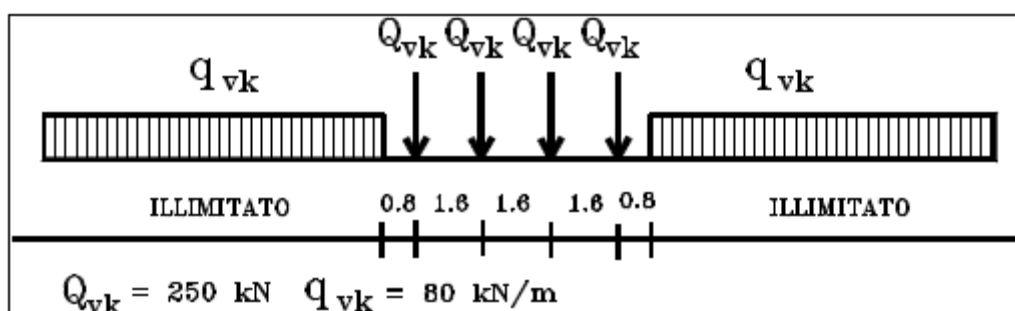


Figura 5.2.1 - Treno di carico LM 71

Il carico LM71 è schematizzato da quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0.80m dagli assi di estremità.

La diffusione del carico in senso trasversale all'asse binario risulta pari ad L_d . In senso longitudinale rispetto all'asse binario il carico si distribuisce sull'intero ingombro dei suoi assi, pari a 6.40 m ($1.60 \cdot 3 + 2 \cdot 0.80$).

- coefficiente di adattamento

$$\alpha = 1.1$$

- carico ripartito equivalente alle forze concentrate

$$q_1 = \alpha * \Phi_3 \left(\frac{4 * Q_{vk}}{6.40m * L_d} \right) = \alpha * \Phi_3 \left(\frac{Q_{vk}}{1.60m * L_d} \right)$$

- carico ripartito equivalente al carico distribuito

$$q_2 = \frac{\alpha * \Phi_3 * q_{vk}}{L_d}$$

Treno LM71 :

$$q_1 = 60.6 \text{ kN/mq}$$

$$q_2 = 31.0 \text{ kN/mq}$$

Treni SW/0 e SW/2

(Condizione di carico "8")

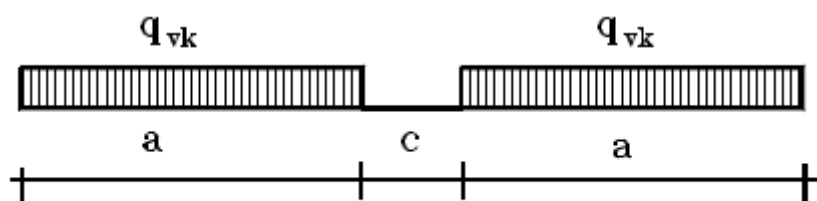


Figura 5.2.2 - Treno di carico SW

Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

SW/0:

- coefficiente di adattamento

$$\alpha = 1.1$$

- carico distribuito

$$q = \frac{\alpha * \Phi_3 * q_{vk}}{L_d}$$

$$q = 45.2 \text{ kN/mq}$$

SW/2:

- coefficiente di adattamento

$$\alpha = 1.0$$

- carico distribuito

$$q = \frac{\alpha * \Phi_3 * q_{vk}}{L_d}$$

$$q = 46.4 \quad \text{kN/mq}$$

6.4. Frenatura e avviamento

Le azioni di avviamento e/o frenatura sono da considerarsi uniformemente distribuite su tutta la stesa dove è applicato il carico verticale. Nei calcoli che seguono sono stati considerati i valori caratteristici più gravosi per la struttura in relazione al modello di carico:

I valori caratteristici da considerare sono i seguenti:

avviamento: $Q_{la,k} = 33 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \leq 1000 \text{ kN}$ per modelli di carico LM 71, SW/0, SW/2

frenatura: $Q_{fb,k} = 20 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \leq 6000 \text{ kN}$ per modelli di carico LM 71, SW/0

$Q_{fb,k} = 35 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}]$ per modelli di carico SW/2

Nel caso in esame di due binari di devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento e uno in fase di frenatura.

$$q_{lak} = 1000.0 \quad \text{kN}$$

$$q_{lbk} = 2220.0 \quad \text{kN}$$

$$q_{lbk} = 3885.0 \quad \text{kN}$$

Si considerano agenti a livello del piano ferro e quindi a 1.40m dal baricentro della soletta a travi incorporate.

6.5. Azione centrifuga

Il valore caratteristico della forza centrifuga si determinerà in accordo con la seguente espressione:

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} \cdot (f \cdot \alpha Q_{rk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} \cdot (f \cdot \alpha Q_{rk}) \quad [5.2.9.a]$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} \cdot (f \cdot \alpha q_{rk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} \cdot (f \cdot \alpha q_{rk}) \quad [5.2.9.b]$$

dove:

Q_{tk} - q_{tk} = valore caratteristico della forza centrifuga [kN -kN/m];

Q_{rk} - q_{rk} = valore caratteristico dei carichi verticali [kN -kN/m];

α = coefficiente di adattamento;

v = velocità di progetto espressa in m/s;

V = velocità di progetto espressa in km/h;

f = fattore di riduzione (definito in seguito nella 5.2.10);

g = accelerazione di gravità in m/s²;

r = raggio di curvatura in m.

$$f = \left[1 - \frac{V - 120}{1000} \left(\frac{814}{V} + 1,75 \right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right) \right]$$

L_f = lunghezza di influenza, in metri, della parte curva di binario carico sul ponte, che è la più sfavorevole per il progetto del generico elemento strutturale;

$f = 1$ per $V \leq 120$ km/h o $L_f \leq 2,88$ m;

$f < 1$ per $120 \leq V \leq 300$ km/h e $L_f > 2,88$ m;

$f(V) = f(300)$ per $V > 300$ km/h.

Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
Velocità per LM71	V_{LM71}	60	km/h
Velocità per SW2	V_{SW2}	100	km/h
lunghezza di influenza parte curva	L_{uf}	111.00	m
larghezza di influenza asse ferr	L_{af}	3.00	m
coefficiente di riduzione	f_{LM71}	1	mm
coefficiente di riduzione	f_{SW2}	1	giorni
raggio di curvatura	r	750.00	m
forza centrifuga LM71	Q_{tk}	42	kN
	q_{tk}	3	kN/m
Carico distribuito per LM71	$q_{centrLM71}$	3	kN/mq
forza centrifuga SW/2	Q_{tk}	5.7	kN/m
Carico distribuito per SW/2	$q_{centrSW/2}$	1.9	kN/mq
Azione totale sull'impalcato	Q_{LM71}	1090	kN
Azione totale sull'impalcato	$Q_{SW/2}$	629	kN

Si considera applicata 1.80m sopra il p.f. e quindi a 3.2m dal baricentro della soletta a travi incorporate.

La forza orizzontale uniformemente distribuita per metro lineare agente sull'intero impalcato risulta quindi:

- $F_{C, LM71} = 1090/111 = 9.8 \text{ kN/ml}$
- $F_{C, SW/2} = 629/111 = 5.7 \text{ kN/ml}$

La forza orizzontale uniformemente distribuita per metro lineare agente su ogni singola trave dell'impalcato risulta quindi:

- $F_{C, LM71tr} = 1090/(2*111) = 4.9 \text{ kN/ml}$
- $F_{C, SW/2tr} = 629/(2*111) = 2.8 \text{ kN/ml}$

La forza risultante complessiva per ml d'impalcato è applicata a 1.80m dal p.f. il che equivale a mediamente $h' = (1.8+0.8+0.4+0.6) = 3.6\text{m}$ dall'ala inferiore della trave in acciaio. Dato che il baricentro della sezione a travi incorporate si assume 0.30m m dall'ala inferiore della trave in acciaio, risulta che F_C provoca una coppia M_C con eccentricità data da:

- $e = 3.6 - 0.3 = 3.3 \text{ m.}$

Il momento M_C per unità di lunghezza d'impalcato ha il seguente valore:

- $M_C = F_{C, LM71} * e = 9.8 * 3.3 = 32.3 \text{ kNm/ml}$
- $M_C = F_{C, SW/2} * e = 5.7 * 3.3 = 18.81 \text{ kNm/ml}$

Tale momento si tramuta in forze verticali uniformemente distribuite $F_{w, tr, i}$ sulle 2 travi in acciaio (interasse travi di estremità = 10.60m):

- $F_{C, tr1, LM71} = 3 \text{ kN/ml}$
- $F_{w, tr2, LM71} = -3 \text{ kN/ml}$
- $F_{C, tr1, SW/2} = 1.8 \text{ kN/ml}$
- $F_{w, tr2, SW/2} = -1.8 \text{ kN/ml}$

6.6. Azioni da vento

Il calcolo della pressione del vento è stato effettuato secondo la normativa, in vista delle caratteristiche oro-geografiche del sito.

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al punto 3.3.3 – NTC2018. Per il calcolo dell'azione statica equivalente dovuta al vento, si è fatto riferimento ad un sito posto in zona 1, con altezza sul livello del mare pari a circa 120 m.

La pressione del vento, considerata come azione statica agente normalmente alle superfici, è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove

q_r - Pressione cinetica di riferimento

c_e - Coefficiente di esposizione

c_p - Coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico)

c_d - Coefficiente dinamico

Pressione cinetica di riferimento

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

dove:

v_r = Velocità di riferimento del vento = $v_b \cdot c_r$;

v_b = Velocità base di riferimento del vento = $v_{b0} \cdot c_a$;

v_{b0} = velocità base di riferimento al livello del mare;

c_a = coefficiente di altitudine = 1;

c_r = coefficiente di ritorno = 1;

ρ = Densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m³.

Tab. 3.3.I -Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Nel caso in esame si ha $v_r = 25$ m/s

Pressione cinetica di riferimento

$$q_r = 0.390 \text{ kN/mq}$$

Coefficiente di esposizione

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Altezza sul suolo: $Z=11.00\text{m}$

Con riferimento a quanto indicato nella tabella 3.3.III DM2018, la classe di rugosità del terreno ove sorge l'edificio può essere assimilata alla tipologia B. Poiché l'opera appartiene alla zona 1, può essere classificato come appartenente alla categoria di esposizione IV.

ZONA 1

Classe di rugosità del terreno B

Categoria di esposizione del sito IV

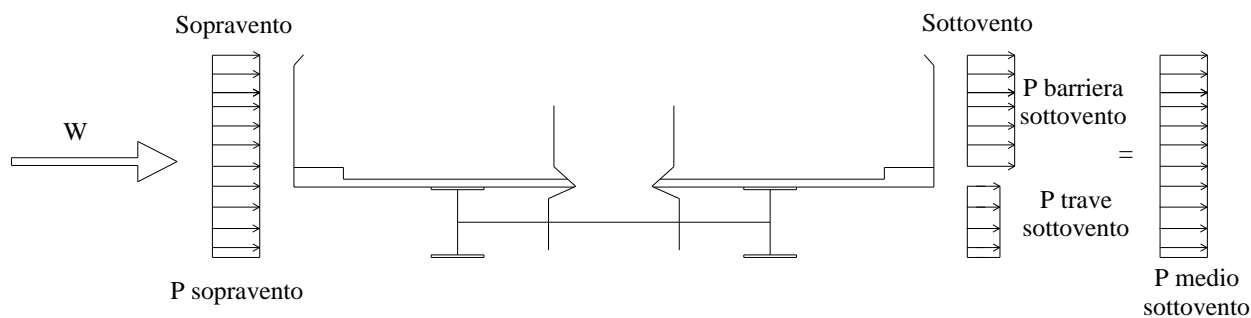
Coefficiente di topografia $c_t=1.0$

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE				
k_r	c_t	z	z_0	c_e
0.22	1	11	0.3	1.85

c_d è il coefficiente dinamico; posto pari a 1.0

c_p è il coefficiente di forma; nel caso di travi multiple si ha, per i vari elementi:



coefficiente c_p :

$$c_p = 2 - \frac{4}{3}\varphi \quad \text{per } 0 \leq \varphi < 0,3$$

$$c_p = 1,6 \quad \text{per } 0,3 \leq \varphi \leq 0,8$$

$$c_p = 2,4 - \varphi \quad \text{per } 0,8 < \varphi \leq 1$$

C3.3.10.4.2 Travi multiple.

Nel caso di più travi disposte parallelamente a distanza d non maggiore del doppio dell'altezza h , il valore della pressione sull'elemento successivo sarà pari a quello sull'elemento precedente moltiplicato per un coefficiente di riduzione dato da:

$$\mu = 1 - 1,2\varphi \quad \text{per } \varphi \leq \frac{2}{3}$$

$$\mu = 0,2 \quad \text{per } \varphi > \frac{2}{3}$$

Per $d/h \geq 5$ gli elementi vengono considerati come isolati.

Per $2 < d/h < 5$ si procede all'interpolazione lineare.

travi principali, altezza $h = 5.0$ m, distanza reciproca $d = 10.6$ m:

a) lato sopravento: $c_{p1} = 1.4$

b) lato sottovento: $d / h = 10.6 / 5.0 = 2.12$

$$c_{p2} = 1.4 * 0.2 = 0.28$$

a) lato sopravento: $p = q \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.390 * 1.85 * 1.4 * 1.0 = 1.0$ kN/mq

b) lato sottovento $p = q \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.390 * 1.85 * 0.28 * 1.0 = 0.20$ kN/mq

Come superficie investita viene presa in considerazione un'altezza pari a 5.5.

La forza orizzontale uniformemente distribuita per metro lineare agente su ogni singola trave dell'impalcato risulta quindi:

- $F_{w, tr1} = 1.0 * 5.0 = 5.00$ kN/ml (sopravento)
- $F_{w, tr2} = 0.2 * 5.0 = 1.0$ kN/ml (sottovento trave 2)

6.7. Azioni da temperatura

Si considera una variazione termica uniforme per le travi in acciaio pari a $DT=\pm 25\text{ }^{\circ}\text{C}$ un $DT=\pm 15\text{ }^{\circ}\text{C}$ per la soletta a travi incorporate.

6.8. Azioni da viscosità del calcestruzzo

Gli effetti della viscosità sono valutati mediante l'adozione di un modulo elastico del cls dipendente dalla stagionatura dello stesso (UNI EN 1994-1-1:2004 §5.4.2.2)

$$E_c^* = \frac{E_{c0}}{1 + \psi_L \varphi(t, t_0)}$$

Dove:

- E_{c0} è il modulo elastico del calcestruzzo a 28 giorni
- ψ_L è il coefficiente correttivo dipendente dal tipo di azione definito in seguito
- $\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0)$ è il coefficiente di viscosità definito nell'Appendice B UNI EN 1992-1-1:2005

Con:

- t_0 è l'età del calcestruzzo in giorni al momento dell'applicazione del carico
- t è l'età del calcestruzzo in giorni all'istante considerato
- $\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0)$ è il coefficiente nominale di viscosità
- $\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0.3}$ è il coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo l'applicazione del carico

I coefficienti utilizzati nella definizione di φ_0 e $\beta_c(t, t_0)$ sono elencati e spiegati di seguito:

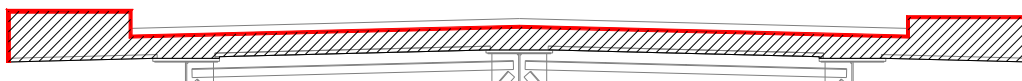
- $t_{01} = 1$ giorno
- $t_{02} = 28$ giorni
- $t = 10000$ giorni
- $f_{cm} = 41.2$ MPa

- RH = umidità relativa ambientale espressa in percentuale che supponiamo pari a 80%


$$\varphi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 \text{ per valori di } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

- $h_0 = \frac{2A_c}{u}$ = è la dimensione fittizia dell'elemento espressa in mm con

- o A_c = è l'area della sezione trasversale
- o u = è il perimetro dell'area a contatto con l'atmosfera



 A_c = area sezione trasversale

 u = perimetro della sezione a contatto con l'atmosfera

Area e perimetro a contatto con l'atmosfera della sezione trasversale di calcestruzzo

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.7}$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.2}$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.5}$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

$$\beta(t_{01}) = \frac{1}{0.1 + t_{01}^{0.2}}$$

$$\beta(t_{02}) = \frac{1}{0.1 + t_{02}^{0.2}} =$$

$$\varphi_{01} = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_{01})$$

$$\varphi_{02} = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_{02})$$

$$\beta_H = 1.5 \left[1 + (0.012 RH)^{18} \right] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3$$

$$\beta_C(t, t_{01}) = \left[\frac{(t - t_{01})}{(\beta_H + t - t_{01})} \right]^{0.3}$$

$$\beta_C(t, t_{02}) = \left[\frac{(t - t_{02})}{(\beta_H + t - t_{02})} \right]^{0.3}$$

In conclusione,

- per $t_{01} = 1$ giorno
- $t = 10000$ giorni
- per $t_{02} = 28$ giorni

t =	100000	gg
t ₀₁ =	1	gg
u =	11500	mm
A _{dis} =	7230000	mm ²
h ₀ =	1257	mm

CALCOLO PARAMETRI VISCOSITA'	
φ _{RH} =	1.16
α ₁ =	0.892
α ₂ =	0.968
α ₃ =	0.922
β(f _{cm}) =	2.617
β(t ₀₁) =	0.909
β(t ₀₂) =	0.488
φ ₀₁ =	2.760
φ ₀₂ =	1.483
β _H =	1383
β _C (t, t ₀₁) =	0.962
β _C (t, t ₀₂) =	0.962
φ(t, t ₀₁) =	2.65
φ(t, t ₀₂) =	1.43

Secondo quanto previsto al punto 5.4.2.2 UNI EN 1994-1-1:2004 è necessario prendere in considerazione un coefficiente d'omogeneizzazione per ognuna delle seguenti fasi:

- FASE II (n_g) per le azioni di lunga durata (carichi permanenti portati)
- FASE III (n_{cs}) per le azioni di lunga durata (effetti isostatici e iperstatici del ritiro)
- FASE IV (n₀) per le azioni di breve durata (temperatura, vento, carichi mobili, carichi sismici)

I valori di n_i per le varie fasi sono stati calcolati secondo la seguente formulazione:

$$n_L = n_0 (1 + \psi_L \varphi_t)$$

In cui:

- $n_0 = E_a / E_{cm} = 6.24$
- $E_a = 2.1 \times 10^5$ MPa (modulo elastico dell'acciaio);
- $E_{cm} = 33642.78$ MPa (modulo di elasticità del calcestruzzo)
- φ_t = coefficiente viscoso in precedenza calcolato

Il coefficiente correttivo ψ_L dipendente dal tipo di carico come definito in §5.4.2.2 UNI EN 1994-1-1:2004:

- $\psi_L = 1.1$ per carichi permanenti
- $\psi_L = 0.55$ per effetti primari e secondari del ritiro
- $\psi_L = 1.5$ per stati di tensione derivanti da deformazioni imposte

Prendendo in considerazione i valori ψ_L definiti in 5.4.2.2 UNI EN 1994-1-1:2004 riportati di seguito:

- FASE II $\psi_g = 1.1$
- FASE III $\psi_{cs} = 0.55$
- FASE IV $\psi_0 = 1$

si ottengono i seguenti valori del coefficiente di omogeneizzazione nelle varie fasi:

FASE II $n_g =$	16.030
FASE III $n_{cs} =$	15.352
FASE IV $n_0 =$	6.240

Le caratteristiche geometriche delle sezioni trasversali composte sono state definite, in fase di analisi, omogeneizzando la soletta alla trave metallica. Per le azioni di breve durata si utilizza il modulo elastico a 28 giorni n_0 , mentre per le azioni di lunga durata, si definiscono i rapporti modulari n_g e n_{cs} , rispettivamente per i carichi permanenti portati e i carichi dovuti a ritiro.

6.9. Azioni da ritiro del calcestruzzo

Per la valutazione del ritiro totale ε_{cs} della soletta in calcestruzzo si fa riferimento a quanto prescritto al paragrafo 11.2.10.6 del DM 17 gennaio 2018. In base a tali indicazioni la deformazione totale da ritiro

ε_{cs} si esprime come:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Dove:

ε_{cs} è la deformazione totale da ritiro;

ε_{cd} è la deformazione da ritiro per essiccamento;

ε_{ca} è la deformazione da ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \times \varepsilon_{c0}$$

dove k_h e ε_{c0} vengono ottenuti mediante interpolazione lineare rispettivamente dalle tabelle Tab. 11.2.Va-Vb in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h_0 .

