

PROLUNGAMENTO DI VIA ALDO MORO DALL'INCROCIO CON LA STRADA COMUNALE DI BERTESINA ALLA S.S. POSTUMIA IN COMUNE DI VICENZA

PROGETTO DEFINITIVO

DATA Luglio 2022

CUP G31B07000500005E

WBS -

COMMITTENTE

AUTOSTRADA BRESCIA-VERONA-VICENZA-PADOVA S.p.A
Funzione Costruzioni Autostradali

CAPO COMMESSA
PER LA PROGETTAZIONE
Arch. M. Panarotto

R.T.I.

Mandataria:



Mandanti:



RESPONSABILE INTEGRAZIONE
TRA LE VARIE PRESTAZIONI

SPECIALISTICO 2074

Ing. P. De Stavola

PROGETTISTA

Ing. R. Tonin

ELABORATO

OPERE D'ARTE

RELAZIONE DI CALCOLO - CAVALCAVIA SR53 POSTUMIA
SOTTOSTRUTTURE

SCALA -

NOME FILE VMORO-EFFM-SBR-SO_MLCV00_Z-TR-CB-0004

Project	Originator	Volume	Location	Type	Role	Number	Suitability	Revision
VMORO	EFFM	SBR	SO_MLCV00_Z	TR	CB	0004	P00S4	D01

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione
00	15.07.2022	Prima Emissione	D. Zannoner	T. Tassi	G. De Stavola

Prolungamento di via Aldo Moro dall'incrocio con la strada comunale di Bertesina alla S.S. Postumia in Comune di Vicenza

**Servizi di progettazione di fattibilità tecnica ed economica,
definitiva ed esecutiva, prestazioni specialistiche connesse.**

Progetto Definitivo

OPERE D'ARTE Cavalcavia SR53 Postumia – Relazione di calcolo Sottostrutture

CUP: G31B07 00050 0005E

Committente:

Autostrada Brescia Verona Vicenza Padova SpA

Capo Commessa: Arch. Mirco Panarotto

Progettisti: Ingg. Gianmaria De Stavola – Rolando Tonin

Data: 03/03/2023, Rev. 0 (nb: prima emissione = Rev. 00)

Sommario

1. Premesse.....	4
2. Documenti e normative di riferimento.....	6
2.1 Normative di riferimento.....	6
2.2 Documenti di riferimento.....	6
3. Caratteristiche dei terreni e sismicità.....	7
4. Materiali e prescrizioni per la durabilità.....	9
4.1 Calcestruzzo.....	9
4.2 Acciaio di armatura.....	9
4.3 Caratteristiche del terreno per i rilevati.....	9
5. Criteri di calcolo.....	10
5.1 Vita nominale e classe d'uso.....	10
5.2 Valutazione della sicurezza.....	10
5.2.1 Assunzioni per le verifiche di tipo geotecnico.....	11
5.2.2 Assunzioni per le verifiche di tipo strutturale.....	12
6. Software di calcolo.....	14
7. Analisi dei carichi.....	15
7.1 Pesi propri strutturali.....	15
7.2 Carichi permanenti.....	15
7.3 Carichi accidentali.....	15
7.3.1 Azione del vento.....	15
7.3.2 Azioni variabili da traffico.....	18
7.4 Sisma.....	20
7.4.1 Parametri sismici di progetto.....	20
7.4.2 Spinte del terreno sulle spalle.....	22
7.5 Riepilogo dei carichi agenti.....	26
8. Combinazioni di carico.....	28
8.1 Combinazioni di calcolo agli SLU.....	28
8.2 Combinazioni di calcolo sismiche.....	28
9. Progetto geotecnico allo slu delle fondazioni profonde del ponte soggette a carichi assiali.....	30
9.1 Sollecitazioni agenti sui pali.....	30
9.2 Sforzo normale sui pali.....	30
9.2.1 Tabella riassuntiva.....	31
9.3 Calcolo della capacità portante.....	32

9.3.1	Metodo di calcolo della capacità portante verticale	32
9.3.2	Capacità portante calcolata dei pali	34
9.3.3	Tabella riepilogativa delle verifiche.....	34
10.	Progetto geotecnico allo slu delle fondazioni profonde del ponte soggette a carichi trasversali	35
10.1	Sollecitazioni orizzontali agenti	35
10.2	Calcolo della resistenza.....	35
10.2.1	Metodo di calcolo della capacità portante orizzontale.....	35
10.2.2	Capacità portante orizzontale calcolata	36
11.	Verifiche delle sottostrutture.....	38
11.1	Sottostrutture delle spalle	38
11.1.1	Plinti delle spalle	38
11.1.2	Muri d'ala.....	39
11.2	Sottostrutture delle pile.....	43
11.2.1	Plinti	43
11.2.2	Base corpo pila.....	44

1. Premesse

La presente relazione di calcolo riguarda le sottostrutture (pile, spalle e relative fondazioni) dell'opera di scavalco della S.S. Postumia nell'ambito del progetto del nuovo **"Prolungamento di via Aldo Moro dall'incrocio con la strada comunale di Bertesina alla S.S. Postumia"**.

Si tratta di un viadotto a 3 campate con schema statico di trave in semplice appoggio; le due laterali hanno luce di 25m, mentre quella centrale ha luce 30m (interasse pile).

Dal punto di vista funzionale, l'impalcato ospita una sezione stradale conforme alla categoria C1, organizzata con una corsia per senso di marcia di larghezza 3.75m ed una banchina esterna a ciascuna corsia di larghezza 1.50m, per una larghezza complessiva di 10,50m, cui si aggiungono due marciapiedi laterali larghi ciascuno 2,10m; essi ospitano le barriere guard-rail, un camminamento pedonale e un parapetto laterale.

La soluzione strutturale prescelta prevede l'uso di 5 travi a cassoncino in calcestruzzo armato precompresso a trefoli aderenti prefabbricate in stabilimento, completate in opera mediante il getto della soletta collaborante.

Le travi sono alte 150cm, cui va aggiunto lo spessore della soletta (min 20cm); oltre che dalla soletta, le travi prefabbricate sono mutuamente connesse anche da traversi di estremità, precompressi mediante barre.

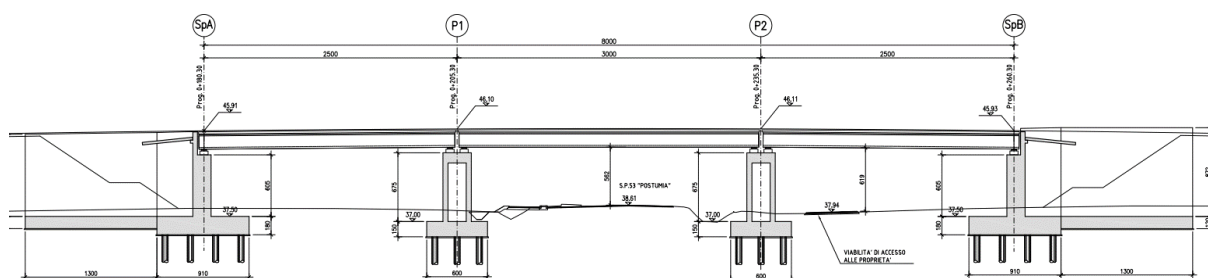


Figura 1: sezione longitudinale del viadotto

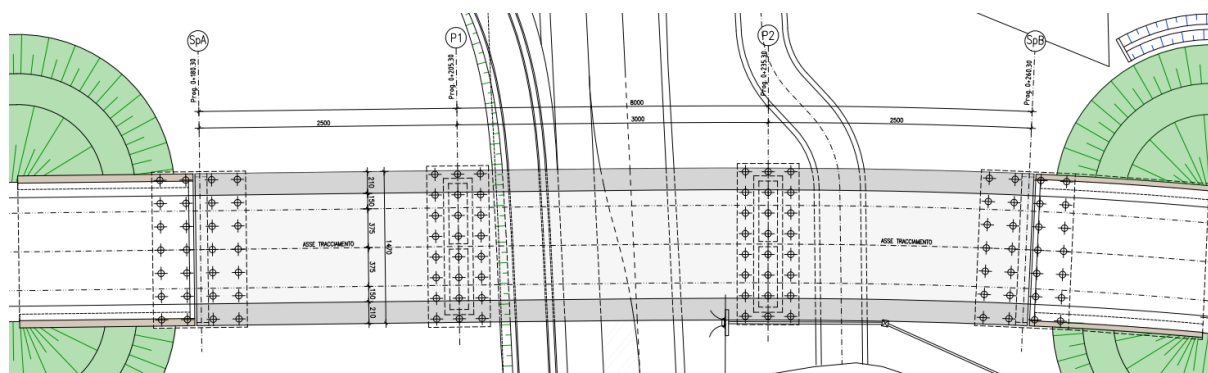


Figura 2: pianta della disposizione delle travi

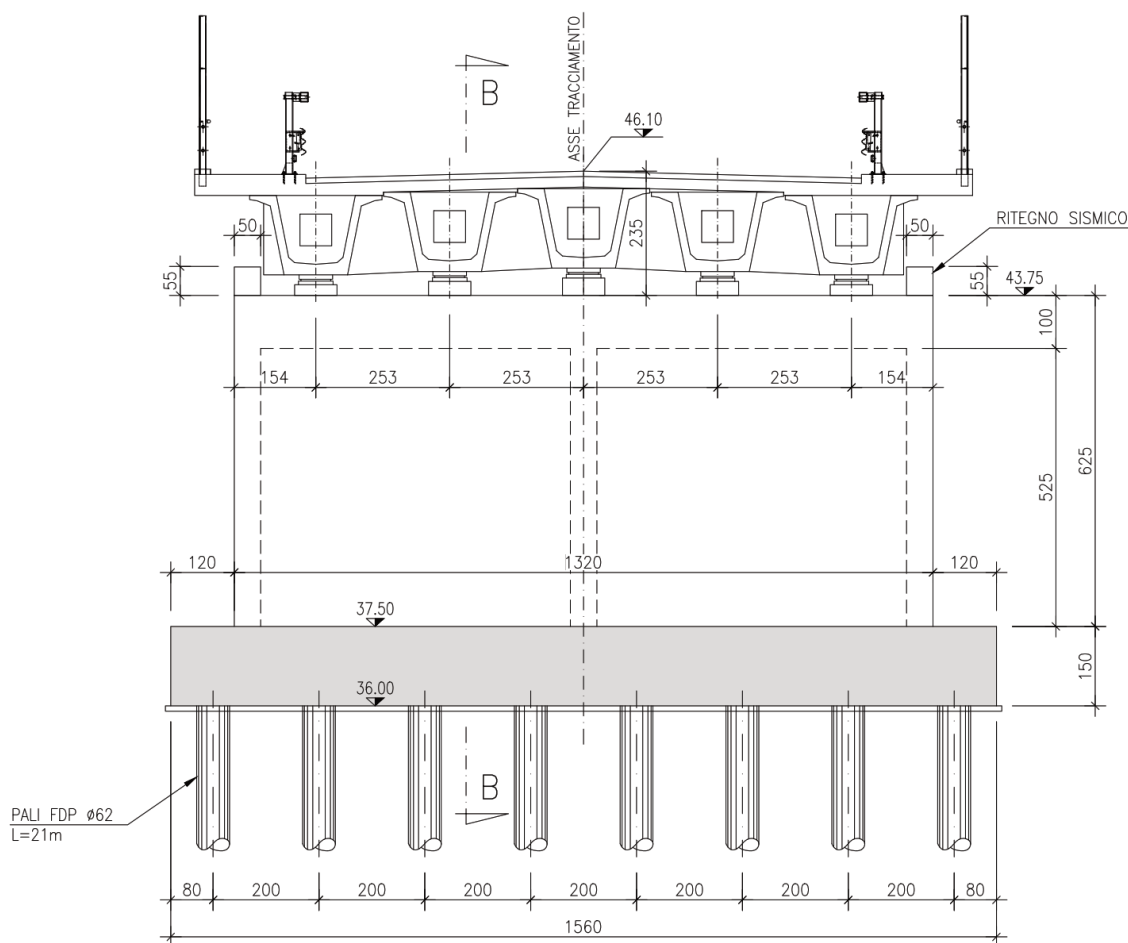


Figura 3: sezione trasversale

L'impalcato è vincolato alle pile e alle spalle mediante appoggi del tipo a neoprene incapsulato del tipo fisso, mobile in una direzione (longitudinale o trasversale) e mobile multidirezionale, in grado di generare un vincolamento isostatico. Longitudinalmente, le forze orizzontali sono trasferite alle due spalle ed alla pila 1.

In corrispondenza delle interruzioni strutturali, sono previsti giunti di dilatazione ed impermeabilità a quota pavimentazione in gomma armata.

Le pile sono a sezione rettangolare allungata cava (larghezza 2,80m per una lunghezza trasversale di circa 13,20m); la sezione cava è comunque irrigidita mediante setto verticale parallelo al lato corto. La larghezza della pila consente l'alloggiamento di martinetti per il sollevamento del ponte in caso di necessità di sostituire gli appoggi.

Le spalle sono di tipo tradizionale con un muro frontale chiuso e muri di risvolto ortogonali che proseguono per circa 13m oltre il termine della spalla per consentire l'arretramento del rilevato ed evitare interferenze con insediamenti esistenti.

Le fondazioni sono su pali FDP di diametro 620mm, generalmente lunghi 19m, in numero di 28 per le spalle e 24 per le pile; i plinti hanno spessore costante e pari a 1,50m per le pile e 1,80m per le spalle.

A tergo delle spalle i rilevati sono assai alti (circa 8m dal p.c.) e quindi generano cedimenti importanti (vedi relazione geotecnica); a tali cedimenti sarebbero associati fenomeni di attrito negativo sui pali. Per evitare tale fenomeno, si prescrive di realizzare i rilevati in congruo anticipo rispetto alle palificazioni.

Il calcolo degli impalcato è trattato in altro elaborato.

