

**INTERVENTI DI DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE
FUORI SEDE DEL NUOVO VIADOTTO DI
SVINCOLO DI S.GABRIELE - COLLEDARA**

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA

**-ELABORATI STRUTTURALI -
RELAZIONE PREDIMENSIONAMENTO
DELLE OPERE**

RIFERIMENTO ELABORATO		CODIFICA ELABORATO E NOME FILE							DATA:	
OP02_03	Fase	Codice commessa	WBS			progressivo	unità	tipologia	agg.	Gennaio 2021
	P	378	008	00	0	SR	A		SCALA:	

Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato
A	Gennaio 2021	EMISSIONE	Cipolloni	Polastri	Petrangeli

File: OP02_03-PP378008000SRA.docx

 <p>MARIO PETRANGELI & ASS. SRL. Ingegneria di Ponti e Grandi Strutture Prof. Ing. Mario Paolo Petrangeli Ing. Andrea Polastri</p>	<p>Il Direttore Centrale Tecnico</p>  <p>Ing. Mario Bruni</p>	<p>RUP</p>  <p>Ing. Tonino Russo</p>	
--	--	--	--



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, I SISTEMI INFORMATIVI E STATISTICI
DIREZIONE GENERALE PER LA VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

INDICE

1	Premessa	3
2	Descrizione dell'opera	3
3	Quadro normativo di riferimento.....	6
4	Materiali	6
5	Analisi dei carichi	8
5.1	Pesi propri e permanenti portati – $g_1 - g_2$	8
5.2	Carichi variabili da traffico – q_1	8
5.3	Azione di frenamento o accelerazione – q_3	8
5.4	Azione centrifuga – q_4	8
5.5	Azioni dovute al vento – q_5	8
5.6	Variazione termica – q_7	9
5.7	Azione sismica – E.....	9
6	Combinazioni di carico.....	10
7	Modellazione agli elementi finiti	11
8	Verifiche sull'impalcato	12
8.1.1	Verifica sezione in mezzera campata maggiore	14
8.1.2	Verifica sezione appoggio.....	16
9	Verifica sottostrutture	19
9.1	Verifica spiccato pila.....	19
9.1.1.1	Azioni caratteristiche.....	20
9.1.1.2	Combinazione delle azioni.....	20
9.1.1.3	Verifiche di resistenza.....	21
9.1.2	Sollecitazioni in testa ai pali.....	21
9.1.2.1	Azioni caratteristiche secondo NTC'18.....	21
9.1.2.2	Combinazione delle azioni secondo NTC'18.....	22
9.1.2.3	Condizioni finali secondo NTC'18	22
9.2	Verifiche della spalla.....	22
9.2.1.1	Verifica muro a gravità	26
9.3	Predimensionamento dei pali di fondazione.....	26

1 Premessa

Nella presente relazione si riportano le analisi e verifiche svolte al fine di eseguire il dimensionamento preliminare dei principali elementi strutturali dell'opera oggetto di Progetto di fattibilità Tecnica ed Economica. Il nuovo viadotto sarà lungo complessivamente 173m con un asse di tracciamento con raggio di curvatura minimo pari a 51 m.



Figura 1: Panoramica e vista dall'autostrada del vecchio viadotto San Gabriele

2 Descrizione dell'opera

L'opera sarà un viadotto di complessive 6 campata con luce massima 36m e altezza massima delle pile 18m [vedi Figura 2]. Tutte le fondazioni delle sottostrutture sono fondate su pali di diametro 1200 con profondità variabile tra i 37m e 40m.

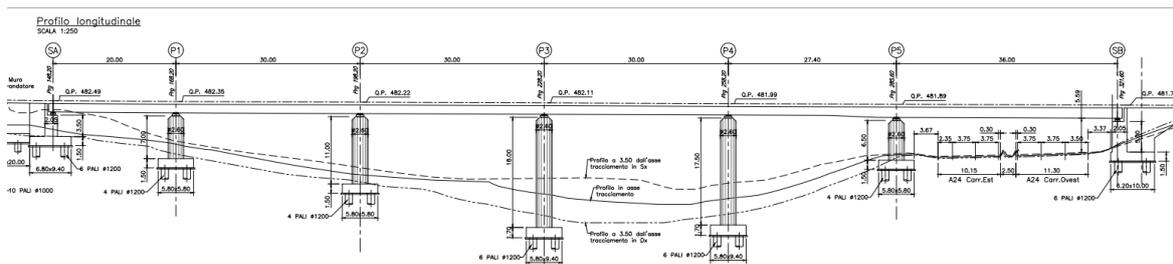


Figura 2: Profilo longitudinale del viadotto san Gabriele

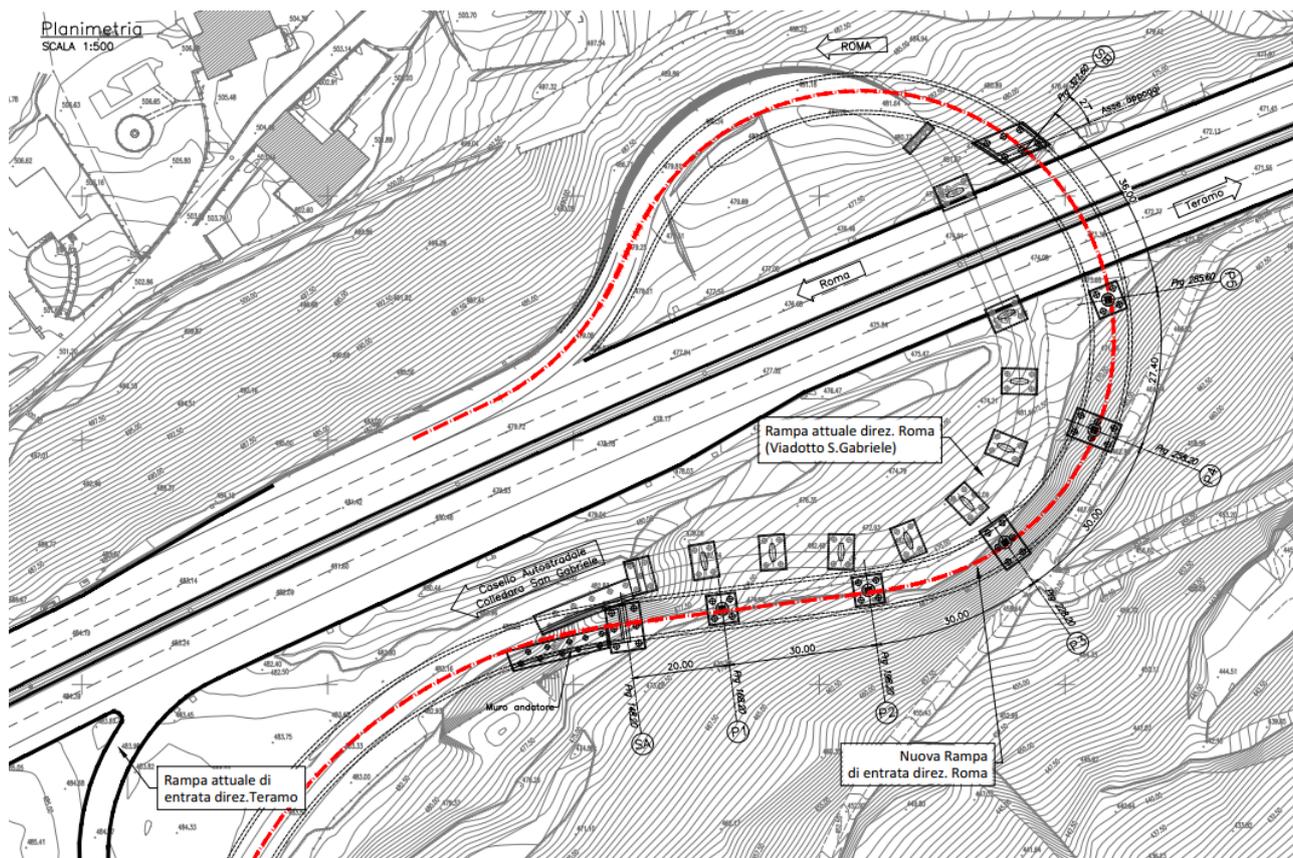


Figura 3: Planimetria del nuovo viadotto san Gabriele

Il viadotto presenta una tipologia di impalcato in misto acciaio calcestruzzo bi trave con altezza costante per tutte le campate pari a 1.6m (estradosso soletta-intradosso trave) e un'altezza massima pari a 1.9m per la campata di riva tra pila 5 e spalla B, causa la luce di 36m che sovrappassa l'autostrada.

Non essendo presente un pulvino in testa alla pila su questa poggierà direttamente un singolo isolatore sismico su cui poggierà il diaframma tra le due travi [vedi Figura 5].