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno vale:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2.5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6}$$

Si ipotizza che l'ambiente di maturazione del calcestruzzo presenti una umidità relativa del 65%. In base a tale assunzione e alle caratteristiche meccaniche e geometriche già previste, le variabili che determinano i valori di ritiro hanno i seguenti valori:

t =	100000	gg
t _s =	1	gg
u =	11500	mm
A _{cls} =	7230000	mm ²
h _o =	1257	mm
β _{cls} =	0.9825	
α _{ds1} =	4	
α _{ds2} =	0.12	
f _{cm} =	41.2	MPa
f _{cm0} =	10	MPa
RH =	80%	
RH ₀ =	100%	
k _h =	0.7	
f _{ck} =	33.2	
β _{RH} =	0.7564	
ε _{cd,0} =	2.588E-04	
ε _{cd(t)} =	1.780E-04	
β _{as(t)} =	9.982E-01	
ε _{ca,inf} =	5.800E-05	
ε _{ca(t)} =	5.790E-05	
ε _{cs(t)} =	2.359E-04	

Lo sviluppo del ritiro per essiccamento nel tempo è regolato da

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0}$$

con

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \left[(220 + 110 \alpha_{ds1}) \exp \left(- \alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right] 10^{-6} \beta_{RH}$$

f_{cm} = resistenza media a compressione = 41.2 MPa

f_{cm0} = 10 MPa

α_{ds1} = 4 per cemento tipo N

α_{ds2} = 0.12 per cemento tipo N

$$\beta_{RH} = 1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$$

RH = umidità relativa ambientale espressa in percentuale che supponiamo pari a 80%

$$RH_0 = 100\%$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}}$$

$$t = 100000 \text{ giorni}$$

$$t_s = 1 \text{ giorno}$$

$$k_h = 0.7 \text{ (prospetto 11.2.V) dipende da } h_0 \text{ calcolato in precedenza}$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

Lo sviluppo del ritiro autogeno nel tempo è regolato da

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca,\infty}(\infty)$$

utilizzando i parametri:

$$\varepsilon_{ca,\infty}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5})$$

$$f_{ck} = 33.2 \text{ MPa}$$

Gli accorciamenti della soletta dovuti al ritiro del cls sono parzialmente impediti dalla trave in acciaio. Gli effetti del ritiro possono essere determinati con la seguente procedura.

La forza di compressione N_{cs} è applicata al baricentro della soletta

Al baricentro della soletta si applica dunque una forza N_{cs} calcolata come segue

$$N_{cs} = \varepsilon_{cs}(\infty, t) \frac{A_c}{N_{tr}} \frac{E_a}{n_{cs}}$$

$A_{ds} =$	7230000	mm ²
$N_{tr} =$	2	
$E_a =$	2.10E+05	MPa
$n_3 =$	15.352	
$\epsilon_{cs(t)} =$	2.36E-04	
$N_{cs} =$	11665	kN

6.10. Azione sismica

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della esistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

L'analisi viene condotta secondo il metodo pseudo statico.

Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto si assume vita nominale $VN > 100$ anni.

Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un'eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe IV: "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico."

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico assume valore pari a 2 per la classe d'uso IV. $VR = VN \times CU = 100 \text{ anni} \times 2 = 200 \text{ anni}$

Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido

orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno T_R considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad a_g il valore previsto da pericolosità sismica. F_0 e T_C^* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica. Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione.
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate agli stati limite considerati per individuare infine a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine è conveniente utilizzare come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{200}{\ln(1 - 0.1)} = -1898$$

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC, in funzione di prefissati valori del periodo di ritorno T_R . L'accelerazione al sito a_g è espressa in g/10; F_0 è adimensionale. T_C^* è espresso in secondi. I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine. L'opera in progetto ricade nel comune di [Milano](#).

Parametri per la determinazione dell'azione sismica dell'impalcato

Categoria di sottosuolo C

Categoria topografica T1

Coeff. di combinazione sismica carichi da traffico $\psi_E = 0.2$

q Coefficiente di struttura

η $1/q$

a_g Accelerazione orizzontale massima al sito

T_c^* Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

F_0 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

☒ Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Elaborazioni numeriche

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

☐ Sito esterno al reticolo

☐ Interpolazione su 3 nodi

☒ Interpolazione corretta

Interpolazione

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".

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

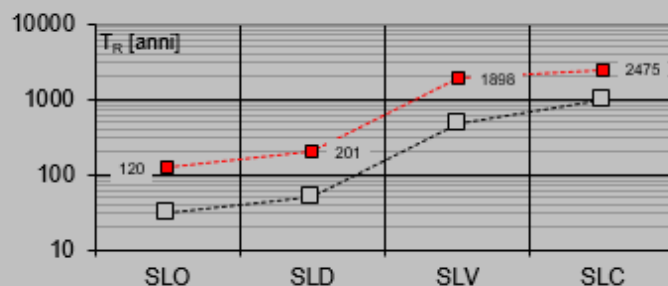
Stati limite di esercizio - SLE {
SLO - $P_{VR} = 81\%$
SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU {
SLV - $P_{VR} = 10\%$
SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- ...■... Strategia scelta

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** ▼ info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** ▼ info

$S_S =$ **1.500**

$C_C =$ **1.543** info

Categoria topografica **T1** ▼ info

$h/H =$ **1.000**

$S_T =$ **1.000** info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) **5**

$\eta =$ **1.000** info

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_o **1.5**

Regol. in altezza **sì** ▼ info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q **1**

$\eta =$ **1.000** info

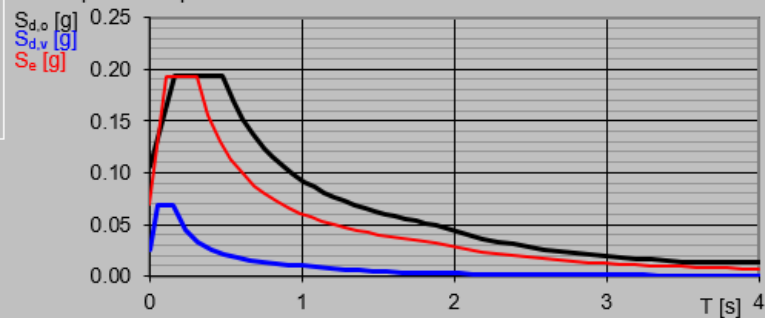
Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

- Spettro di progetto - componente orizzontale
- Spettro di progetto - componente verticale
- Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.070 g
F_o	2.758
T_C	0.311 s
S_S	1.500
C_C	1.543
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.500
η	0.667
T_B	0.160 s
T_C	0.481 s
T_D	1.880 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_s(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.105
$T_B \leftarrow$	0.160	0.193
$T_C \leftarrow$	0.481	0.193
	0.547	0.170
	0.614	0.151
	0.681	0.136
	0.747	0.124
	0.814	0.114
	0.880	0.105
	0.947	0.098
	1.014	0.092
	1.080	0.086
	1.147	0.081
	1.214	0.077
	1.280	0.073
	1.347	0.069
	1.414	0.066
	1.480	0.063
	1.547	0.060
	1.614	0.058
	1.680	0.055
	1.747	0.053
	1.814	0.051
$T_D \leftarrow$	1.880	0.049
	1.981	0.044
	2.082	0.040
	2.183	0.037
	2.284	0.033
	2.385	0.031
	2.486	0.028
	2.587	0.026
	2.688	0.024
	2.789	0.022
	2.890	0.021
	2.991	0.020
	3.092	0.018
	3.193	0.017
	3.293	0.016
	3.394	0.015
	3.495	0.014
	3.596	0.014
	3.697	0.014
	3.798	0.014
	3.899	0.014
	4.000	0.014

7. COMBINAZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico elementari sono le seguenti

- 1 Peso proprio elementi strutturali e non strutturali (g_1)
- 2 Carichi permanenti portati (g_2)
- 3 Ritiro e viscosità (ε_2)
- 4 Variazioni termiche (ε_3)
- 5 traffico ferroviario
- 6 Avviamento/ Frenatura (GR-Fr)
- 7 Forza centrifuga
- 8 Vento

La Tab. 5.2.IV fornisce i valori caratteristici delle azioni da assumere nella definizione dei gruppi di carico ferroviari.

Tabella 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
Gruppo di carico	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo.2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	-	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione
<div> <div></div> Azione dominante </div> <div> (1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α, ecc...) </div> <div> (2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali. </div>						

La Tab. 5.2.V fornisce i valori caratteristici delle azioni da assumere nell'analisi per la

determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ced}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.2.VI.

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	gr_1	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	gr_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	gr_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico varanno assunti pari a 0,0.

 Tab. 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione ψ delle azioni

	Azioni	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	(1)	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,00 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	(2) (3)	(2)	(2)
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

⁽³⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico varanno assunti pari a 0,0.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qk}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Le combinazioni principali considerate sono le seguenti:

	1	2	3	4	5	6	7	8	
SLU (A1+M1) D.M. 17.01.2018	G_1	G_2	ε_2	ε_3	Tr.Ferr.	Fren	Centrif	Vento	
SLU (A1+M1) -SLU1	1.35	1.5	1.2	0	1.45	0.725	1.45	0	GL1
SLU (A1+M1) -SLU2	1	1	1.2	0	1.45	0.725	1.45	0	
SLU (A1+M1) -SLU3	1.35	1.5	1.2	0	1.45	0.725	1.45	0.9	
SLU (A1+M1) -SLU4	1	1	1.2	0	1.45	0.725	1.45	0.9	
SLU (A1+M1) -SLU5	1.35	1.5	1.2	0.9	1.45	0.725	1.45	0	
SLU (A1+M1) -SLU6	1	1	1.2	0.9	1.45	0.725	1.45	0	
SLU (A1+M1) -SLU7	1.35	1.5	1.2	-0.9	1.45	0.725	1.45	0	
SLU (A1+M1) -SLU8	1	1	1.2	-0.9	1.45	0.725	1.45	0	
SLU (A1+M1) -SLU9	1.35	1.5	1.2	0.9	1.45	0.725	1.45	0.9	
SLU (A1+M1) -SLU10	1	1	1.2	0.9	1.45	0.725	1.45	0.9	
SLU (A1+M1) -SLU11	1.35	1.5	1.2	-0.9	1.45	0.725	1.45	0.9	
SLU (A1+M1) -SLU12	1	1	1.2	-0.9	1.45	0.725	1.45	0.9	
SLU (A1+M1) -SLU13	1.35	1.5	1.2	0	1.45	1.45	0.725	0	GL2
SLU (A1+M1) -SLU14	1	1	1.2	0	1.45	1.45	0.725	0	
SLU (A1+M1) -SLU15	1.35	1.5	1.2	0	1.45	1.45	0.725	0.9	
SLU (A1+M1) -SLU16	1	1	1.2	0	1.45	1.45	0.725	0.9	
SLU (A1+M1) -SLU17	1.35	1.5	1.2	0.9	1.45	1.45	0.725	0	
SLU (A1+M1) -SLU18	1	1	1.2	0.9	1.45	1.45	0.725	0	
SLU (A1+M1) -SLU19	1.35	1.5	1.2	-0.9	1.45	1.45	0.725	0	
SLU (A1+M1) -SLU20	1	1	1.2	-0.9	1.45	1.45	0.725	0	
SLU (A1+M1) -SLU21	1.35	1.5	1.2	0.9	1.45	1.45	0.725	0.9	
SLU (A1+M1) -SLU22	1	1	1.2	0.9	1.45	1.45	0.725	0.9	
SLU (A1+M1) -SLU23	1.35	1.5	1.2	-0.9	1.45	1.45	0.725	0.9	
SLU (A1+M1) -SLU24	1	1	1.2	-0.9	1.45	1.45	0.725	0.9	
SLU (A1+M1) -SLU25	1.35	1.5	1.2	0.9	1.16	0.58	1.16	1.5	
SLU (A1+M1) -SLU26	1	1	1.2	0.9	1.16	0.58	1.16	1.5	

	1	2	3	4	5	6	7	8
SLE D.M. 17.01.2018	G₁	G₂	ε₂	ε₃	Tr.Ferr.	Fren	Centrif	Vento
SLE1	1	1	1	0	1	0.5	1	0
SLE2	1	1	1	0	1	0.5	1	0.6
SLE3	1	1	1	0.6	1	0.5	1	0
SLE4	1	1	1	-0.6	1	0.5	1	0
SLE5	1	1	1	0.6	1	0.5	1	0.6
SLE6	1	1	1	-0.6	1	0.5	1	0.6
SLE7	1	1	1	0	1	1	0.5	0
SLE8	1	1	1	0	1	1	0.5	0.6
SLE9	1	1	1	0.6	1	1	0.5	0
SLE10	1	1	1	-0.6	1	1	0.5	0
SLE11	1	1	1	0.6	1	1	0.5	0.6
SLE12	1	1	1	-0.6	1	1	0.5	0.6

Gr.1

Gr.3

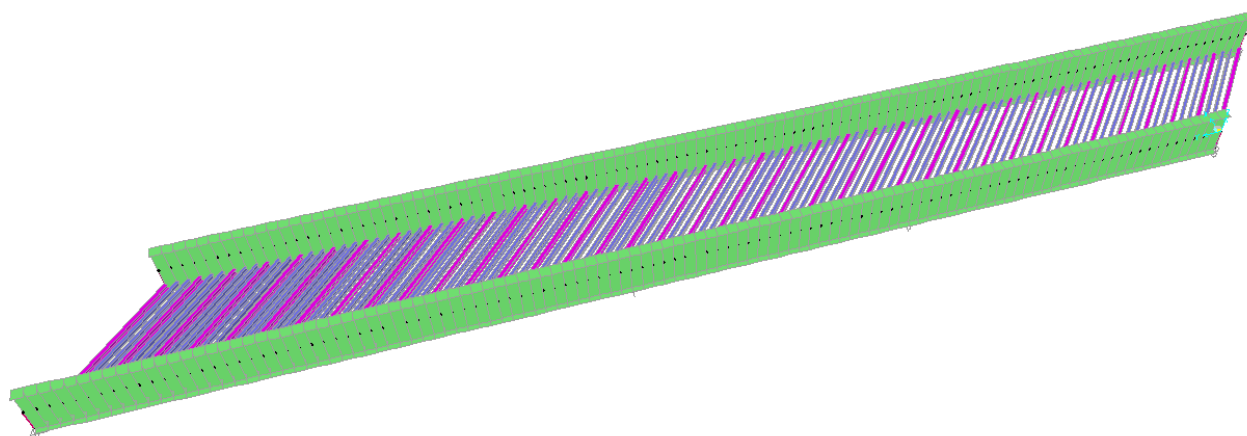
	Descrizione	Peso proprio	Permanenti	C. mobili	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
SISMA	Sisma X Nmax+	1.00	1.00	0.20	1.00	0.30	0.30
	Sisma Z Nmax+	1.00	1.00	0.20	0.30	0.30	1.00
	Sisma Y Nmax+	1.00	1.00	0.20	0.30	1.00	0.30
	Sisma X Nmax-	1.00	1.00	0.20	1.00	0.30	-0.30
	Sisma Z Nmax-	1.00	1.00	0.20	0.30	0.30	-1.00
	Sisma Y Nmax-	1.00	1.00	0.20	0.30	1.00	-0.30

8. ANALISI DELL'IMPALCATO E CRITERI DI VERIFICA DELLE TRAVI

Per l'analisi dell'impalcato sono stati realizzati n°4 modelli agli elementi finiti utilizzando il software SAP2000. Ogni modello rappresenta una fase della realizzazione e carico del ponte che vengono di seguito schematizzate.

FASE I

(struttura solo in acciaio) Questo modello simula il comportamento dell'impalcato durante la fase di getto della soletta. La soletta non collabora strutturalmente ma rappresenta solo un carico portato. Le sollecitazioni che ne risultano sono dunque determinate su un modello nel quale la sezione resistente è solo quella in acciaio.



Modello di calcolo in fase I

FASE II

Azione dei carichi permanenti portati.

I carichi agenti in questa fase sono i carichi permanenti portati ossia: misto cementato, ballast e armamento, cordoli.

La struttura a travi incorporate è costituita da trave composta acciaio-calcestruzzo omogeneizzata con il coefficiente $n_g = 16.03$. I moduli elastici utilizzati sono: per l'acciaio $E_a = 210000$ MPa e per il calcestruzzo $E_c = E_a/n_g = 13100$ MPa.

FASE III

Azione di lunga durata dovuta al ritiro del calcestruzzo della soletta. La sezione reagente è costituita dalla trave composta acciaio-calcestruzzo omogeneizzata tramite il coefficiente $n_{cs}=15.352$

I moduli elastici utilizzati sono: per l'acciaio $E_a=210000$ MPa e per il calcestruzzo $E_c= E_a/n_{cs}=13679$ MPa.

FASE IV

Azioni di breve durata quali carichi da traffico, temperatura, vento e azione sismica. La sezione reagente è la trave acciaio-calcestruzzo con coefficiente di omogeneizzazione $n_0= 6.240$

I moduli elastici utilizzati sono: per l'acciaio $E_a=210000$ MPa e per il calcestruzzo $E_c= E_a/n_0 = 33654$ MPa.

Per la verifica sia allo stato limite ultimo statico STR che sismico SLV si è utilizzato il metodo della somma delle tensioni dovute alle azioni agenti nelle singole fasi con gli opportuni coefficienti di combinazione.

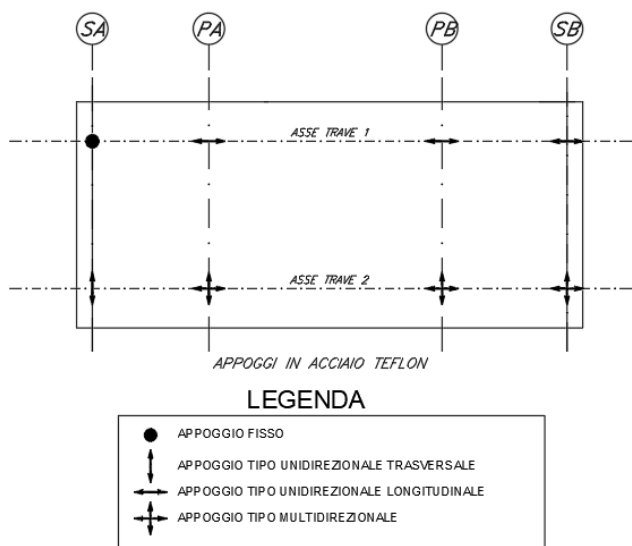
Nel modello di calcolo sia le travi in acciaio che i traversi incorporati sono stati individuati tramite elementi bidimensionali di tipo frame. Nella fase I le sezioni delle travi e traversi sono costituite dal solo acciaio, nelle fasi II, III e IV si considera la soletta a travi incorporate omogeneizzata con i rispettivi coefficienti.

Al fine di consentire il corretto posizionamento dei traversi, l'altezza effettiva delle travi è stata schematizzata con l'utilizzo di rigid-link ossia elementi infinitamente rigidi e privi di massa.

La soletta a travi incorporate è stata modellata mediante l'impiego di elementi frame di larghezza 1.00m, spessore 0.60m, in asse ai traversi. Tali elementi permettono l'applicazione dei carichi sia concentrati che distribuiti e ne garantiscono la ripartizione.

I vincoli in corrispondenza degli appoggi sono rappresentati nello schema seguente:

PIANTA DISPOSIZIONE APPARECCHI D'APPOGGIO



8.1. Estrapolazione sollecitazioni travi

Vengono riportate di seguito le sollecitazioni agenti sulle sezioni significative della trave più sollecitata dell'impalcato, suddivise in base alle diverse fasi ed espresse in kN, m.

Le sollecitazioni dei casi di carico VENTO e DT+/DT-, verranno considerate nelle combinazioni con i segni più gravosi.