2. Documenti e normative di riferimento

2.1 Normative di riferimento

Il progetto è condotto in ottemperanza alle prescrizioni normative che seguono:

- [1] D.M. Infrastrutture e trasporti 17/1/2018: Norme tecniche sulle costruzioni (nel seguito NTC 2018)
- [2] Circ. Min. Infrastrutture e trasporti del 21/1/2019 nr. 7: Circolare esplicativa delle NTC 2018

Per gli aspetti non trattati nelle norme citate, si fa anche riferimento agli Eurocodici seguenti:

- [3] UNI EN 1990: 2006: Criteri generali di progettazione strutturale
- [4] UNI EN 1991-2: 2005: Azioni sulle strutture, Parte 2: Azioni sui ponti
- [5] UNI EN 1993-1-1: 2014: Progettazione delle strutture in acciaio, parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [6] UNI EN 1993-1-9: 2005: Progettazione delle strutture in acciaio, parte 1-9: Fatica
- [7] UNI EN 1993-1-10: 2005: Progettazione delle strutture in acciaio, parte 1-10: Resilienza dei materiali e proprietà attraverso lo spessore
- [8] UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Progettazione delle strutture composte in acciaio – calcestruzzo: Regole generali e regole per gli edifici
- [9] UNI EN 1994-2:2006 Parte 2: Progettazione delle strutture composte in acciaio – calcestruzzo: Regole generali e regole per i ponti
- [10] UNI EN 1997-1:2013 Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali
- [11] UNI EN 1998-1:2013 Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- [12] UNI EN 1998-2:2011: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 2: Ponti
- [13] UNI EN 1998-5:2005: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

2.2 Documenti di riferimento

- [14] Tutti i documenti facenti parte del Progetto di Fattibilità Tecnico Economica.
- [15] Relazione geotecnica e sismica, redatta dall'ing. Giuseppe Colleselli.

3. Caratteristiche dei terreni e sismicità

In corrispondenza delle due opere d'arte principali fra il 2021 ed il 2022 sono state condotte una serie di indagini geognostiche che possono essere riassunte come segue:

Indagini presso il sovrappasso di via Postumia:

- N. 2 CPTu spinte fino alla profondità di 25.0 e 30.0m;
- N.1 sondaggio a carotaggio continuo S1 spinto fino alla profondità di 40.0m;
- N.5 prove SPT eseguite all'interno del foro di sondaggio S1, con prelievo di campioni rimaneggiati;
- Prelievo di 4 campioni indisturbati di terreno dal sondaggio S1 sottoposti a prove di laboratorio.

La elaborazione delle risultanze delle indagini eseguite ha portato alla individuazione del seguente modello geotecnico di riferimento:

- Per il sovrappasso di via Postumia

Unità	Prof [m da		γ/γ'	c'	ϕ'	c_u	IP	OC	e_0	C_c	C_R	c_v	$E_{op. f.p.}$	$E_{op. f.d.}$	M
ID	da	a	[kN/m ³	[kPa]	[°]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m ² /s]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
S	0.0	-5.0	20/10	-	32	-	-	-	-	-	-	-	30	20	25
AL-L	-5.0	-15.0	19/9	10	27	40	10-15	2-3	1	0.4	0.0	9.5e-8	12	6	8
SL-	-15.0	-25.0	20/10	10	32	-	-	-	-	-	-	-	45	30	40
AL-	-25.0	-30.0	19/9	-	-	35	25	1	-	-	-	-	20	10	13

Dal punto di vista sismico, Vicenza è in zona sismica **2** a seguito della deliberazione della Giunta Regionale n.244 del 9 marzo 2021.

Di seguito, oltre alla localizzazione dell'opera, sono indicati i parametri sismici fondamentali in base ai quali costruire gli spettri di risposta in termini di accelerazione.

Con riferimento alle indicazioni di cui al cap. 2.4 delle NTC 2018 (vita nominale e classe d'uso), si assume quanto segue:

- Vita nominale: 50 anni (costruzioni con livelli di prestazioni ordinari)
- Classe d'uso: IV: ponti di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico.

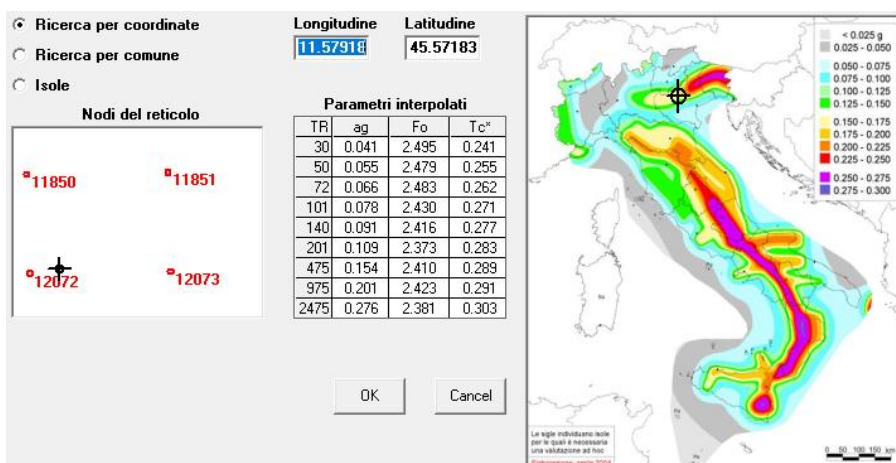
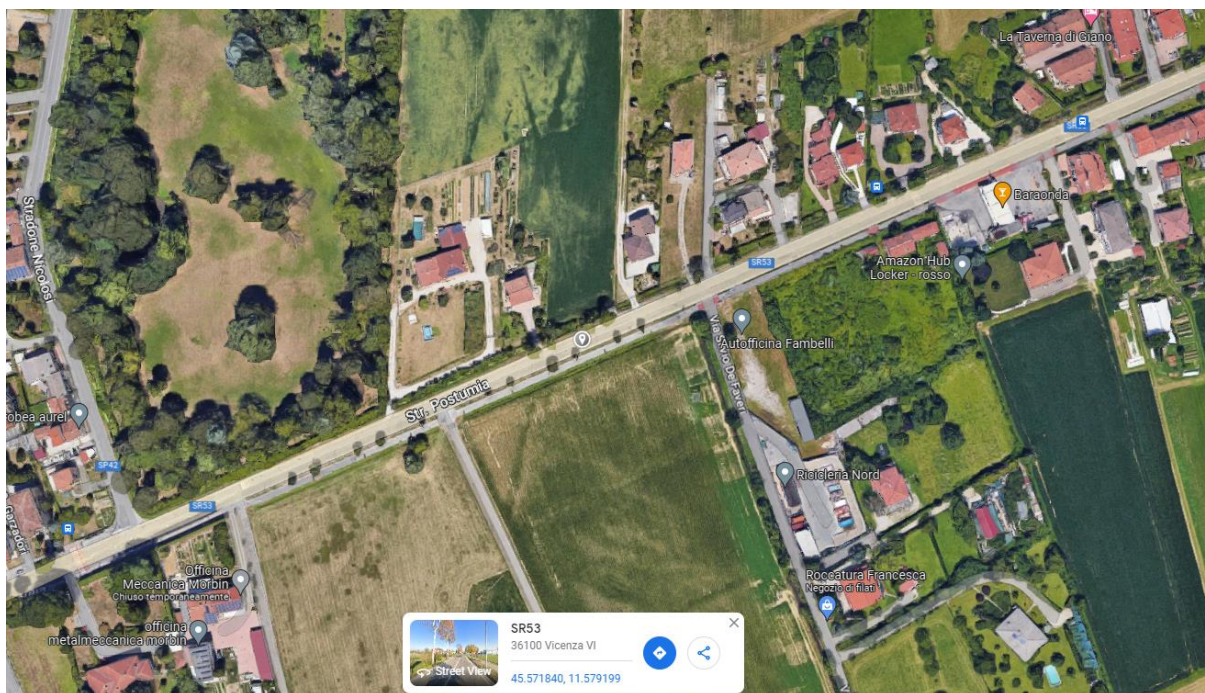


Figura 4: Sopra, localizzazione dell'intervento e corrispondenti parametri sismici di base.

Sulla base dei risultati di una prova MASW effettuata in prossimità della ferrovia si ottengono le seguenti velocità delle onde S

Strato	Vs [m/s]	Spessore [m]	Profondità [m]
1	140	1.6	1.6
2	156	1.7	3.3
3	167	3.9	7.2
4	187	6.7	13.9
5	251	4.5	18.4
6	276	6.2	24.6
7	291	Inf.	Inf.

Dall'elaborazione si ottiene che $V_{s,eq} = 214$ m/s, si assume perciò la CATEGORIA C, che comprende "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s".

4. Materiali e prescrizioni per la durabilità

4.1 Calcestruzzo

Le prestazioni del calcestruzzo sono riassunte nella tabella che segue:

Parte d'opera	Classe di resistenza	Classe di esposizione (rif. UNI EN 206-1)
Magrone	C 12/15	-
Calcestruzzo per pali	C 28/35	XC2 *
Calcestruzzo per elevazioni pile, spalle, muri e plinti di fondazione	C 35/45	XC4 + XF2
Calcestruzzo per elementi prefabbricati (travi)	C 45/55	XC4
Calcestruzzo per solette di impalcato	C 35/45	XC4 + XF2
Calcestruzzo per cordoli e marciapiedi	C 35/45	XC4 + XF4

Per quanto riguarda i copriferri, si fa riferimento alle prescrizioni fornite dalla Circ. 21/1/209 al par.C4.1.6.1.3, con riferimento alle specifiche classi di aggressività (ordinarie per i pali, aggressive per le sottostrutture e la soletta, molto aggressive solo per i cordoli non protetti ed esposti ai sali disgelanti)

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

4.2 Acciaio di armatura

Si prevede:

- Acciaio B 450 C ($f_y = 450$ MPa $f_k = 540$ MPa)

4.3 Caratteristiche del terreno per i rilevati

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 35^\circ$$

5. Criteri di calcolo

5.1 Vita nominale e classe d'uso

Con riferimento al cap. 2.4 delle NTC 2018, si assume:

Vita nominale di progetto dell'opera	50 anni (convenzionalmente definita come numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali)
Classe d'uso	IV (ponte di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico)

5.2 Valutazione della sicurezza

Come da indicazioni delle NTC 2018, le verifiche di sicurezza (stato limite ultimo) e di funzionalità (stati limite di esercizio) sono condotti con riferimento al criterio semiprobabilistico agli stati limite.

In accordo con i paragrafi. 2.5.3 e 5.1.3.12 del DM 17/01/2018 si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

5.2.1 Assunzioni per le verifiche di tipo geotecnico

Per le verifiche di tipo geotecnico di collasso della palificata per carichi assiali, trasversali o di trazione si assumono i coefficienti di sicurezza dell'Approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3) come da §6.4.3 delle NTC2018 [1].

6.2.4.1.1 Azioni

I coefficienti parziali γ_f relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψ_{ij} devono essere assunti come specificato nel Capitolo 2.

Si fa salvo, comunque, quanto previsto nel Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26 giugno 2014 recante "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)", ove applicabile

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_{Q1}	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_{ca}

6.2.4.1.2 Resistenze

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

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	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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

6.4.3.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II.

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

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (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.

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
 - metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- (b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.3]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.4]$$

Tab. 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

Fatta salva la necessità di almeno una verticale di indagine per ciascun sistema di fondazione, nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, ai fini del conteggio delle verticali di indagine per la scelta dei coefficienti ξ in Tab. 6.4.IV si devono prendere solo le verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

6.4.3.1.2 Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

Per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del § 6.4.3.1.1, applicando il coefficiente parziale γ_T della Tab. 6.4.VI.

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

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

5.2.2 Assunzioni per le verifiche di tipo strutturale

La tabella 5.1.V delle NTC 2018 fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni delle verifiche agli stati limite ultimi, con il seguente significato dei simboli:

γ_{G1} = coefficiente parziale per pesi propri

γ_{G2} = coefficiente parziale per pesi degli elementi non strutturali

γ_Q = coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico

γ_{Qi} = coefficiente parziale delle altre azioni variabili.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Infine, i valori dei coefficienti $\psi_{i,j}$, relativi alle combinazioni delle azioni variabili, sono riportati nella seguente tabella:

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 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
Vento q_5	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

6. Software di calcolo

Per le verifiche di resistenza delle sezioni in c.a. sono stati usati i seguenti software:

- **RC-SEC vers. 2010.4 rev. 212**, prodotto da GEOSTRU srl. Il programma consente di effettuare il calcolo di verifica delle sezioni di travi e pilastri in c.a. agli stati limite ultimi e di esercizio tenendo conto, nel caso di calcolo sismico, della classe di duttilità richiesta e della posizione della sezione nell'asta (se ricade in zona critica o meno). Per le verifiche di resistenza (e semi-progetto delle armature) a presso-tenso flessione (retta e deviata) è previsto l'uso del diagramma tensioni-deformazione parabola rettangolo per il conglomerato e bilineare per l'acciaio. Nelle verifiche a taglio è stata implementata la nuova metodologia che prevede l'uso dell'inclinazione variabile delle bielle compresse. Vengono inoltre costruiti diagrammi momenti curvatures utilizzando più leggi di comportamento del calcestruzzo (parabola rettangolo, Kent-Park, EC2) nel nucleo confinato della sezione e valutando per ogni combinazione il valore della duttilità in curvatura (CCDF) anche in regime di pressoflessione deviata. Possono essere analizzate sezioni di qualsiasi forma, da quelle più comuni (rettangolari, a T, T doppio, ad L, circolari) a quelle più complesse (a contorno poligonale costituite da uno o più domini di conglomerato, cave, miste).
- **VCaSLU v7.7** del professor Pietro Gelfi (software freeware) per il calcolo e la verifica delle sezioni in calcestruzzo armato.

Per il calcolo delle sollecitazioni sono stati usati dei fogli di calcolo autoprodotti.