SEZIONE TIPO

SCALA 1:50

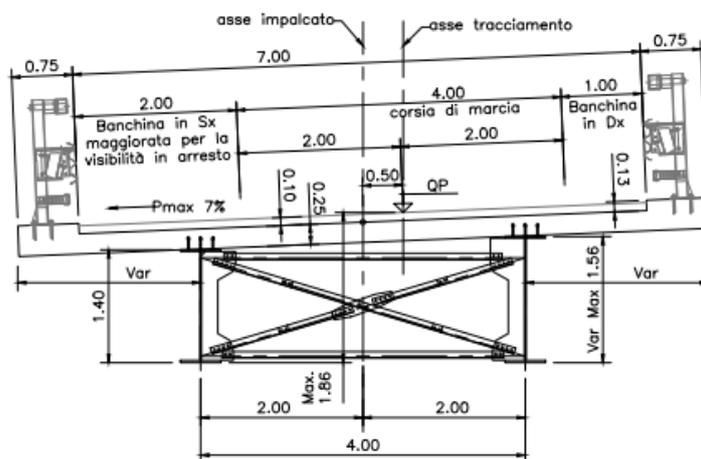


Figura 4: Sezione tipo corrente impalcato

SEZIONE TRASVERSALE PILE 1-2-3-4

SCALA 1:50

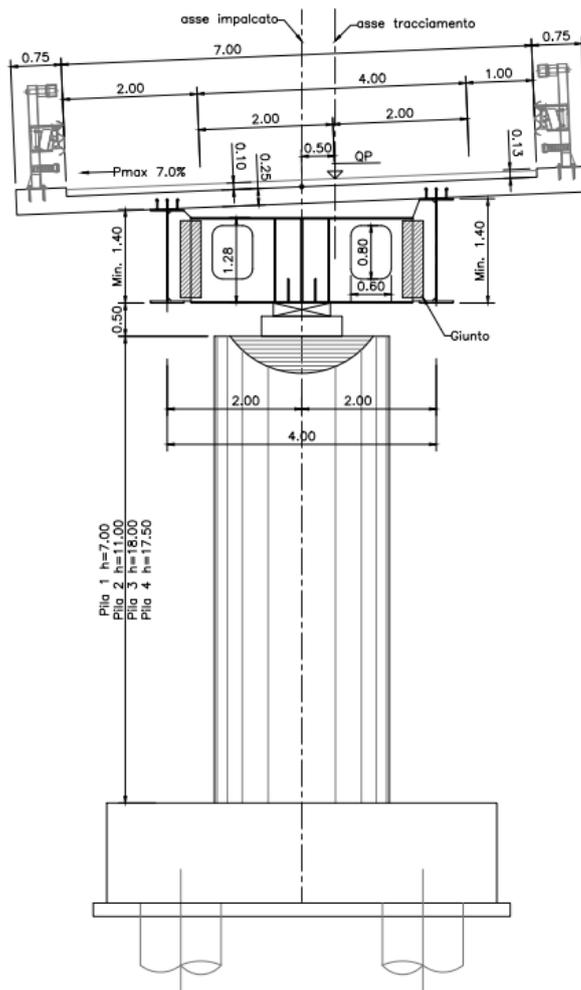


Figura 5: Sezione impalcato in appoggio pila

SEZIONE TRASVERSALE SPALLA A

SCALA 1:100

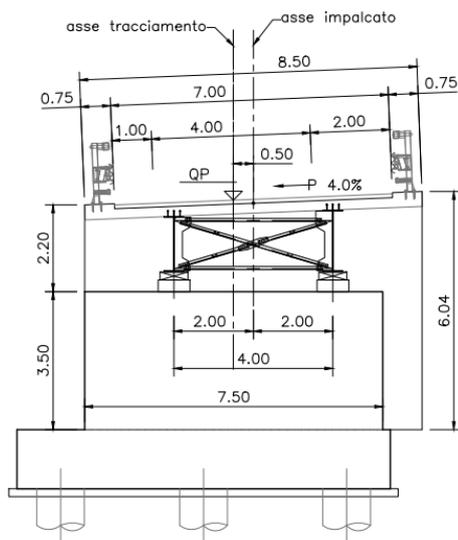


Figura 6: Sezione impalcato in appoggio spalla A

3 Quadro normativo di riferimento

Le verifiche degli elementi costituenti la struttura oggetto della relazione di calcolo, vengono eseguite secondo il metodo degli Stati Limite ed in accordo con le vigenti disposizioni normative e con le seguenti guide linea:

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI – “D.M. 17 Gennaio 2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni” pubblicata nella G.U. n° 42 del 20/02/2018 Suppl. Ord. n° 8.

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI – “Circolare 21 gennaio 2019, n. 7/C.S.LL.PP. Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018” pubblicata nella G.U. n° 47 del 26/02/2009 Suppl. Ord. n° 27

UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento

UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti

UNI EN1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN1992-2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi

4 Materiali

I materiali delle opere di nuova realizzazione sono i seguenti:

Acciaio per carpenteria metallica impalcato: **S355 J2G3**

$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica a rottura

$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica a snervamento

$E = 210000 \text{ MPa}$ modulo elastico

Calcestruzzo soletta: **C32/40**

$R_{ck} = 40.0 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica cubica a 28 giorni

$f_{ck} = 32.0 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40.0 \text{ N/mm}^2$	valore medio della resistenza cilindrica
<u>Resistenze di progetto allo SLU:</u>	
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 19.8 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo a compressione
$\gamma_c = 1.5$	coefficiente di sicurezza
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata
<u>Calcestruzzo pile:</u>	
$R_{ck} = 40.0 \text{ N/mm}^2$	C32/40
$f_{ck} = 32.0 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40.0 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
	valore medio della resistenza cilindrica
<u>Resistenze di progetto allo SLU:</u>	
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 19.8 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo a compressione
$\gamma_c = 1.5$	coefficiente di sicurezza
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata
<u>Calcestruzzo fondazioni:</u>	
$R_{ck} = 30.0 \text{ N/mm}^2$	C25/30
$f_{ck} = 25.0 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33.0 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
	valore medio della resistenza cilindrica
<u>Resistenze di progetto allo SLU:</u>	
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.1 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo a compressione
$\gamma_c = 1.5$	coefficiente di sicurezza
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata
<u>Acciaio per armatura ordinaria:</u>	
$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$	B450C
$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$	soglia di rottura
	soglia di snervamento
<u>Resistenze di progetto allo SLU:</u>	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$	resistenza a snervamento di calcolo
$\gamma_s = 1.15$	coefficiente di sicurezza
$\epsilon_{cu,k} = 75\%$	allungamento caratteristico a rottura
$\epsilon_{cu,d} = 67.5\%$	allungamento a rottura di calcolo

5 Analisi dei carichi

5.1 Pesi propri e permanenti portati – $g_1 - g_2$

L'impalcato in misto acciaio calcestruzzo è stato assunto con un peso complessivo di circa 60 kN/m suddiviso in 18 kN/m di acciaio e 42 kN/m di calcestruzzo. Per quanto riguarda i gli elementi permanenti portati, quali pavimentazione, cordoli, velette, barriere e impianti, si è assunto un peso totale di 36 kN/m.

5.2 Carichi variabili da traffico – q_1

La piattaforma carrabile ha una larghezza pari a 7m ed è composta da 1 corsia di marcia.

Per l'analisi strutturale si utilizzano i carichi previsti dalle NTC18 disposti sulla larghezza totale della carreggiata pari a 7.0m. Si individuano 2 corsie convenzionali di larghezza pari a 3.0m ciascuna, caricate secondo lo schema di carico 1, Corsia n.1, Corsia n.2 più l'Area rimanente delle NTC'18.



Figura 7: Schema di carico 1 - NTC18

La condizione di carico più gravosa è disponendo la corsia 1 sulla zona interna della curva, accanto a questa la corsia 2 e nella zona rimanente di un metro, la corsia rimanente.

5.3 Azione di frenamento o accelerazione – q_3

Secondo il §5.1.3.5 delle NTC18, l'azione di frenatura, applicata a livello della pavimentazione, è calcolata con la seguente espressione:

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

5.4 Azione centrifuga – q_4

Secondo il §5.1.3.6 delle NTC18, per raggi di curvatura minori di 200m si assume una forza centrifuga pari a $0.2 \cdot Q_v$, tale forza è applicata in direzione trasversale a livello della pavimentazione.

5.5 Azioni dovute al vento – q_5

Per il calcolo delle sollecitazioni dovute al vento si è considerata una pressione pari a 1.73 kN/m^2 . Non avendo il viadotto una configurazione lineare, si sono ipotizzate 3 condizioni di carico differenti per l'applicazione del vento: una in direzione longitudinale (parallela all'asse dell'autostrada), una in direzione trasversale (Perpendicolare all'asse dell'autostrada) e un'ultima condizione, ipotizzando il vento con una direzione a 45° .

CALCOLO DELLA PRESSIONE DEL VENTO - DMI8

altitudine sul livello del mare	as	500 m
zona		3
parametri	$v_{b,0}$	27 m/s
parametri	a_0	500 m
parametri	k_a	0.020 1/s
velocità di riferimento (Tr=50 anni)	$v_b = v_{b,0} + k_a * (a_s - a_0)$	27 m/s
Vita nominale	VN=	100
	α_r	1.06
velocità di riferimento	v_b	28.7 m/s
densità dell'aria	ρ	1.25 kg/m ³
pressione cinetica di riferimento	$q_b = 0.5 * \rho * v_b^2$	0.51 kN/m²
Categoria di esposizione del sito	Cat	3
Altezza della costruzione rispetto al suolo	z	15 m
parametri	k_r	0.2
parametri	z_0	0.1 m
parametri	z_{min}	5 m
parametri	z_{max}	200 m
Coefficiente di topografia	c_t	1
coeff. di esposizione ($z \leq z_{min}$)	$c_e(z_{min})$	1.71
coeff. di esposizione (z)	$c_e(z)$	2.41
coeff. di esposizione	$c_e(z)$	2.41
coefficiente di esposizione	c_e	2.41
coefficiente di forma	c_p	1.4
coefficiente dinamico	c_d	1
pressione del vento	p	1.73 kN/m²
	totale	1.73 kN/m ²

5.6 Variazione termica – q₇

Secondo le NTC'18, nei ponti a struttura mista acciaio-calcestruzzo, andrà considerata una variazione di temperatura di 30°C.