N = sforzo assiale (positivo se di trazione)

T = sforzo di taglio

M = momento flettente

SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE:

Dead								
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	M2	M3	
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	
297	0.0	DEAD	4488	2670	16	17	-16861	MAX P
457	0.0	DEAD	-8472	-34	-10	-5	20060	MIN P
563	1.0	DEAD	-619	3556	42	-2	-1268	MAX V2
312	0.0	DEAD	4079	-4949	18	-2	-26326	MIN V2
9	0.0	DEAD	-327	-2335	52	2	-618	MAX V3
565	0.0	DEAD	-615	3525	-50	-48	2099	MIN V3
531	0.0	DEAD	-4186	2511	9	100	12020	MAX M2
171	1.0	DEAD	1131	3130	47	-113	-10609	MIN M2
462	0.0	DEAD	-8457	139	10	5	20150	MAX M3
311	0.0	DEAD	4078	-4938	0	-8	-26360	MIN M3

Permanenti								
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	M2	M3	
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	
233	0.0	PERMANENTI PORTATI	4298	3380	177	-180	-16956	MAX P
361	0.0	PERMANENTI PORTATI	-8131	413	3	0	19729	MIN P
241	0.0	PERMANENTI PORTATI	4156	3784	262	-572	-23435	MAX V2
244	0.0	PERMANENTI PORTATI	3808	-5321	15	14	-26629	MIN V2
241	0.0	PERMANENTI PORTATI	4156	3784	262	-572	-23435	MAX V3
245	0.0	PERMANENTI PORTATI	3926	-4842	-256	-833	-27321	MIN V3
205	0.0	PERMANENTI PORTATI	3249	1990	8	226	-3851	MAX M2
241	1.0	PERMANENTI PORTATI	4156	3784	262	-834	-27219	MIN M2
361	0.0	PERMANENTI PORTATI	-8131	413	3	0	19729	MAX M3
245	0.0	PERMANENTI PORTATI	3926	-4842	-256	-833	-27321	MIN M3

Ritiro								
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	M2	M3	
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	
400	0.0	RITIRO	502	83	0	2	-1295	MAX P
208	0.0	RITIRO	-165	-11	0	0	364	MIN P
244	0.0	RITIRO	-130	83	0	1	539	MAX V2
133	0.0	RITIRO	-44	-120	-2	3	325	MIN V2
241	0.0	RITIRO	-138	-10	1	-3	505	MAX V3
245	0.0	RITIRO	-129	82	-2	-5	535	MIN V3
133	1.0	RITIRO	-44	-120	-2	4	444	MAX M2
245	0.0	RITIRO	-129	82	-2	-5	535	MIN M2
244	0.0	RITIRO	-130	83	0	1	539	MAX M3
4	0.0	RITIRO	133	-119	1	0	-3098	MIN M3

SOLLECITAZIONI IN INVILUPPO DI COMBINAZIONI (comprensivo di carico mobile, azione centrifuga, frenatura, variazione termica, e vento):

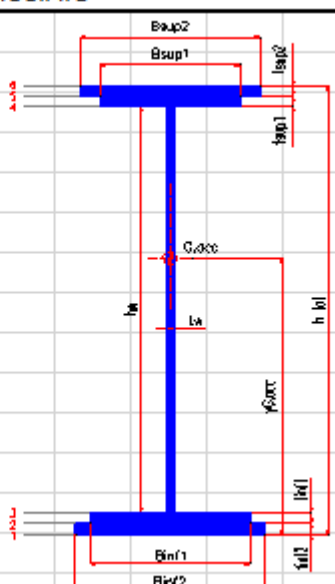
Inviluppo combinazioni con gruppi di traffico								
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	M2	M3	
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	
275	0.0	ENV gr	29607	3786	827	2146	12010	MAX P
410	0.0	ENV gr	-26695	-3212	-778	-1093	-7077	MIN P
165	1.0	ENV gr	23341	5891	1062	2042	7769	MAX V2
304	1.0	ENV gr	-24262	-6451	-784	-2108	-27429	MIN V2
556	0.0	ENV gr	1751	4793	1299	1259	6236	MAX V3
305	1.0	ENV gr	-24232	-6190	-1077	-1396	-28921	MIN V3
534	0.0	ENV gr	6989	4245	695	3081	19562	MAX M2
535	0.0	ENV gr	-9958	-1190	-695	-2343	-13004	MIN M2
470	0.0	ENV gr	15491	3266	801	2061	35170	MAX M3
305	0.0	ENV gr	-24232	-6194	-1069	-1572	-34673	MIN M3

8.2. Geometria e verifica travi

Di seguito si riporta la geometria della trave principale e la relativa verifica. A favore di sicurezza si trascura il contributo della soletta a travi incorporate.

In particolare si verifica che:

- La somma delle massime tensioni al lembo superiore e al lembo inferiore della trave in acciaio sia inferiore a $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_a=355/1.05=338.10$ MPa
- Le tensioni ideali $\sigma_{id,i} = \sqrt{\sigma_3^2 + 3\tau^2}$ e $\sigma_{id,s} = \sqrt{\sigma_4^2 + 3\tau^2}$ siano inferiori a $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_a=355/1.05=338.10$ MPa
- La somma delle massime tensioni tangenziali τ sia inferiore a $\frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}=195.4$ MPa

SEZIONE DI ACCIAIO												
b_{sup1}	900	mm										
t_{sup1}	40	mm										
b_{sup2}	1000	mm										
t_{sup2}	40	mm										
t_w	50	mm										
b_{inf1}	900	mm										
t_{inf1}	40	mm										
b_{inf2}	1000	mm										
t_{inf2}	40	mm										
h_{tot}	5000	mm										
h_w	4840	mm										
A_{acc}	394000	mm ²										
$Y_{G,acc}$	2500	mm										
$J_{G,acc}$	1.39312773E+12	mm ⁴										

8.3. Verifica sezione di appoggio

SOLLECITAZIONI

Fase 1	N (kg):	530125
	M (kg*cm):	342684030
	T (kg):	641975
Fase 2	N (kg):	588835
	M (kg*cm):	409818659
	T (kg):	726269
Fase 3	N (kg):	15936
	M (kg*cm):	37171326
	T (kg):	14323
Fase 4	N (kg):	2423237
	M (kg*cm):	346731779
	T (kg):	619447

Area ala sup (cm2):	800
Area anima (cm2):	2420
Area ala inf (cm2):	800
Area ideale (cm2):	4020
S ideale _{x-x} (cm3):	1005000
dG _{x-x} (cm):	250
J ideale _{G-G} (cm4):	144075760

Tensioni Fase I

σ_s sup (kg/cm ²):	726.5
σ_s gola, _{is} id (kg/cm ²):	843.6
σ_s gola, _i id (kg/cm ²):	638.8
σ_s inf (kg/cm ²):	-462.8
τ sup (kg/cm ²):	265.3
τ inf (kg/cm ²):	265.3

Tensioni Fase I+II

$\sigma_s \text{ sup (kg/cmq):}$	1584.1
$\sigma_s \text{ gola, is id (kg/cmq):}$	1826.9
$\sigma_s \text{ gola, i id (kg/cmq):}$	1389.4
$\sigma_s \text{ inf (kg/cmq):}$	-1027.4
$\tau \text{ sup (kg/cmq):}$	565.4
$\tau \text{ inf (kg/cmq):}$	565.4

Tensioni Fase I+II+III

$\sigma_s \text{ sup (kg/cmq):}$	1652.6
$\sigma_s \text{ gola, is id (kg/cmq):}$	1888.7
$\sigma_s \text{ gola, i id (kg/cmq):}$	1438.5
$\sigma_s \text{ inf (kg/cmq):}$	-1087.9
$\tau \text{ sup (kg/cmq):}$	571.3
$\tau \text{ inf (kg/cmq):}$	571.3

Tensioni Fase I+II+III+IV

$\sigma_s \text{ sup (kg/cmq):}$	2857.0
$\sigma_s \text{ gola, is id (kg/cmq):}$	3139.9
$\sigma_s \text{ gola, i id (kg/cmq):}$	1761.0
$\sigma_s \text{ inf (kg/cmq):}$	-1086.8
$\tau \text{ sup (kg/cmq):}$	827.3
$\tau \text{ inf (kg/cmq):}$	827.3

Tutte le sezioni della trave risultano verificate.

8.4. Verifica sezione in mezzeria

SOLLECITAZIONI

Fase 1	N (kg):	1099428
	M (kg*cm):	261947894
	T (kg):	18017
Fase 2	N (kg):	1219661
	M (kg*cm):	295936328
	T (kg):	61881
Ritiro	N (kg):	15575
	M (kg*cm):	6465526
	T (kg):	9976
Fase 3	N (kg):	1549127
	M (kg*cm):	351700023
	T (kg):	326589

Area ala sup (cm2):	800
Area anima (cm2):	2420
Area ala inf (cm2):	800
Area ideale (cm2):	4020
S ideale _{x-x} (cm3):	1005000
dG _{x-x} (cm):	250
J ideale _{G-G} (cm4):	144075760

Tensioni Fase I

$\sigma_{s\ sup}$ (kg/cm ²):	728.0
$\sigma_{s\ gola, is\ id}$ (kg/cm ²):	713.6
$\sigma_{s\ gola, i\ id}$ (kg/cm ²):	167.0
$\sigma_{s\ inf}$ (kg/cm ²):	-181.0
τ_{sup} (kg/cm ²):	7.4
τ_{inf} (kg/cm ²):	7.4

Tensioni Fase I+II

$\sigma_s \text{ sup (kg/cm}^2\text{):}$	1544.9
$\sigma_s \text{ gola, is id (kg/cm}^2\text{):}$	1515.0
$\sigma_s \text{ gola, i id (kg/cm}^2\text{):}$	364.7
$\sigma_s \text{ inf (kg/cm}^2\text{):}$	-391.2
$\tau \text{ sup (kg/cm}^2\text{):}$	33.0
$\tau \text{ inf (kg/cm}^2\text{):}$	33.0

Tensioni Fase I+II+III

$\sigma_s \text{ sup (kg/cm}^2\text{):}$	1560.0
$\sigma_s \text{ gola, is id (kg/cm}^2\text{):}$	1530.0
$\sigma_s \text{ gola, i id (kg/cm}^2\text{):}$	372.8
$\sigma_s \text{ inf (kg/cm}^2\text{):}$	-398.5
$\tau \text{ sup (kg/cm}^2\text{):}$	37.1
$\tau \text{ inf (kg/cm}^2\text{):}$	37.1

Tensioni Fase I+II+III+IV

$\sigma_s \text{ sup (kg/cm}^2\text{):}$	2555.6
$\sigma_s \text{ gola, is id (kg/cm}^2\text{):}$	2522.5
$\sigma_s \text{ gola, i id (kg/cm}^2\text{):}$	645.5
$\sigma_s \text{ inf (kg/cm}^2\text{):}$	-623.4
$\tau \text{ sup (kg/cm}^2\text{):}$	172.1
$\tau \text{ inf (kg/cm}^2\text{):}$	172.1

Tutte le sezioni della trave risultano verificate.

9. SPALLA A

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata tramite uno specifico modulo di calcolo, implementato tramite foglio elettronico, relativamente al quale vengono presentati i dati di input e le computazioni intermedie.

Le azioni elementari vengono combinate con i relativi coefficienti moltiplicativi in funzione della disposizione di carico e del gruppo di appartenenza, secondo le verifiche agli Stati Limite previste dal DM 17/01/2018. In seguito si riportano sia le tabelle di combinazione sia la tabella riepilogativa complessiva delle sollecitazioni.

In fase sismica si considera un contributo del carico accidentale pari al 20%, $q=1$ e l'analisi è del tipo statica equivalente.

Le azioni per il dimensionamento delle fondazioni, le sollecitazioni in fondazione sono state determinate mediante gli scarichi dell'impalcato.

Le verifiche vengono effettuate per le seguenti condizioni elementari di carico, dei quali si riportano, a fianco, i relativi coefficienti di combinazione e partecipazione.

Si verifica la spalla che per caratteristiche geometriche e di tipologia di appoggi risulta più sollecitata, ovvero la spalla con appoggi fissi, che nel caso presente è la **SPALLA A**; sull'altra spalla saranno applicate, a favore di sicurezza, le medesime considerazioni.

9.1. Dati di progetto

L'asse X è diretto secondo l'asse longitudinale del viadotto, l'asse Z è verticale e diretto verso l'alto, l'asse Y è tale da formare con gli altri due assi una terna cartesiana destrorsa.

Nelle tabelle successive si riportano i seguenti dati:

- caratteristiche geometriche della struttura
- sezione spiccato
- sollecitazioni indotte dall'impalcato per le varie stese di carico analizzate
- azioni elementari
- carichi elementari permanenti, variabili ed indotti, nelle condizioni di carico previste
- combinazioni di carico in esercizio
- riepilogo delle sollecitazioni all'intradosso del plinto

9.2. Input di calcolo

Generali		
Peso cls	25	kN/m ³
Peso terreno	20	kN/m ³
Sovraccarico accidentale sul rilevato	60	kN/m ²
Altezza appoggio + baggiolo	0.30	m
Distanza piano appoggi-intradosso plinto	2.30	m
Paraghiaia		
Altezza	1.50	m
Lunghezza lungo asse X	0.4	m
Lunghezza lungo asse Y	21.85	m
Coordinata X del baricentro	4.16	m
Muro frontale		
Altezza	0.00	m
Lunghezza lungo asse X	0.00	m
Lunghezza lungo asse Y	14.80	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	0.00	m
Coordinata X del baricentro rispetto paraghiaia		m
Plinto		
Altezza	2.00	m
Lunghezza lungo asse X	13.11	m
Lunghezza lungo asse Y	21.85	m
Mensola anteriore plinto	2.20	m
Spessore ricoprimento medio	0.50	m
Muro andatore		
Altezza	1.50	m
Lunghezza di un singolo muro lungo asse Y	0.60	m
Lunghezza di un singolo muro lungo asse X	16.15	m
Coordinata X del baricentro	-1.30	m
Larghezza sezione interna		
Largh trasv pavim imp	14.60	m
Terreno		
Angolo d'attrito interno (φ)	37	°
Coefficiente per il calcolo della spinta a riposo	▼ Ko= 0.398 ▼	
tangente (φ)	0.7536	

Sisma		
S_h (fatt. che tiene conto del profilo stratigrafico)	1.50	
S_v	1.00	
S_c (valore di PGA)	0.070	
Coefficiente riduttivo	1.00	
Coefficiente sismico orizzontale	0.105	

9.3. Reazioni impalcato

Appoggio		A fisso			B		
Descrizione carico		FZ [kN]	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	FX [kN]	FY [kN]
Peso proprio	g ₁	3640	0	0	3640	0	0
permanenti	g ₂	3420			2890		
Centrifuga		121		315	-100		
		0	0	0			
Cedimenti vincolari (P1)	e ₁₋₃	0	0	0			
Cedimenti vincolari (P1-P2)	e ₁₋₃	0	0	0			
Ritiro	e ₂	83	0	0	83		
Variazione termica differenziale	e ₃	0	0	0			
Variazione termica costante	e ₃₋₂	1303		-119	1303		
Scorimenti viscosi	e ₄	0	0	0			
C. Mobili ferr	q _{1a}	3448	0	3723	2675	0	0
	q _{1b}	0	0	0			
	q _{1c}	0	0	0			
	q _{1d}	0	0	0			
Frenata	q ₃	0	1779	0		1794	0
Vento a ponte scarico	q ₅	0	0	0			0
Vento a ponte carico	q ₅	35	0	208	-21		0
Sisma longitudinale	q ₆	0	837	0	0	821	0
Sisma trasversale	q ₆	0	0	0	0	0	276
Sisma verticale	q ₆	227	0	0	219	0	0
Attrito dei vincoli	q ₇	0	182	0	0	182	0

Convenzioni adottate: asse X coincidente con l'asse longitudinale del ponte;
 asse Y coincidente con l'asse trasversale del ponte;
 asse Z è verticale e diretto verso l'alto.

Posizione baggioli (asse y)	-8.1 8.1
Distanza asse baggioli- asse muro frontale	0 m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto	5.25 m

PARAGHIAIA

AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond statica

Descrizione carico		FZ	FX	FY	bix	biy	biz	Mx	My
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	g1	327.75					0.75	0.00	0.00
Rinterro	g3		195.76				0.50	0.00	97.88
Frenatura sul paraghiaia		300.00	180.00				1.50	0.00	270.00
Sovr. acc. sul rilevato			783.03				0.75	0.00	587.27

* Il sovraccarico accidentale a tergo della spalla è da considerarsi presente in tutte le combinazioni

cond sismica x

Descrizione carico		FZ	FX	FY	bix	biy	biz	Mx	My
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6	0.00	34.41	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	25.81
Rinterro			264.59				0.75	0.00	149.50
Sovr. acc. sul rilevato			156.61				0.75	0.00	117.45
		0.00	455.61	0.00				0.00	292.76

cond sismica y

Descrizione carico		FZ	FX	FY	bix	biy	biz	Mx	My
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6	0.00	0.00	34.41	0.00	0.00	0.75	25.81	0.00

cond sismica vert

Descrizione carico		FZ	FX	FY	bix	biy	biz	Mx	My
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6	17.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00

FONDAZIONE

AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond statica

Descrizione carico		FZ	FX	FY	bix	biy	biz	Mx	My
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	g1	327.75			4.56		2.75	0.00	1492.90
Muro frontale	g1	0.00			0.00		2.00	0.00	0.00
Plinto	g1	14322.68			0.00		1.00	0.00	0.00
Muri andatori	g1	363.38			-1.30		2.75	0.00	-472.39
		15013.80						0.00	1020.51
Rinterro	g3	4666.44			-1.30		1.75	0.00	-6066.37
Ricop. Plinto	g3	474.34			1.30		2.25	0.00	616.64
Sovr. acc. sul rilevato		14147.40			-1.30		1.75	0.00	-18391.62

* Il sovraccarico accidentale a tergo della spalla è da considerarsi presente in tutte le combinazioni

Rinterro	g3		780.44				1.17	0.00	910.52
Sovr. acc. sul rilevato			1220.84				1.75	0.00	2136.46

AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond sismica x

Descrizione carico		FZ	FX	FY	bix	biy	biz	Mx	My
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6		34.41		4.56	0.00	2.75	0.00	94.64
Muro frontale	q6		0.00		0.00	0.00	2.00	0.00	0.00
Plinto	q6		1503.88		0.00	0.00	1.00	0.00	1503.88
Muri andatori	q6		38.15		-1.30	0.00	2.75	0.00	104.92
Rinterro	q6		1034.26		-1.30	0.00	1.75	0.00	1354.70
Sovr. acc. sul rilevato		2829.48	244.17		-1.30		1.75	0.00	-3251.03
			2854.88						-192.89

cond sismica y

Descrizione carico		FZ	FX	FY	bix	biy	biz	Mx	My
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6			34.41	4.56	0.00	2.75	94.64	0.00
Muro frontale	q6			0.00	0.00	0.00	2.00	0.00	0.00
Plinto	q6			1503.88	0.00	0.00	1.00	1503.88	0.00
Muri andatori	q6			38.15	-1.30	0.00	2.75	104.92	0.00
Rinterro	q6			489.98	-1.30	0.00	1.75	857.46	0.00
Sovr. acc. sul rilevato		2829.48		244.17	-1.30		1.75	427.29	-3678.32
				2310.59				2988.19	-3678.32

cond sismica vert

Descrizione carico		FZ	FX	FY	bix	biy	biz	Mx	My
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6	17.21			4.56	0.00	2.75	0.00	78.38
Muro frontale	q6	0.00			0.00	0.00	2.00	0.00	0.00
Plinto	q6	751.94			0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
Muri andatori	q6	19.08			-1.30	0.00	2.75	0.00	-24.80
Rinterro	q6	244.99			-1.30	0.00	1.75	0.00	-318.48
Ricop. Plinto	q6	24.90			1.30	0.00	2.25	0.00	32.37
		1058.12						0.00	-232.53

Combinazioni di carico SLU

Descrizione	Peso proprio	Permanenti	Centrifuga		ced. Vincolari	Ritiro	Var. termiche	Viscosità	C. mobili	Frenatura	Vento	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	attrito vincoli
SLU (A1+M1) -SLU1	1.35	1.50	1.45		1.20	1.20	1.20	0.00	0.00		1.45	0.73	0.00		1.20
SLU (A1+M1) -SLU2	1.00	1.00	1.45		1.20	1.20	1.20	0.00	0.00		1.45	0.73	0.00		1.20
SLU (A1+M1) -SLU3	1.35	1.50	1.45		1.20	1.20	1.20	0.00	0.00		1.45	0.73	0.90		1.20
SLU (A1+M1) -SLU4	1.00	1.00	1.45		1.20	1.20	1.20	0.00	0.00		1.45	0.73	0.90		1.20
SLU (A1+M1) -SLU5	1.35	1.50	1.45		1.20	1.20	1.20	0.90	0.90		1.45	0.73	0.00		1.20
SLU (A1+M1) -SLU6	1.00	1.00	1.45		1.20	1.20	1.20	0.90	0.90		1.45	0.73	0.00		1.20
SLU (A1+M1) -SLU7	1.35	1.50	1.45		1.20	1.20	1.20	-0.90	-0.90		1.45	0.73	0.00		1.20
SLU (A1+M1) -SLU8	1.00	1.00	1.45		1.20	1.20	1.20	-0.90	-0.90		1.45	0.73	0.00		1.20
SLU (A1+M1) -SLU9	1.35	1.50	1.45		1.20	1.20	1.20	0.90	0.90		1.45	0.73	0.90		1.20
SLU (A1+M1) -SLU10	1.00	1.00	1.45		1.20	1.20	1.20	0.90	0.90		1.45	0.73	0.90		1.20
SLU (A1+M1) -SLU11	1.35	1.50	1.45		1.20	1.20	1.20	-0.90	-0.90		1.45	0.73	0.90		1.20
SLU (A1+M1) -SLU12	1.00	1.00	1.45		1.20	1.20	1.20	-0.90	-0.90		1.45	0.73	0.90		1.20
SLU (A1+M1) -SLU13	1.35	1.50	0.73		1.20	1.20	1.20	0.00	0.00		1.45	1.45	0.00		1.20
SLU (A1+M1) -SLU14	1.00	1.00	0.73		1.20	1.20	1.20	0.00	0.00		1.45	1.45	0.00		1.20
SLU (A1+M1) -SLU15	1.35	1.50	0.73		1.20	1.20	1.20	0.00	0.00		1.45	1.45	0.90		1.20
SLU (A1+M1) -SLU16	1.00	1.00	0.73		1.20	1.20	1.20	0.00	0.00		1.45	1.45	0.90		1.20
SLU (A1+M1) -SLU17	1.35	1.50	0.73		1.20	1.20	1.20	0.90	0.90		1.45	1.45	0.00		1.20
SLU (A1+M1) -SLU18	1.00	1.00	0.73		1.20	1.20	1.20	0.90	0.90		1.45	1.45	0.00		1.20
SLU (A1+M1) -SLU19	1.35	1.50	0.73		1.20	1.20	1.20	-0.90	-0.90		1.45	1.45	0.00		1.20
SLU (A1+M1) -SLU20	1.00	1.00	0.73		1.20	1.20	1.20	-0.90	-0.90		1.45	1.45	0.00		1.20
SLU (A1+M1) -SLU21	1.35	1.50	0.73		1.20	1.20	1.20	0.90	0.90		1.45	1.45	0.90		1.20
SLU (A1+M1) -SLU22	1.00	1.00	0.73		1.20	1.20	1.20	0.90	0.90		1.45	1.45	0.90		1.20
SLU (A1+M1) -SLU23	1.35	1.50	0.73		1.20	1.20	1.20	-0.90	-0.90		1.45	1.45	0.90		1.20
SLU (A1+M1) -SLU24	1.00	1.00	0.73		1.20	1.20	1.20	-0.90	-0.90		1.45	1.45	0.90		1.20
Sisma X Nmax+	1.00	1.00							0.20			1.00	0.30	0.30	
Sisma Z Nmax+	1.00	1.00							0.20			0.30	0.30	1.00	
Sisma Y Nmax+	1.00	1.00							0.20			0.30	1.00	0.30	
Sisma X Nmax-	1.00	1.00							0.20			1.00	0.30	-0.30	
Sisma Z Nmax-	1.00	1.00							0.20			0.30	0.30	-1.00	
Sisma Y Nmax-	1.00	1.00							0.20			0.30	1.00	-0.30	