7. Analisi dei carichi

7.1 Pesi propri strutturali

Per i carichi propri dell'impalcato si fa riferimento a quanto risultante dalla relazione di calcolo degli stessi per cui si possono riepilogare le seguenti grandezze:

Campata	Peso travi impalcato [kN]	Peso soletta [kN]	Peso traversi [kN]
L=25m	2324,4	2988,6	302,3
L=30m	2720,4	3497,7	302,3
TOT su 80m	7369	9475	907

I pesi delle sottostrutture, calcolati assumendo un peso ad unità di volume del calcestruzzo pari a 20 kN/m³, risultano invece:

Elemento	Peso [kN]
Spalla	12214
Pila	6812

7.2 Carichi permanenti

- Per la pavimentazione è stato considerato un peso di 4kN/mq
- Per i guard-rail è stato considerato un carico a bordo soletta di 1kN/m.

Campata	Peso pavimentazione + Guard rail [kN]
L=25m	1173,5
L=30m	1408,2
TOT su 80m	3755


- Per il peso del terreno a tergo delle spalle, è stato assunto un peso ad unità di volume pari a 20 kN/m³.

7.3 Carichi accidentali

7.3.1 Azione del vento

Il vento viene valutato in aderenza alle prescrizioni contenute in §3.3 del DM 17/01/2018 e la relativa circolare applicativa. La valutazione avviene su foglio di calcolo di cui si riportano le risultanze.

Vento				
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



regione	Veneto		
zona	1		
velocità caratteristica del sito	$v_{b,0}$	25.00	m/s
quota di riferimento sul medio mare	a_0	1000.00	m
coefficiente correttivo della velocità	K_s	0.400	-
quota del sito sul medio mare	a_s	30.00	m
Coefficiente di altitudine	C_a	1.00	
periodo di ritorno	T_R	50.00	anni
coefficiente di ritorno	C_R	1.001	-
velocità caratteristica a 10 m dal suolo ($Tr=50$)	v_b	25.0	
velocità caratteristica a 10 m dal suolo	$v_f [T_R]$	25.0	m/s
densità dell'aria	ρ	1.25	kg/m ³
pressione cinetica di riferimento	q_b	391.20	N/m ²

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno	
Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

descrizione della superficie	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate e ghiacciate, mari, laghi, ...)		
classe di rugosità del terreno			D
Distanza dalla costa (-)			60
Classe di esposizione			II
Altezza sul suolo del punto considerato	z	10.00	m

ZONE 1,2,3,4,5

A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5
** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 9

A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

ZONA 6

A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONA 7,8

A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_t	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

Parametri	k_R	0.19	-
	z_0	0.05	m
	z_{min}	4	m
coefficiente di topografia	C_t	1	-
coefficiente di esposizione	$C_e(z_{min})$	1.80	-
coefficiente di esposizione	$C_e(z)$	2.35	-
coefficiente dinamico	C_d	1	-
tipo di costruzione			
rapporto S_p/S	φ	1	-
coefficiente di pressione	C_p	1.4	-
distanza tra due travi successive	d	2.5	m

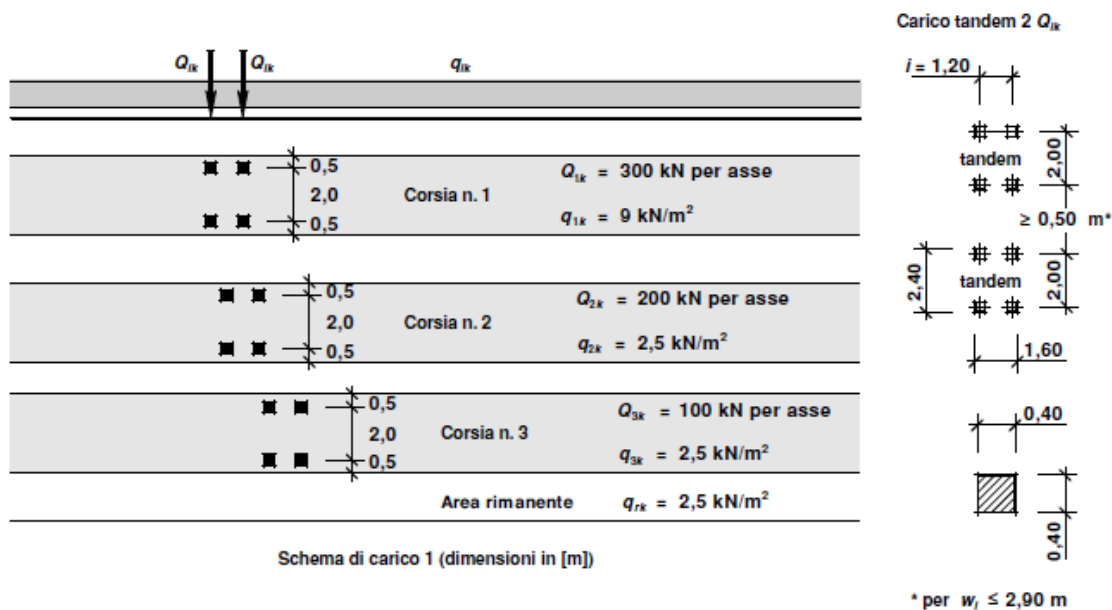
altezza delle travi	h	1.75	m
rapporto d/h	d/h	1.43	-
coefficiente di riduzione	μ	0.20	-
pressione del vento prima trave	p (z_{min})	0.99	kN/m²
	p (z)	1.29	kN/m²
pressione del vento seconda trave	p (z_{min})	0.20	kN/m²
	p (z)	0.26	kN/m²
altezza degli elementi al di sopra delle travi	h	3.26	m
pressione del vento al metro lineare prima trave	p (z _{min})	4.94	kN/m
	p (z)	6.45	kN/m
pressione del vento al metro lineare seconda trave	p (z _{min})	0.35	kN/m
	p (z)	0.45	kN/m

7.3.2 Azioni variabili da traffico

Le azioni da traffico sono definite dai seguenti schemi di carico comprensivi degli effetti dinamici.

7.3.2.1 Schema di carico 1

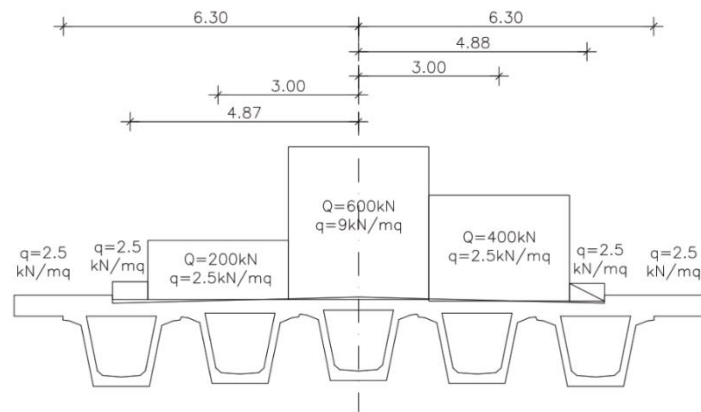
Carichi Q_{ik} concentrati su due assi in tandem su impronta quadrata di pneumatico con lato $l = 0,40$ m e carichi ripartiti uniformi, per ponti di 1a categoria. Questo schema è utilizzato per verifiche globali e locali.



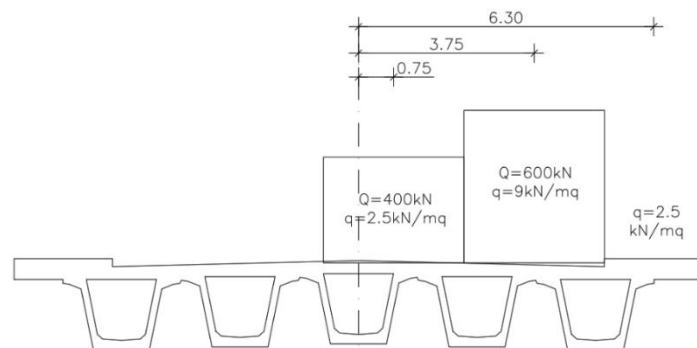
Nel caso in esame la carreggiata ha dimensione 10.5m per cui si hanno 3 corsie convenzionali più una zona rimanente da 1.5m. I due marciapiedi hanno dimensioni 2.10m.

Sono state disposte dunque due configurazioni dei carichi mobili: una con carichi decentrati a destra e una a sinistra.

CONFIGURAZIONE CENTRATA



CONFIGURAZIONE DECENTRATA



Questi carichi vengono combinati come da figura seguente:

5.1.3.14 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al Cap. 2.

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si devono considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile				Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili	
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carichi verticali
1	Valore caratteristico					Carico uniformemente distribuito
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m ²
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

7.3.2.2 Azione longitudinale di frenamento

Ci si riferisce al §5.1.3.5 delle vigenti norme NTC2018, per cui la forza di frenamento o di accelerazione Q_3 è data da:

$$180 \text{ kN} \leq Q_3 = 0,6 (2 \cdot 300 \text{ kN}) + 0,10 \cdot \frac{9 \text{ kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} \cdot 25 \text{ m} = 428 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN}$$

si ha dunque per il tratto da 25m: $Q_3, L=25\text{m} = 428 \text{ kN}$

$$180 \text{ kN} \leq Q_3 = 0,6 (2 \cdot 300 \text{ kN}) + 0,10 \cdot 9 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} \cdot 30 \text{ m} = 441 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN}$$

si ha dunque per il tratto da 30m: $Q_3, L=30\text{m} = 441 \text{ kN}$

7.4 Sisma

7.4.1 Parametri sismici di progetto

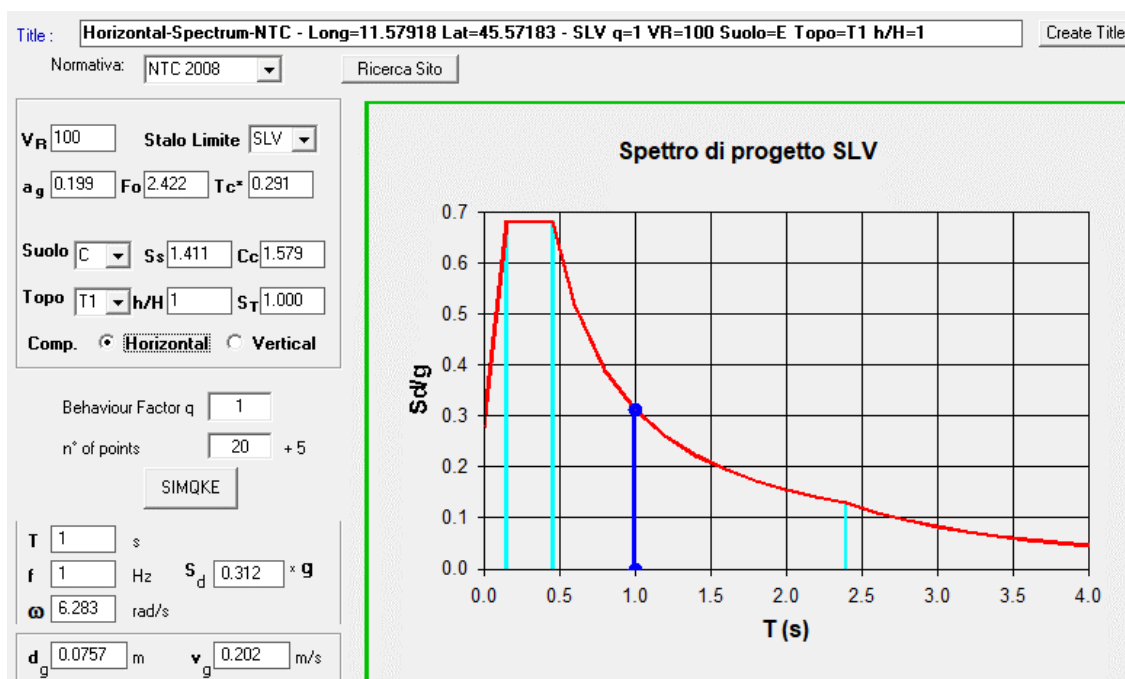
Come premesso in precedenza, lo spettro sismico utilizzato per il progetto è quello corrispondente alla categoria di suolo C.

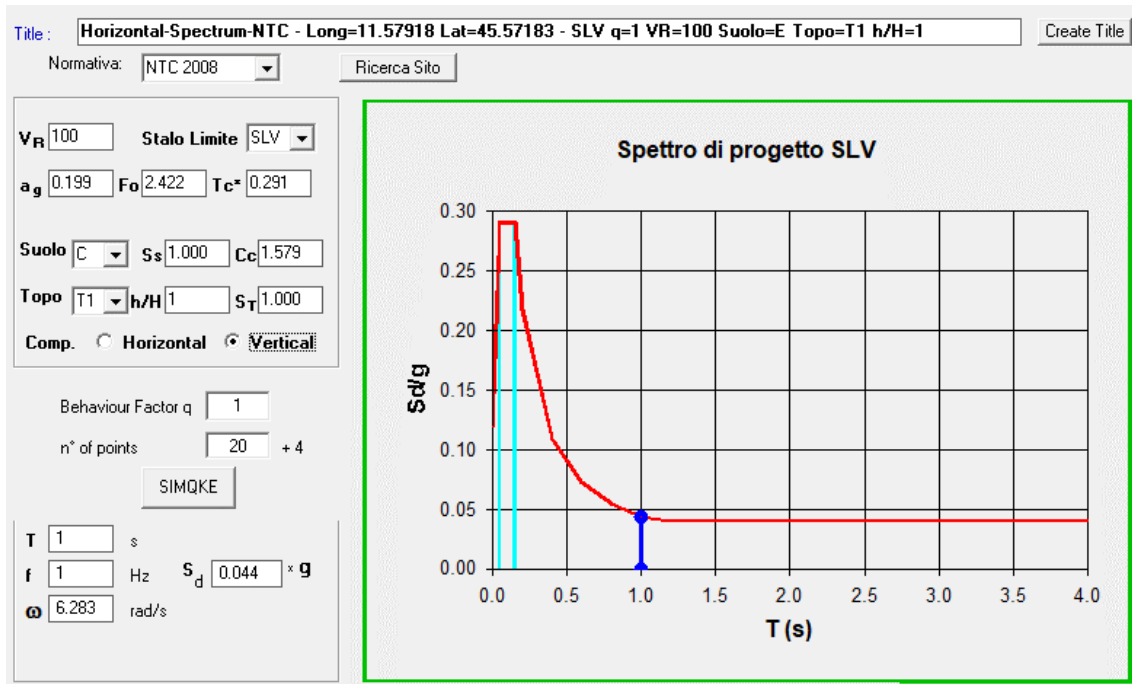
Il sito in oggetto è alle coordinate:

Long = 11.57918

Lat = 45.57183

I parametri risultanti per lo spettro di progetto sono riepilogati nella tabella seguente.