5.7 Azione sismica – E

L'azione sismica ad oggi è valutata con riferimento alle indicazioni del Decreto Ministeriale del 17.01.2018 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni", nel seguito brevemente NTC2018.

La vita nominale VN dell'opera strutturale è assunta pari a 100 anni, la classe d'uso è la IV, da cui deriva un coefficiente d'uso CU = 2.0.

L'azione sismica è valutata in relazione ad un periodo di riferimento VR = VN • CU = 200 anni.

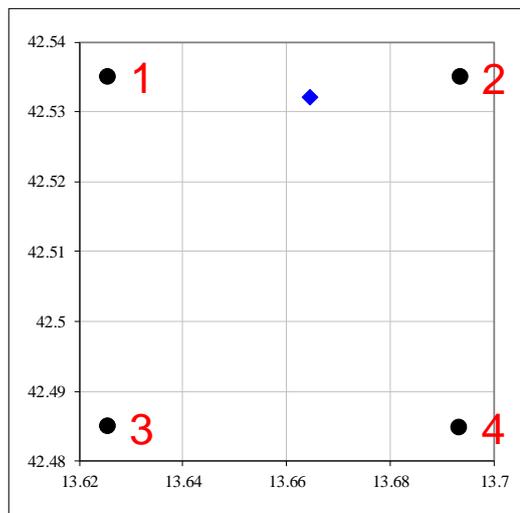
Il sottosuolo rientra nella categoria E.

Adottando la soluzione di isolare il viadotto, in prima approssimazione, si ipotizza in via cautelativa, in funzione delle caratteristiche dei dispositivi, di utilizzare un coefficiente di smorzamento $\zeta = 10\%$.

Ai fini degli effetti dell'azione sismica locale, si assume un coefficiente di topografia ST pari ad 1.0 (categoria topografica T1).

I parametri dello spettro sono:

Dati						
V _N	100 anni	Vita nominale				
CLASSE	4	Classe d'uso				
C _U	2 anni	Coefficiente d'uso				
V _R	200.0 anni	Vita di riferimento				
P _{VR}	10%	Prob. di sup. nel periodo di riferimento				
T _R	1898 anni	Periodo di ritorno				
f	0.0005 l/anno	Frequenza di annuale di superamento				
Punto	ID	LONG	LAT	a _g	F ₀	T _C *
1	25643	13.62582	42.53489	0.366	2.412	0.371
2	25644	13.6937	42.5348	0.315	2.582	0.374
3	25865	13.62574	42.48489	0.385	2.433	0.370
4	25866	13.69358	42.48479	0.345	2.492	0.372
		LONG	LAT	a _g	F ₀	T _C *
P		13.664528	42.532139	0.346	2.494	0.372



convertire coordinate : gradi sessagesimali ----> gradi sessagesimali (o decimali)

	gradi primi secondi			gradi decimali
lat.	42	31	55.7	42.532139
long.	13	39	52.3	13.664528

Terr. Tipo	E			
Cat. Topog.	1			
ξ	5%			
η	1			
a _{g0}	0.346 g			
F ₀	2.494			
T _C *	0.372 s			
γ _t	1			
a _g	0.346 g			
	0.363			
q	1			
β	0.2			
		Ss	St	
		1.051	1.000	
Cc	S	TB	TC	TD
1.707	1.051	0.212	0.636	2.983

Per avere il valore di S(T)			
T	0		0
	orizz	vert	
S _c (T)	0.363	0.275	
S _d (T)	0.363	0.275	

componente verticale		Ss	St		
F _v	1.980	1.000	1.000		
		S	TB	TC	TD
		1.000	0.050	0.150	1.000
q		1			

Valore massimo dello spettro (plateau)			
	orizz		vert
S _c (T)	0.907	0.685	
S _d (T)	0.907	0.685	

6 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle NTC.

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

SLU di tipo strutturale (STR): raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche possono essere condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 2", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V delle NTC per i parametri geotecnici e le azioni.

combinazione (A1+M1+R3) generalmente dimensionante per STR

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

$$\text{STR) } \gamma_{G1} G1 + \gamma_{G2} G2 + \gamma_{Q1} Qk1 + \sum_i \psi_{0i} Q_{ki} \quad (\varphi_d' = \varphi_k')$$

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite da prendere in considerazione sono le seguenti:

$$\text{STR) } E+G1+G2+ \sum_i \psi_{0i} Q_{ki} \quad (\varphi_d' = \varphi_k')$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

G1+G2

Tab. 5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ^{m)}	A1	A2
Azioni permanenti g ₁ e g ₃	favorevoli	γ _{G1} e γ _{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g ₂	favorevoli	γ _{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ _Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ _{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ _{ε1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	γ _{ε2} , γ _{ε3} , γ _{ε4}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Tabella 1: Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ ₀ di combinazione	Coefficiente ψ ₁ (valori frequenti)	Coefficiente ψ ₂ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Tabella 2: Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

7 Modellazione agli elementi finiti

È stato realizzato un modello di calcolo agli elementi finiti utilizzando il programma SAP2000 NL della CSI. Il modello numerico riproduce fedelmente la conformazione plano-altimetrica del viadotto.

L'impalcato è continuo, realizzato in acciaio con soletta gettata in opera: le inerzie sono calcolate per la sezione omogeneizzata.

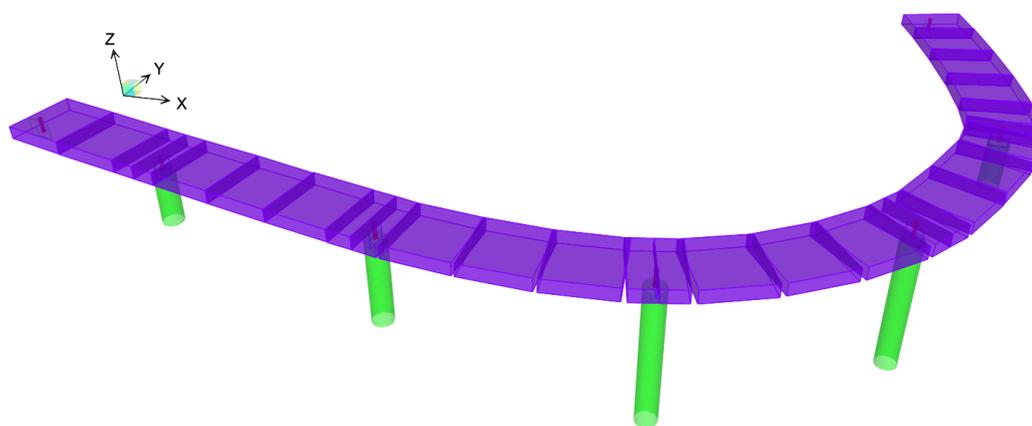


Figura 8: Estrusione del modello di calcolo agli elementi finiti – unifilare

La disposizione e le caratteristiche dei dispositivi sismici è la seguente: sulle spalle due isolatori con rigidezza definita in direzione longitudinale e vincolati in direzione trasversale; sulle pile, sono alloggiati degli isolatori con rigidezza definita in direzione trasversale all’asse dell’impalcato e liberi di traslare in direzione longitudinale. La rigidezza torsionale sull’appoggio delle pile è garantita dall’elevata rigidezza torsionale dell’impalcato.

8 Verifiche sull’impalcato

L’impalcato di tipo misto acciaio calcestruzzo, bi-trave controventato inferiormente, ha una rigidezza torsionale che impedisce all’impalcato di ruotare. Le sollecitazioni lette quindi sul singolo elemento “frame” dell’impalcato, vengono divise per due e applicate alla singola trave resistente.

Le verifiche di resistenza dell’impalcato in acciaio-clc sono state effettuate con il “Metodo degli Stati Limite” considerando come stato limite ultimo della sezione il limite elastico ed utilizzando, per il calcolo delle tensioni di confronto con la f_d , il criterio della σ_{id} .

Tale criterio, consiste nel verificare la seguente relazione:

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5} \leq f_d$$

Come riscontrato dalle prove sui materiali, l’acciaio delle travi è un S355 e si assume $f_{yk} = 355$ MPa per lamiera di spessore minore o uguale a 40 mm.

Riferendoci alla singola trave maggiormente sollecitata le verifiche di sezione sono state eseguite nelle sezioni indicate nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

Relativamente al coefficiente di omogeneizzazione del clc in acciaio, per le azioni di breve durata, $n_0 = E_a/E_c = 6$; a tempo infinito, si assumerà $n_i = E_a/E_r = 3 \cdot n_0 = 18$.

Relativamente al dominio del tempo, il controllo delle tensioni sarà generalmente condotto nella condizione a tempo infinito $t=i$ in cui sono presenti gli effetti del ritiro e le azioni permanenti agiscono su una sezione in cui il clc ha un modulo ridotto dalla viscosità.