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA AGLI APPOGGI

COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Nz,B [kN]	Tx,B [kN]	Ty,B [kN]
SLU (A1+M1) -SLU1	15319	1508	5855	13082	1519	0
SLU (A1+M1) -SLU2	12335	1508	5855	10363	1519	0
SLU (A1+M1) -SLU3	15350	1508	6042	13063	1519	0
SLU (A1+M1) -SLU4	12366	1508	6042	10344	1519	0
SLU (A1+M1) -SLU5	16491	1508	5748	14255	1519	0
SLU (A1+M1) -SLU6	13507	1508	5748	11536	1519	0
SLU (A1+M1) -SLU7	14146	1508	5962	11910	1519	0
SLU (A1+M1) -SLU8	11162	1508	5962	9191	1519	0
SLU (A1+M1) -SLU9	16523	1508	5935	14236	1519	0
SLU (A1+M1) -SLU10	13539	1508	5935	11517	1519	0
SLU (A1+M1) -SLU11	14177	1508	6149	11891	1519	0
SLU (A1+M1) -SLU12	11193	1508	6149	9172	1519	0
SLU (A1+M1) -SLU13	15231	2798	5627	13155	2820	0
SLU (A1+M1) -SLU14	12247	2798	5627	10436	2820	0
SLU (A1+M1) -SLU15	15262	2798	5814	13136	2820	0
SLU (A1+M1) -SLU16	12278	2798	5814	10417	2820	0
SLU (A1+M1) -SLU17	16404	2798	5520	14328	2820	0
SLU (A1+M1) -SLU18	13420	2798	5520	11609	2820	0
SLU (A1+M1) -SLU19	14058	2798	5734	11982	2820	0
SLU (A1+M1) -SLU20	11074	2798	5734	9263	2820	0
SLU (A1+M1) -SLU21	16435	2798	5707	14309	2820	0
SLU (A1+M1) -SLU22	13451	2798	5707	11590	2820	0
SLU (A1+M1) -SLU23	14090	2798	5921	11963	2820	0
SLU (A1+M1) -SLU24	11106	2798	5921	9244	2820	0
	0	0	0	0	0	0
Sisma X Nmax+	7818	837	745	7131	821	83
Sisma Z Nmax+	7977	251	745	7284	246	83
Sisma Y Nmax+	7818	251	745	7131	246	276
Sisma X Nmax+	7681	837	745	6999	821	83
Sisma Z Nmax+	7522	251	745	6846	246	83
Sisma Y Nmax+	7681	251	745	6999	246	276

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE
 INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA**

COMB. DI CARICO	N _{z,A} [kN]	M _{yy} [kNm]	M _{xx} [kNm]	T _{x,A} [kN]	T _{y,A} [kN]
SLU (A1+M1) -SLU1	660	1194	0	1560	0
SLU (A1+M1) -SLU2	545	1145	0	1462	0
SLU (A1+M1) -SLU3	660	1194	0	1560	0
SLU (A1+M1) -SLU4	545	1145	0	1462	0
SLU (A1+M1) -SLU5	660	1194	0	1560	0
SLU (A1+M1) -SLU6	545	1145	0	1462	0
SLU (A1+M1) -SLU7	660	1194	0	1560	0
SLU (A1+M1) -SLU8	545	1145	0	1462	0
SLU (A1+M1) -SLU9	660	1194	0	1560	0
SLU (A1+M1) -SLU10	545	1145	0	1462	0
SLU (A1+M1) -SLU11	660	1194	0	1560	0
SLU (A1+M1) -SLU12	545	1145	0	1462	0
SLU (A1+M1) -SLU13	877	1390	0	1690	0
SLU (A1+M1) -SLU14	763	1341	0	1592	0
SLU (A1+M1) -SLU15	877	1390	0	1690	0
SLU (A1+M1) -SLU16	763	1341	0	1592	0
SLU (A1+M1) -SLU17	877	1390	0	1690	0
SLU (A1+M1) -SLU18	763	1341	0	1592	0
SLU (A1+M1) -SLU19	877	1390	0	1690	0
SLU (A1+M1) -SLU20	763	1341	0	1592	0
SLU (A1+M1) -SLU21	877	1390	0	1690	0
SLU (A1+M1) -SLU22	763	1341	0	1592	0
SLU (A1+M1) -SLU23	877	1390	0	1690	0
SLU (A1+M1) -SLU24	763	1341	0	1592	0
	0	0	0	0	0
Sisma X Nmax+	333	410	8	612	10
Sisma Z Nmax+	345	205	8	293	10
Sisma Y Nmax+	333	205	26	293	34
Sisma X Nmax-	323	410	8	612	10
Sisma Z Nmax-	311	205	8	293	10
Sisma Y Nmax-	323	205	26	293	34

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE
 INTERNA INTRADOSSO FONDAZIONE**

COMB. DI CARICO	N _{z,A} [kN]	T _{x,A} [kN]	T _{y,A} [kN]	M _{xx} [kNm]	M _{yy} [kNm]
SLU (A1+M1) -SLU1	76895	5968	5855	-22761	130175
SLU (A1+M1) -SLU2	59122	5212	5855	-18468	102147
SLU (A1+M1) -SLU3	72663	5602	6042	-23091	130241
SLU (A1+M1) -SLU4	59135	5212	6042	-18798	102213
SLU (A1+M1) -SLU5	74996	5602	5748	-23008	142489
SLU (A1+M1) -SLU6	61467	5212	5748	-18715	114460
SLU (A1+M1) -SLU7	70305	5602	5962	-22515	117862
SLU (A1+M1) -SLU8	56777	5212	5962	-18222	89834
SLU (A1+M1) -SLU9	75008	5602	5935	-23337	142555
SLU (A1+M1) -SLU10	61480	5212	5935	-19044	114526
SLU (A1+M1) -SLU11	70318	5602	6149	-22845	117928
SLU (A1+M1) -SLU12	56789	5212	6149	-18552	89900
SLU (A1+M1) -SLU13	72635	8192	5627	-20691	139162
SLU (A1+M1) -SLU14	59107	7802	5627	-16398	111133
SLU (A1+M1) -SLU15	72648	8192	5814	-21021	139228
SLU (A1+M1) -SLU16	59119	7802	5814	-16728	111200
SLU (A1+M1) -SLU17	74980	8192	5520	-20937	151475
SLU (A1+M1) -SLU18	61452	7802	5520	-16644	123447
SLU (A1+M1) -SLU19	70290	8192	5734	-20445	126848
SLU (A1+M1) -SLU20	56761	7802	5734	-16152	98820
SLU (A1+M1) -SLU21	74993	8192	5707	-21267	151541
SLU (A1+M1) -SLU22	61465	7802	5707	-16974	123513
SLU (A1+M1) -SLU23	70302	8192	5921	-20774	126915
SLU (A1+M1) -SLU24	56774	7802	5921	-16481	98886
	16270	1404	0	0	0
Sisma X Nmax+	38250	4756	1521	-8256	82270
Sisma Z Nmax+	39303	1598	1521	-8348	80170
Sisma Y Nmax+	38250	1598	3331	-5545	78692
Sisma X Nmax-	37347	4756	1521	-8177	81003
Sisma Z Nmax-	36294	1598	1521	-8085	75947
Sisma Y Nmax-	37347	1598	3331	-5466	77425

Combinazioni di carico SLE

Descrizione	Peso proprio	Permanenti	Centrifuga		ced. Vincolari	Ritiro	Var. termiche	Viscosità	C. mobili	Frenatura	Vento	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	attrito vincoli
SLE1	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00		1.00	0.50	0.00		1.00
SLE2	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00		1.00	0.50	0.60		1.00
SLE3	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00		1.00	0.50	0.00		1.00
SLE4	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00	-0.60	-0.60		1.00	0.50	0.00		1.00
SLE5	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00		1.00	0.50	0.60		1.00
SLE6	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00	-0.60	-0.60		1.00	0.50	0.60		1.00
SLE7	1.00	1.00	0.50		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00		1.00	1.00	0.00		1.00
SLE8	1.00	1.00	0.50		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00		1.00	1.00	0.60		1.00
SLE9	1.00	1.00	0.50		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00		1.00	1.00	0.00		1.00
SLE10	1.00	1.00	0.50		1.00	1.00	1.00	-0.60	-0.60		1.00	1.00	0.00		1.00
SLE11	1.00	1.00	0.50		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00		1.00	1.00	0.60		1.00
SLE12	1.00	1.00	0.50		1.00	1.00	1.00	-0.60	-0.60		1.00	1.00	0.60		1.00

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA AGLI APPOGGI

COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Nz,B [kN]	Tx,B [kN]	Ty,B [kN]
SLE1	10712	182	4038	9188	1079	0
SLE2	10733	1072	4163	9175	182	0
SLE3	10712	182	4038	9188	182	0
SLE4	9930	1072	4109	8406	182	0
SLE5	10733	1072	4163	9175	182	0
SLE6	9951	1072	4234	8394	182	0
SLE7	10652	1961	3881	9238	182	0
SLE8	10673	1961	4005	9225	182	0
SLE9	10652	1961	3881	9238	182	0
SLE10	9870	1961	3952	8456	182	0
SLE11	10673	1961	4005	9225	182	0
SLE12	9891	1961	4077	8444	182	0

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE
 INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA**

COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Myy [kNm]	Mxx [kNm]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]
SLE1	478	820	0	1069	0
SLE2	478	820	0	1069	0
SLE3	478	820	0	1069	0
SLE4	478	820	0	1069	0
SLE5	478	820	0	1069	0
SLE6	478	820	0	1069	0
SLE7	628	955	0	1159	0
SLE8	628	955	0	1159	0
SLE9	628	955	0	1159	0
SLE10	628	955	0	1159	0
SLE11	628	955	0	1159	0
SLE12	628	955	0	1159	0

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE
 INTERNA INTRADOSSO FONDAZIONE**

COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLE1	54202	3262	4038	-3057	15272
SLE2	54210	3255	4163	-3005	17443
SLE3	54202	2365	4038	-3057	15353
SLE4	52638	3255	4109	-2893	17399
SLE5	54210	3255	4163	-3005	17443
SLE6	52647	3255	4234	-2840	17443
SLE7	54191	4144	3881	-2524	21588
SLE8	54200	4144	4005	-2472	21632
SLE9	54191	4144	3881	-2524	21588
SLE10	52628	4144	3952	-2360	21588
SLE11	54200	4144	4005	-2472	21632
SLE12	52636	4144	4077	-2308	21632

9.4. Riassunto Sollecitazioni massime

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA

		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
Nz,A _{max}	SLU (A1+M1) -SLU13	877	1690	0	0	1390
Tx,A _{max}	SLU (A1+M1) -SLU13	877	1690	0	0	1390
Ty,A _{max}	SLU (A1+M1) -SLU1	660	1560	0	0	1194
Mxx _{max}	SLU (A1+M1) -SLU1	660	1560	0	0	1194
Myy _{max}	SLU (A1+M1) -SLU13	877	1560	0	0	1390
Nz,A _{max}	Sisma Z Nmax+	345	293	10	8	205
Tx,A _{max}	Sisma X Nmax+	333	612	10	8	410
Ty,A _{max}	Sisma Y Nmax+	333	293	34	26	205
Mxx _{max}	Sisma Y Nmax+	333	293	10	26	205
Myy _{max}	Sisma X Nmax+	333	293	10	8	410
Nz,A _{max}	SLE7	628	1159	0	0	955
Tx,A _{max}	SLE7	628	1159	0	0	955
Ty,A _{max}	SLE1	478	1069	0	0	820
Mxx _{max}	SLE1	478	1069	0	0	820
Myy _{max}	SLE7	628	1069	0	0	955

9.5. Verifica Armatura paraghiaia

Le sollecitazioni massime risultanti per la verifica di armatura di cui al par. precedente al metro di lunghezza di paraghiaia valgono:

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA

		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
Nz,A _{max}	SLU (A1+M1) -SLU13	40	77	0	0	64
Tx,A _{max}	SLU (A1+M1) -SLU13	40	77	0	0	64
Ty,A _{max}	SLU (A1+M1) -SLU1	30	71	0	0	55
Mxx _{max}	SLU (A1+M1) -SLU1	30	71	0	0	55
Myy _{max}	SLU (A1+M1) -SLU13	40	71	0	0	64
Nz,A _{max}	Sisma Z Nmax+	16	13	0	0	9
Tx,A _{max}	Sisma X Nmax+	15	28	0	0	19
Ty,A _{max}	Sisma Y Nmax+	15	13	2	1	9
Mxx _{max}	Sisma Y Nmax+	15	13	0	1	9
Myy _{max}	Sisma X Nmax+	15	13	0	0	19
Nz,A _{max}	SLE7	29	53	0	0	44
Tx,A _{max}	SLE7	29	53	0	0	44
Ty,A _{max}	SLE1	22	49	0	0	38
Mxx _{max}	SLE1	22	49	0	0	38
Myy _{max}	SLE7	29	49	0	0	44

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: Paraghiaia

Descrizione Sezione:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Metodo di calcolo resistenza:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Tipologia sezione:	N.T.C.
Normativa di riferimento:	A Sforzo Norm. costante
Percorso sollecitazione:	Poco aggressive
Condizioni Ambientali:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento Sforzi assegnati:	Zona non sismica
Riferimento alla sismicità:	

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	188.00 daN/cm²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	352205 daN/cm²
	Resis. media a trazione fctm:	31.00 daN/cm²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	199.20 daN/cm²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	199.20 daN/cm²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	149.40 daN/cm²

Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0 daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0 daN/cm ²
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0 daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0 daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \beta_2$:	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0 daN/cm ²

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:		Poligonale
Classe Conglomerato:		C32/40
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	40.0
3	50.0	40.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.7	8.3	16
2	-41.7	31.7	16
3	41.7	31.7	16
4	41.7	8.3	16

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			
N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	16
2	4	1	3	16

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	4000	6400	0	7700	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	2900	4400	0

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	2900	4400 (9317)	0 (0)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	2900	4400 (9317)	0 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.3 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	4000	6400	0	3997	14629	0	2.29	20.1(7.2)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.169	-50.0	40.0	-0.00191	41.7	31.7	-0.01716	-41.7	8.3

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000651834	-0.022573379	0.169	0.700

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d Altezza utile sezione [cm]
bw Larghezza minima sezione [cm]
Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm²]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	7700	19324	31.7	100.0	0.0063	0.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm²]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	16.0	-50.0	40.0	-124	-41.7	8.3	----	----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	16.0	-50.0	40.0	-124	-41.7	8.3	----	----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera f_{ctm} in almeno una combinazione
e1 Esito della verifica
e2 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2 = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4 = Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø = Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess. Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess. Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.40)	9317	0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	16.0	-50.0	40.0	-124	-41.7	8.3	----	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	9317	0

9.6. Muro andatore

Si considera una sezione di muri di spessore variabile fino a 0.55m allo spiccato, altezza 1.50m e lunghezza unitaria, sottoposta ai carichi dovuti al rinterro e ai sovraccarichi accidentali.

SPESSORE TESTA MURO	0.40 m
ALTEZZA ELEVAZIONE MURO	1.50 m
ANGOLO PARAMENTO DI MONTE DEL MURO	5.71
SPESSORE MURO ALLO SPICCATO	0.55 m

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE (valori caratteristici)

PESO SPECIFICO TERRAPIENO	20.00 kN/m ³
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	19.00 kN/m ³
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	19.00 kN/m ³
COESIONE NON DRENATA	0.00 KPA
COESIONE DRENATA	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	38.00 °
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	25.00 °
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00 KPA

AZIONI ESTERNE (valori caratteristici) - CONDIZIONI STATICHE

SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRAPIENO	60.00 kN/m ²
SOVRACCARICO PERMANENTE SUL TERRAPIENO	0.00 kN/m ²
PRESENZA BARRIERA GUARD-RAIL IN TESTA (0=SI 1=NO)	1.00
AZIONE SUL PARAPETTO	0.00 kN/m
FORZA ORIZZONTALE VENTO	0.00 kN
COPPIA DOVUTA AL VENTO	0.00 kNm

CARICHI	comb: A1+M1+R3 STR	
	A1	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1.3
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1.5
VARIABILI	0	1.45

PARAMETRO	M1
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1
COESIONE DRENATA	1
COESIONE NON DRENATA	1
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI PROGETTO

PESO SPECIFICO TERRAPIENO	26.00 kN/m ³
PESO SPECIFICO TERRENO FONDAZIONE	19.00 kN/m ³
PESO SPECIFICO TERRENO VALLE	28.50 kN/m ³
COESIONE NON DRENATA	0.00 KPA
COESIONE DRENATA	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	38.00 °
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	25.00 °
ADESIONE TERRENO-PLINTO	0.00 KPA
ANGOLO DI ATTRITO TERRA-MURO	25.33 °
ANGOLO DI ATTRITO TERRA - PLINTO (2/3 φ)	16.67 °
ANGOLO ATTRITO TERRA-TERRA	16.67 °
COEFFICIENTE DI SPINTA A RIPOSO	0.384

CONDIZIONI SISMICHE

COEFF. DI PROTEZIONE SISMICA	1.00
<i>Coefficienti parziali sui parametri di resistenza</i>	
γ_{ϕ} =	1.00
γ_{cu} =	1.00
γ_c =	1.00
γ_{γ} =	1.00
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio ridotto	0.781
Angolo di attrito ridotto	38.00 °
COEFF. DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA	1.50
ACCELERAZIONE DI PICCO AL SUOLO (a_g/g)	0.071
COEFF. DI RIDUZIONE ACCELERAZIONE β_m	1.00
ACCELERAZIONE RIDOTTA (a_g^*/g)	0.07
COEFF. DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA	1.00
COEFF. DI INTENSITA' SISMICA	0.107
ACCELERAZIONE MASSIMA (a_{max}^*/g)	0.107
COEFFICIENTE RIDUTTIVO	1.00
COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE DI PROGETTO	0.107
COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE	0.053

CARICHI	SISMA	
	A1	
	favorevoli	sfavorevoli
PERMANENTI	1	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	0	1
VARIABILI	0	1

PARAMETRO	M1
ANGOLO DI ATTRITO DEL TERRAPIENO	1
COESIONE DRENATA	1
COESIONE NON DRENATA	1
PESO SPECIFICO TERRAPIENO	1

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	SLU	SLE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	37.0	30.9
Azione di taglio risultante (kN/ml)	52.6	43.8

SEZIONE DI SPICCATO DEL MURO	COND. SISMICHE
Momento flettente risultante (kNm/ml)	12.84
Azione di taglio risultante (kN/ml)	20.01

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: Muro andatore

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	188.00	daN/cm²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	352205	daN/cm²
	Resis. media a trazione fctm:	31.00	daN/cm²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	199.20	daN/cm²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	199.20	daN/cm²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	149.40	daN/cm²
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm²
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \beta_2$:	1.00	

Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$: 0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare: 3600.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C32/40	
N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	55.0
3	50.0	55.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N° Barra	X [cm]	Y [cm]	Diam Ø [mm]
1	-41.7	8.3	16
2	-41.7	46.7	16
3	41.7	46.7	16
4	41.7	8.3	16

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N° Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N° Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N° Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N° Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N° Gen.	N° Barra Ini.	N° Barra Fin.	N° Barre	Ø
1	2	3	3	16
2	4	1	3	16

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ. d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ. d'inerzia x

N° Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	3700	0	5260	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N° Comb.	N	Mx	My
1	2900	4400	0

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	4400	0 (0)	0 (0)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	2900	4400 (17996)	0 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.3 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	3700	0	0	19937	0	5.39	20.1(8.4)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.111	-50.0	55.0	-0.00212	41.7	46.7	-0.02810	-41.7	8.3

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45

C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue				
N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000676762	-0.033721896	0.111	0.700

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm ²]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	5260	22501	46.7	100.0	0.0043	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm ²]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm ²]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.6	-50.0	55.0	-77	-41.7	8.3	---	---

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.8	-50.0	55.0	11	0.0	8.3	---	---

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera f_{ctm} in almeno una combinazione										
e1	Esito della verifica										
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata										
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata										
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]										
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]										
k3	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]										
k4	= Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali										
Ø	= Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali										
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]										
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa										
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]										
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 \cdot S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]										
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]										
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi										
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]										
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]										
Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	0	0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.6	-50.0	55.0	-77	-41.7	8.3	---	---

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max		wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	17996	0

9.7. Fondazione spalla

Punzonamento

Si conduce nel seguente paragrafo la verifica al punzonamento del plinto ad opera dei pali di fondazione.