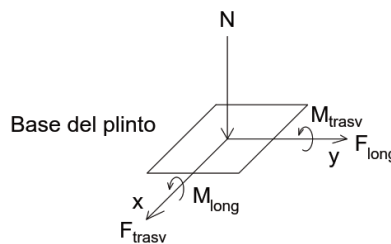


Le sollecitazioni provenienti dall'applicazione delle forze sismiche verranno combinate come illustrate nei capitoli successivi.

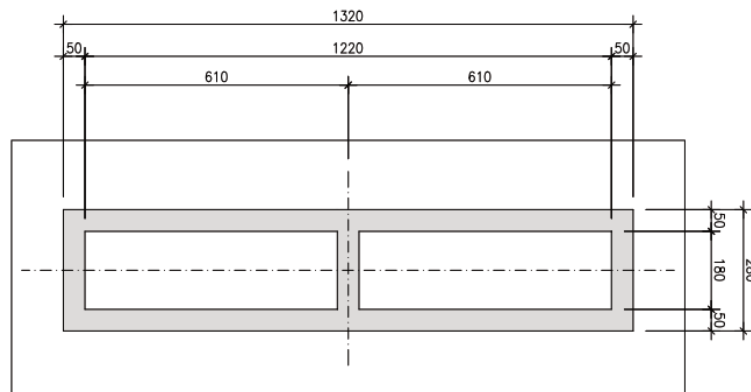
Per l'azione sismica sulle spalle è stata assunta l'accelerazione al suolo:

- $PGA_H = 0.281g$
- $PGA_V = 0.120g$

Per le pile, invece, si è calcolato il periodo e si è applicata la corrispondente accelerazione da spettro di risposta sismico. Si considera il seguente sistema di coordinate, che verrà usato anche per le sollecitazioni:



Si considera la seguente sezione delle pile:



I momenti d'inerzia nelle due direzioni x (asse debole) e y (asse forte) risultano:

$$J_{xx} = 18.44 \text{ m}^4$$

$$J_{yy} = 264.3 \text{ m}^4$$

La rigidezza della pila risulta quindi in senso orizzontale:

$$K_{ii} = \frac{3EJ_{ii}}{l^3}$$

in senso verticale:

$$K_z = \frac{EA}{l}$$

nelle tre direzioni si hanno dunque, considerando un'altezza di pila di 6.3m:

$$K_x = 5530960 \text{ kN/m}$$

$$K_y = 79275096 \text{ kN/m}$$

$$K_z = 63095238 \text{ kN/m}$$

La massa concorrente sulla pila 1 e sulla pila 2 in senso trasversale è costituita da metà della massa dell'impalcato laterale più metà della massa dell'impalcato centrale per un totale di $m_{trasv} = 1\,061\,915 \text{ kg}$

La massa concorrente sulla pila 1 in senso longitudinale è pari a tutta la massa dell'impalcato centrale, per un totale di $m_{long} = 1\,118\,905 \text{ kg}$.

In entrambi i casi si è tenuto conto anche di metà della massa della pila.

Per la massa verticale si è invece tenuto conto di tutta la pila e di metà di ciascun impalcato concorrente $m_{vert} = 1\,387\,965 \text{ kg}$

Il periodo risultante è:

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{m_i}{K_i}}$$

ovvero:

$$T_{trasv} = 0.089 \text{ s}$$

$$T_{long} = 0.024 \text{ s}$$

$$T_{vert} = 0.029 \text{ s}$$

Ne risultano le seguenti accelerazioni:

$$S_{trasv} = 0.513g$$

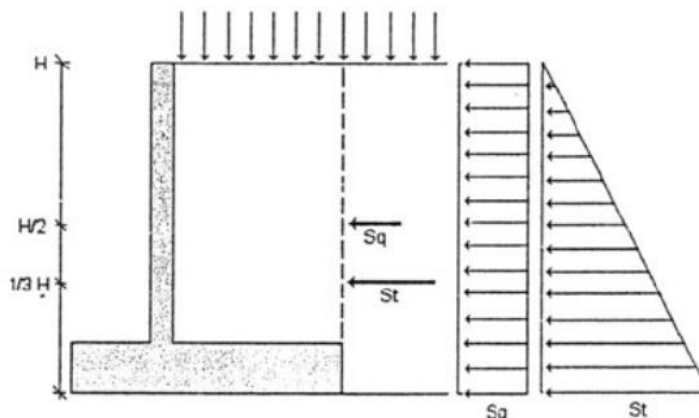
$$S_{long} = 0.343g$$

$$S_{vert} = 0.219g$$

7.4.2 Spinte del terreno sulle spalle

7.4.2.1 Spinta statica

La spinta viene calcolata considerando la situazione di falda assente e un carico $q=20\text{kN/m}^2$ distribuito superiormente.



Statica		SpA	SpB
H	[m]	8.3	8.3
D	m	14.7	14.7
γ	[kN/mc]	20	20
ϕ	[°]	35	35
k_0		0.426	0.426
q	[kN/m ²]	20	20
s_T	[kN/m]	293.8	293.76
e_T	[m]	2.77	2.77
s_q	[kN/m]	70.79	70.79
e_q	[m]	4.15	4.15
S_T	[kN]	4318.32	4318.32
S_Q	[kN]	1040.56	1040.56
S_{tot}	[kN]	5359	5359
e	[m]	3.04	3.04
Mtot	[kNm]	16266	16266

7.4.2.2 Spinta dinamica

La spinta sismica del terreno viene calcolata secondo quanto indicato in EC8-5

La forza totale di progetto agente sulla struttura di contenimento dal lato del terrapieno, E_d , è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd} \quad (E.1)$$

dove:

H è l'altezza del muro;

E_{ws} è la spinta statica dell'acqua;

E_{wd} è la spinta idrodinamica dell'acqua (definita sotto);

γ^* è il peso specifico del terreno (definito nei punti E.5, E.6 e E.7);

K è il coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico);

k_v è il coefficiente sismico verticale (vedere le espressioni 7.2 e 7.3).

(4)P In assenza di studi specifici, i coefficienti sismici orizzontali (k_h) e verticali (k_v) che interessano tutte le masse, devono essere calcolati come:

$$k_h = \alpha \frac{S}{r} \quad (7.1)$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h \quad \text{se } a_{vg}/a_g \text{ è maggiore di } 0,6 \quad (7.2)$$

$$k_v = \pm 0,33 k_h \quad \text{negli altri casi} \quad (7.3)$$

dove:

al coefficiente r sono assegnati i valori elencati nel prospetto 7.1 che dipendono dal tipo di struttura di contenimento. Per muri non più alti di 10 m, il coefficiente sismico deve essere preso costante lungo tutta l'altezza.

Il coefficiente di spinta K può essere valutato mediante la formula di Mononobe e Okabe per stati attivi:

$$K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sin}(\phi + \delta) \cdot \text{sin}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cos(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

con:

ϕ è angolo di resistenza al taglio del terreno.

ψ, β angoli d'inclinazione rispetto l'orizzontale rispettivamente del muro e del rilevato (nulli nel caso in esame).

δ angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro.

k_h coefficiente sismico orizzontale.

Il calcolo è automatizzato su foglio di calcolo di cui si riporta le schermate.

Per il terreno di tipo C, si ottengono i seguenti valori dei coefficienti sismici:

PARAMETRI DEL TERRENO

γ_t	20	kN/m ³	peso specifico del terreno
ϕ'	35	°	angolo d'attrito del terreno
d	0	°	angolo d'attrito terreno-parete
h	90	°	inclinazione terrapieno rispetto all'orizzonte
β	90	°	inclinazione della parete rispetto alla verticale
ψ	0	°	inclinazione parete
h_{tm}	10.63	m	altezza terreno di monte
h_{tv}	0.00	m	altezza terreno di valle
k_0	0.426		coefficiente di spinta a riposo
k_a	0.271		coefficiente di spinta attiva (rankine)
q	20.00	kN/m ²	sovraccarico distribuito

AZIONI SISMICHE (SLV)

a_g	0.199	g	accelerazione orizzontale
Cat.	C	-	categoria sottosuolo

S_s	1.411	-	coefficiente amplificazione stratigrafica orizzontale
S_T	1.000	-	coefficiente amplificazione topografica orizzontale
a_{max}	0.28	g	accelerazione massima orizzontale
<i>no spostamenti relativi rispetto al terreno</i>			
β_m	1.00	-	coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
k_h	0.281	-	coefficiente sismico orizzontale
k_v	0.140	-	coefficiente sismico verticale

Terreno 1

Caso	1	-	falda assente
E_{wd}	0.00		forza idrodinamica dell'acqua (da moltiplicare per H^2)
γ	20	kN/m ³	peso specifico del terreno
$\gamma^*=\gamma$	20	kN/m ³	
γ_d	19	kN/m ³	peso specifico del terreno secco
β	0	°	inclinazione terrapieno
δ	23	°	angolo attrito terreno - struttura
ψ	86	°	inclinazione parete

	$k_h/(1\pm k_v)$	$\tan\theta$	θ (°)	K	$(1\pm k_v)K$
+	0.24622	0.24622	13.8323	0.46675	0.53228
-	0.32665	0.32665	18.0896	0.56275	0.48374

Si considera dunque il valore più alto, pari a: $(1 + k_v)K = 0.532$
Le spinte dinamiche risultanti sono riportate nella tabella seguente.

	Dinamica	SpA	SpB
H	[m]	8.3	8.3
D	m	14.7	14.7
γ^*	[kN/m ³]	20	20
ϕ	[°]	35	35
$(1+k_v) K$		0.532	0.532
E_{ws}	[kN/m]	0	0
E_{wd}	[kN/m]	0	0
$E'd$	[kN/m]	366.7	366.7
Ed	[kN]	5390	5390
e	[m]	4.15	4.15
Mtot	[kNm]	22370	22370

Le azioni sono applicate al modello e combinate allo SLV.

7.5 Riepilogo dei carichi agenti

Vengono nel seguito riepilogati i carichi elementari su ciascun elemento.

Sulle spalle si hanno i carichi seguenti:

Spalla		Sollecitazioni nominali elementari alla base del plinto della spalla				
		N (kN)	T _{long} (kN)	M _{long} (kNm)	T _{trasv} (kN)	M _{trasv} (kN)
peso proprio spalla	g1	12214.40		2993.53		
peso dell'impalcato	g1	2807.63		-280.76		
sovraccarico permanente impalcato	g2	586.75		-58.68		
peso terreno sovrapposto	g3	8307.00		23051.93		
spinta statica terreno	g3		7660.64	-27922.31		
carichi mobili impalcato	q1,1	1903.13		-60.02		-600.23
carichi mobili impalcato	q1,2	1496.88		-429.94		-4299.38
sovraccarico accidentale su rilevato	q1					
frenamento	q3		427.50	-3462.75		
vento su impalcato	q5				-80.63	-927.19
Sisma	E					
sisma longitudinale impalcato			1907.64	-15451.87		
sisma longitudinale p.p. spalla			3432.25	-13900.60		
sisma longitudinale terreno			2334.27	-9453.78		
sovrappinta sismica a tergo			7981.73	-40307.74		
sisma trasversale impalcato					953.82	7725.94
sisma trasversale spalla					3432.25	13900.60
sisma trasversale terreno					2334.27	9453.78
sisma verticale impalcato		407.33		-40.73		
sisma verticale spalla		1465.73		359.22		
sisma verticale terreno sovrapposto		996.84		2766.23		

Sulla pila P1 (sede di vincolo longitudinale della campata centrale) si hanno invece:

Pila 1		Sollecitazioni nominali elementari alla base del plinto della spalla				
		N (kN)	T _{long} (kN)	M _{long} (kNm)	T _{trasv} (kN)	M _{trasv} (kN)
peso proprio spalla	g1	6520.88		0.00		
peso dell'impalcato	g1	6067.80		0.00		
sovraccarico permanente impalcato	g2	1290.85		0.00		
carichi mobili impalcato	q1,1	2746.88		0.00		600.52
carichi mobili impalcato	q1,2	2093.13		0.00		6398.63
frenamento	q3		441.00	-3417.75		
vento su impalcato	q5				-177.38	1977.73
Sisma	E					
sisma longitudinale impalcato			2719.49	21076.07		
sisma longitudinale p.p. spalla			2236.66	8667.06		
sisma trasversale impalcato					7120.20	55181.52
sisma trasversale spalla					3345.21	12962.68
sisma verticale impalcato		1611.54				
sisma verticale spalla		1428.07				

Infine, sulla pila P2, sulla quale non sono previsti vincoli longitudinali, si ha:

Pila 2		Sollecitazioni nominali elementari alla base del plinto della spalla				
		N (kN)	T _{long} (kN)	M _{long} (kNm)	T _{trasv} (kN)	M _{trasv} (kN)
peso proprio spalla	g1	6520.88		0.00		
peso dell'impalcato	g1	6067.80		0.00		
sovraccarico permanente impalcato	g2	1290.85		0.00		
carichi mobili impalcato	q1,1	2746.88		0.00		600.52
carichi mobili impalcato	q1,2	2093.13		0.00		6398.63
frenamento	q3		0.00	0.00		
vento su impalcato	q5				-177.38	2039.81
Sisma	E					
sisma longitudinale impalcato			0.00	0.00		
sisma longitudinale p.p. spalla			2236.66	8667.06		
sisma trasversale impalcato					7120.20	55181.52
sisma trasversale spalla					3345.21	12962.68
sisma verticale impalcato		883.04				
sisma verticale spalla		782.51				