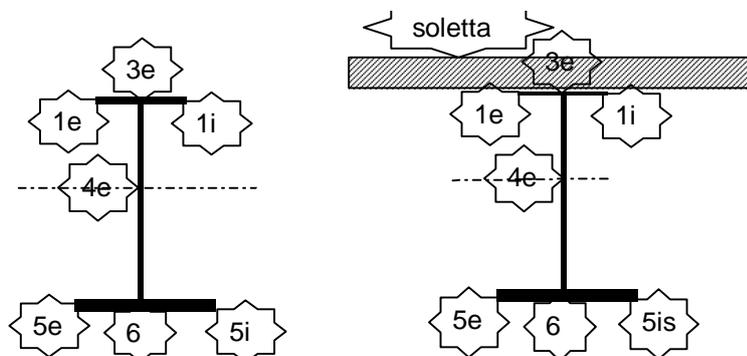
Per ciascuna sezione di verifica vengono fornite le caratteristiche geometriche della sola trave in acciaio, della trave + soletta omogeneizzata con no (azioni accidentali o permanenti per $t=0$) oppure ni (azioni permanenti con $t=i$).

Il riferimento adottato per il calcolo del baricentro della sezione è un asse orizzontale passante per l'estradosso trave metallica (vedi figura).



Il calcolo delle caratteristiche inerziali della trave è stato eseguito scomponendo la trave in rettangoli elementari di cui con h si indica dimensione in verticale e b in orizzontale; si è tenuto conto dell'armatura presente ad interasse "i" nel tratto di soletta collaborante.

Il controllo delle tensioni sarà effettuato nei seguenti punti:



dove per i punti 5e, 5i e 1e, 1i si hanno le massime tensioni normali per la flangia inferiore e superiore, nei punti 6 e 3e (all'attacco piattabanda anima) si hanno le massime tensioni normali combinate alle tangenziali, nel punto 4e le massime tensioni tangenziali in anima ed infine il punto in estradosso soletta per il quale si fornisce la tensione nel cls se compresso e nelle armature di soletta.

V2=Tv	M3=Mv	V3=Th	M2=Mh	T=Mt	P=N
-------	-------	-------	-------	------	-----

In tabella sono riportate le corrispondenze tra il nome delle caratteristiche di sollecitazione adottate dal programma EF e quelle adottate per le verifiche d'impalcato in cui:

- Tv = taglio nel piano verticale
- Mv = momento flettente nel piano verticale (positivo se tende le fibre inferiori)
- Th = taglio nel piano orizzontale
- Mh = momento flettente nel piano orizzontale
- Mt = momento torcente
- N = sforzo normale positivo se di trazione

8.1.1 Verifica sezione in mezzeria campata maggiore

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche della sezione (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**):

Caratteristiche della sezione:		h acc.= 1700 mm									
	i (mm)	b (mm)	h (mm)	num	Area	y _{sup} (mm)	S sup	Jgx	Jgy		
piattabanda superiore		600	30	1	18000	15	2.700E+05	4.393E+09	5.400E+08		
armatura sup.	200	50	20	21	6597	-140	-9.236E+05	2.779E+09	9.930E+09		
armatura inf.	200	150	20	21	6597	-60	-3.958E+05	2.136E+09	9.930E+09		
cls collaborante	0	4250	200	1	47222	-100	-4.722E+06	1.751E+10	7.108E+10		
anima		15	1630	1	24450	845	2.066E+07	8.174E+09			
nervature anima A= lamiera inferiore		800	40	1	32000	1680	5.376E+07	4.388E+10	1.707E+09		
					134866.91		6.865E+07	7.887E+10	9.319E+10		
yg sup=		509 mm			Ws=		1.550E+08 mmc	WIs=	3.106E+08	Wsa=	1.647E+08 mmc
yg inf=		1191 mm			Wi=		6.623E+07 mmc	Wli=	2.330E+08	Wia=	6.853E+07 mmc
					Wss=		1.112E+08 mmc				

NOTE:

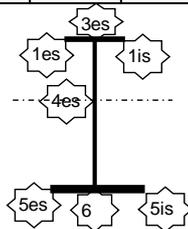
- il momento statico è calcolato rispetto ad un asse posto in corrispondenza dell'estradosso della trave in acciaio
- le grandezze b ed h sono rispettivamente la dimensione in orizzontale ed in verticale dell'elemento strutturale considerato
- h_{totale} è l'altezza della sola trave in acciaio
- la dimensione b_{totale} si riferisce alla massima dimensione in orizzontale della trave in acciaio
- ai soli fini del calcolo del momento di inerzia trasversale e dell'area della sezione le nervature d'anima sono state spalmate sulle stesse
- i definisce l'interasse delle barre di armatura in soletta e lo spessore dell'anima
- Wi modulo di resistenza all'intradosso trave
- Ws modulo di resistenza all'estradosso trave acciaio
- Wss modulo di resistenza all'estradosso soletta (nel caso di trave+soletta)
- WIs modulo di resistenza trasversale per il punto più estremo della piattabanda superiore
- Wli modulo di resistenza trasversale per il punto più esterno della piattabanda inferiore
- Wia modulo di resistenza trasversale in asse alle anime

Pesi Propri:

Comb.	V2=TV	M3=Mv	V3=Th	M2=Mh	T=Mt	P=N	carico tipo	ϕ	max C.S.
G1		3754					P	1.35	

[KN,m,mm]

N(+) trazione
M(+) tende fibre inferiori
 σ (+) trazione



fad 338 Mpa

Comb.
G1
Σ

1e		3e			1i
σ max	σ max	τ	σ id	σ max	
-98	-95	0		-98	
-98	-95	0	95	-98	

Comb.
G1
Σ

4e		
σ max	τ	σ id
0	0	
0	0	0

Comb.
G1
Σ

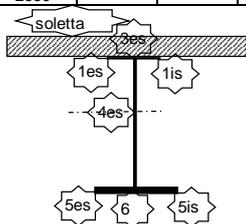
5e			6			5i		
σ max	τ	σ id	σ	τ	σ id	σ max	τ	σ id
68	0		64	0		68	0	
68	0	68	64	0	64	68	0	68

Permanenti:

Comb.	V2=TV	M3=Mv	V3=Th	M2=Mh	T=Mt	P=N	carico tipo	ϕ	max C.S.
G2		2650					P	1.5	

[KN,m,mm]

N(+) trazione
M(+) tende fibre inferiori
 σ (+) trazione



σ (acc)= 0.00 Mpa
 σ (cls)= 0.00 Mpa
soletta si
n= 18
fad 338 Mpa

Rck= 40 fcd 22.1 Mpa
AQ 50 fsd 391 Mpa

Comb.
G1
G2
Σ

1e		3e			soletta			1i
σ max	σ max	τ	σ id	σ_c	τ_c	σ_a	σ max	
-98	-95	0		0.00	0.00	0	-98	
-17	-16	0		-1.32	0.00	-22	-17	
-116	-112	0	112	-1.32	0.00	-22	-116	

Comb.
G1
G2
Σ

4e		
σ max	τ	σ id
0	0	
0	0	
0	0	0

Comb.
G1
G2
Σ

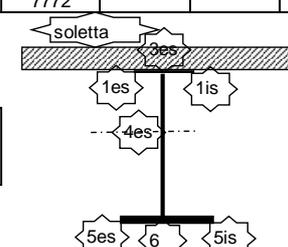
5e			6			5i		
σ max	τ	σ id	σ	τ	σ id	σ max	τ	σ id
68	0		64	0		68	0	
40	0		39	0		40	0	
108	0	108	103	0	103	108	0	108

Accidentali:

Comb.	V2=Tv	M3=Mv	V3=Th	M2=Mh	T=Mt	P=N	carico tipo	ϕ	max C.S.
Gr1	766	7772					P	1.35	

[KN,m,mm]

N(+) trazione
M(+) tende fibre inferiori
 σ (+) trazione



Comb.	G1	G2
Ritiro Effetto Globale		
Gr1		
Σ		

1e	3e		soletta		1i		
σ max	σ max	τ	σ id	σ_c	τ_c	σ_a	σ max
-116	-112	0		-1.32	0.00	-22	-116
-20	-18	31		-5.97	0.00	-31	-20
Σ	-136	-129	31	140	-7.29	0.00	-53

4e		
σ max	τ	σ id
0	0	
0	31	
0	31	54

5e			6			5i		
σ max	τ	σ id	σ	τ	σ id	σ max	τ	σ id
108	0		103	0		108	0	
113	0		110	31		113	0	
Σ	221	0	221	213	31	219	221	0

Comb.	G1	G2
Ritiro Effetto Globale		
Gr1		
Σ		

Comb.	G1	G2
Ritiro Effetto Globale		
Gr1		
Σ		

Comb.	G1	G2
Ritiro Effetto Globale		
Gr1		
Σ		

Comb.	G1	G2
Ritiro Effetto Globale		
Gr1		
Σ		

8.1.2 Verifica sezione appoggio

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche della sezione:

verifiche a tempo t=	no		Rck=	40 Mpa	fcd	22.1 Mpa			
soletta	no		B	450C	fsd	391 Mpa			
n=	18								
fad	338 Mpa								
Caratteristiche della sezione:	h acc.= 1700 mm								
	i (mm)	b (mm)	h (mm)	num	Area	y_{sup} (mm)	S sup	Jgx	Jgy
piattabanda superiore		600	40	1	24000	20	4.800E+05	1.076E+10	7.200E+08
armatura sup.	100	50	20	42	13195	-140	-1.847E+06	9.078E+09	1.986E+10
armatura inf.	100	150	20	42	13195	-60	-7.917E+05	7.411E+09	1.986E+10
cls collaborante	0	4250	200	0	0	-100	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
anima		20	1620	1	32400	850	2.754E+07	7.921E+09	
nervature anima A= lamiera inferiore		800	40	1	32000	1680	5.376E+07	3.140E+10	1.707E+09
	yg sup=	689 mm	Ws=	9.655E+07 mmc	Wls=	1.405E+08	Wsa=	1.025E+08 mmc	
	yg inf=	1011 mm	Wi=	6.587E+07 mmc	Wli=	1.054E+08	Wia=	6.858E+07 mmc	
			Wss=	8.025E+07 mmc					