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo con la formula:

$$P_{\text{resistente}} = 0.5 * u * h * f_{\text{ctd}}$$

Dove:

h = spessore plinto;

u = perimetro del contorno ottenuto mediante una ripartizione a 45° dell'impronta di carico (palo di fondazione) fino al piano medio del plinto;

f_{ctd} = valore di calcolo della resistenza a trazione del cls

Altezza zattera di fondazione (m)	2.00
Spessore ricoprimento (m)	1.00
Peso specifico terreno di ricoprimento (kN/mc)	20
Resistenza cubica del cls R_{ck} (N/mm ²)	30
Resistenza media a trazione f_{ctm} (N/mm ²)	2.56
Resistenza caratteristica a trazione f_{ctk} (N/mm ²)	1.79
Resistenza a trazione di calcolo f_{ctd} (N/mm ²)	1.19

Le sollecitazioni di progetto si ottengono sommando le reazioni sui pali che insistono sulla superficie di punzonamento. Le sollecitazioni sono diminuite del peso del plinto e del terreno di ricoprimento che non effettuano azione di punzonamento essendo carichi diretti.

L'azione sollecitante risulta in definitiva:

$$P_{\text{sollecitante}} = R_{\text{pali}} - N_{\text{plinto}} - N_{\text{terreno}}$$

(a favore di sicurezza si trascura il contributo del terreno)

La verifica risulta soddisfatta se:

$$P_{\text{sollecitante}} \leq P_{\text{resistente}}$$

Dall'analisi delle superfici di rottura si evidenzia che non esiste interferenza tra quelle relative ai vari pali per cui si esegue la verifica sul palo più caricato con la superficie più piccola.

Sollecitazioni sui pali

N1 kN	N2 kN	N3 kN	N4 kN	N5 kN	N6 kN	N7 kN	N8 kN	N9 kN	N10 kN
8132									
N11 kN	N12 kN	N13 kN	N14 kN	N15 kN	N16 kN	N17 kN	N18 kN	N19 kN	N20 kN

Determinazione del carico sollecitante

Superficie di punzonamento	Somma dei carichi sui pali	ΣP kN	Perimetro contomo m	Superficie resist. laterale m ²	Area caricata m ²	Peso zattera kN	Peso terreno kN	$\Sigma P \cdot P_z \cdot P_t$ kN
S1	N1	8132	10.720	21.44	8.84	442	177	7513

Calcolo del coefficiente di sicurezza

Superficie di punzonamento	$P_{sollecitante}$ kN/m ²	$P_{resistente}$ kN/m ²	$P_{resist.}/P_{sollecit.}$	VERIFICA
S1	11270	12797	1.14	OK

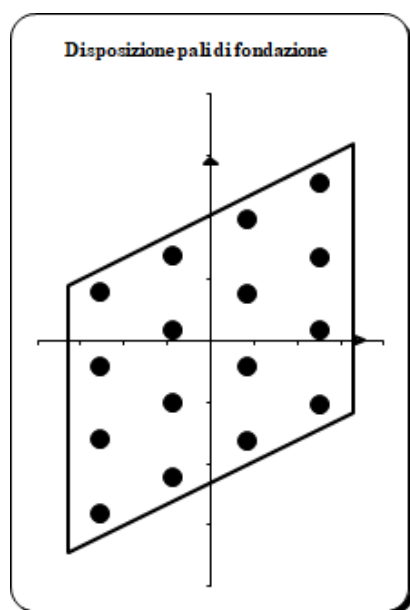
10. PALI SPALLE

10.1. Azioni agenti sui pali di fondazione

In questo paragrafo è riportato il calcolo delle sollecitazioni di carico assiale, momento e taglio agenti lungo il fusto dei pali. Le azioni sui pali sono calcolate a partire dalle sollecitazioni trasmesse in fondazione dalla struttura. Le azioni globali sono relative al baricentro della fondazione della spalla e sono riferite all'intradosso della fondazione stessa.

Le verifiche dei pali di fondazione sono eseguite con riferimento alle combinazioni di carico più gravose caratterizzate da massimo sforzo assiale e massima azione tagliante sui pali.

Geometria della palificata



f =	✓	1.50	m	<i>Diametro pali</i>
Ap =	✓	1.77	m ²	<i>Area singolo palo</i>
np =	✓	16		<i>Numero totale pali</i>
Bx =	✓	13.11	m	<i>Lunghezza zattera di fondazione dir. X</i>
By =	✓	21.85	m	<i>Lunghezza zattera di fondazione dir. Y</i>

COORD. CENTRO PALI RISPETTO BARICENTRO FONDAZIONE						
Palo	X	Y	ri	X2	Y2	ri2
n°	m	m	m	m2	m2	m2
1	-5.13	3.86	6.42	26.32	14.90	41.22
2	-5.13	-2.11	5.55	26.32	4.45	30.77
3	-5.13	-8.07	9.56	26.32	65.12	91.44
4	-5.13	-14.03	14.94	26.32	196.84	223.16
5	-1.74	6.81	7.03	3.03	46.38	49.40
6	-1.74	0.85	1.94	3.03	0.72	3.75
7	-1.74	-5.12	5.41	3.03	26.21	29.24
8	-1.74	-11.08	11.22	3.03	122.77	125.79
9	1.66	9.76	9.90	2.76	95.26	98.01
10	1.66	3.80	4.15	2.76	14.44	17.20
11	1.66	-2.16	2.72	2.76	4.67	7.42
12	1.66	-8.13	8.30	2.76	66.10	68.85
13	5.06	12.72	13.69	25.60	161.80	187.40
14	5.06	6.75	8.44	25.60	45.56	71.17
15	5.06	0.79	5.12	25.60	0.62	26.23
16	5.06	-5.17	7.23	25.60	26.73	52.33

Combinazioni SLU

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA

C.C. n°	N kN	T _x kN	T _y kN	M _x kNm	M _y kNm	N _{max/palo} kN	N _{min/palo} kN	T _{/palo} kN
SLU (A1+M1) -SLU1	76895	5968	5855	-22761	130175	7791	1814	523
SLU (A1+M1) -SLU2	59122	5212	5855	-18468	102147	6041	1345	490
SLU (A1+M1) -SLU3	72663	5602	6042	-23091	130241	7530	1547	515
SLU (A1+M1) -SLU4	59135	5212	6042	-18798	102213	6046	1343	499
SLU (A1+M1) -SLU5	74996	5602	5748	-23008	142489	7944	1421	502
SLU (A1+M1) -SLU6	61467	5212	5748	-18715	114460	6459	1217	485
SLU (A1+M1) -SLU7	70305	5602	5962	-22515	117862	7108	1677	511
SLU (A1+M1) -SLU8	56777	5212	5962	-18222	89834	5623	1473	495
SLU (A1+M1) -SLU9	75008	5602	5935	-23337	142555	7948	1419	510
SLU (A1+M1) -SLU10	61480	5212	5935	-19044	114526	6464	1215	494
SLU (A1+M1) -SLU11	70318	5602	6149	-22845	117928	7112	1675	520
SLU (A1+M1) -SLU12	56789	5212	6149	-18552	89900	5628	1471	504
SLU (A1+M1) -SLU13	72635	8192	5627	-20691	139162	7710	1357	621
SLU (A1+M1) -SLU14	59107	7802	5627	-16398	111133	6225	1153	601
SLU (A1+M1) -SLU15	72648	8192	5814	-21021	139228	7714	1355	628
SLU (A1+M1) -SLU16	59119	7802	5814	-16728	111200	6230	1151	608
SLU (A1+M1) -SLU17	74980	8192	5520	-20937	151475	8128	1229	617
SLU (A1+M1) -SLU18	61452	7802	5520	-16644	123447	6643	1025	597
SLU (A1+M1) -SLU19	70290	8192	5734	-20445	126848	7292	1485	625
SLU (A1+M1) -SLU20	56761	7802	5734	-16152	98820	5808	1281	605
SLU (A1+M1) -SLU21	74993	8192	5707	-21267	151541	8132	1227	624
SLU (A1+M1) -SLU22	61465	7802	5707	-16974	123513	6648	1023	604
SLU (A1+M1) -SLU23	70302	8192	5921	-20774	126915	7296	1483	632
SLU (A1+M1) -SLU24	56774	7802	5921	-16481	98886	5812	1279	612

	SLU (A1+M1) - SLU1	SLU (A1+M1) - SLU2	SLU (A1+M1) - SLU3	SLU (A1+M1) - SLU4	SLU (A1+M1) - SLU5	SLU (A1+M1) - SLU6	SLU (A1+M1) - SLU7	SLU (A1+M1) - SLU8	SLU (A1+M1) - SLU9	SLU (A1+M1) - SLU10	SLU (A1+M1) - SLU11	SLU (A1+M1) - SLU12	SLU (A1+M1) - SLU13
Palo	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	1814	1345	1547	1343	1421	1217	1677	1473	1419	1215	1675	1471	1357
2	1966	1469	1701	1469	1575	1342	1828	1595	1575	1342	1828	1595	1496
3	2118	1592	1856	1594	1728	1467	1978	1717	1731	1469	1980	1719	1634
4	2270	1715	2010	1720	1882	1592	2128	1838	1886	1596	2133	1843	1772
5	3651	2784	3383	2782	3438	2836	3334	2732	3435	2834	3332	2730	3333
6	3803	2908	3538	2907	3591	2961	3484	2854	3591	2961	3484	2854	3471
7	3955	3031	3692	3033	3745	3086	3635	2976	3747	3088	3637	2978	3609
8	4107	3154	3846	3159	3899	3211	3785	3098	3903	3216	3789	3102	3747
9	5493	4228	5226	4225	5460	4460	4996	3995	5458	4458	4993	3993	5314
10	5645	4351	5380	4351	5614	4585	5146	4117	5614	4585	5146	4117	5452
11	5797	4474	5534	4477	5768	4710	5296	4239	5770	4712	5298	4241	5591
12	5949	4598	5688	4602	5922	4835	5447	4361	5926	4840	5451	4365	5729
13	7335	5671	7068	5669	7483	6084	6657	5258	7481	6082	6655	5256	7296
14	7488	5795	7222	5795	7637	6209	6808	5380	7637	6209	6807	5380	7434
15	7640	5918	7376	5920	7791	6334	6958	5502	7792	6336	6960	5504	7572
16	7791	6041	7530	6046	7944	6459	7108	5623	7948	6464	7112	5628	7710
max n° palo	7791	6041	7530	6046	7944	6459	7108	5623	7948	6464	7112	5628	7710
min n° palo	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16
max n° palo	1814	1345	1547	1343	1421	1217	1677	1473	1419	1215	1675	1471	1357
min n° palo	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

	SLU (A1+M1) - SLU14	SLU (A1+M1) - SLU15	SLU (A1+M1) - SLU16	SLU (A1+M1) - SLU17	SLU (A1+M1) - SLU18	SLU (A1+M1) - SLU19	SLU (A1+M1) - SLU20	SLU (A1+M1) - SLU21	SLU (A1+M1) - SLU22	SLU (A1+M1) - SLU23	SLU (A1+M1) - SLU24
Palo	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	1153	1355	1151	1229	1025	1485	1281	1227	1023	1483	1279
2	1263	1496	1263	1369	1136	1622	1389	1369	1137	1622	1390
3	1372	1636	1375	1509	1248	1759	1497	1511	1250	1761	1500
4	1482	1776	1486	1649	1359	1895	1605	1653	1363	1900	1610
5	2731	3331	2729	3385	2783	3281	2679	3382	2781	3279	2677
6	2841	3471	2841	3524	2894	3417	2787	3524	2894	3417	2787
7	2950	3611	2953	3664	3006	3554	2895	3667	3008	3556	2897
8	3060	3752	3064	3804	3117	3691	3003	3809	3121	3695	3008
9	4314	5312	4312	5547	4547	5082	4082	5544	4544	5079	4079
10	4424	5452	4423	5687	4658	5218	4190	5686	4658	5218	4189
11	4533	5593	4535	5826	4769	5355	4297	5828	4771	5357	4299
12	4643	5733	4647	5966	4880	5492	4405	5971	4884	5496	4410
13	5897	7293	5894	7709	6310	6883	5484	7706	6307	6880	5481
14	6006	7434	6006	7849	6421	7019	5592	7848	6421	7019	5592
15	6116	7574	6118	7988	6532	7156	5700	7990	6534	7158	5702
16	6225	7714	6230	8128	6643	7292	5808	8132	6648	7296	5812
max	6225	7714	6230	8128	6643	7292	5808	8132	6648	7296	5812
n° palo	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16
min	1153	1355	1151	1229	1025	1485	1281	1227	1023	1483	1279
n° palo	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

max	8132
min	1023

Combinazioni Sismiche

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA								
C.C.	N	T _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palo}	N _{min/palo}	T _{palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
Sisma X Nmax+	38250	4756	1521	-8256	82270	4242	526	312
Sisma Z Nmax+	39303	1598	1521	-8348	80170	4262	639	138
Sisma Y Nmax+	38250	1598	3331	-5545	78692	4148	618	231
Sisma X Nmax-	37347	4756	1521	-8177	81003	4157	499	312
Sisma Z Nmax-	36294	1598	1521	-8085	75947	3980	545	138
Sisma Y Nmax-	37347	1598	3331	-5466	77425	4063	590	231

	Sisma X Nmax+	Sisma Z Nmax+	Sisma Y Nmax+	Sisma X Nmax-	Sisma Z Nmax-	Sisma Y Nmax-
Palo	N	N	N	N	N	N
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	526	639	618	499	545	590
2	582	694	655	553	600	626
3	637	750	692	608	654	663
4	692	806	729	662	707	699
5	1707	1788	1755	1661	1634	1709
6	1763	1844	1792	1716	1688	1745
7	1818	1900	1829	1770	1742	1782
8	1873	1956	1866	1825	1796	1818
9	2892	2942	2896	2827	2726	2831
10	2947	2997	2933	2882	2780	2868
11	3002	3053	2970	2937	2834	2904
12	3058	3109	3007	2991	2888	2941
13	4077	4095	4037	3993	3818	3954
14	4132	4151	4074	4048	3872	3990
15	4187	4207	4111	4103	3926	4027
16	4242	4262	4148	4157	3980	4063
max	4242	4262	4148	4157	3980	4063
n° palo	16	16	16	16	16	16
min	526	639	618	499	545	590
n° palo	1	1	1	1	1	1
max	4262					
min	499					

Combinazioni SLE

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA

C.C.	N	T _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palo}	N _{min/palo}	T _{/palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SLE1	54202	3262	4038	-3057	15272	3740	3035	324
SLE2	54210	3255	4163	-3005	17443	3788	2987	330
SLE3	54202	2365	4038	-3057	15353	3742	3033	292
SLE4	52638	3255	4109	-2893	17399	3688	2891	328
SLE5	54210	3255	4163	-3005	17443	3788	2987	330
SLE6	52647	3255	4234	-2840	17443	3689	2890	334
SLE7	54191	4144	3881	-2524	21588	3875	2896	355
SLE8	54200	4144	4005	-2472	21632	3876	2896	360
SLE9	54191	4144	3881	-2524	21588	3875	2896	355
SLE10	52628	4144	3952	-2360	21588	3776	2799	358
SLE11	54200	4144	4005	-2472	21632	3876	2896	360
SLE12	52636	4144	4077	-2308	21632	3777	2799	363

	SLE1	SLE2	SLE3	SLE4	SLE5	SLE6	SLE7	SLE8	SLE9	SLE10	SLE11	SLE12
Palo	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	3035	2987	3033	2891	2987	2890	2896	2896	2896	2799	2896	2799
2	3055	3008	3054	2910	3008	2909	2913	2913	2913	2815	2913	2814
3	3076	3028	3074	2929	3028	2928	2930	2929	2930	2831	2929	2830
4	3096	3048	3094	2949	3048	2947	2947	2946	2947	2847	2946	2845
5	3249	3234	3249	3137	3234	3137	3205	3206	3205	3108	3206	3109
6	3270	3254	3269	3156	3254	3156	3222	3222	3222	3124	3222	3124
7	3290	3274	3289	3175	3274	3175	3239	3239	3239	3140	3239	3140
8	3310	3294	3310	3195	3294	3194	3256	3255	3256	3156	3255	3155
9	3464	3481	3465	3383	3481	3385	3515	3516	3515	3419	3516	3420
10	3484	3501	3485	3403	3501	3404	3531	3533	3531	3434	3533	3436
11	3505	3521	3505	3422	3521	3423	3548	3549	3548	3450	3549	3451
12	3525	3541	3526	3441	3541	3442	3565	3566	3565	3466	3566	3466
13	3679	3728	3681	3630	3728	3632	3824	3827	3824	3729	3827	3731
14	3699	3748	3701	3649	3748	3651	3841	3843	3841	3745	3843	3747
15	3720	3768	3721	3669	3768	3670	3858	3860	3858	3760	3860	3762
16	3740	3788	3742	3688	3788	3689	3875	3876	3875	3776	3876	3777
max n° palo	3740	3788	3742	3688	3788	3689	3875	3876	3875	3776	3876	3777
min n° palo	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16
max	3035	2987	3033	2891	2987	2890	2896	2896	2896	2799	2896	2799
min	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

max	3876
min	2799

10.2. Criteri di verifica pali

Per quanto attiene alla verifica dei pali di fondazione, secondo le indicazioni contenute nelle “Norme Tecniche per le Costruzioni” 2018, le verifiche di sicurezza relative allo Stato Limite Ultimo e in condizioni sismiche, con riferimento alla combinazione di Salvaguardia della Vita (SLV) impongono che:

$$Ed \leq Rd$$

essendo Ed il valore di progetto dell’azione o degli effetti delle azioni ed Rd il valore di progetto della resistenza del terreno.

Rimandando al N.T.C. per i dettagli, le verifiche saranno svolte con la seguente combinazione:

Approccio 2 “A1+M1+R3”;

Nel seguente prospetto sono indicati i coefficienti parziali da applicare ai principali parametri fisico-meccanici del terreno:

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

I coefficienti parziali da applicare alle Resistenze per carichi assiali, risultano i seguenti:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Il coefficiente parziali da applicare alle Resistenze per carichi trasversali invece, risulta il seguente:

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

La resistenza di progetto del palo soggetto a carichi assiali si ottiene mediante le seguenti relazioni:

$$R_d = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R} : \text{resistenza a compressione}$$

$$R_d = \frac{R_{t,k}}{\gamma_R} : \text{resistenza a trazione}$$

con:

- $R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$: resistenza caratt. palo soggetto a carichi assiali di compressione;
- $R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$: resistenza caratt. del palo soggetto a carichi assiali di trazione;
- $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$): resistenza di calcolo del palo soggetto a carichi assiali di compressione (di trazione);
- ξ_3 e ξ_4 : coefficienti che dipendono dal numero di verticali di indagini considerate per la singola opera, sulla base dell'affidabilità della caratterizzazione geotecnica nel volume significativo, i cui valori sono indicati nella Tabella 6.4.IV seguente tratta dal D.M. 17/01/2018.

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

- γ_R : coefficiente parziale per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi assiali i cui valori sono riportati nella Tabella 6.4.II seguente tratta dal D.M. 17/01/2018.

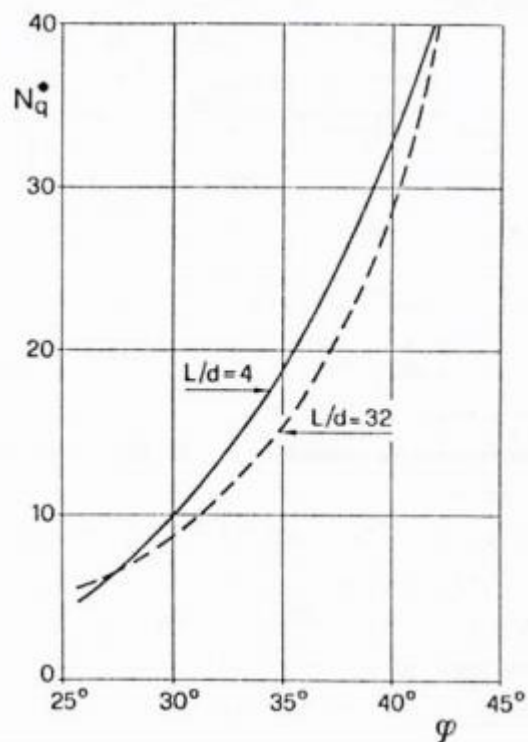
Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

10.3. Calcolo della capacità portante limite

Nel calcolo della resistenza della capacità portante limite per pali di grande diametro si considera il seguente grafico per il calcolo di N_q^* di Berezantev, riportato nelle linee guida AGI.



CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

OPERA: Ponte

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.50 (m) Area del Palo (Ap): 1.767 (m²)

Carico massimo sul palo Nd = 8132 (kN) Lpalo= 30.00 (m)

(Comb. A1+M1+R3)

Fattori di correlazione in funzione delle verticali indagate:

ξ
1.70

Coefficienti parziali γ_r da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

R3 Pali trivellati

γ_b 1.35

γ_s 1.15

Coefficiente parziale γ_r per le verifiche agli SLU di pali soggetti a carichi trasversali

R3

γ_t 1.3

DATI DI INGRESSO

D	diametro del palo	1.50	[m]
L	lunghezza massima di calcolo	30.00	[m]
z_w	profondità della falda dal p.c.	16.00	[m]

n° strato	tipo terreno	ΔH_i [m]	H_f [m]	γ_n [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	N_{SPT} [-]	ϕ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]	c_σ [kPa]
1	Riparto	5.00	0.00	19.00	19.00		25.00	0.70	0.00	0.00	0.00
2	Ghiaia sab	6.00	11.00	19.00	19.00		35.00	0.70	0.00	0.00	0.00
3	Sabbia	5.00	16.00	19.00	19.00		30.00	0.70	0.00	0.00	0.00
4	Sabbia falc	14.00	30.00	19.00	9.00		30.00	0.70	0.00	0.00	0.00

LEGENDA

ΔH_i	spessore dello strato
H_f	profondità dello strato dal p.c.
γ_n	peso specifico del terreno naturale
γ'	peso specifico efficace
N_{SPT}	Numero colpi al piede (solo granula)
ϕ	angolo di attrito (solo granulari)
K	rapporto tra σ_h/σ_v
c_u	coesione non drenata (solo coesivi)
c_a	adesione (solo coesivi)

PORTATA ALLA BASE - protocollo di Berenzantzev

n° strato	tipo terreno	ΔH_i [m]	H_f [m]	γ_n [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	N_{SPT} [-]	ϕ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]	c_a [kPa]
4		14,00	30,00	19,00	9,00	0,00	30,00	0,70	0,00	0,00	0,00

A_b	Area della base del palo	1.77	[m ²]
σ_{vL}	Pressione geostatica di base	430	[kPa]
$N_q = \sigma_{vL} B_k$	Coeff. di pressione geostatica	8	
c	Coesione alla base	0.00	[kPa]
N_c	Coeff. di coesione		

$Q_{b,lim}$	Portata limite di base	6078.98	[kN]
$Q_{b,amm}$	Portata amm. di base	2643.04	[kN]

PORTATA LATERALE - protocollo di Viggiani

		$\sigma_{v,i}$	$\sigma_{v,(i+1)}$	$\sigma_{v,med}$	$\sigma_{n,med}$		c_a	s
$\sigma_{n,1}$	tensione laterale strato 1°	0	95	47.5	33.25	[kPa]	0.00	15.50
$\sigma_{n,2}$	tensione laterale strato 2°	95	209	152	106.4	[kPa]	0.00	74.50
$\sigma_{n,3}$	tensione laterale strato 3°	209	304	256.5	179.55	[kPa]	0.00	103.66
$\sigma_{n,4}$	tensione laterale strato 4°	304	430	367	256.9	[kPa]	0.00	148.32

$Q_{l,lim}$	Portata limite laterale	14699.59	[kN]	<u>Peso proprio palo</u>	1325.36	[kN]
$Q_{l,amm}$	Portata amm. laterale	7499.79	[kN]			

Si considera il contributo del peso del palo considerando però che il volume dello stesso va a sostituire un egual volume di terreno:

γ_{terreno}	19 kN/mc	
γ_{cls}	25 kN/mc	
Peso palo =	1325	kN
Peso terreno =	1007	kN
$\Delta W =$	318	kN

Nslu	8132	Q_{punta}	2643
W*1.35	429	Q_{lat}	7500
	8561		10143

VERIFICA SODDISFATTA

I pali sono ad interasse di 3 diametri e pertanto si assume un fattore di efficienza $E = 1$. Da qui la portata totale ammissibile di gruppo vale $(Q_{\text{punta}} + Q_{\text{lat}}) * n^{\circ} \text{pali} - W_{\text{pali}}$

n°pali	16	kN	
PORTATA TOTALE AMM. DI GRUPPO =		157196	
CARICO MASSIMO SULLA PALIFICATA =		54210	VERIFICA SODDISFATTA

10.4. Calcolo del carico limite orizzontale

Metodo di Broms

Si assume che il comportamento dell'interfaccia palo/terreno sia di tipo rigido–perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimanga costante al crescere dello spostamento stesso. Si assume inoltre che la forma della sezione del palo sia ininfluyente e che il valore della pressione p sia determinato solo dalla dimensione d della sezione del palo misurata normalmente alla direzione dello spostamento. Per un terreno incoerente, si assume che la resistenza del terreno vari linearmente con la profondità z secondo la legge:

$$p = 3 k_p \gamma z d$$

dove:

- γ = peso di volume del terreno
- d = diametro del palo
- z = profondità
- $k_p = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$

I possibili meccanismi di rottura di pali vincolati in testa sono illustrati nelle figure seguenti relativamente al caso di palo “corto” e “lungo” insieme alle distribuzioni delle reazioni del terreno.

I pali “corti” sono quelli indicati in cui il carico limite dipende esclusivamente dalla resistenza del terreno, mentre il carico limite dei pali “lunghi” dipende principalmente dal momento di plasticizzazione del palo stesso.

Nel caso di palo “corto” l'equilibrio orizzontale fornisce:

- $H_u = 1.5 \gamma L^2 d k_p$

mentre il momento massimo è:

- $M_{\max} = 2/3 H_u L$

Occorre comunque verificare la condizione $M_{\max} < M_y$ (M_y : momento ultimo del palo).

Per il palo “lungo” il massimo momento lungo il fusto del palo, che si verifica alla profondità f , uguaglia il momento di plasticizzazione; si forma pertanto una seconda cerniera plastica. L'equilibrio alla rotazione del tratto di palo compreso fra le due cerniere fornisce:

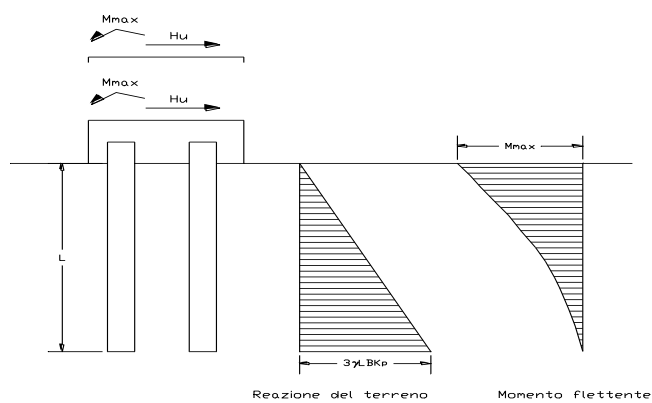
- $H_u (e+2/3f) = 2 M_y$

dove:

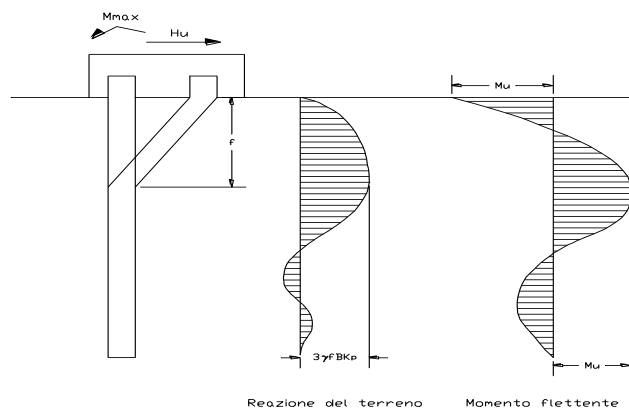
- $f = 0.82 [H_u / (\gamma d k_p)]^{0.5}$.

Schemi di rottura metodo di Broms:

Pali corti:



Pali lunghi:



Calcolo del momento di plasticizzazione considerando l'armatura nel primo tratto, corrispondente a circa l'1% della sezione:

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1500 (mm)

Raggio = 750 (mm)

Sforzo Normale = 1023 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

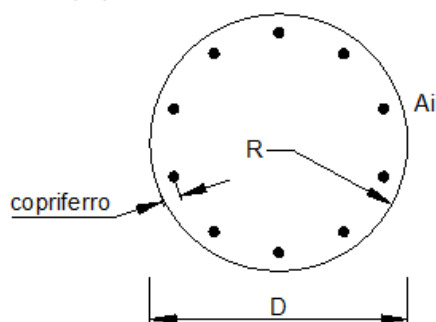
calcestruzzo

Rck = 30 $\frac{N}{mm^2}$

$\gamma_{m,c}$ = 2.1

α = 0.8

$f_{cd} = R_{ck} / \gamma_c = 14.29 \text{ (N/mm}^2\text{)}$



Acciaio

tipo di acciaio

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

$\gamma_E = 1.00$

$\gamma_s = 1.15$

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E = 391.3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$E_s = 206000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$\epsilon_{ys} = 0.190\%$

$\epsilon_{uk} = 7.500\%$ $\alpha = 0.9$

$\epsilon_{ud} = 6.750\%$

Armature

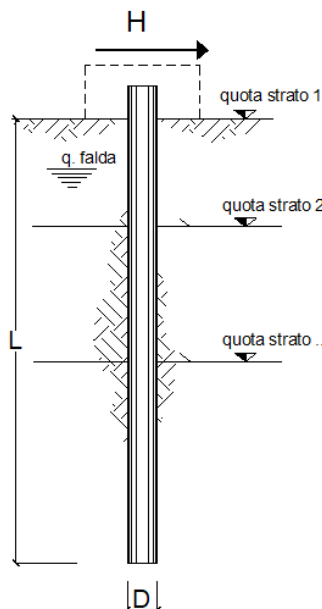
numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
40	24	18095.57	60
0	0	0.00	85
0	8	0.00	30

calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 4463.8 \text{ (kN m)}$

opera **Ponte**



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		0.00	19	9	25	2.46	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		-5.00	19	9	35	3.69	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		-11.00	19	9	30	3.00	0
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00	

Quota falda -16 (m)
 Diametro del palo D 1.50 (m)
 Lunghezza del palo L 30.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y 4464 (kNm)
 Step di calcolo 0.01 (m)

- ☒ palo impedito di ruotare
☐ palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

Palo lungo H = 2657.0 (kN)
 Palo intermedio H = 29683.4 (kN)
 Palo corto H = 104454.5 (kN)

Hlim = 2657.0 (kN) **Palo lungo**

Fattori di correlazione in funzione delle verticali indagate:

ξ
1.70

Coefficiente parziale γ_t per le verifiche agli SLU di pali soggetti a carichi trasversali

R3
 γ_t 1.3

$$R_t = H_{lim} / (\xi \cdot \gamma) = 2657 \text{ kN} / (1.7 \cdot 1.3) = 1202 > T_{max} = 632 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Calcolo del momento di plasticizzazione considerando l'armatura nel secondo tratto corrispondente a circa lo 0.3% della sezione:

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1500 (mm)
Raggio = 750 (mm)
Sforzo Normale = 0 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

Rck = 30 $\frac{N}{mm^2}$

$\gamma_{m,c}$ = 2.1

α = 0.8

fcd = Rck / γ_c = 14.29 (N/mm²)

Acciaio

tipo di acciaio

fyk = 450 (N/mm²)

γ_E = 1.00

γ_S = 1.15

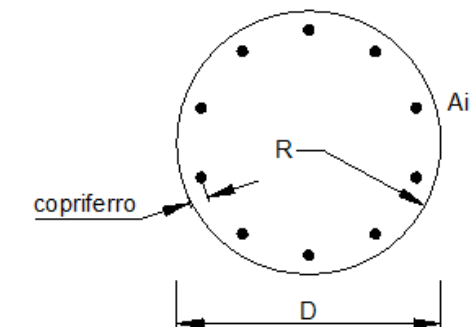
fyd = fyk / γ_S / γ_E = 391.3 (N/mm²)

Es = 206000 (N/mm²)

ϵ_{ys} = 0.190%

ϵ_{uk} = 7.500%

ϵ_{ud} = 6.750%



Armature

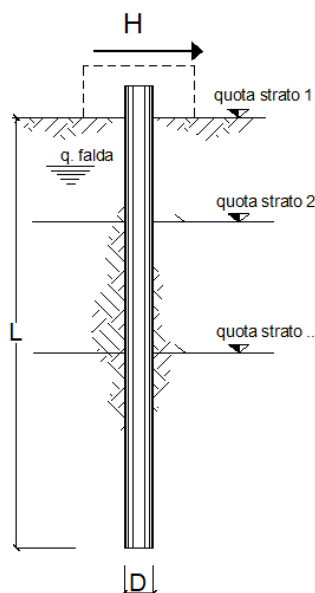
numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
20	20	6283.19	60
0	0	0.00	85
0	8	0.00	30

calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 1557.0 (kN m)

opera **Ponte**



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
	p.c.=strato 1	0.00	19	9	25	2.46	0
<input checked="" type="checkbox"/>	strato 2	-5.00	19	9	35	3.69	0
<input checked="" type="checkbox"/>	strato 3	-11.00	19	9	30	3.00	0
<input type="checkbox"/>	strato 4					1.00	
<input type="checkbox"/>	strato 5					1.00	
<input type="checkbox"/>	strato 6					1.00	

Quota falda -16 (m)
 Diametro del palo D 1.50 (m)
 Lunghezza del palo L 30.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y 1557 (kNm)
 Step di calcolo 0.01 (m)

☒ palo impedito di ruotare
☐ palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

Palo lungo H = 1316.3 (kN)
 Palo intermedio H = 29584.2 (kN)
 Palo corto H = 104454.5 (kN)

Hlim = 1316.3 (kN) Palo lungo

$$R_t = H_{lim} / (\zeta \cdot \gamma) = 1316 \text{ kN} / (1.7 \cdot 1.3) = 595 > T \text{ (a q.ta } > 10\text{m)} = 42 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

10.5. Sollecitazioni lungo il palo

Di seguito si ricavano i momenti agenti lungo il palo per la verifica strutturale:

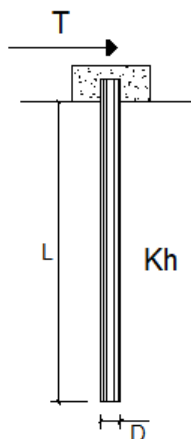
Comb. SLU

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: Ponte

DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	1.5	(m)
Lunghezza del palo (L)	30	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	20	(N/cm ³)
Forza orizzontale agente (T):	632	(kN)
Rbk del calcestruzzo:	30.0	(MPa)
Ecls ($E = 5700(Rbk)^{1/2}$):	31220	(MPa)
J ($J = \pi \cdot D^4 / 64$):	24850489	(cm ⁴)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot E J / k_h \cdot D)^{1/4}$):	567.12	(cm)



z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm ²)	(rad)	(kNm)	(kN)
0.00	0.371	7.43	0.00000	1792.109	-632.000
0.60	0.368	7.35	-0.00012	1432.932	-565.373
1.20	0.357	7.14	-0.00022	1113.396	-500.066
1.80	0.341	6.83	-0.00030	832.375	-437.143
2.40	0.322	6.43	-0.00035	588.183	-377.416
3.00	0.299	5.99	-0.00039	378.716	-321.479
3.60	0.275	5.51	-0.00041	201.568	-269.736
4.20	0.250	5.00	-0.00042	54.145	-222.428
4.80	0.225	4.50	-0.00042	-66.254	-179.663
5.40	0.200	4.00	-0.00041	-162.358	-141.435
6.00	0.176	3.51	-0.00040	-236.865	-107.649
6.60	0.152	3.05	-0.00038	-292.392	-78.138
7.20	0.131	2.61	-0.00035	-331.442	-52.682
7.80	0.110	2.21	-0.00032	-356.370	-31.020
8.40	0.092	1.83	-0.00030	-369.367	-12.864
9.00	0.075	1.49	-0.00027	-372.447	2.089
9.60	0.060	1.19	-0.00024	-367.439	14.148
10.20	0.046	0.92	-0.00021	-355.986	23.622
10.80	0.034	0.68	-0.00018	-339.548	30.814
11.40	0.024	0.48	-0.00016	-319.407	36.014
12.00	0.015	0.30	-0.00013	-296.675	39.497
12.60	0.008	0.15	-0.00011	-272.303	41.520
13.20	0.001	0.03	-0.00009	-247.095	42.321
13.80	-0.004	-0.07	-0.00007	-221.719	42.117
14.40	-0.008	-0.15	-0.00006	-196.716	41.104
15.00	-0.011	-0.21	-0.00004	-172.521	39.456
15.60	-0.013	-0.26	-0.00003	-149.465	37.328
16.20	-0.014	-0.29	-0.00002	-127.796	34.854

z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm²)	(rad)	(kNm)	(kN)
16.80	-0.015	-0.31	-0.00001	-107.686	32.150
17.40	-0.016	-0.32	0.00000	-89.242	29.314
18.00	-0.016	-0.32	0.00000	-72.519	26.429
18.60	-0.016	-0.32	0.00001	-57.524	23.561
19.20	-0.015	-0.30	0.00001	-44.230	20.766
19.80	-0.015	-0.29	0.00001	-32.581	18.086
20.40	-0.014	-0.27	0.00002	-22.498	15.553
21.00	-0.013	-0.25	0.00002	-13.884	13.189
21.60	-0.012	-0.23	0.00002	-6.633	11.011
22.20	-0.010	-0.21	0.00002	-0.632	9.026
22.80	-0.009	-0.19	0.00002	4.238	7.239
23.40	-0.008	-0.17	0.00002	8.093	5.646
24.00	-0.007	-0.15	0.00002	11.051	4.243
24.60	-0.006	-0.13	0.00002	13.222	3.022
25.20	-0.005	-0.11	0.00001	14.712	1.974
25.80	-0.005	-0.09	0.00001	15.622	1.085
26.40	-0.004	-0.07	0.00001	16.044	0.344
27.00	-0.003	-0.06	0.00001	16.062	-0.262
27.60	-0.002	-0.05	0.00001	15.754	-0.748
28.20	-0.002	-0.04	0.00001	15.187	-1.126
28.80	-0.001	-0.03	0.00001	14.422	-1.409
29.40	-0.001	-0.02	0.00001	13.513	-1.610
30.00	-0.001	-0.01	0.00001	12.505	-1.740