8. Combinazioni di carico

8.1 Combinazioni di calcolo agli SLU

	G1+G2+G3	Qw	CASO 1	CASO 2	Q3_frenamento
SLU1	1.3				
SLU2	1.3		1.5		
SLU3	1.3	0.9	1.5		
SLU4	1.3	-0.9	1.5		
SLU5	1.3	1.5			
SLU6	1.3	1.5	1.13		
SLU7	1.3	-1.5			
SLU8	1.3	-1.5	1.13		
SLU9	1				
SLU10	1		1.5		
SLU11	1	0.9	1.5		
SLU12	1	-0.9	1.5		
SLU13	1	1.5			
SLU14	1	1.5	1.13		
SLU15	1	-1.5			
SLU16	1	-1.5	1.13		
SLU17	1.3		1.13		1.5
SLU18	1		1.13		1.5
SLU19	1.3				
SLU20	1.3			1.5	
SLU21	1.3	0.9		1.5	
SLU22	1.3	-0.9		1.5	
SLU23	1.3	1.5			
SLU24	1.3	1.5		1.13	
SLU25	1.3	-1.5			
SLU26	1.3	-1.5		1.13	
SLU27	1				
SLU28	1			1.5	
SLU29	1	0.9		1.5	
SLU30	1	-0.9		1.5	
SLU31	1	1.5			
SLU32	1	1.5		1.13	
SLU33	1	-1.5			
SLU34	1	-1.5		1.13	
SLU35	1.3			1.13	1.5
SLU36	1			1.13	1.5
SLU37	1.3		1.13		-1.5
SLU38	1		1.13		-1.5
SLU39	1.3			1.13	-1.5
SLU40	1			1.13	-1.5

8.2 Combinazioni di calcolo sismiche

	G1+G2+G3	SOVRASPINTA DINAMICA	SISMA X	SISMA Y	SISMA Z
SISMA1	1	1	1	0.3	0.3
SISMA2	1	1	1	-0.3	0.3
SISMA3	1	1	1	0.3	-0.3

SISMA4	1	1	1	-0.3	-0.3
SISMA5	1	0	-1	0.3	0.3
SISMA6	1	0	-1	-0.3	0.3
SISMA7	1	0	-1	0.3	-0.3
SISMA8	1	0	-1	-0.3	-0.3
SISMA9	1	0.3	0.3	1	0.3
SISMA10	1	0	-0.3	1	0.3
SISMA11	1	0.3	0.3	1	-0.3
SISMA12	1	0	-0.3	1	-0.3
SISMA13	1	0.3	0.3	-1	0.3
SISMA14	1	0	-0.3	-1	0.3
SISMA15	1	0.3	0.3	-1	-0.3
SISMA16	1	0	-0.3	-1	-0.3
SISMA17	1	0.3	0.3	0.3	1
SISMA18	1	0	-0.3	0.3	1
SISMA19	1	0.3	0.3	-0.3	1
SISMA20	1	0	-0.3	-0.3	1
SISMA21	1	0.3	0.3	0.3	-1
SISMA22	1	0	-0.3	0.3	-1
SISMA23	1	0.3	0.3	-0.3	-1
SISMA24	1	0	-0.3	-0.3	-1

CALCOLO DELLE MASSIME REAZIONI SUI PALI		N	P1maxSLUAxial	P1minSLUAxial	P1maxSLUMoment-y	minSLUMomen	P1maxSLUMoment-z	P1minSLUMoment-z	P1maxSLVAxial	P1minSLVAxial	P1maxSLVMoment-y	P1minSLVMoment-y	P1maxSLVMoment-z	P1minSLVMoment-z
		Mlong	-22164	-13880	-18043	-21183	-21134	-21134	-16919	-10840	-14791	-14791	-14791	-14791
		Mtrasv	0	0	0	0	5623	5623	9786	9786	74739	74739	74739	74739
		Mtrasv	-901	0	3166	-11498	-676	-676	22422	22422	74739	74739	22422	22422
palo	yi	xi	P1maxSLUAxial	P1minSLUAxial	P1maxSLUMoment-y	P1minSLUMoment-y	P1maxSLUMoment-z	P1minSLUMoment-z	P1maxSLVAxial	P1minSLVAxial	P1maxSLVMoment-y	P1minSLVMoment-y	P1maxSLVMoment-z	P1minSLVMoment-z
(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	2.40	7.00	-911	-578	-796	-723	-726	-1017	-763	-509	-1400	674	-83	-1772
2	2.40	-5.00	-915	-578	-783	-769	-728	-1019	-674	-421	-1104	378	6	-1683
3	2.40	-3.00	-918	-578	-771	-814	-731	-1022	-585	-332	-807	81	95	-1594
4	2.40	-1.00	-922	-578	-758	-860	-734	-1025	-496	-243	-511	-215	183	-1505
5	2.40	1.00	-925	-578	-746	-905	-736	-1027	-407	-154	-215	-511	272	-1416
6	2.40	3.00	-929	-578	-733	-951	-739	-1030	-318	-65	81	-807	361	-1327
7	2.40	5.00	-932	-578	-720	-997	-742	-1033	-230	24	378	-1104	450	-1238
8	2.40	7.00	-936	-578	-708	-1042	-744	-1035	-141	113	674	-1400	539	-1149
9	0.00	-7.00	-911	-578	-796	-723	-726	-1017	-763	-509	-1400	674	-83	-1772
10	0.00	-5.00	-915	-578	-783	-769	-728	-1019	-674	-421	-1104	378	6	-1683
11	0.00	-3.00	-918	-578	-771	-814	-731	-1022	-585	-332	-807	81	95	-1594
12	0.00	-1.00	-922	-578	-758	-860	-734	-1025	-496	-243	-511	-215	183	-1505
13	0.00	1.00	-925	-578	-746	-905	-736	-1027	-407	-154	-215	-511	272	-1416
14	0.00	3.00	-929	-578	-733	-951	-739	-1030	-318	-65	81	-807	361	-1327
15	0.00	5.00	-932	-578	-720	-997	-742	-1033	-230	24	378	-1104	450	-1238
16	0.00	7.00	-936	-578	-708	-1042	-744	-1035	-141	113	674	-1400	539	-1149
17	-2.40	-7.00	-911	-578	-796	-723	-726	-1017	-763	-509	-1400	674	-83	-1772
18	-2.40	-5.00	-915	-578	-783	-769	-728	-1019	-674	-421	-1104	378	6	-1683
19	-2.40	-3.00	-918	-578	-771	-814	-731	-1022	-585	-332	-807	81	95	-1594
20	-2.40	-1.00	-922	-578	-758	-860	-734	-1025	-496	-243	-511	-215	183	-1505
21	-2.40	1.00	-925	-578	-746	-905	-736	-1027	-407	-154	-215	-511	272	-1416
22	-2.40	3.00	-929	-578	-733	-951	-739	-1030	-318	-65	81	-807	361	-1327
23	-2.40	5.00	-932	-578	-720	-997	-742	-1033	-230	24	378	-1104	450	-1238
24	-2.40	7.00	-936	-578	-708	-1042	-744	-1035	-141	113	674	-1400	539	-1149
			-911	-578	-796	-723	-726	-1017	-763	-509	-1400	674	-83	-1772
			-936	-578	-796	-1042	-1035	-1035	-1269	-1016	-1906	-1906	-1772	-1772

Pila P2

CALCOLO DELLE MASSIME REAZIONI SUI PALI		N	P2maxSLUAxial	P2minSLUAxial	P2maxSLUMoment-y	minSLUMomen	P2maxSLUMoment-z	P2minSLUMoment-z	P2maxSLVAxial	P2minSLVAxial	P2maxSLVMoment-y	P2minSLVMoment-y	P2maxSLVMoment-z	P2minSLVMoment-z
		Mlong	-22164	-13880	-18043	-21183	-18043	-22164	-16919	-10840	-14791	-14791	-14791	-14791
		Mtrasv	0	0	0	0	0	2852	2852	2852	2852	2852	9506	-9506
		Mtrasv	-901	0	3060	-11434	0	935	22422	22422	74739	74739	22422	22422
palo	yi	xi	P2maxSLUAxial	P2minSLUAxial	P2maxSLUMoment-y	P2minSLUMoment-y	P2maxSLUMoment-z	P2minSLUMoment-z	P2maxSLVAxial	P2minSLVAxial	P2maxSLVMoment-y	P2minSLVMoment-y	P2maxSLVMoment-z	P2minSLVMoment-z
(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	2.40	-7.00	-911	-578	-794	-724	-752	-936	-942	-689	-1579	494	-681	-1173
2	2.40	-5.00	-915	-578	-782	-769	-752	-933	-853	-600	-1283	198	-592	-1084
3	2.40	-3.00	-918	-578	-770	-815	-752	-929	-764	-511	-987	-98	-504	-996
4	2.40	-1.00	-922	-578	-758	-860	-752	-925	-676	-422	-691	-394	-415	-907
5	2.40	1.00	-925	-578	-746	-905	-752	-922	-587	-333	-394	-691	-326	-818
6	2.40	3.00	-929	-578	-734	-951	-752	-918	-498	-245	-98	-987	-237	-729
7	2.40	5.00	-932	-578	-721	-996	-752	-914	-409	-156	198	-1283	-148	-640
8	2.40	7.00	-936	-578	-709	-1041	-752	-911	-320	-67	494	-1579	-59	-551
9	0.00	-7.00	-911	-578	-794	-724	-752	-936	-942	-689	-1579	494	-681	-1173
10	0.00	-5.00	-915	-578	-782	-769	-752	-933	-853	-600	-1283	198	-592	-1084
11	0.00	-3.00	-918	-578	-770	-815	-752	-929	-764	-511	-987	-98	-504	-996
12	0.00	-1.00	-922	-578	-758	-860	-752	-925	-676	-422	-691	-394	-415	-907
13	0.00	1.00	-925	-578	-746	-905	-752	-922	-587	-333	-394	-691	-326	-818
14	0.00	3.00	-929	-578	-734	-951	-752	-918	-498	-245	-98	-987	-237	-729
15	0.00	5.00	-932	-578	-721	-996	-752	-914	-409	-156	198	-1283	-148	-640
16	0.00	7.00	-936	-578	-709	-1041	-752	-911	-320	-67	494	-1579	-59	-551
17	-2.40	-7.00	-911	-578	-794	-724	-752	-936	-942	-689	-1579	494	-681	-1173
18	-2.40	-5.00	-915	-578	-782	-769	-752	-933	-853	-600	-1283	198	-592	-1084
19	-2.40	-3.00	-918	-578	-770	-815	-752	-929	-764	-511	-987	-98	-504	-996
20	-2.40	-1.00	-922	-578	-758	-860	-752	-925	-676	-422	-691	-394	-415	-907
21	-2.40	1.00	-925	-578	-746	-905	-752	-922	-587	-333	-394	-691	-326	-818
22	-2.40	3.00	-929	-578	-734	-951	-752	-918	-498	-245	-98	-987	-237	-729
23	-2.40	5.00	-932	-578	-721	-996	-752	-914	-409	-156	198	-1283	-148	-640
24	-2.40	7.00	-936	-578	-709	-1041	-752	-911	-320	-67	494	-1579	-59	-551
			-911	-578	-794	-724	-752	-936	-942	-689	-1579	494	-681	-1173
			-936	-578	-794	-1041	-752	-936	-1090	-837	-1727	-1727	-1173	-1173

9.2.1 Tabella riassuntiva

Le sollecitazioni di calcolo considerate per la verifica sono riassunte nelle seguenti tabelle.

Massimo sforzo normale:

	n° pali	Forze agenti SLU		Forze agenti SISMA	
		Nmax	Nmin	Nmax	Nmin
SpA	28	-815	-1361	345	-2112
P1	24	-578	-1042	674	-1906
P2	24	-578	-1041	494	-1727
SpB	28	-815	-1361	345	-2112

9.3 Calcolo della capacità portante

9.3.1 Metodo di calcolo della capacità portante verticale

Per quanto attiene la capacità portante verticale dei pali, si fa riferimento al modello geotecnico citato in precedenza e ci si riferisce per la scelta dei parametri e della impostazione di calcolo alle “Raccomandazioni AGI”, oltre che alla normativa. Nel calcolo viene considerata la resistenza laterale e di punta utilizzando le formule statiche classiche in funzione anche delle stratigrafie ricavate dal profilo geotecnico. Per quanto riguarda il coefficiente α funzione delle verticali indagate, come meglio spiegato in relazione geotecnica, viene assunto quello riferito ad almeno 2 verticali indagate:

$$\xi_3 = 1.65$$

Il calcolo è automatizzato su foglio elettronico, del quale si riporterà direttamente la schermata in cui sono riconoscibili anche i coefficienti di penalizzazione previsti dalla normativa. Nel calcolo è automaticamente considerato anche il peso del palo.

9.3.1.1 Portata di punta

Tutti i pali previsti sono del tipo a sostituzione del terreno (trivellati).

Quando la punta dei pali è allocata **negli strati limo-argillosi**, la capacità portante in punta è data da:

$$q_p = N_c c_u + N_q q_0 = 9 \cdot c_u + \sigma'_v \cdot N_q^*$$

dove:

σ'_v : Pressione verticale efficace

N_q^* : Fattore di capacità portante

Quando la punta dei pali in questione è allocata **nelle sabbie o nelle rocce** del modello geotecnico, la capacità portante si valuta semplicemente come segue:

$$q_p = \sigma'_v \cdot N_q^*$$

In questo caso trattandosi di un palo di grande diametro si farà riferimento al valore ridotto del coefficiente di capacità portante consigliato per i pali di grande diametro che tiene conto dell'insorgere delle prime deformazioni alla punta (anziché mettere in conto la resistenza ultima).