NOTE:

- il momento statico è calcolato rispetto ad un asse posto in corrispondenza dell'estradosso della trave in acciaio
- le grandezze b ed h sono rispettivamente la dimensione in orizzontale ed in verticale dell'elemento strutturale considerato

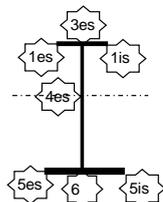
- h_{totale} è l'altezza della sola trave in acciaio
- la dimensione b_{totale} si riferisce alla massima dimensione in orizzontale della trave in acciaio
- ai soli fini del calcolo del momento di inerzia trasversale e dell'area della sezione le nervature d'anima sono state spalmate sulle stesse
- i definisce l'interasse delle barre di armatura in soletta e lo spessore dell'anima
- W_i modulo di resistenza all'intradosso trave
- W_s modulo di resistenza all'estradosso trave acciaio
- W_{ss} modulo di resistenza all'estradosso soletta (nel caso di trave+soletta)
- W_{ls} modulo di resistenza trasversale per il punto più estremo della piattabanda superiore
- W_{li} modulo di resistenza trasversale per il punto più esterno della piattabanda inferiore
- W_{ia} modulo di resistenza trasversale in asse alle anime

Pesi propri:

Comb.	V2=TV	M3=Mv	V3=Th	M2=Mh	T=Mt	P=N	carico tipo	φ	max C.S.
G1	795	-4466					P	1.35	

[KN,m,mm]

N(+) trazione
M(+) tende fibre inferiori
σ(+) trazione



fad

338 Mpa

Comb.
G1
Σ

1e		3e			1i	
σmax	τ	σmax	τ	σid	σmax	
91	0	88	25		91	
91	0	88	25	97	91	

Comb.
G1
Σ

4e		
σmax	τ	σid
0	25	
0	25	43

Comb.
G1
Σ

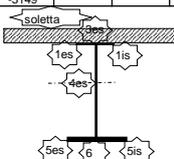
5e			6			5i		
σmax	τ	σid	σ	τ	σid	σmax	τ	σid
-77	0		-73	25		-77	0	
-77	0	77	-73	25	84	-77	0	77

Permanenti:

Comb.	V2=TV	M3=Mv	V3=Th	M2=Mh	T=Mt	P=N	carico tipo	φ	max C.S.
G2	561	-3149					P	1.5	

[KN,m,mm]

N(+) trazione
M(+) tende fibre inferiori
σ(+) trazione



σr (acc)= 0.00 Mpa

σr (cls)= 0.00 Mpa

soletta no

n= 18

fad 338 Mpa

Rck= 40

B 450C

fd

22.1 Mpa

fsd

391 Mpa

Comb.
G1
G2
Σ

1e		3e			soletta		1i	
σmax	τ	σmax	τ	σid	σc	τc	σa	σmax
91	0	88	25		0.00	0.00	0	91
33	0	31	17		2.34	0.00	39	33
124	0	118	42	139	2.34	0.00	39	124

Comb.
G1
G2
Σ

4e		
σmax	τ	σid
0	25	
0	17	
0	42	72

Comb.
G1
G2
Σ

5e			6			5i		
σmax	τ	σid	σ	τ	σid	σmax	τ	σid
-77	0		-73	25		-77	0	
-48	0		-46	17		-48	0	
-124	0	124	-119	42	139	-124	0	124

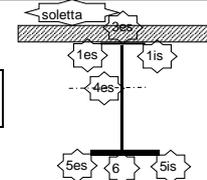
Accidentali:

Comb.	V2=Tv	M3=Mv	V3=Th	M2=Mh	T=Mt	P=N	carico tipo	ϕ	max C.S.
Gr1	1187	-6106					P	1.35	

[KN,m,mm]

N(+) trazione
M(+) tende fibre inferiori
 σ (+) trazione

soletta



Rck= 40
B 450C

fcd 22.1 Mpa
fsd 391 Mpa

σ (acc)= 0.0 Mpa
 σ (cls)= 0.0 Mpa
soletta no
n= 6
fad 338 Mpa

Comb.	1e	3e			soletta			1i
	σ max	σ max	τ	σ id	σ c	τ c	σ a	σ max
G1	0	124	118	42			39	124
Gr1	63	60	37		2.34	0.00	76	63
Σ	187	178	79	224	15.94	0.00	115	187

Comb.	4e		
	σ max	τ	σ id
G1	0	42	
Gr1	0	37	
Σ	0	79	136

Comb.	5e			6			5i		
	σ max	τ	σ id	σ	τ	σ id	σ max	τ	σ id
G1	0								
Gr1	-124	0		-119	42		-124	0	
	-93	0		-89	37		-93	0	
Σ	-217	0	217	-208	79	248	-217	0	217

9 Verifica sottostrutture

Nei paragrafi successivi si riportano le verifiche effettuate sulle sottostrutture del ponte. Le verifiche comprenderanno:

Pile:

- Verifica pressoflessione della sezione più sollecitata

Spalle:

- Verifica a pressoflessione della sezione spiccato muro frontale

9.1 Verifica spiccato pila

Si è eseguita la verifica per la pila circolare di diametro 2.6m con l'armatura all' 1% della sezione di calcestruzzo.

Titolo : Pila

N° Vertici 15 **Zoom** **N° barre** 80 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	0	0
3	64.9701	17.39945
4	112.5488	64.94024
5	130	129.8965
6	112.6523	194.8804

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	7.068583	18.38105	246.0534
2	7.068583	36.3095	241.7491
3	7.068583	53.34388	234.6933
4	7.068583	59.06477	225.0595
5	7.068583	33.08503	213.0851
6	7.068583	35.05948	199.0648

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 5365 **0** kN
M_{xEd} 14110 **0** kNm
M_{yEd} 13694 **0**

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio Mx-My**
angolo asse neutro θ° 315
 Precompresso

Materiali
B450C **C32/40**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 18'955 kN m
M_{yRd} 18'956 kN m
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 10.65 ‰
d 249.1 cm
x 61.62 **x/d** 0.2474
 δ 0.7492

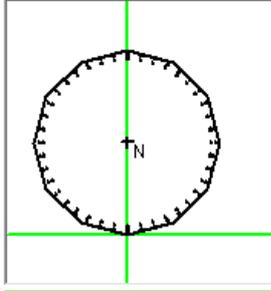


Figura 9: Sezione resistente pila

Si riportano le azioni caratteristiche e le combinazioni di calcolo ottenute, da cui sono state effettuate le verifiche di sicurezza.

I simboli delle sollecitazioni hanno il seguente significato (tra parentesi la simbologia adottata dal SAP2000):

- (P) N: sforzo normale – positivo se di compressione
- (V2) V_x: taglio longitudinale all'asse impalcato
- (M3) M_y: momento flettente longitudinale all'asse impalcato
- (V3) V_y: taglio trasversale all'asse impalcato
- (M2) M_x: momento flettente trasversale all'asse impalcato
- (T) T: torsione

9.1.1.1 Azioni caratteristiche

La condizione più gravosa è la condizione sismica per la pila 4.

Permanenti	G1	3823	-92	0	-5	0	0
Permanenti Portati	G2	963	-58	0	-3	0	0
SIS-X	SIS-L(smorz)	38	9540	9327	741	748	0
SIS-Y	SIS-T(smorz)	69	11173	9605	813	770	0
SIS-Z	SIS-Z(smorz)	1276	69	0	8	1	0
Resistenza Parassite	Q9sis	4	204	1291	11	73	0

9.1.1.2 Combinazione delle azioni

Dati i coefficienti di combinazione riportati ai capitoli precedenti, le combinazioni di calcolo adottate sono le seguenti.

Descrizione azione elementare	Sigla	SIS1	SIS2	SIS3	SIS4	SIS5	SIS6	SIS7	SIS8	SIS9	SIS10	SIS11	SIS12	SIS13	SIS14	SIS15	SIS16	SIS17	SIS18	SIS19	SIS20	SIS21	SIS22	SIS23	SIS24
Peso proprio	G1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Carichi permanenti portati	G2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
SIS-X	SX	1.0	1.0	-1.0	-1.0	1.0	1.0	-1.0	-1.0	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3
SIS-Y	SY	0.3	0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	1.0	1.0	1.0	1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	0.3	0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3
SIS-Z	SZ	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0
Resistenze Parassite	G9	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Tabella 3: Combinazioni in esercizio - pile

9.1.1.3 Verifiche di resistenza

Si riportano le verifiche a presso-flessione per la sezione in esame.