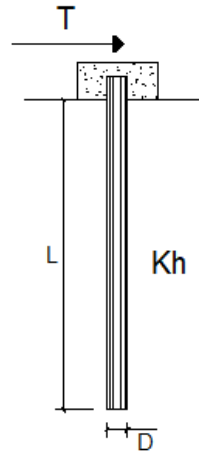
Comb. SLE

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: Ponte

DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D): 1.5 (m)
Lunghezza del palo (L): 30 (m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h): 20 (N/cm³)
Forza orizzontale agente (T): 363 (kN)
Rbk del calcestruzzo: 30.0 (MPa)
Ecls ($E = 5700(Rbk)^{1/2}$): 31220 (MPa)
J ($J = \pi \cdot D^4 / 64$): 24850489 (cm⁴)
 λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot E J / k_h \cdot D)^{1/4}$): 567.12 (cm)



z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spont.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm ²)	(rad)	(kNm)	(kN)
0.00	0.213	4.27	0.00000	1029.328	-363.000
0.60	0.211	4.22	-0.00007	823.029	-324.732
1.20	0.205	4.10	-0.00013	639.498	-287.221
1.80	0.196	3.92	-0.00017	478.089	-251.081
2.40	0.185	3.70	-0.00020	337.833	-216.775
3.00	0.172	3.44	-0.00022	217.522	-184.647
3.60	0.158	3.16	-0.00024	115.774	-154.927
4.20	0.144	2.87	-0.00024	31.099	-127.755
4.80	0.129	2.58	-0.00024	-38.054	-103.192
5.40	0.115	2.30	-0.00024	-93.253	-81.235
6.00	0.101	2.02	-0.00023	-136.047	-61.830
6.60	0.088	1.75	-0.00022	-167.940	-44.880
7.20	0.075	1.50	-0.00020	-190.369	-30.259
7.80	0.063	1.27	-0.00019	-204.687	-17.817
8.40	0.053	1.05	-0.00017	-212.152	-7.388
9.00	0.043	0.86	-0.00015	-213.921	1.200
9.60	0.034	0.68	-0.00014	-211.045	8.126
10.20	0.026	0.53	-0.00012	-204.467	13.568
10.80	0.020	0.39	-0.00011	-195.025	17.699
11.40	0.014	0.27	-0.00009	-183.457	20.685
12.00	0.009	0.17	-0.00008	-170.400	22.686
12.60	0.004	0.09	-0.00006	-156.402	23.848
13.20	0.001	0.02	-0.00005	-141.923	24.308
13.80	-0.002	-0.04	-0.00004	-127.348	24.191
14.40	-0.004	-0.09	-0.00003	-112.987	23.609
15.00	-0.006	-0.12	-0.00003	-99.090	22.662
15.60	-0.007	-0.15	-0.00002	-85.848	21.440
16.20	-0.008	-0.17	-0.00001	-73.402	20.019

z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm²)	(rad)	(kNm)	(kN)
16.80	-0.009	-0.18	-0.00001	-61.851	18.466
17.40	-0.009	-0.18	0.00000	-51.258	16.837
18.00	-0.009	-0.18	0.00000	-41.652	15.180
18.60	-0.009	-0.18	0.00000	-33.040	13.533
19.20	-0.009	-0.18	0.00001	-25.405	11.928
19.80	-0.008	-0.17	0.00001	-18.714	10.388
20.40	-0.008	-0.16	0.00001	-12.922	8.933
21.00	-0.007	-0.15	0.00001	-7.974	7.576
21.60	-0.007	-0.13	0.00001	-3.810	6.324
22.20	-0.006	-0.12	0.00001	-0.363	5.185
22.80	-0.005	-0.11	0.00001	2.434	4.158
23.40	-0.005	-0.10	0.00001	4.649	3.243
24.00	-0.004	-0.08	0.00001	6.347	2.437
24.60	-0.004	-0.07	0.00001	7.594	1.736
25.20	-0.003	-0.06	0.00001	8.450	1.134
25.80	-0.003	-0.05	0.00001	8.973	0.623
26.40	-0.002	-0.04	0.00001	9.215	0.198
27.00	-0.002	-0.03	0.00001	9.226	-0.151
27.60	-0.001	-0.03	0.00001	9.048	-0.429
28.20	-0.001	-0.02	0.00001	8.723	-0.647
28.80	-0.001	-0.02	0.00000	8.283	-0.809
29.40	-0.001	-0.01	0.00000	7.761	-0.925
30.00	0.000	-0.01	0.00000	7.182	-0.999

10.6. Verifica di armatura

Si prevede una gabbia di 40 ϕ 24 e spirale ϕ 12/10 pari all'1% della sezione in c.a.:

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: palo1500-1

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave di fondazione in combinazione sismica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	141.60	daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	70.80	daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	314750	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	25.60	daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	150.00	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	112.50	daN/cm ²
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1\beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1\beta_2$:	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm ²

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Conglomerato:	C25/30

Raggio circ.:	75.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
\emptyset	Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	\emptyset
1	0.0	0.0	65.0	40	24

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm
 Passo staffe: 10.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	179200	0	63200	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	102900	0

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	102900 (104395)	0 (0)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	102900 (104395)	0 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 8.8 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.8 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 7.6 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	179200	0	0	401870	0	2.24	122.1(35.3)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.243	0.0	75.0	0.00247	0.0	65.0	-0.01090	0.0	-65.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000102826	-0.004211984	0.243	0.744

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	12 mm
Passo staffe:	10.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [daN] = proiezione di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vvd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L =lunghezza legatura proiettata sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vvd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	63200	481553	97692	122.6	123.2	1.000	1.000	14.6	22.6(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm ²]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm ²]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	25.2	0.0	55.0	-328	0.0	-65.0	----	----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	25.2	0.0	55.0	-328	0.0	-65.0	----	----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera f_{ctm} in almeno una combinazione
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copri ferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 \cdot S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00079	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.40)	104395	0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	25.2	0.0	55.0	-328	0.0	-65.0	----	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00079	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	104395	0

Per le gabbie successive si prevede una gabbia di 20φ22 e spirale φ12/10 pari allo 0.3% della sezione in c.a.

Si considerano le sollecitazioni massime a profondità superiori a 10m, di cui al paragrafo precedente:

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: palo1500-2

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave di fondazione in combinazione sismica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	141.60	daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	70.80	daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	314750	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	25.60	daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	150.00	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	112.50	daN/cm ²
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \beta_2$:	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm ²

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Conglomerato:	C25/30

Raggio circ.:	75.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	65.0	20	20

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	12 mm
Passo staffe:	10.0 cm

Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	37000	0	4200	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	21000	0

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	21000 (91619)	0 (0)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	21000 (91619)	0 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 9.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 18.3 cm
Copriferro netto minimo staffe: 7.8 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia

N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
	Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	37000	0	0	154894	0	4.19	47.1(35.3)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.151	0.0	75.0	0.00184	0.0	65.0	-0.01972	0.0	-65.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000165872	-0.008940377	0.151	0.700

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	12 mm
Passo staffe:	10.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [daN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	4200	420800	101964	128.0	103.2	1.000	1.000	0.9	22.6(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm ²]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)

Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.9	0.0	55.0	-76	0.0	-65.0	----	----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.9	0.0	55.0	-76	0.0	-65.0	----	----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera f_{ctm} in almeno una combinazione
e1 Esito della verifica
e2 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2 = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3 = 0.5 per flessione; $= (e_1 + e_2) / (2 \cdot e_1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess. Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess. Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00042	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.40)	91619	0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.9	0.0	55.0	-76	0.0	-65.0	----	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00042	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	91619	0

10.7. Cedimenti pali

OPERA: PONTE

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D): 1.50 (m)
 Carico sul palo (P): 3876.0 (kN)
 Lunghezza del Palo (L): 30.00 (m)
 Lunghezza Utile del Palo (Lu): 24.00 (m)
 Modulo di Deformazione (E): 25.00 (MPa)

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): 1.70 (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile} = 11.01 \text{ (mm)}$$

11. PILE DIAFRAMMI

11.1. Analisi e modelli di calcolo

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata tramite uno specifico modulo di calcolo, implementato tramite foglio elettronico, relativamente al quale vengono presentati i dati di input e le computazioni intermedie.

I dati di output sono stati riportati nelle tabelle seguenti. Le azioni elementari vengono combinate con i relativi coefficienti moltiplicativi in funzione della disposizione di carico e del gruppo di appartenenza, secondo le verifiche agli Stati Limite previste dal DM 17/01/2018.

In seguito si riportano le tabelle di combinazione e la tabella riepilogativa complessiva delle sollecitazioni risultanti.

Le sollecitazioni sono state determinate partendo dagli scarichi dell'impalcato di cui al capitolo specifico.

In fase sismica si considera un contributo del carico accidentale pari al 20%.

La pila è realizzata tramite un diaframma in c.a. di spessore 1.0m. Per l'analisi si considerano due modelli distinti e complementari:

- 1) Si considera un vincolo di incastro allo spiccatto della pila, ovvero nella sezione di separazione tra la parte fuori terra e quella interrata. Questo modello consente di calcolare le sollecitazioni longitudinali sulla pila
- 2) Si considera un modello di Paratie che consente di valutare il comportamento geotecnico e strutturale trasversale del diaframma intero.

11.2. Dati di input

	Altezza	A _{spiccato}	A _{top}	Volume	Peso
	m	m ²	m ²	m ³	kN
<i>Fusto pila equivalente</i>	5.50	20.00	0.00	110.00	2750.00
<i>Baggioli</i>	0.30	12.8		3.84	96.00
<i>Appoggi</i>	0.25				
	6.05			TOT	2846.00
<i>Fondazione</i>	10.00	20		200.00	5000.00
<i>Rinterro</i>	0.00	0.00		0.00	0.00
				TOT	7846.00

REAZIONI VINCOLARI [kN,m]

PILA

Appoggio		A			B		
Descrizione carico		FZ	FX	FY	FZ	FX	FY
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Peso proprio+permanenti	g ₁ +g ₂	16957	0.00	4450.00	16555.00	0.00	0.00
Centrifuga				369.00			
Variazione termica costante	e ₃₋₂	1575.00		358.00	1595.00		
C. Mobili disposiz.	q _{1a}	5575.00	0.00	6500.00	5535.00	0.00	0.00
Frenata	q ₃	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento a ponte scarico	q ₅	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento a ponte carico	q ₅	0.00	0.00	170.00	0.00	0.00	0.00
Sisma longitudinale	q ₆	0.00	66.34	0.00	0.00	66.34	0.00
Sisma trasversale	q ₆	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2326.22
Attrito dei vincoli	q ₇	0.00	678.28	0.00	0.00	662.20	0.00

Convenzioni adottate: asse X coincidente con l'asse longitudinale del ponte;
 asse Y coincidente con l'asse trasversale del ponte;

Posizione baggioli (asse y) [m] -8.10 8.10

FORZA STATICA EQUIVALENTE QUOTA APPOGGI: INERZIA IMPALCATO

PILA

DATI SPETTRO PROGETTO

Smorzamento $\zeta = 5.00\%$

PERCENTUALE DI SOVRACCARICO ACCIDENTALE IN CONDIZIONI SISMICHE

20.00%

	R _{PERMA} kN	R _{ACC} kN		H _{SISMA} kN
				SLV
Pila 1	37962	40184.00		4219.32

	ΣR_{perm} kN	ΣR_{perm} kN		ΣH_{sisma} kN
				SLV
SOMME	37962	40184		4219
Masse corrispondenti		4096.2		

Accelerazione equivalente determinata sullo spettro SLV* per determinare le azioni sismiche di progetto

Sag/g = 0.105

FORZA STATICA EQUIVALENTE TRASVERSALE SPICCATO PILA: INERZIA PILA+IMPALC

PILA

N° Fusti per pila	1
	Pila 1
Altezza fusto (m)	5.50
Modulo elastico (kN/m ²)	33600000
Diametri fusto (m)	0
Area fusto (m ²)	
Momento inerzia (m ⁴)	667
Rigidezza (kN/m)	4.04E+08
Peso proprio fusto (kN)	2750.00
Peso totale fusti (kN)	2750.00
Carichi concentrati totali su pila nella combinazione sismica (kN)	40184.00

Peso totale impalcato+pile+baggioli	42934.00	kN
massa sistema	4376.55	kN/massa
Periodo proprio	0.021	s
Accelerazione di progetto (spettro SLV - $\zeta=5\%$)	0.105	ag/g
1/2 Forza inerzia fusti pila applicata a q.ta baggioli	4652.45	kN

FORZA STATICA EQUIVALENTE LONGITUDINALE SPICCATO PILA: INERZIA PILA

PILA

N° Fusti per pila	1
	Pila 1
Altezza fusto (m)	5.50
Modulo elastico (kN/m ²)	33600000
Diametri fusto (m)	0
Area fusto (m ²)	
Momento inerzia (m ⁴)	1.67
Rigidezza (kN/m)	1009767
Peso proprio fusto (kN)	2750.00
Peso totale fusti (kN)	2750.00
Carichi concentrati totali su pila nella combinazione sismica (kN)	40184.00

Peso totale impalcato+pile+baggioli	42934.00	kN
massa sistema	4376.55	kN/massa
Periodo proprio	0.414	s
Accelerazione di progetto (spettro SLV - $\zeta=5\%$)	0.193	ag/g
1/2 Forza inerzia fusti pila applicata a q.ta baggioli	265.38	kN

11.3. Sollecitazioni globali sulla pila

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_m	(M1)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00
<i>Coefficiente efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{ulk}	γ_{cu}	1,00
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,00

Combinazioni di carico SLU

Descrizione	Peso proprio	Permanenti	Centrifuga	ced. Vincolari	Ritiro	Var. termiche	Viscosità	C. mobili	Frenatura	Vento	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	attrito vincoli
SLU (A1+M1) -SLU1	1.35	1.50	1.45	1.20	1.20	0.00	0.00	1.45	0.73	0.00				1.20
SLU (A1+M1) -SLU2	1.00	1.00	1.45	1.20	1.20	0.00	0.00	1.45	0.73	0.00				1.20
SLU (A1+M1) -SLU3	1.35	1.50	1.45	1.20	1.20	0.00	0.00	1.45	0.73	0.90				1.20
SLU (A1+M1) -SLU4	1.00	1.00	1.45	1.20	1.20	0.00	0.00	1.45	0.73	0.90				1.20
SLU (A1+M1) -SLU5	1.35	1.50	1.45	1.20	1.20	0.90	0.90	1.45	0.73	0.00				1.20
SLU (A1+M1) -SLU6	1.00	1.00	1.45	1.20	1.20	0.90	0.90	1.45	0.73	0.00				1.20
SLU (A1+M1) -SLU7	1.35	1.50	1.45	1.20	1.20	-0.90	-0.90	1.45	0.73	0.00				1.20
SLU (A1+M1) -SLU8	1.00	1.00	1.45	1.20	1.20	-0.90	-0.90	1.45	0.73	0.00				1.20
SLU (A1+M1) -SLU9	1.35	1.50	1.45	1.20	1.20	0.90	0.90	1.45	0.73	0.90				1.20
SLU (A1+M1) -SLU10	1.00	1.00	1.45	1.20	1.20	0.90	0.90	1.45	0.73	0.90				1.20
SLU (A1+M1) -SLU11	1.35	1.50	1.45	1.20	1.20	-0.90	-0.90	1.45	0.73	0.90				1.20
SLU (A1+M1) -SLU12	1.00	1.00	1.45	1.20	1.20	-0.90	-0.90	1.45	0.73	0.90				1.20
SLU (A1+M1) -SLU13	1.35	1.50	0.73	1.20	1.20	0.00	0.00	1.45	1.45	0.00				1.20
SLU (A1+M1) -SLU14	1.00	1.00	0.73	1.20	1.20	0.00	0.00	1.45	1.45	0.00				1.20
SLU (A1+M1) -SLU15	1.35	1.50	0.73	1.20	1.20	0.00	0.00	1.45	1.45	0.90				1.20
SLU (A1+M1) -SLU16	1.00	1.00	0.73	1.20	1.20	0.00	0.00	1.45	1.45	0.90				1.20
SLU (A1+M1) -SLU17	1.35	1.50	0.73	1.20	1.20	0.90	0.90	1.45	1.45	0.00				1.20
SLU (A1+M1) -SLU18	1.00	1.00	0.73	1.20	1.20	0.90	0.90	1.45	1.45	0.00				1.20
SLU (A1+M1) -SLU19	1.35	1.50	0.73	1.20	1.20	-0.90	-0.90	1.45	1.45	0.00				1.20
SLU (A1+M1) -SLU20	1.00	1.00	0.73	1.20	1.20	-0.90	-0.90	1.45	1.45	0.00				1.20
SLU (A1+M1) -SLU21	1.35	1.50	0.73	1.20	1.20	0.90	0.90	1.45	1.45	0.90				1.20
SLU (A1+M1) -SLU22	1.00	1.00	0.73	1.20	1.20	0.90	0.90	1.45	1.45	0.90				1.20
SLU (A1+M1) -SLU23	1.35	1.50	0.73	1.20	1.20	-0.90	-0.90	1.45	1.45	0.90				1.20
SLU (A1+M1) -SLU24	1.00	1.00	0.73	1.20	1.20	-0.90	-0.90	1.45	1.45	0.90				1.20
Sisma X Nmax+	1.00	1.00						0.20			1.00	0.30	0.30	
Sisma Z Nmax+	1.00	1.00						0.20			0.30	0.30	1.00	
Sisma Y Nmax+	1.00	1.00						0.20			0.30	1.00	0.30	
Sisma X Nmax+	1.00	1.00						0.20			1.00	0.30	0.30	
Sisma Z Nmax+	1.00	1.00						0.20			0.30	0.30	1.00	
Sisma Y Nmax+	1.00	1.00						0.20			0.30	1.00	0.30	

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA AGLI APPOGGI

COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Nz,B [kN]	Tx,B [kN]	Ty,B [kN]
SLU (A1+M1) -SLU1	30975.70	813.94	15967.55	30375.00	794.64	0.00
SLU (A1+M1) -SLU2	25040.75	813.94	14410.05	24580.75	794.64	0.00
SLU (A1+M1) -SLU3	30975.70	813.94	16120.55	30375.00	794.64	0.00
SLU (A1+M1) -SLU4	25040.75	813.94	14563.05	24580.75	794.64	0.00
SLU (A1+M1) -SLU5	32393.20	813.94	16289.75	31810.50	794.64	0.00
SLU (A1+M1) -SLU6	26458.25	813.94	14732.25	26016.25	794.64	0.00
SLU (A1+M1) -SLU7	29558.20	813.94	15645.35	28939.50	794.64	0.00
SLU (A1+M1) -SLU8	23623.25	813.94	14087.85	23145.25	794.64	0.00
SLU (A1+M1) -SLU9	32393.20	813.94	16442.75	31810.50	794.64	0.00
SLU (A1+M1) -SLU10	26458.25	813.94	14885.25	26016.25	794.64	0.00
SLU (A1+M1) -SLU11	29558.20	813.94	15798.35	28939.50	794.64	0.00
SLU (A1+M1) -SLU12	23623.25	813.94	14240.85	23145.25	794.64	0.00
SLU (A1+M1) -SLU13	30975.70	813.94	15700.03	30375.00	794.64	0.00
SLU (A1+M1) -SLU14	25040.75	813.94	14142.53	24580.75	794.64	0.00
SLU (A1+M1) -SLU15	30975.70	813.94	15853.03	30375.00	794.64	0.00
SLU (A1+M1) -SLU16	25040.75	813.94	14295.53	24580.75	794.64	0.00
SLU (A1+M1) -SLU17	32393.20	813.94	16022.23	31810.50	794.64	0.00
SLU (A1+M1) -SLU18	26458.25	813.94	14464.73	26016.25	794.64	0.00
SLU (A1+M1) -SLU19	29558.20	813.94	15377.83	28939.50	794.64	0.00
SLU (A1+M1) -SLU20	23623.25	813.94	13820.33	23145.25	794.64	0.00
SLU (A1+M1) -SLU21	32393.20	813.94	16175.23	31810.50	794.64	0.00
SLU (A1+M1) -SLU22	26458.25	813.94	14617.73	26016.25	794.64	0.00
SLU (A1+M1) -SLU23	29558.20	813.94	15530.83	28939.50	794.64	0.00
SLU (A1+M1) -SLU24	23623.25	813.94	13973.33	23145.25	794.64	0.00
Sisma X Nmax+	18072.00	66.34	5750.00	17662.00	66.34	697.87
Sisma Z Nmax+	18072.00	19.90	5750.00	17662.00	19.90	697.87
Sisma Y Nmax+	18072.00	19.90	5750.00	17662.00	19.90	2326.22
Sisma X Nmax+	18072.00	66.34	5750.00	17662.00	66.34	697.87
Sisma Z Nmax+	18072.00	19.90	5750.00	17662.00	19.90	697.87
Sisma Y Nmax+	18072.00	19.90	5750.00	17662.00	19.90	2326.22

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE
 INTERNA ALLO SPICCATO DEL FUSTO**

COMB. DI CARICO	Nz [kN]	Tx [kN]	Ty [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLU (A1+M1) -SLU1	65193	1609	15968	91738	9732
SLU (A1+M1) -SLU2	52468	1609	14410	83455	9732
SLU (A1+M1) -SLU3	65193	1609	16121	92664	9732
SLU (A1+M1) -SLU4	52468	1609	14563	84380	9732
SLU (A1+M1) -SLU5	68046	1609	16290	93833	9732
SLU (A1+M1) -SLU6	55321	1609	14732	85550	9732
SLU (A1+M1) -SLU7	62340	1609	15645	89643	9732
SLU (A1+M1) -SLU8	49615	1609	14088	81360	9732
SLU (A1+M1) -SLU9	68046	1609	16443	94759	9732
SLU (A1+M1) -SLU10	55321	1609	14885	86476	9732
SLU (A1+M1) -SLU11	62340	1609	15798	90569	9732
SLU (A1+M1) -SLU12	49615	1609	14241	82285	9732
SLU (A1+M1) -SLU13	65193	1609	15700	90119	9732
SLU (A1+M1) -SLU14	52468	1609	14143	81836	9732
SLU (A1+M1) -SLU15	65193	1609	15853	91045	9732
SLU (A1+M1) -SLU16	52468	1609	14296	82762	9732
SLU (A1+M1) -SLU17	68046	1609	16022	92215	9732
SLU (A1+M1) -SLU18	55321	1609	14465	83931	9732
SLU (A1+M1) -SLU19	62340	1609	15378	88024	9732
SLU (A1+M1) -SLU20	49615	1609	13820	79741	9732
SLU (A1+M1) -SLU21	68046	1609	16175	93140	9732
SLU (A1+M1) -SLU22	55321	1609	14618	84857	9732
SLU (A1+M1) -SLU23	62340	1609	15531	88950	9732
SLU (A1+M1) -SLU24	49615	1609	13973	80667	9732
Sisma X Nmax+	38580.00	132.69	6447.87	35688.59	802.76
Sisma Z Nmax+	38580.00	39.81	6447.87	35688.59	240.83
Sisma Y Nmax+	38580.00	39.81	8076.22	45540.15	240.83
Sisma X Nmax+	38580.00	132.69	6447.87	35688.59	802.76
Sisma Z Nmax+	38580.00	39.81	6447.87	35688.59	240.83
Sisma Y Nmax+	38580.00	39.81	8076.22	45540.15	240.83