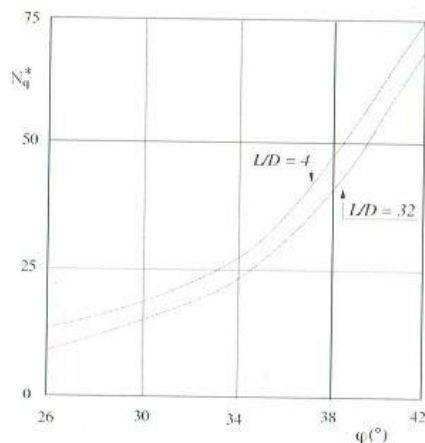


Fig. 13.10. Valori di N_q^*

9.3.1.2 Portata per attrito laterale

La portata per attrito laterale unitaria (q_s) **per terreni fini** è stata calcolata adottando il metodo α (Skempton 1959, Weltman & Healy 1978, Fleming & Al. 1992, O'Neill & Reese 1999).

Per ogni strato è stato calcolato un valore di resistenza laterale $q_{s,i}$ in base al corrispondente valore di α_i come segue:

$$q_{s,i} = \alpha_i \cdot c_{u,i}$$

con:

$\alpha_i = f(c_{u,i})$ coefficiente competente lo strato i-esimo

$c_{u,i}$ = resistenza a taglio non drenata media per lo strato i-esimo

Il coefficiente α_i è in genere inferiore all'unità e viene assunto in base alle raccomandazioni AGI dalla tabella che segue.

Tab. 5.2 - Valori indicativi dell'adesione q_a per pali in terreni coesivi

Materiale		c_u (kPa)	q_a	$q_{a,max}$ (kPa)
TRIVELLATI	CLS	≤ 25	$0,90 c_u$	100
		$25 + 50$	$0,80 c_u$	
		$50 + 75$	$0,60 c_u$	
		≥ 75	$0,40 c_u$	

La portata per attrito laterale unitaria (q_s) **per terreni granulari** è stata calcolata secondo il metodo β in termini di tensioni efficaci per ogni strato i-esimo in cui è suddivisa la stratigrafia secondo la relazione:

$$q_{s,i} = K_i \tan(\phi'_{cv}) \sigma'_{v0}$$

Dove:

σ'_{v0} = tensione efficace geostatica media dello strato i-esimo

K_i = coefficiente di spinta del terreno; trattandosi di pali di tipo FDP (full displacement pile) che, essendo privi di asportazione di terreno, comportano un addensamento del terreno circostante, si assume un coefficiente $K = 1,2$

ϕ'_{cv} = angolo di resistenza a taglio a volume costante dello strato i-esimo

9.3.1.3 Portata totale di calcolo

La portata totale di calcolo del palo è fornita dalla somma della portata di base e della portata per attrito laterale:

$$Q_{cal} = Q_{b,cal} + Q_{s,cal}$$

Dove $Q_{b,cal}$ e $Q_{s,cal}$ sono le resistenze di punta e laterale moltiplicate rispettivamente per l'area di base del palo e per il perimetro resistente del palo.

9.3.2 Capacità portante calcolata dei pali

DATI GENERALI DEL PALO

riferimento:	Cavalcavia Postumia				
sondaggio:	S2 + CPTU 05				
quota falda:	3.5	m			
diametro palo:	0.62	m			
lunghezza palo entro terra:	19.00	m	FDP		
lunghezza palo fuori terra:	0	m	da quota:	-2	a quota: -21.0
peso del palo:	86.00	kN			

COEFFICIENTI PER IL CALCOLO DI Rd

Numero di verticali indagate: 2

Fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate: 1.65

Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche (NTC 18 tab.6.4.II):

	R3
punta	1.35
laterale	1.15
laterale trazione	1.25

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

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R			
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.

CALCOLO DI CAPACITA' PORTANTE CON APPROCCIO A1+M1+R3

str.	quota sup.	quota inf.	descrizione	γ (kN/mc)	γ' (kN/mc)	ϕ	Ko	Cu (kN/mg)	α	$\sigma' v$ (kN/mg)	$\sigma' v, m$ (kN/mg)	Qlat (kN)	Nq	Nc	Qp (kN)
1	0.00	2.00	sabbie	20.00				0	0	40	20	0.0			0.0
2	2.00	3.50	sabbie	20.00	0.00	32.0	1.20	0	0	70	55	120.5	0	0	0.0
3	3.50	5.00	Sabbie		10.00	32.0	1.20			85	77.5	169.8	0	0	0.0
4	5.00	15.00	argille limose - limi		9.00	27	1.20	0	0.9	175	130	1548.1	0	0	0.0
5	15	21	sabbie limose		10.00	32	1.20	0	0.9	235	205	1796.3	15	0	1064.2
												kN	3634.7	kN	1064.2

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE

approccio 1: combinazione 1 (A1, M1, R1)

Capacità portante in compressione $R_{c,k} = 2281.5$ kN
Capacità portante in trazione $R_{t,k} = 1848.3$ kN

9.3.3 Tabella riepilogativa delle verifiche

Si riportano nel seguito le verifiche effettuate.

	n° pali	Forze agenti		Resistenze		Verifiche FS		Verifiche	
		Nmax	Nmin	Nmax	Nmin	Nmax	Nmin	Nmax	Nmin
SpA	28	344	-2114	1800	-2280	5.23	1.08	Ok	Ok
P1	24	560	-1793	1800	-2280	3.21	1.27	Ok	Ok
P2	24	396	-1629	1800	-2280	4.54	1.40	Ok	Ok
SpB	28	344	-2114	1800	-2280	5.23	1.08	Ok	Ok

Le verifiche sono dunque soddisfatte.

10. Progetto geotecnico allo slu delle fondazioni profonde del ponte soggette a carichi trasversali

10.1 Sollecitazioni orizzontali agenti

Per il calcolo delle forze orizzontali risultanti sui pali è stato approntato un foglio di calcolo che calcolasse la ripartizione delle sollecitazioni sui pali in funzione della geometria della palificata stessa. Per il calcolo delle sollecitazioni agenti sono stati estratti i casi di **massimo e minimo taglio longitudinale e taglio trasversale** per le sollecitazioni sismiche e per quelle agli stati limite ultimi. Non essendo stato considerato un momento torcente, i tagli sui pali risultano la semplice ripartizione uniforme tra tutti gli elementi della palificata. Si riepilogano le sollecitazioni risultanti nella tabella seguente.

	Forze agenti SISMA		Forze agenti SLU	
	Vmax	Vmin	Vmax	Vmin
SpA_V	379	251	564	109
P1_V	28	0	440	145
P2_V	11	0	437	134
SpB_V	379	251	564	109

10.2 Calcolo della resistenza

10.2.1 Metodo di calcolo della capacità portante orizzontale

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale 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 un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore M_y di plasticizzazione.

Si prevede una armatura in doppia corona di 17+17 ϕ 22 che nel caso di concomitante azione assiale minima (560kN come si evince dagli involuppi al capitolo 9.2.19.2.1) porta al seguente valore di momento plastico:

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 62 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N* barre uguali: 18
 Diametro barre: 3.1 [cm]
 Copriferro (baric.): 9.6 [cm]

N* barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -560 [kN]
 M_{xEd}: 2 333 [kNm]
 M_{yEd}: 0 [kNm]

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 2 252 [kNm]

Materiali

B450C **C28/35**

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} : 15.87
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 11
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6667
 τ_{c1} : 1.971

σ_c : -15.87 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 12.11 ‰
 d: 114.4 cm
 x: 25.65 x/d: 0.2242
 δ : 0.7202

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

Tipo flessione
 Fletta Deviata

Vertici: 52 N* rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 c_u B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

c_u = Coesione non drenata,

B = Diametro del palo

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Una volta determinato il carico limite orizzontale di calcolo il carico limite orizzontale di progetto si ottiene applicando il fattore di correlazione definito precedentemente ($\xi_3=1.65$, n. verticali indagate 2) ed il fattore di sicurezza parziale del corrispondente SLU che, per l'approccio alla progettazione (A1+M1+R3) considerato vale $\gamma_T=1.3$ (DM 17.01.2018, Tab. 6.4.VI):

$$Q_{T,d} = \frac{Q_{T,cal}}{\xi_3 \gamma_T}$$

10.2.2 Capacità portante orizzontale calcolata

In termini di capacità portante orizzontale si riporta il calcolo secondo le formule di Broms che prevedono dapprima la valutazione del caso (palo lungo o palo corto) e infine valutano il taglio massimo in testa ammissibile sul palo.

Il calcolo di verifica "tipo" è riportato nell'output del foglio di calcolo che segue.

Approccio 2	A1+M1+R3	
ξ_3	1.65	Fattore di correlazione
γ_{R3}	1.3	Coefficiente sulle resistenze (R3)
c_u	40 (kPa)	coesione non drenata
H_{ed}	563 (kN)	Taglio sollecitante
L	19 (m)	Lunghezza palo
γ	20 (kN/mc)	peso terreno per unità di volume
d	0.62 (m)	diametro palo
M_y	2252 kNm	Momento plastico del palo
Valutazione palo corto		
$M_{max} =$	40191.077 kNm	$\frac{M_{max}}{c_u d^3} = 4,5 \left(\frac{L}{d} \right)^2 - 10,125$
Palo corto?	NO	$\frac{H}{c_u d^2} = 9 \left(\frac{L}{d} - 1,5 \right)$
$H_{palo\ corto}$	4033.224 kNm	
Valutazione palo lungo		
$H_{palo\ lungo}$	1225.5 (kN)	$\frac{H}{c_u d^2} = -13,5 + \sqrt{182,25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$

Si determina a partire da H per palo lungo quale sia la L con la formula del palo intermedio
Se la L risultante è inferiore a quella effettiva del palo allora il palo è sicuramente da valutare come palo lungo

$$\frac{H}{c_u d^2} = -9 \left(\frac{L}{d} + 1,5 \right) + 9 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4 M_y}{9 c_u d^3} + 4,5}$$

L* **12.77** (m) < 19 m **Ok palo lungo**
Palo lungo? **SI**

Valutazione palo intermedio

$$\frac{H}{c_u d^2} = -9 \left(\frac{L}{d} + 1,5 \right) + 9 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4 M_y}{9 c_u d^3} + 4,5}$$

H_{palo intermedio} **1721.4** (kN)
Palo interm.? **NO**

Hrd	571.32 kN
Verifica	OK-Verificato FS= 1.015

Si riportano in una tabella riepilogativa i risultati delle altre verifiche.

	Forze agenti	Resistenze	Verifiche FS	Verifiche
	Ved	Vrd	Vrd/Ved	
SpA_V	564	571	1.01	Ok
P1_V	440	571	1.30	Ok
P2_V	437	571	1.31	Ok
SpB_V	564	571	1.01	Ok

Come si può vedere le forze orizzontali agenti sono sempre minori della resistenza totale.

11. Verifiche delle sottostrutture

11.1 Sottostrutture delle spalle

11.1.1 Plinti delle spalle

Si verifica qui la sezione di attacco del plinto al corpo della spalla. La sezione si comporta come una mensola rovescia con carichi localizzati dati dai pali di fondazione. I pali sono ad interasse 2.25m e il plinto è alto 1.80m. Questa è dunque la sezione di verifica dell'elemento in esame.

Ciascuna sezione ha i carichi di due pali concomitanti. Il massimo si ha per la combinazione evidenziata in figura, per cui si cercano i valori sui due pali in questione:

CALCOLO DELLE MASSIME REAZIONI SUI PALI		SPAmxSLUAxial	SPAmnSLUAxial	SPAmxSLUMoment-y	SPAmnSLUMoment-y	SPAmxSLUMoment-z	SPAmnSLUMoment-z	SPAmxSLVAxial	SPAmnSLVAxial	SPAmxSLVMoment-y	SPAmnSLVMoment-y	SPAmxSLVMoment-z	SPAmnSLVMoment-z	
Mlong		-33897	-2213	-31042	-33287	-26019	-32726	-26744	-21013	-24738	-24738	-24738	-23019	
Mtrasv		-900	0	-2876	-2652	3196	-7902	5074	-1097	2914	2914	65399	-54287	
				-1391	-7284	-675	-4837	9311	9311	31038	-31038	9311	9311	
palo	yi	xi	SPAmxSLUAxial	SPAmnSLUAxial	SPAmxSLUMoment-y	SPAmnSLUMoment-y	SPAmxSLUMoment-z	SPAmnSLUMoment-z	SPAmxSLVAxial	SPAmnSLVAxial	SPAmxSLVMoment-y	SPAmnSLVMoment-y	SPAmxSLVMoment-z	SPAmnSLVMoment-z
(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	3.75	-6.75	-1244	-891	-1174	-1148	-867	-1246	-979	-880	-1203	-465	123	-1861
2	3.75	-4.50	-1248	-891	-1169	-1176	-869	-1265	-942	-843	-1080	-588	160	-1824
3	3.75	2.25	-1258	-891	-1152	-1263	-877	-1323	-832	-732	-711	-957	271	-1713
4	3.75	0.00	-1255	-891	-1158	-1234	-875	-1304	-868	-769	-834	-834	234	-1750
5	3.75	2.25	-1258	-891	-1152	-1263	-877	-1323	-832	-732	-711	-957	271	-1713
6	3.75	4.50	-1262	-891	-1147	-1292	-880	-1342	-795	-695	-588	-1080	308	-1676
7	3.75	6.75	-1266	-891	-1141	-1321	-883	-1361	-758	-658	-465	-1203	345	-1639
8	1.25	-6.75	-1215	-865	-1142	-1117	-903	-1156	-1037	-867	-1236	-498	-622	-1242
9	1.25	-4.50	-1218	-865	-1136	-1146	-906	-1175	-1000	-831	-1113	-621	-585	-1205
10	1.25	2.25	-1229	-865	-1120	-1233	-914	-1233	-889	-720	-744	-990	-474	-1094
11	1.25	0.00	-1225	-865	-1125	-1204	-911	-1214	-926	-757	-867	-867	-511	-1131
12	1.25	2.25	-1229	-865	-1120	-1233	-914	-1233	-889	-720	-744	-990	-474	-1094
13	1.25	4.50	-1232	-865	-1114	-1262	-916	-1252	-852	-683	-621	-1113	-437	-1058
14	1.25	6.75	-1236	-865	-1108	-1291	-919	-1271	-816	-646	-498	-1236	400	-1021
15	-1.25	-6.75	-1185	-840	-1109	-1087	-939	-1066	-1095	-855	-1269	-531	-1367	-624
16	-1.25	-4.50	-1189	-840	-1103	-1116	-942	-1085	-1058	-818	-1146	-654	-1330	-587
17	-1.25	2.25	-1199	-840	-1087	-1203	-950	-1143	-947	-707	-777	-1023	-1219	-476
18	-1.25	0.00	-1196	-840	-1092	-1174	-947	-1124	-984	-744	-900	-900	-1256	-513
19	-1.25	2.25	-1199	-840	-1087	-1203	-950	-1143	-947	-707	-777	-1023	-1219	-476
20	-1.25	4.50	-1203	-840	-1081	-1231	-953	-1162	-910	-670	-654	-1146	-1182	-439
21	-1.25	6.75	-1207	-840	-1076	-1260	-955	-1181	-873	-633	-531	-1269	-1145	-402
22	-3.75	-6.75	-1156	-815	-1076	-1057	-976	-1153	-842	-564	-1302	-564	-2112	-5
23	-3.75	-4.50	-1159	-815	-1071	-1086	-979	-995	-1116	-806	-1179	-687	-2075	32
24	-3.75	2.25	-1170	-815	-1054	-1172	-987	-1053	-1005	-695	-810	-1056	-1964	143
25	-3.75	0.00	-1166	-815	-1059	-1144	-984	-1034	-1042	-732	-933	-933	-2001	106
26	-3.75	2.25	-1170	-815	-1054	-1172	-987	-1053	-1005	-695	-810	-1056	-1964	143
27	-3.75	4.50	-1173	-815	-1048	-1201	-989	-1072	-968	-658	-687	-1179	-1927	179
28	-3.75	6.75	-1177	-815	-1043	-1230	-992	-1091	-931	-621	-564	-1302	-1890	216