Sez.Pila	Cond.	Comb	N	Mx	My	Vy	Vx	T	Npmax	Npmin	Vmax	Ind
-	-	-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	-
4	Npmax	SIS9	5365	14110	13694	1787	1291	0	3483	-1013	367	9

Tabella 4: Azioni spiccato pila

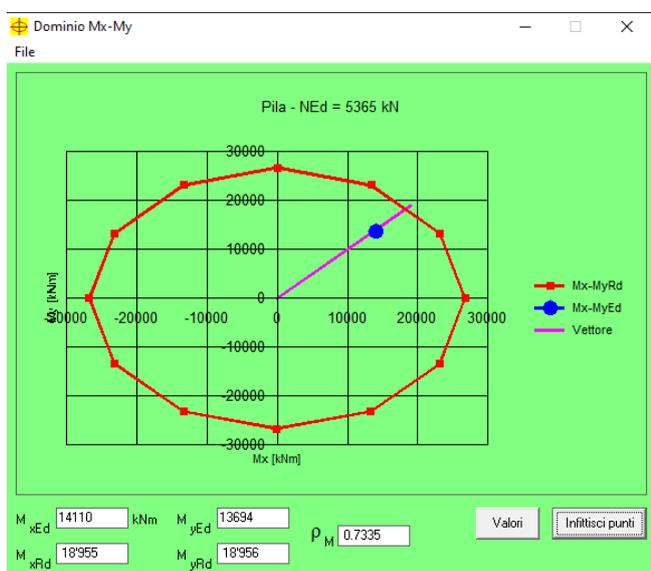


Figura 10: Verifica a pressoflessione

La verifica risulta essere soddisfatta.

9.1.2 Sollecitazioni in testa ai pali

9.1.2.1 Azioni caratteristiche secondo NTC'18

Si riportano nella tabella seguente le azioni elementari (caratteristiche) agenti nel baricentro della palificata alla quota di testa dei pali che massimizzano la sollecitazione in testa al palo Nmax.

Nome azione	IMPALCATO	N	Mx	My	Vy	Vx	T
Permanenti	G1	3823	-92	0	-5	0	0
Permaneti Portati	G2	963	-58	0	-3	0	0
SIS-X	SIS-L(smorz)	38	9540	9327	741	748	0
SIS-Y	SIS-T(smorz)	69	11173	9605	813	770	0
SIS-Z	SIS-Z(smorz)	1276	69	0	8	1	0
Resistenza Parassite	Q9sis	4	204	1291	11	73	0

9.1.2.2 Combinazione delle azioni secondo NTC'18

Dati i coefficienti di combinazione riportati ai capitoli precedenti, riferendosi alla verifica di transitabilità come definita nelle Linee Guida, le combinazioni di calcolo adottate sono le seguenti.

Descrizione azione elementare	Sigla	SIS1	SIS2	SIS3	SIS4	SIS5	SIS6	SIS7	SIS8	SIS9	SIS10	SIS11	SIS12	SIS13	SIS14	SIS15	SIS16	SIS17	SIS18	SIS19	SIS20	SIS21	SIS22	SIS23	SIS24
Peso proprio	G1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Carichi permanenti portati	G2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
SIS-X	SX	1.0	1.0	-1.0	-1.0	1.0	1.0	-1.0	-1.0	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3
SIS-Y	SY	0.3	0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	1.0	1.0	1.0	1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	0.3	0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3
SIS-Z	SZ	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0
Resistenze Parassite	Q9	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

9.1.2.3 Condizioni finali secondo NTC'18

Le suddette azioni elementari sono state quindi combinate e ripartite sui pali ipotizzando una ripartizione rigida. Per la determinazione del massimo e del minimo carico assiale si è quindi sfruttata la seguente:

$$E_i = \frac{F}{n} \pm \frac{m_x}{\sum_{1,i}^n dy_i^2} dy_i \pm \frac{m_y}{\sum_{1,i}^n dx_i^2} dx_i$$

Per il calcolo del massimo sforzo di taglio si è invece sfruttata la relazione:

$$V_{palo} = \frac{\sqrt{V_x^2 + V_y^2}}{n_{pali}} + M_t W_t$$

Si riportano quindi le combinazioni che forniscono le condizioni ricercate.

Sez.Pila	Cond.	Comb	N	Mx	My	Vy	Vx	T	Npmax	Npmin	Vmax	Ind
-	-	-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	-
4	Npmax	SIS9	5253	14110	13694	1041	1067	0	4346	-731	248	9
4	Npmin	SIS16	4327	-14410	-13694	-1058	-1067	0	4215	-908	250	160
4	Vmax	SIS16	4327	-14410	-13694	-1058	-1067	0	4215	-908	250	160

9.2 Verifiche della spalla

Per la valutazione delle azioni trasmesse dall'impalcato alla spalla in esame si fa riferimento al modello agli elementi finiti già descritto nel capitolo 8.

Alle azioni provenienti dall'impalcato, di cui si è calcolato l'effetto a intradosso plinto, si sommano le azioni dovute al peso della spalla e del terreno retrostante con le relative spinte.

Le caratteristiche geometriche della spalla ed il calcolo dei pesi degli elementi è riportato di seguito.

CLS		TERRENO		
g [m/sec ²]	γ [KN/m ³]	m [KNm/m ³]	γ [KN/m ³]	m [KNm/m ³]
9.81	25.00	2.55	20.00	2.04

PLINTO												
l [m]	h [m]	t [m]	θ plinto [°]	p [m]	f [m]	bl [m]	bt [m]	bh [m]	ΔV [m ³]	V [m ³]	P [KN]	m [t]
6.50	1.50	9.00	0.00	4.16	0.29	3.30	0.00	0.75	0.00	102.68	2566.88	261.66

MURO FRONTALE												
li [m]	h [m]	ls [m]	t [m]	e [m]	et [m]	bl [m]	bt [m]	bh [m]	ΔV [m ³]	V [m ³]	P [KN]	m [t]
2.05	5.00	2.05	8.60	0.80	0.00	1.40	0.00	4.00	10.62	98.77	2469.29	251.71

PARAGHIAIA												
l [m]	h [m]	hi [m]	t [m]	el [m]	et [m]	bl [m]	bt [m]	bh [m]	ΔV [m ³]	V [m ³]	P [KN]	m [t]
0.40	2.22	0.00	8.60	0.00	0.00	2.33	0.00	7.61	1.00	8.64	216.02	22.02

MURO D'ALA												
l [m]	h [m]	t [m]	el [m]	n	pos	bl [m]	bt [m]	bh [m]	ΔV [m ³]	V [m ³]	P [KN]	m [t]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	sym	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00

TERRENO DI RIEMPIMENTO												
li [m]	h [m]	ls [m]	t [m]	et [m]	pos	bl [m]	bt [m]	bh [m]	ΔV [m ³]	V [m ³]	P [KN]	m [t]
4.16	7.22	4.16	8.00	0.00	sym	4.55	0.00	5.11	-28.67	211.61	4232.28	431.43

MURI LATERALI DI RISVOLTO													
li [m]	h [m]	ls [m]	t [m]	et [m]	n°	pos	bl [m]	bt [m]	bh [m]	ΔV [m ³]	V [m ³]	P [KN]	m [t]
4.16	7.22	4.16	0.50	0.00	2.00	sym	4.55	0.00	5.11	0.00	30.04	750.88	76.54

BANDIERA														
l [m]	ht [m]	hi [m]	t [m]	eh [m]	et [m]	n°	pos	bl [m]	bt [m]	bh [m]	ΔV [m ³]	V [m ³]	P [KN]	m [t]
4.93	3.00	5.92	0.50	0.00	0.00	2.00	sym	8.70	0.00	5.10	0.00	21.99	549.70	56.03

TERRENO DI RICOPRIMENTO												
l [m]	h [m]	t [m]	bl [m]	bh [m]	ΔV [m ³]	V [m ³]	P [KN]	m [t]				
0.29	0.50	9.00	0.15	1.75	0.00	1.31	26.10	2.66				

Tabella 5: Caratteristiche geometriche spalla

Dalle masse sopra riportate si sono calcolate le forze d'inerzia agenti in fase sismica assumendo un'accelerazione ag S, come indicato al §7.9.5.4 delle NTC2018.

Si riportano, inoltre, i parametri utilizzati ed il calcolo della spinta dei terreni a tergo della spalla.

CLS		TERRA						φ [rad] δ [rad]		
γ [KN/m ³]	m [KNm/m ³]	γ [KN/m ³]	m [KNm/m ³]	φ [°]	λ _o	λ _a	f	δ [°]	φ [rad]	δ [rad]
25	2.55	20	2.04	35	0.426	0.271	0.5	0	0.611	0

SISMA					
g [m/sec ²]	a _{go} [g]	σ _H [g]	σ _V [g]	a _H [m/sec ²]	a _V [m/sec ²]
9.81	0.346	0.364	0.182	3.567	1.784

SOVRACCARICO PERMANENTE				SOVR. ACCIDENTALE		
B(q) [m]	q [KN/m ²]	Fv [kN]	b _i [m]	B(q) [m]	q [KN/m ²]	L(fr) [m]
0	0	0	4.55	7	20	15.1

Tabella 6: Parametri delle azioni e caratteristiche meccaniche delle spalle

Si riportano di conseguenza tutte le sollecitazioni alla base del plinto di fondazione, in esercizio.

Le combinazioni di calcolo che comprendono le azioni trasmesse dall'impalcato e quelle derivanti dal peso della spalla e dal terreno a tergo, sono le seguenti.