Combinazioni di carico SLE

Descrizione	Peso proprio	Permanenti	Centrifuga	ced. Vincolari	Ritiro	V ar. termiche		Viscosità	C. mobili	Frenatura	V ento	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	attrito vincoli
SLE1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00		1.00	0.50	0.00				1.00
SLE2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00		1.00	0.50	0.60				1.00
SLE3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00		1.00	0.50	0.00				1.00
SLE4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-0.60	-0.60		1.00	0.50	0.00				1.00
SLE5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00		1.00	0.50	0.60				1.00
SLE6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-0.60	-0.60		1.00	0.50	0.60				1.00
SLE7	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00		1.00	1.00	0.00				1.00
SLE8	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00		1.00	1.00	0.60				1.00
SLE9	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00		1.00	1.00	0.00				1.00
SLE10	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	-0.60	-0.60		1.00	1.00	0.00				1.00
SLE11	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00		1.00	1.00	0.60				1.00
SLE12	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	-0.60	-0.60		1.00	1.00	0.60				1.00

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA AGLI APPOGGI

COMB. DI CARICO	N _{z,A} [kN]	T _{x,A} [kN]	T _{y,A} [kN]	N _{z,B} [kN]	T _{x,B} [kN]	T _{y,B} [kN]
SLE1	22532.00	678.28	11319.00	22090.00	662.20	0.00
SLE2	22532.00	678.28	11421.00	22090.00	662.20	0.00
SLE3	22532.00	678.28	11319.00	22090.00	662.20	0.00
SLE4	21587.00	678.28	11104.20	21133.00	662.20	0.00
SLE5	22532.00	678.28	11421.00	22090.00	662.20	0.00
SLE6	21587.00	678.28	11206.20	21133.00	662.20	0.00
SLE7	22532.00	678.28	11134.50	22090.00	662.20	0.00
SLE8	22532.00	678.28	11236.50	22090.00	662.20	0.00
SLE9	22532.00	678.28	11134.50	22090.00	662.20	0.00
SLE10	21587.00	678.28	10919.70	21133.00	662.20	0.00
SLE11	22532.00	678.28	11236.50	22090.00	662.20	0.00
SLE12	21587.00	678.28	11021.70	21133.00	662.20	0.00

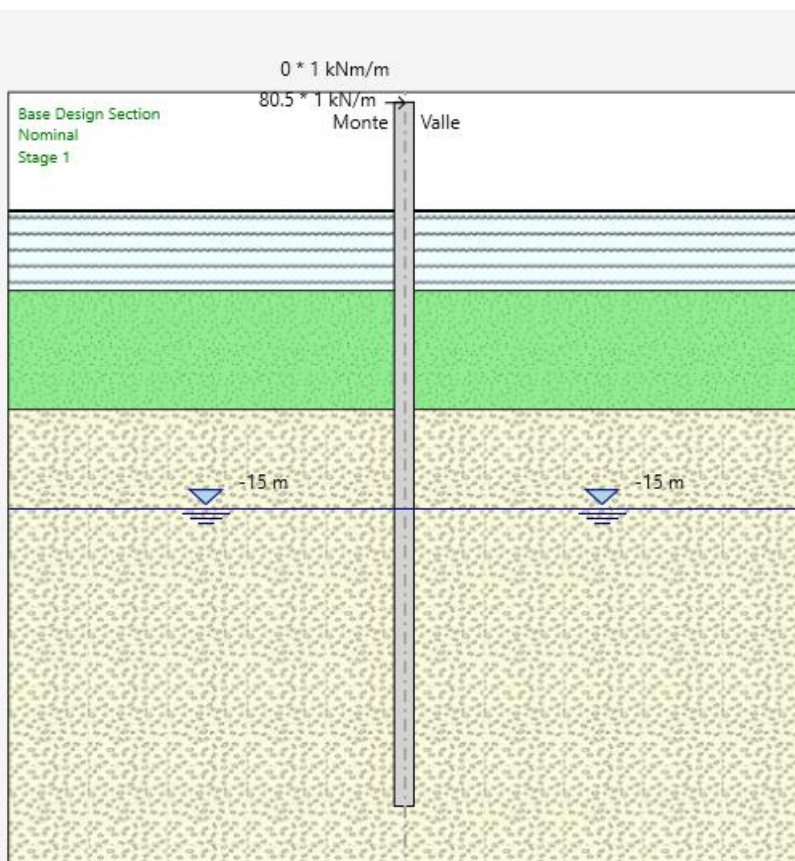
**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE
INTERNA ALLO SPICCATO DEL FUSTO**

COMB. DI CARICO	Nz [kN]	Tx [kN]	Ty [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLE1	47468.00	1340.48	11319.00	64899.75	8109.90
SLE2	47468.00	1340.48	11421.00	65516.85	8109.90
SLE3	47468.00	1340.48	11319.00	64899.75	8109.90
SLE4	45566.00	1340.48	11104.20	63503.01	8109.90
SLE5	47468.00	1340.48	11421.00	65516.85	8109.90
SLE6	45566.00	1340.48	11206.20	64120.11	8109.90
SLE7	47468.00	1340.48	11134.50	63783.53	8109.90
SLE8	47468.00	1340.48	11236.50	64400.63	8109.90
SLE9	47468.00	1340.48	11134.50	63783.53	8109.90
SLE10	45566.00	1340.48	10919.70	62386.79	8109.90
SLE11	47468.00	1340.48	11236.50	64400.63	8109.90
SLE12	45566.00	1340.48	11021.70	63003.89	8109.90

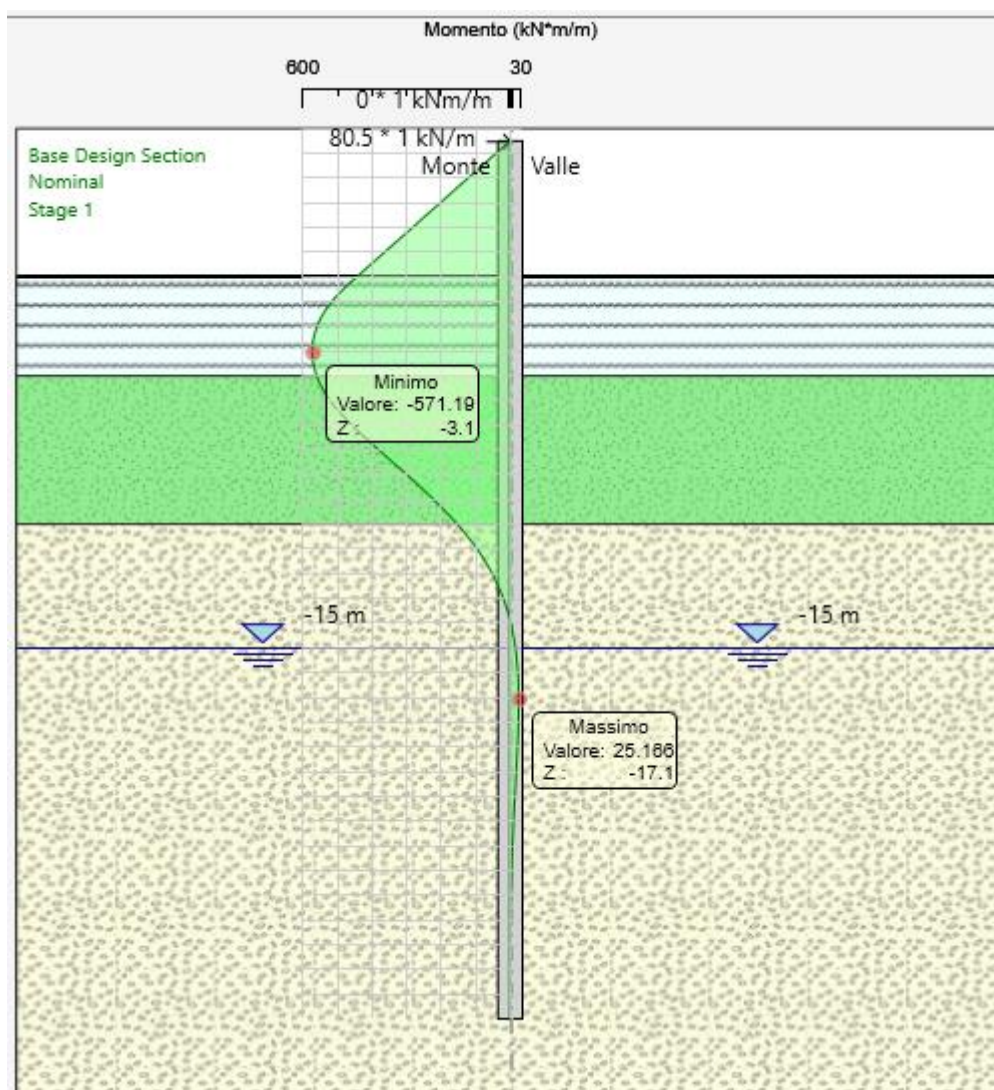
11.1. Modello diaframma

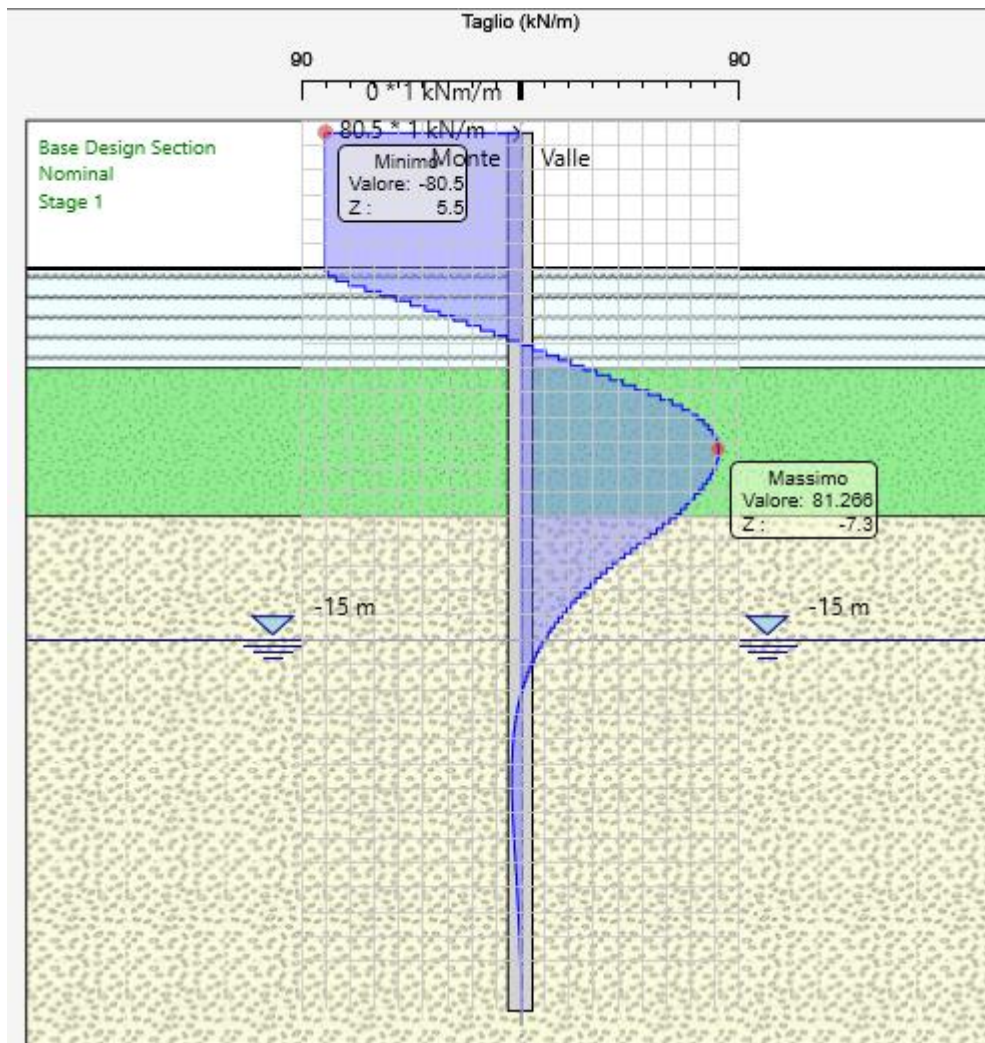
Si assegna in testa al diaframma l'azione orizzontale per unità di lunghezza dovuta all'attrito dei vincoli moltiplicata un coefficiente 1.2:

	Terreni	c' [kPa]	e' [°]
	1-Riporto Sabbia / Ghiaia	0	25
	2-Ghiaia in matrice sabbiosa Sabbia / Ghiaia	0	35
	3-Sabbia media Sabbia / Ghiaia	0	30
	4-Sabbia fine Sabbia / Ghiaia	0	33



L'andamento delle sollecitazioni al metro lineare è il seguente:





Le sollecitazioni sull'intera spalla valgono quindi:

$$M_{yy} = 571 \cdot 20\text{m} = 11420 \text{ kNm}$$

$$T_x = 81.3 \cdot 20\text{m} = 1626 \text{ kNm}$$

11.2. Verifica armatura fusto

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: pila

(Percorso File: C:\Users\ls.ruggieri\Desktop\LAVORO\Bovisa\PONTE\utility\pila.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave di fondazione in combinazione sismica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	188.00	daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	94.00	daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	336430	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	31.00	daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	199.20	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	199.20	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	149.40	daN/cm ²
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm ²

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:		Poligonale
Classe Conglomerato:		C32/40
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	2000.0
3	50.0	2000.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-40.0	10.0	24
2	40.0	10.0	24
3	-40.0	1990.0	24
4	40.0	1990.0	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	3	98	24
2	2	4	98	24

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
Passo staffe: 0.4 cm
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	6804600	9475900	973200	1644300	160900
2	6804600	9475900	1142000	1644300	162600

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	4746800	6551700	811000
2	4746800	6551700	951700

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	4746800	6551700 (23886578)	811000 (2956792)
2	4746800	6551700 (16597097)	951700 (2410895)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)

con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	4746800	6551700 (23886578)	811000 (2956792)
2	4746800	6551700 (16597097)	951700 (2410895)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copri ferro netto minimo barre longitudinali:	8.8	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	17.6	cm
Copri ferro netto minimo staffe:	7.8	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)
	Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	6804600	9475900	973200	6804607	35270150	3653866	3.72452.4(400.0)	
2	S	6804600	9475900	1142000	6804614	31350236	3754823	3.31452.4(400.0)	

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.397	50.0	2000.0	0.00288	40.0	1990.0	-0.00531	-40.0	10.0
2	0.00350	0.387	50.0	2000.0	0.00283	40.0	1990.0	-0.00554	-40.0	10.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000060653	0.000001683	-0.002898295	0.397	0.937
2	0.000065931	0.000001559	-0.002914686	0.387	0.924

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	10	mm
Passo staffe:	0.4	cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [daN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro

Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vvd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vvd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	206441	9490702	1313783	95.0	1999.9	1.000	1.181	61.7	392.7(0.0)
2	S	201427	9490728	1313770	95.0	1999.9	1.000	1.181	60.2	392.7(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm ²]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm ²]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	53.0	50.0	2000.0	-62	-40.0	10.0	---	---
2	S	56.7	50.0	2000.0	-106	-40.0	10.0	---	---

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	53.0	50.0	2000.0	-62	-40.0	10.0	---	---
2	S	56.7	50.0	2000.0	-106	-40.0	10.0	---	---

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera fctm in almeno una combinazione
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copri ferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	23886578	2956792
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	16597097	2410895

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------

1	S	53.0	50.0	2000.0	-62	-40.0	10.0	---	---
2	S	56.7	50.0	2000.0	-106	-40.0	10.0	---	---

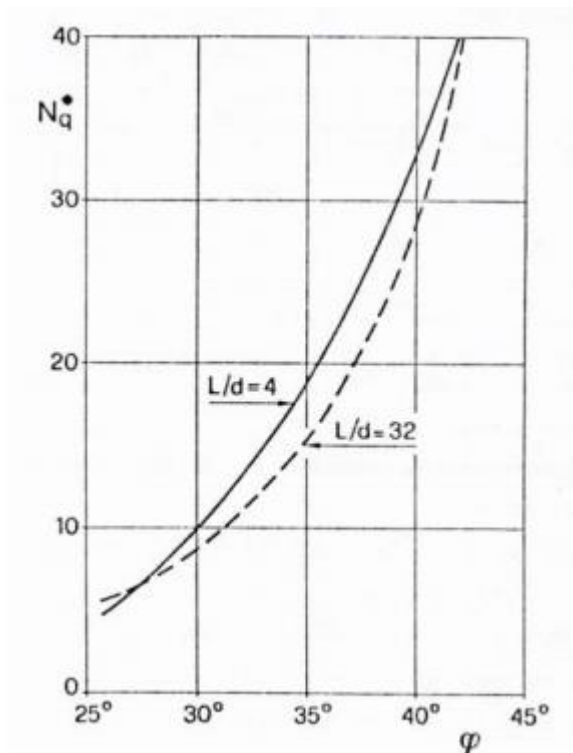
COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	23886578	2956792
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	16597097	2410895

11.3. Calcolo della capacità portante limite

Per le verifiche seguenti si assume quanto segue:

- 1) nel calcolo della portata limite laterale si considera una superficie laterale equivalente rettangolare di lati 1.0m x 1.0m in cui l'area laterale resistente è data da $2 \cdot 1.0m \cdot L$ con L = profondità del diaframma
- 2) nel calcolo della resistenza della capacità portante limite di punta si considera il seguente grafico per il calcolo di N_q^* di Berezantev, riportato nelle linee guida AGI.



OPERA: Ponte

DATI DI INPUT:

Carico massimo su 1 m di diafr Nd = 3400 (kN) Ldiafr= 30.00 (m)
(Comb. A1+M1+R3)

Fattori di correlazione in funzione delle verticali indagate:

ξ
1.70

Coefficienti parziali γ_r da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale

R3
 γ_b 1.35
 γ_s 1.15

Coefficiente parziale γ_r per le verifiche agli SLU di pali soggetti a carichi trasversali

R3
 γ_t 1.3

n° strato	tipo terreno	ΔH_i [m]	H_f [m]	γ_n [kN/m³]	γ' [kN/m³]	N_{SPT} [-]	ϕ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]	c_σ [kPa]
1	Riporto	4.00	0.00	19.00	19.00		25.00	0.70	0.00	0.00	0.00
2	Ghiala sab	6.00	10.00	19.00	19.00		35.00	0.70	0.00	0.00	0.00
3	Sabbia	5.00	15.00	19.00	19.00		30.00	0.70	0.00	0.00	0.00
4	Sabbia falc	15.00	30.00	19.00	9.00		30.00	0.70	0.00	0.00	0.00

PORTATA ALLA BASE - protocollo di Berenzantzev

n° strato	tipo terreno	ΔH_i [m]	H_f [m]	γ_n [kN/m³]	γ' [kN/m³]	N_{SPT} [-]	ϕ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]	c_σ [kPa]
4		15.00	30.00	19.00	9.00	0.00	30.00	0.70	0.00	0.00	0.00

A_b	Area della base del palo	1.00	[m²]
σ_{VL}	Pressione geostatica di base	420	[kPa]
$N_q = \sigma_{VL}$	Coeff. di pressione geostatica	8	
c	Coesione alla base	0.00	[kPa]
N_c	Coeff. di coesione		

$Q_{b,lim}$	Portata limite di base	3360.00	[kN]
$Q_{b,amm}$	Portata amm. di base	1460.87	[kN]

PORTATA LATERALE - protocollo di Viggiani

		$\sigma_{v,i}$	$\sigma_{v,(i+1)}$	$\sigma_{v,med}$	$\sigma_{n,med}$		C_a	s
$\sigma_{n,1}$	tensione laterale strato 1°	0	76	38	26.6	[kPa]	0.00	12.40
$\sigma_{n,2}$	tensione laterale strato 2°	76	190	133	93.1	[kPa]	0.00	65.19
$\sigma_{n,3}$	tensione laterale strato 3°	190	285	237.5	166.25	[kPa]	0.00	95.98
$\sigma_{n,4}$	tensione laterale strato 4°	285	420	352.5	246.75	[kPa]	0.00	142.46

$Q_{l,lim}$	Portata limite laterale	6115.18	[kN]
$Q_{l,amm}$	Portata amm. laterale	3119.99	[kN]

Nslu	3400	Q_{punta}	1461
W*1.35	243	Q_{lat}	3120
	3643		4581

VERIFICA SODDISFATTA