Il palo più vicino al corpo spalla dista 0.45m e porta 1367kN.

Il palo più distante è a 2.95m e porta 2112kN.

$$M=1367 \times 0.45 + 2112 \times 2.95 = 6853 \text{ kNm}$$

Si riporta il momento resistente con un'armatura di $\phi 26/10$ inferiore.

Titolo: Plinto_spalla

N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	225	180	1	116.80	170

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 6853 kNm
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

Materiali

B450C C25/30

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} 14.17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 7432 kNm

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 30.16 ‰
d 170 cm
x 17.68 x/d 0.104
 δ 0.7

Tipo Sezione: Rettang.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta quindi $M_{Rd} = 7432 \text{ kNm} > 6853 \text{ kNm} = M_{Ed}$.

11.1.2 Muri d'ala

I muri d'ala hanno altezza 8.3m e spessore che va da 1.20m alla base a 0.6m all'estremità superiore. Le sollecitazioni presenti sono riepilogate nel seguito:

AZIONI SUI MURI D'ALA

Peso proprio

n	186.8	kN/m	peso proprio
---	-------	------	--------------

Sovraccarico

q	20.0	kN/m ²	sovraccarico
s	45.0	kN/m	taglio
n	0.0	kN/m	sforzo normale
m	186.7	kNm/m	momento

Spinta statica delle terre

s	186.7	kN/m	taglio
m	516.5	kNm/m	momento

Spinta dinamica delle terre (applicata a metà altezza)

s	366.7	kN/m	taglio
m	1521.7	kNm/m	momento

Forze dovute all'inerzia

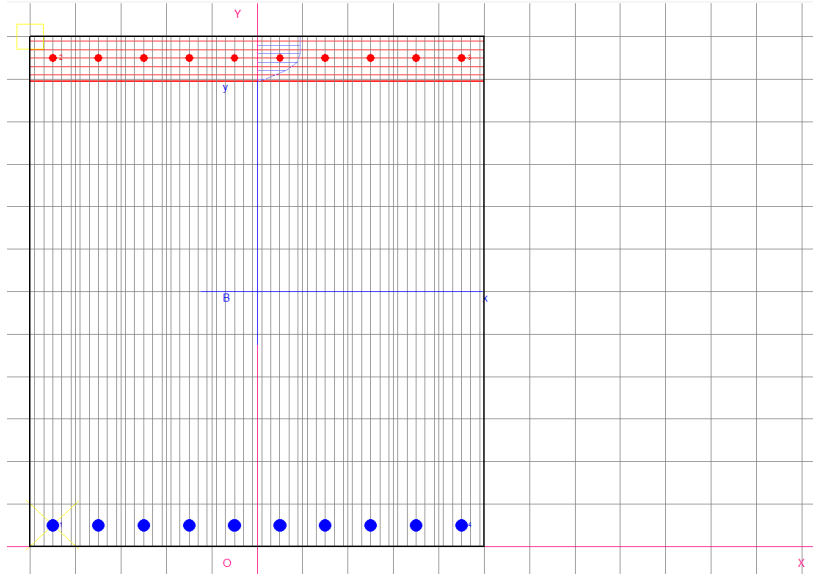
n	26.2		inerzia verticale muro d'ala
s	52.4		inerzia orizzontale muro d'ala
m	217.6		momento dovuto all'inerzia
n	61.7		inerzia verticale terreno a tergo
s	108.3		inerzia orizzontale terreno a tergo
m	449.5		momento dovuto all'inerzia

	n (kN/m)	t (kN/m)	m (kNm/m)
SLU	252.1	312.8	949.3
ECC	186.8	231.7	703.2
Rara	186.8	231.7	703.2
Freq.	186.8	220.4	656.5
Q.p.	186.8	186.7	516.5
E	274.7	527.4	2188.9

Si riportano nel seguito le verifiche effettuate mediante software RC-SEC.

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.
NOME SEZIONE: Muri d'ala

Descrizione Sezione:
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi
 Tipologia sezione: Sezione generica
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
 Riferimento alla sismicità: Zona non sismica
 Posizione sezione nell'asta: In zona critica



Stampa relazione Copia Esporta dxf...

sezione verificata

Tipo Combinazione	N. Comb.	Comb. Non
S.L.U. Comb. Ultimo (Calcolo Resistenza)	3	
S.L.E. Comb. Rare (Esercizio)	1	
S.L.E. Comb. Frequenti (Esercizio)	1	
S.L.E. Comb. Quasi Permanenti (Esercizio)	1	

Combinazione N° 3 COMBINAZIONE VERIFICATA

Flessione Composta (S.L.U.): Misura sicurezza = 1.117 [OK se > 1.0]

Sforzi assegnati Sforzi ultimi (asse princ.in.) Deform.

N = 27470 daN	N Ult = 27443 daN	Def.ma
Mx = 218890	Mx Ult = 244571 daNm	Def.m
My = 0 daNm	My Ult = 0 daNm	Def.3/
		Def.ma
Curv.Ultima = 0.00331034 1/cm		Def.m
Curv.Snerv. = 0.00023787 1/cm		Asse
Af tot = 73.7 cm²		area

Taglio (S.L.U.) Misura sicurezza = 0.155 [OK se <= 1.0]

Sforzi Dati/Ultimi Staffe di Comb. Staffe Involuppo

TAGLIO: Staffe: Af = 5.21 Staffe: Af St = 15.71

Vy = 52740 daN Diam.Staffe: 10 mm Diam.Staffe: 10 mm

Vcda = 52740 daN Passo Staffe = 19.2 Passo Staffe = 10.0

VRed = 339746

VRed = 159041 daN

Dm = 100.0 cm

Calcolo e Visualizza

Sezione con tensioni e deformazioni

Dominio Mx-My S.L.Ultimi

Dominio N-Mx-My S.L.Ultimi

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C32/40

Resis. compr. di calcolo fcd : 188.10 daN/cm²

Resis. compr. ridotta fcd' : 94.05 daN/cm²

Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020

Def.unit. ultima ecu : 0.0035

Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo

Modulo Elastico Normale Ec : 336428 daN/cm²

Coeff. di Poisson : 0.20

Resis. media a trazione fctm : 30.99 daN/cm²

Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0

Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):

Sc Limite : 199.20 daN/cm²

Apert.Fess.Limite : Non prevista

Combinazioni Frequenti in Esercizio (Tens.Limite):

Sc Limite : 199.20 daN/cm²

Apert.Fess.Limite : 0.300 mm

Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio (Tens.Limite):

Sc Limite : 149.40 daN/cm²

Apert.Fess.Limite : 0.200 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C

Resist. caratt. snervam. fyk : 4500.0 daN/cm²

Resist. caratt. rottura ftk : 4500.0 daN/cm²

Resist. snerv. di calcolo fyd : 3913.0 daN/cm²

Resist. ultima di calcolo ftd : 3913.0 daN/cm²

Deform. ultima di calcolo Epu : 0.068

Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm²

Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito

Coeff. Aderenza ist. β1*β2 : 1.00 daN/cm²

Coeff. Aderenza diff. β1*β2 : 0.50 daN/cm²

Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO

DOMINIO N° 1

Forma del Dominio: Poligonale

Classe Conglomerato: C32/40

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-50.00	0.00
2	-50.00	120.00
3	50.00	120.00
4	50.00	0.00

DATI BARRE ISOLATE

N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini
 Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O
 Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O
 Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø,mm
1	-45.00	5.00	26
2	-45.00	115.00	16
3	45.00	115.00	16
4	45.00	5.00	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.
 N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.
 N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.
 Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø,mm
1	1	4	8	26
2	2	3	8	16

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	25210	94930	0	31280	0
2	18680	70320	0	23170	0
3	27470	218890	0	52740	0

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	18680	23170	0

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	18680	65650	0

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	18680	51650	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.7 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.4 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 2.7 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)

Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	25210	94930	0	25197	243383	0	2.552
2	S	18680	70320	0	18683	239940	0	3.394
3	S	27470	218890	0	27443	244571	0	1.117

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xf max	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.01372	-50.0	120.0	0.00183	-45.0	115.0	-0.03501	-45.0	5.0
2	0.00350	-0.01428	-50.0	120.0	0.00177	-45.0	115.0	-0.03626	-45.0	5.0
3	0.00350	-0.01352	-50.0	120.0	0.00184	-45.0	115.0	-0.03457	-45.0	5.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a	Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
b	Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
c	Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless. (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000334911	-0.036689363		
2	0.000000000	0.000345754	-0.037990465		
3	0.000000000	0.000331034	-0.036224068		

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	10 mm	
Passo staffe:	10.0 cm	[Passo massimo di normativa = 19.2 cm]
N.Bracci staffe:	2	

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] = proiez. di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso
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 parallele. all'asse neutro. E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Teta	Angolo [gradi sessadec.] 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	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Ast	A_Eff
1	S	31280	339410	159041	115.0	100.0	21.80°	1.011	3.1	15.7(0.0)
2	S	23170	338439	159041	115.0	100.0	21.80°	1.008	2.3	15.7(0.0)
3	S	52740	339746	159041	115.0	100.0	21.80°	1.012	5.2	15.7(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm ²]
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
Sf min	Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm ²]
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
Ac eff.	Area di conglomerato [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess.	Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3	Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
Ap.fess.	Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	12.7	50.0	120.0	-275	-5.0	5.0	2320	180	0.189	0.017

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	34.0	50.0	120.0	-1033	-25.0	5.0	2320	183	0.196	0.064

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	27.0	50.0	120.0	-782	-35.0	5.0	2320	183	0.195	0.049

11.2 Sottostrutture delle pile

11.2.1 Plinti

Per la verifica dei plinti delle pile si considera la massima sollecitazione agente su un palo e si esegue una verifica puntone-tirante. La sollecitazione massima si ha sui pali alle estremità del plinto. La distanza dell'asse del palo dal muro del fusto pila è pari a 1.24m. Si considera cautelativamente una porzione di muro di 0.6m per l'assorbimento del carico proveniente dal palo. L'altezza del plinto è 1.5m e si considera un copriferro di 10cm per tenere conto della posizione del baricentro dell'armatura con raddoppio. Come si può vedere dalla tabella riassuntiva al §9.2.1 lo sforzo normale massimo è pari a 1906kN. Ne risulta la verifica riepilogata nel seguito.

Azione sollecitante		N_{Ed}	1906 kN
Dimensioni delle sezioni			
	a		1.24 m
	b		0.6 m
	h		1.5 m
	c		0.1 m
	d		1.4 m
Caratteristiche calcestruzzo			
Classe di resistenza			
Resist caratt	R_{ck}		35 MPa
Res a compressione	f_{cd}		16.5 MPa
Acciaio c.a.			
classe	f_{yk}		450 MPa
resistenza	f_{yd}		391.3 MPa
Armature per verifiche tirante			
Armatura inf	ϕ	n	A
	26	5	26.5 cm ²
Aggiuntivi in corrisp. palo	26	5	26.5 cm ²
	0	0	0.0 cm ²
		$\Sigma=$	53.1 cm ²
Verifiche			
	λ		0.98
	$\alpha\psi$		45.57 °
Resistenza puntone compresso	$P_{c,Rd}$		1975.04 kN
$P_{c,Rd} = 0.2 \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\sqrt{1+\lambda^2}}$			
Resistenza armatura	$P_{t,Rd}$		2119.60 kN
$P_{t,Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot \frac{1}{\lambda}$			
	$P_{Rd} = \min(P_{c,Rd}; P_{t,Rd})$		1975.04 kN
	FS		1.04 >1
ok			

Essendo il calcolo fatto lungo la diagonale dal palo al plinto, si calcolano le armature necessarie nelle due direzioni per resistere alla trazione risultante. Si considera come asse x l'asse debole della pila (trasversale impalcato) e come asse y l'asse forte della pila (longitudinale impalcato).