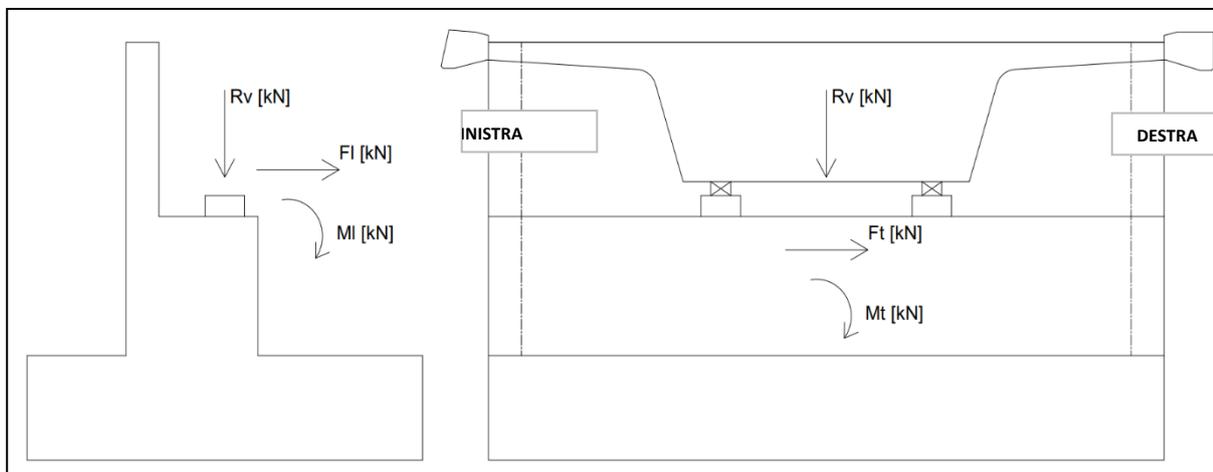
Combinazioni SIS

Descrizione azione elementare	Sigla	SIS1	SIS2	SIS3	SIS4	SIS5	SIS6	SIS7	SIS8	SIS9	SIS10	SIS11	SIS12	SIS13	SIS14	SIS15	SIS16	SIS17	SIS18	SIS19	SIS20	SIS21	SIS22	SIS23	SIS24
Peso proprio	G1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Carichi permanenti portati	G2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SIS-X	SX	1	1	-1	-1	1	1	-1	-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3
SIS-Y	SY	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	0.3	0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3
SIS-Z	SZ	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	-1	1	-1	1	-1	1	-1

Tabella 7: Combinazioni in SISMICA - spalla

Successivamente si riportano le massime azioni agenti a base plinto e sui pali per le combinazioni di calcolo significative risultate dalla massimizzazione/minimizzazione delle singole sollecitazioni agenti a base plinto e dello sforzo normale agente nei pali.

Il significato dei simboli e la convenzione dei segni adottata sono i seguenti:



LEGENDA

FV [kN]: Forza verticale - positiva verso il basso

FI [kN]: Forza longitudinale - positiva verso l'impalcato

Ft [kN]: Forza trasversale

Mt [kNm]: Momento trasversale

Msl [kNm]: Momento stabilizzante longitudinale rispetto allo spigolo anteriore del plinto - positivo verso terra

Mrl [kNm]: Momento ribaltante longitudinale rispetto allo spigolo anteriore del plinto - positivo verso l'impalcato

MI [kNm]: Momento longitudinale rispetto a baricentro plinto - positivo verso l'impalcato

Nmax [kN]: Massimo sforzo normale nel palo – positivo se di compressione

Nmin [kN]: Minimo sforzo normale nel palo – positivo se di compressione

V [kN]: Massimo sforzo di taglio in testa al palo

Sp	Cond.	FV	MI	Mt	FI	Ft	T	Imp	Comb	Ind
-	-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	-	-	-
SB	Np max	13040	29227	9670	6171	1211	0.00	FVmax	SIS1	1
SB	Np min	11488	-11867	-27318	-1467	-5383	0.00	FVmax	SIS14	14
SB	V	13040	29227	9670	6171	1211	0.00	FVmax	SIS1	1

Le sollecitazioni agenti in testa palo vengono calcolate nell'ipotesi di platea di fondazione infinitamente rigida, attraverso la relazione

$$R(x, y) = \frac{N}{n} + \frac{M_l}{J_l} \cdot y + \frac{M_t}{J_t} \cdot x$$

Dove:

N, MI, Mt sono lo sforzo normale e i momenti flettenti longitudinale e trasversale agenti al baricentro della palificata, n è il numero di pali e J_l, J_t sono le inerzie longitudinale e trasversale della palificata

$$J_l = \sum y_i^2 \qquad J_t = \sum x_i^2$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni orizzontali in testa palo, si assume che le azioni di taglio di ripartiscano uniformemente tra i pali, risultando

$$T(x, y) = \frac{\sqrt{H_l^2 + H_t^2}}{n}$$

dove H_l , H_t

sono le forze orizzontali longitudinale e trasversale agenti al baricentro della palificata.

Risulta quindi:

$N_{max} = 4727 \text{ kN}$

$N_{min} = -1516 \text{ kN}$

$V_{max} = 929 \text{ kN}$

9.2.1.1 Verifica muro a gravità

Nel presente capitolo si riporta la verifica di resistenza alla base del muro frontale della spalla.

Le azioni sollecitanti il muro frontale sono state calcolate in maniera analoga a quanto sopra riportato, effettuando le medesime combinazioni e ipotesi di calcolo.

Per il calcolo della spinta agente sul muro si è ipotizzato che tutta la spinta agente su tutta la spalla al di sopra dell'estradosso del plinto, venga assorbita dal muro stesso.

Le azioni sono state poi riportate a metro lineare di larghezza del muro.

La funzione calcola il momento resistente di una sezione rettangolare in c.a. con armatura doppia e simmetrica per fissato sforzo normale di calcolo N_{ed}

Argomenti della funzione sono:

B- base della sezione (mm)

H- altezza della sezione (mm)

c_{min} -copriferro min(mm)

diametro armatura di ripartizione (per copriferro di calcolo)

c -copriferro(mm)

A_{s+} - area armatura superiore ed inferiore (mmq)

f_{yd} - resistenza di calcolo dell'acciaio (MPa)

f_{cd} - resistenza di calcolo del cls (MPa)

N_{ed} - sforzo normale normale di calcolo (KN) positivo se di compressione

flag- parametro di controllo in base al quale la funzione restituisce il valore:

flag=1 $N_{s,Rd}$ = resistenza di calcolo per trazione pura in KN

flag=2 $N_{cc,Rd}$ = resistenza di calcolo per compressione pura in KN

flag=3 Momento di rottura per fissato sforzo normale in KN*m

Se viene fornito un flag diverso dai precedenti, viene impostato a 3

B	1000	mm
H	2050	mm
c_{min}	50	mm
ϕ_{rp}	14	mm
c	109	mm
A_{s+} (+)	7069	mmq
A_{s-} (-)	3534	mmq
f_{yk}	450	MPa
f_{yd}	391	MPa
Rck	40	MPa
f_{cd}	19	MPa
flag	3	

ATTENZIONE:

il calcolo è fatto su un'armatura simmetrica; quindi se poi non ce la metti, il momento resistente è leggermente inferiore

	ϕ (mm)	pas (cm)	N°s	A_s (mq)	d (m)
armature (+)	30	20	2	0.007	
	30	20	0	0.000	
				0.007	1.941

	ϕ (mm)	pas (cm)	N°s	A_s (mq)	d (m)
armature (-)	30	20	1	0.004	
	30	20	0	0.000	
				0.004	0.079

SIS
2

SIS	N_{ed} kN	M_{sd} kNm	M_{Rd} kNm	C/D
	458	4566	5531	1.21

9.3 Predimensionamento dei pali di fondazione

Nel seguente paragrafo verrà illustrato il predimensionamento dei pali di fondazione $\phi 1200$ del viadotto.

A tal fine sono state effettuate verifiche di capacità portante per azioni verticali e orizzontali con riferimento ai pali più sollecitati delle pile e delle spalle.

Le stratigrafie rinvenute in corrispondenza dei sondaggi evidenziano la presenza di due unità geotecniche fondamentali:

- Unità 1: limi argillosi, di spessore variabile da 3 a 7;
- Unità 2: marne argillose / argille marnose, rappresentanti lo strato di base.

La stratigrafia considerata nelle verifiche è la più critica tra quelle rinvenute e la falda è stata considerata alla quota di testa pali.

I parametri geotecnici sono stati definiti sulla base di prove di laboratorio e in sito.

Per quanto concerne l'unità 2, la presenza di elementi con competenza differente, eterometrici e distribuiti irregolarmente nella matrice limoso argillosa di base ha condotto alla preparazione di provini semidisturbati. La differenza evidente tra i valori di coesione non drenata c_u , stimata dai dati delle prove pressiometriche e quelli risultanti dalle prove triassiali UU eseguite in laboratorio è chiaramente dovuta, oltre a quanto esposto sopra, al volume di terreno indagato. Infatti, essendo in sito tale volume maggiore, si ha un comportamento geomeccanico definito dalla reale situazione geostrutturale presente, differente rispetto a quello che si può ottenere in laboratorio su materiali di questo tipo.