Armatura nelle due direzioni		
Forza sul puntone	P_{ced}	2668.884 kN
Forza sul tirante	P_{ted}	1868.183 kN
Inclinazione del tirante rispetto all'armatura in x	α	32 °
Forza sul tirante in x	$P_{T,ed,x}$	1584.309 kN
Forza sul tirante in y	$P_{T,ed,y}$	989.9859 kN
As necessaria x		40.49 cm ²
As necessaria y		25.30 cm ²
Armatura in x		8φ26
Armatura in y		5φ26

L'armatura in x può essere disposta su doppio strato.

11.2.2 Base corpo pila

Per quanto riguarda la base del corpo pila si considerano le seguenti sollecitazioni.

	Axial	Shear-y	Shear-z	Torsion	Moment-y	Moment-z
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN*m]	[kN*m]	[kN*m]
SLU1	13999	0	0	0	0	0
SLU2	17707	0	0	0	811	0
SLU3	17707	0	-160	0	2337	0
SLU4	17707	0	160	0	-715	0
SLU5	13999	0	-266	0	2544	0
SLU6	16780	0	-266	0	3152	0
SLU7	13999	0	266	0	-2544	0
SLU8	16780	0	266	0	-1936	0
SLU9	10370	0	0	0	0	0
SLU10	14078	0	0	0	811	0
SLU11	14078	0	-160	0	2337	0
SLU12	14078	0	160	0	-715	0
SLU13	10370	0	-266	0	2544	0
SLU14	13151	0	-266	0	3152	0
SLU15	10370	0	266	0	-2544	0
SLU16	13151	0	266	0	-1936	0
SLU17	16780	595	0	0	608	-4167
SLU18	13151	595	0	0	608	-4167
SLU19	13999	0	0	0	0	0
SLU20	16825	0	0	0	8638	0
SLU21	16825	0	-160	0	10164	0
SLU22	16825	0	160	0	7112	0
SLU23	13999	0	-266	0	2544	0
SLU24	16118	0	-266	0	9022	0
SLU25	13999	0	266	0	-2544	0
SLU26	16118	0	266	0	3935	0
SLU27	10370	0	0	0	0	0
SLU28	13195	0	0	0	8638	0
SLU29	13195	0	-160	0	10164	0
SLU30	13195	0	160	0	7112	0
SLU31	10370	0	-266	0	2544	0
SLU32	12489	0	-266	0	9022	0

SLU33	10370	0	266	0	-2544	0
SLU34	12489	0	266	0	3935	0
SLU35	16118	595	0	0	6479	-4167
SLU36	12489	595	0	0	6479	-4167
SLU37	16780	-595	0	0	608	4167
SLU38	13151	-595	0	0	608	4167
SLU39	16118	-595	0	0	6479	4167
SLU40	12489	-595	0	0	6479	4167
SISMA1	11051	3752	2059	0	12793	22651
SISMA2	11051	3752	-2059	0	-12793	22651
SISMA3	9688	3752	2059	0	12793	22651
SISMA4	9688	3752	-2059	0	-12793	22651
SISMA5	11051	-3752	2059	0	12793	-22651
SISMA6	11051	-3752	-2059	0	-12793	-22651
SISMA7	9688	-3752	2059	0	12793	-22651
SISMA8	9688	-3752	-2059	0	-12793	-22651
SISMA9	11051	1126	6864	0	42643	6795
SISMA10	11051	-1126	6864	0	42643	-6795
SISMA11	9688	1126	6864	0	42643	6795
SISMA12	9688	-1126	6864	0	42643	-6795
SISMA13	11051	1126	-6864	0	-42643	6795
SISMA14	11051	-1126	-6864	0	-42643	-6795
SISMA15	9688	1126	-6864	0	-42643	6795
SISMA16	9688	-1126	-6864	0	-42643	-6795
SISMA17	12640	1126	2059	0	12793	6795
SISMA18	12640	-1126	2059	0	12793	-6795
SISMA19	12640	1126	-2059	0	-12793	6795
SISMA20	12640	-1126	-2059	0	-12793	-6795
SISMA21	8099	1126	2059	0	12793	6795
SISMA22	8099	-1126	2059	0	12793	-6795
SISMA23	8099	1126	-2059	0	-12793	6795
SISMA24	8099	-1126	-2059	0	-12793	-6795

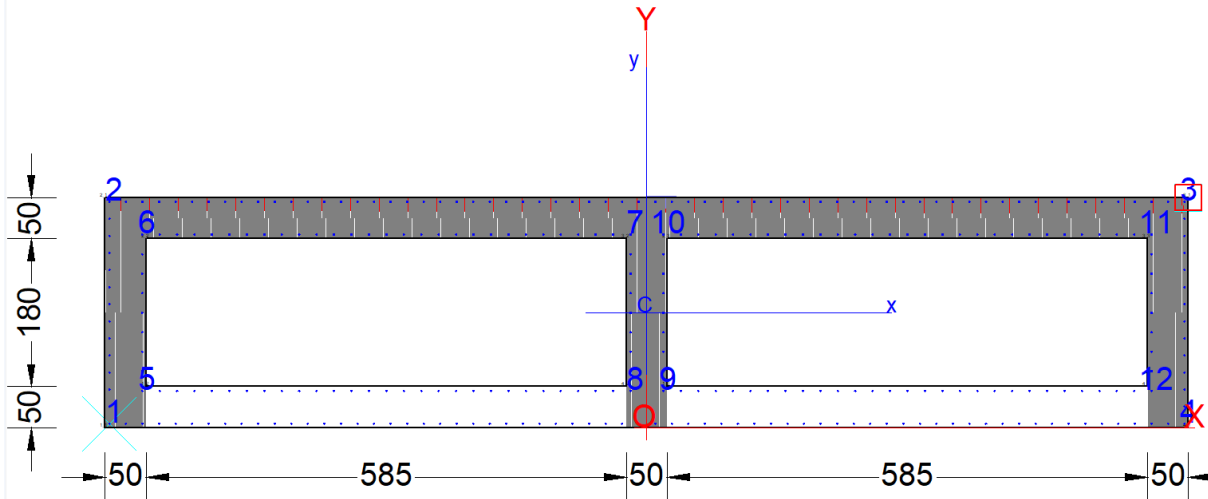
L'involuppo di tali sollecitazioni porta al seguente set di massimi e minimi di sollecitazioni concomitanti:

	N	Mx	My	Vy	Vx
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
SLU2	17707	811	0	0	0
SISMA21	8099	12793	-6795	2059	-1126
SISMA9	11051	42643	-6795	6864	-1126
SISMA13	11051	-42643	-6795	-6864	-1126
SISMA1	11051	12793	-22651	2059	-3752
SISMA5	11051	12793	22651	2059	3752
SISMA2	11051	-12793	-22651	-2059	-3752
SISMA6	11051	-12793	22651	-2059	3752
SISMA10	11051	42643	6795	6864	1126
SISMA14	11051	-42643	6795	-6864	1126

Si riportano nel seguito le verifiche effettuate mediante software RC-SEC considerando un'armatura di $\phi 20/20$ su ogni lato dell'elemento.

GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION
Section Name: CorpoPile.secEC

Section name: **CorpoPile_1.secEC** Comb. n. **9 (U.L.S.)**
Edge cover long. bars: 4.0 cm Edge cover stirrups: 2.4 cm



Section description:
Section type: Column (compression member)
Reference code: EC2/EC8 Italian Annex
Exposure Class: XC2 - Carbonation (long-term water contact/foundations)
Stress path: Constant axial force force to achieve bending ULS
Reference of assigned forces: Principal axes y,y of inertia
Section's position in the member: In critical region

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C32/40
	Design compressive strength fcd:	18.1 MPa
	Shear reduced compressive strength v1*fcd:	9.1 MPa (6.9)EC2
	Coeff Crd,c:	0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff K1:	0.1500 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff v min:	0.0120 Mpa(§ 6.2.2(1) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rettangle
	Mean Elastic Modulus Ecm:	33345.8 MPa
	Mean tensile strength fctm:	3.0 MPa
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.00 MPa
	Tensile strength ftk:	450.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa

GEOMETRIC DATA OF REGIONS IN CONCRETE SECTION

REGION N. 1

Shape of Region: Polygonal
Concrete Class: C32/40

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-660.0	0.0
2	-660.0	280.0
3	660.0	280.0
4	660.0	0.0

REGION N. 2

Shape of Region: Empty polygonal
Concrete Class: C35/45

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-610.0	50.0
2	-610.0	230.0
3	-25.0	230.0
4	-25.0	50.0

REGION N. 3

Shape of Region: Empty polygonal
Concrete Class: C35/45

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	25.0	50.0
2	25.0	230.0
3	610.0	230.0
4	610.0	50.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-655.0	5.0	20
2	-655.0	275.0	20
3	655.0	275.0	20
4	655.0	5.0	20
5	-615.0	45.0	20
6	-615.0	235.0	20
7	-20.0	235.0	20
8	-20.0	45.0	20
9	20.0	45.0	20
10	20.0	235.0	20
11	615.0	235.0	20
12	615.0	45.0	20

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation
N.Initial Bar Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
N.Final Bar Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
N. Bars Number of bars generated equidistant in the current generation
Ø Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	1	4	64	20
2	2	3	64	20
3	5	8	27	20
4	6	7	27	20
5	9	12	27	20
6	10	11	27	20
7	1	2	12	20
8	3	4	12	20
9	5	6	7	20
10	7	8	7	20
11	9	10	7	20
12	11	12	7	20

STIRRUPS REINFORCEMENT

Stirrups diameter: 16 mm
Spacing of stirrups: 0.2 cm

Stirrups: One hoop

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

N d Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx d Design bending force [kNm] around x principal axis of inertia
My d Design bending force [kNm] around y principal axis of inertia
Vy d Design shear component [kN] parallel to y principal axis of inertia
Vx d Design shear component [kN] parallel to x principal axis of inertia

Comb.N.	N d	Mx d	My d	Vy d	Vx d
1	17707.00	811.00	0.00	0.00	0.00
2	8099.00	12793.00	-6795.00	2059.00	-1126.00
3	11051.00	42643.00	-6795.00	6864.00	-1126.00
4	11051.00	-42643.00	-6795.00	-6864.00	-1126.00
5	11051.00	12793.00	-22651.00	2059.00	-3752.00
6	11051.00	12793.00	22651.00	2059.00	3752.00
7	11051.00	-12793.00	-22651.00	-2059.00	-3752.00
8	11051.00	-12793.00	22651.00	-2059.00	3752.00
9	11051.00	42643.00	6795.00	6864.00	1126.00
10	11051.00	-42643.00	6795.00	-6864.00	1126.00

CHECKS RESULTS

Min edge cover of longitudinal bars: 4.0 cm
Min distance between longitudinal bars: 18.2 cm
Min edge cover of stirrups: 2.4 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Il presente documento non potrà essere copiato, riprodotto o altrimenti pubblicato, in tutto o in parte, senza il consenso scritto di Autostrada Brescia Verona Vicenza Padova SpA. Ogni utilizzo non autorizzato sarà perseguito a norma di legge.

Codice Documento: 02-02 Cavalcavia Postumia Relazione di calcolo sottostrutture.docx

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
My	Design bending moment [kNm] around y axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inerzia
My ult	Bending moment capacity [kNm] around y axis principal of inerzia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00

Comb.N.	Check	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	S.F.
1	OK	17707.00	811.00	0.00	17707.09	72440.75	0.00	89.323
2	OK	8099.00	12793.00	-6795.00	8098.70	60138.13	-31931.60	4.701
3	OK	11051.00	42643.00	-6795.00	11050.91	64097.35	-10197.02	1.503
4	OK	11051.00	-42643.00	-6795.00	11050.91	-64097.35	-10197.02	1.503
5	OK	11051.00	12793.00	-22651.00	11051.20	62028.88	-109781.86	4.847
6	OK	11051.00	12793.00	22651.00	11051.20	62028.88	109781.86	4.847
7	OK	11051.00	-12793.00	-22651.00	11051.20	-62028.88	-109781.86	4.847
8	OK	11051.00	-12793.00	22651.00	11051.20	-62028.88	109781.86	4.847
9	OK	11051.00	42643.00	6795.00	11050.91	64097.35	10197.02	1.503
10	OK	11051.00	-42643.00	6795.00	11050.91	-64097.35	10197.02	1.503

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.01777	660.0	280.0	0.00261	655.0	275.0	-0.04525	-655.0	5.0
2	0.00350	-0.01659	-660.0	280.0	0.00269	-655.0	275.0	-0.04257	655.0	5.0
3	0.00350	-0.01933	-660.0	280.0	0.00256	-655.0	275.0	-0.04882	655.0	5.0
4	0.00350	-0.01933	-660.0	0.0	0.00256	-655.0	5.0	-0.04882	655.0	275.0
5	0.00350	-0.00844	-660.0	280.0	0.00305	-655.0	275.0	-0.02391	655.0	5.0
6	0.00350	-0.00844	660.0	280.0	0.00305	655.0	275.0	-0.02391	-655.0	5.0
7	0.00350	-0.00844	-660.0	0.0	0.00305	-655.0	5.0	-0.02391	655.0	275.0
8	0.00350	-0.00844	660.0	0.0	0.00305	655.0	5.0	-0.02391	-655.0	275.0
9	0.00350	-0.01933	660.0	280.0	0.00256	655.0	275.0	-0.04882	-655.0	5.0
10	0.00350	-0.01933	660.0	0.0	0.00256	655.0	5.0	-0.04882	-655.0	275.0

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: aX+bY+c=0 reference X,Y,O
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	0.000177275	-0.046137018	----	----
2	-0.000001253	0.000161550	-0.042561059	----	----
3	-0.000000529	0.000187725	-0.049412094	----	----
4	-0.000000529	-0.000187725	0.003150951	----	----
5	-0.000002561	0.000087417	-0.022667118	----	----
6	0.000002561	0.000087417	-0.022667118	----	----
7	-0.000002561	-0.000087417	0.001809770	----	----
8	0.000002561	-0.000087417	0.001809770	----	----
9	0.000000529	0.000187725	-0.049412094	----	----
10	0.000000529	-0.000187725	0.003150951	----	----