Sulla base di quanto detto, tenendo conto anche del fatto che tali argille marnose/marne argillose si presentano come materiali molto consistenti, la cui velocità di propagazione delle onde di taglio supera gli 800 m/s, è stato definito il seguente modello geotecnico di sottosuolo:

Unità	γ kN/m ³	c' kPa	ϕ' gradi	Cu kPa
Limi e argille sabbiosi	20	5-10	27-28	60
Marne argillose e argille marnose z<20m	21	30-40	25-27	150
Marne argillose e argille marnose z>20m	21	30-40	25-27	220

Tabella 8: Modello geotecnico di sottosuolo

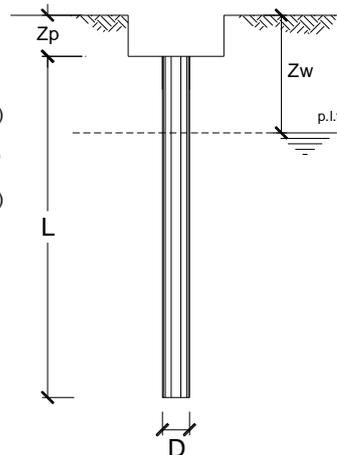
Si riportano a seguire le verifiche relative alle condizioni più critiche tra quelle considerate, ovvero verifiche di breve termine per capacità portante verticale e verifiche di lungo termine per capacità portante orizzontale.

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

OPERA: Viadotto San Gabriele - Palo più caricato Pile

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.20 (m) Area del Palo (Ap): 1.131 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 0.00 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 0.00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 4346 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)
 Numero di strati 3  Lpalo = 37.00 (m)



coefficienti parziali	Metodo di calcolo	azioni		resistenza laterale e di base	
		permanenti γ _G	variabili γ _Q	γ _b	γ _s
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.60	1.30
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	●	1.00	1.00	1.35	1.15

n	1	2	3	4	5	7	10	T.A.	ut
ξ ₃	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25	1.00	1.70
ξ ₄	1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08	1.00	1.70

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno						
			γ (kN/m ³)	c' med (kPa)	c' min (kPa)	φ' med (°)	φ' min (°)	c _u med (kPa)	c _u min (kPa)
1	7.00	limo argilloso	20.00					60.0	60.0
2	13.00	Marne z<20m	21.00					150.0	150.0
3	17.00	Marne z>20m	21.00					220.0	220.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.50	0.00	0.00	0.35
0.50	0.00	0.00	0.35
0.50	0.00	0.00	0.35

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno
1	7.00	limo argilloso
2	13.00	Marne z<20m
3	17.00	Marne z>20m

media				
Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
554.2				
2573.0				
4934.8	0.00	9.00	2750.0	3110.2

minima				
Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
554.2				
2573.0				
4934.8	0.00	9.00	2750.0	3110.2

CARICO ASSIALE AGENTE

$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$

$N_d = 4346.0 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base $R_{b,cal \text{ med}} = 3110.2 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ med}} = 8062.0 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ med}} = 11172.1 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

alla base $R_{b,cal \text{ min}} = 3110.2 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ min}} = 8062.0 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ min}} = 11172.1 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_4) = 1829.5 \text{ (kN)}$

$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 4742.3 \text{ (kN)}$

$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 6571.8 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$

$R_{c,d} = 5479.0 \text{ (kN)}$

W palo 1046.2

$F_s = R_{c,d} / N_d$

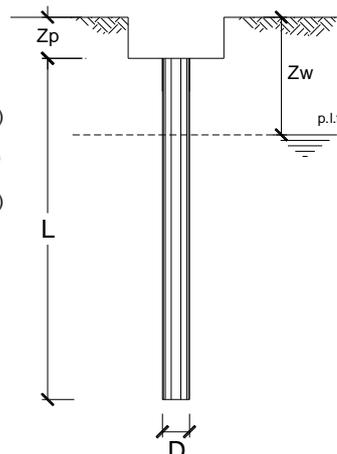
$F_s = 1.02$

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

OPERA: Viadotto San Gabriele - Palo più caricato Spalle

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.20 (m) Area del Palo (A_p): 1.131 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 0.00 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 0.00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 4727 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)
 Numero di strati 3  L_{palo} = 40.00 (m)



coefficienti parziali	Metodo di calcolo	azioni		resistenza laterale e di base	
		permanenti γ _G	variabili γ _Q	γ _b	γ _s
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.60	1.30
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	●	1.00	1.00	1.35	1.15

n	1	2	3	4	5	7	10	T.A	ut
ξ ₃	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25	1.00	1.70
ξ ₄	1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08	1.00	1.70

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno						
			γ (kN/m ³)	c' med (kPa)	c' min (kPa)	φ' med (°)	φ' min (°)	c _u med (kPa)	c _u min (kPa)
1	7.00	limo argilloso	20.00					60.0	60.0
2	13.00	Marne z<20m	21.00					150.0	150.0
3	20.00	Marne z>20m	21.00					220.0	220.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.50	0.00	0.00	0.35
0.50	0.00	0.00	0.35
0.50	0.00	0.00	0.35

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno
1	7.00	limo argilloso
2	13.00	Marne z<20m
3	20.00	Marne z>20m

media				
Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
554.2				
2573.0	0.00	9.00	2813.0	3181.4
5805.7				

minima				
Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
554.2				
2573.0	0.00	9.00	2813.0	3181.4
5805.7				

CARICO ASSIALE AGENTE

$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$

$N_d = 4727.0 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base $R_{b,cal \text{ med}} = 3181.4 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ med}} = 8932.8 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ med}} = 12114.2 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

alla base $R_{b,cal \text{ min}} = 3181.4 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ min}} = 8932.8 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ min}} = 12114.2 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_4) = 1871.4 \text{ (kN)}$

$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 5254.6 \text{ (kN)}$

$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 7126.0 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$

$R_{c,d} = 5955.5 \text{ (kN)}$

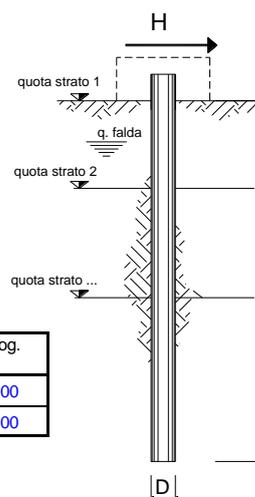
W palo 1131.0

$F_s = R_{c,d} / N_d$

$F_s = 1.02$

opera **Viadotto San Gabriele - Palo più caricato Pile**

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R	
			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_w	γ_{cu}	γ_T	
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	φ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	φ (°)	k_p	c_u (kPa)
<input type="checkbox"/>	p.c.=strato 1	100.00	20	10	27	2.66		27	2.66	
<input checked="" type="checkbox"/>	strato 2	93.00	21	11	25	2.46		25	2.46	
<input type="checkbox"/>	strato 3					1.00			1.00	
<input type="checkbox"/>	strato 4					1.00			1.00	
<input type="checkbox"/>	strato 5					1.00			1.00	
<input type="checkbox"/>	strato 6					1.00			1.00	

Quota falda 100 (m)
 Diametro del palo D 1.20 (m)
 Lunghezza del palo L 37.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y 2212.68 (kNm)
 Step di calcolo 0.01 (m)

- palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	1283.7 (kN)		1283.7 (kN)	
Palo intermedio	16785.0 (kN)		16785.0 (kN)	
Palo corto	64882.8 (kN)		64882.8 (kN)	

H_{med} 1283.7 (kN) **Palo lungo** H_{min} 1283.7 (kN) **Palo lungo**

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 755.10 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ 580.85 (kN)

Carico Assiale Permanente (G): G = 250 (kN)

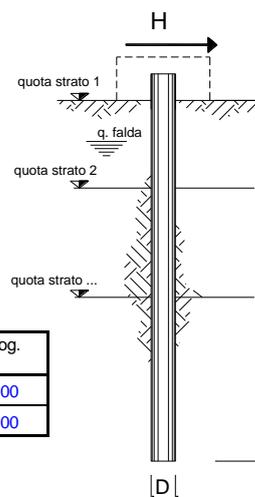
Carico Assiale variabile (Q): Q = 0 (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$ 250.00 (kN)

$FS = H_d / F_d =$ 2.32

opera **Viadotto San Gabriele - Palo più caricato Spalle**

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R
			permanenti γ_G	variabili γ_Q	$\gamma_{e'}$	γ_{cu}	γ_T
SULU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	Parametri medi			Parametri minimi		
					φ (°)	k_p	c_u (kPa)	φ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		100.00	20	10	27	2.66		27	2.66	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		93.00	21	11	25	2.46		25	2.46	
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **100** (m)
 Diametro del palo D **1.20** (m)
 Lunghezza del palo L **40.00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo My **5236.99** (kNm)
 Step di calcolo **0.01** (m)

- palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	2278.8 (kN)		2278.8 (kN)	
Palo intermedio	19751.4 (kN)		19751.4 (kN)	
Palo corto	75966.0 (kN)		75966.0 (kN)	
	H_{med} 2278.8 (kN)	Palo lungo	H_{min} 2278.8 (kN)	Palo lungo
	H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄)		1340.46 (kN)	
	H_d = H_k/γ_T		1031.12 (kN)	
	Carico Assiale Permanente (G):	G =	929 (kN)	
	Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0 (kN)	
	F_d = G · γ_G + Q · γ_Q =		929.00 (kN)	
	FS = H_d / F_d =		1.11	

— M. Mancina, R. Nori, P. Iasiello - Progetti e Calcoli di Geotecnica con Excel vol.2 - ed. DEI—

Ne derivano quindi le seguenti lunghezze dei pali e percentuali di armatura:

- Pali Pile: L=37 m, As=1.0%;
- Pali Spalle: L=40 m, As=3.0%.