

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. OPERE CIVILI

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA
TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA

OPERE PRINCIPALI – PONTI E CAVALCAFERROVIA

Ponte stradale sul fiume Rio Casazza 1
Relazione di calcolo spalle

SCALA:

-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
IV01	00	D	09	CL	IV0304	001	A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione esecutiva	K. Petrucci	Feb.2022	F. Bonifacio	Feb.2022	D. Fadda	Feb.2022	A. Vittezzi	Feb. 2022

ITALFERR S.p.A.
U.O. Opere Civili e Grandi Opere
Dott. Ing. Andrea Vittezzi
Cofirmare degli ingegneri della Tabacaria
N° 142/19943

File IV0100D09CLIV0304001A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
2.1	NORMATIVA E ISTRUZIONI.....	5
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	6
3.1	CALCESTRUZZO.....	6
3.1.1	<i>Pali di fondazione</i>	6
3.1.2	<i>Elevazione spalle</i>	6
3.2	ACCIAIO	6
3.2.1	<i>Acciaio per cemento armato</i>	6
4	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI	7
5	CARATTERISTICHE DELLE SPALLE.....	8
5.1	GEOMETRIA DELLE SPALLE.....	8
6	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	9
6.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G1) E NON STRUTTURALI (G2).....	9
6.2	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO	10
6.2.1	<i>Schemi di carico 1</i>	10
6.2.2	<i>Schema di carico 5</i>	11
6.2.3	<i>Schemi di carico adottati</i>	11
6.2.4	<i>Effetti dinamici</i>	13
6.3	AZIONI LONGITUDINALI DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE Q3.....	13

6.4	AZIONE DEL VENTO	14
6.5	AZIONE SISMICA	18
6.5.1	<i>Vita nominale</i>	18
6.5.2	<i>Classe d'uso</i>	19
6.5.3	<i>Periodo di riferimento</i>	19
6.5.4	<i>Valutazione dei parametri di pericolosità sismica</i>	20
6.5.5	<i>Caratterizzazione sismica del terreno</i>	21
6.6	RIEPILOGO DELLE AZIONI DEL TRAFFICO DELL'IMPALCATO	27
6.7	SPINTA STATICA DEL TERRENO	28
6.8	SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE E PERMANENTE.....	29
6.9	SOVRASPINTA SISMICA	30
6.10	FORZE DI INERZIA DOVUTE AL SISMA.....	31
7	COMBINAZIONI DI CARICO	32
8	CRITERI DI VERIFICA SLU E SLV	34
8.1	VERIFICHE ELEMENTI IN C.A.	34
8.2	VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE - PRESSOFLESSIONE	34
8.3	VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO	34
9	CRITERI DI VERIFICA CONDIZIONI DI ESERCIZIO	35
9.1	VERIFICHE SLE	35
9.1.1	<i>Stato limite di formazione delle fessure</i>	35
9.1.2	<i>Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio</i>	35
10	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA SPALLA	36

10.1	MURO PARAGHIAIA	36
10.1.1	<i>Sollecitazioni</i>	36
10.1.2	<i>Sintesi delle armature disposte</i>	39
10.1.3	<i>Verifiche SLV</i>	40
10.1.4	<i>Verifiche SLU</i>	42
10.1.5	<i>Verifiche SLE</i>	44
10.2	MURO DI TESTATA.....	45
10.2.1	<i>Sollecitazioni</i>	45
10.2.2	<i>Sintesi delle armature disposte</i>	48
10.2.3	<i>Verifiche SLV</i>	49
10.2.4	<i>Verifica SLU</i>	51
10.2.5	<i>Verifiche SLE</i>	53
10.3	MURI ANDATORI.....	54
10.3.1	<i>Sollecitazioni</i>	54
10.3.2	<i>Sintesi delle armature disposte</i>	57
10.3.3	<i>Verifiche SLV</i>	58
10.3.4	<i>Verifiche SLU</i>	60
10.3.5	<i>Verifiche SLE</i>	62
11	SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE.....	63
11.1	SOLLECITAZIONI AD INTRADOSSO FONDAZIONE	63
11.2	SOLLECITAZIONI SUI PALI	65
12	VERIFICHE STRUTTURALI PLINTO DI FONDAZIONE	69

12.1	SINTESI DELLE ARMATURE DISPOSTE IN DIREZIONE LONGITUDINALE	70
12.2	SINTESI DELLE ARMATURE DISPOSTE IN DIREZIONE TRASVERSALE.....	70
12.2.1	<i>Verifiche SLV in direzione trasversale</i>	<i>71</i>
12.2.2	<i>Verifiche SLV in direzione longitudinale.....</i>	<i>73</i>
12.2.3	<i>Verifiche SLU in direzione trasversale.....</i>	<i>75</i>
12.2.1	<i>Verifiche SLU in direzione longitudinale</i>	<i>78</i>
12.2.2	<i>Verifiche SLE in direzione trasversale</i>	<i>80</i>
12.2.3	<i>Verifiche SLE in direzione longitudinale.....</i>	<i>81</i>
13	VERIFICHE STRUTTURALI PALI DI FONDAZIONE.....	82
13.1.1	<i>Massime e minime sollecitazioni sul singolo palo.....</i>	<i>82</i>
13.1.2	<i>Dimensionamento delle armature</i>	<i>83</i>
13.1.3	<i>Verifica a pressoflessione.....</i>	<i>84</i>
13.1.4	<i>Verifiche SLE.....</i>	<i>88</i>

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la descrizione dei calcoli relativi al dimensionamento delle spalle del Ponte IV03 (Ponte stradale sul fiume Rio Casazza 1) previsto nell'ambito del raddoppio della linea Genova-Ventimiglia, tratta Finale Ligure-Andora.

Per tutti i dettagli sull'opera si rimanda agli elaborati grafici e della relazione descrittiva (Doc. IV0100D09ROIV0300001).

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti:

- DM 17 gennaio 2018: *Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” (nel seguito NTC18)*;
- Circolare 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP: *istruzioni per l’applicazione delle NTC 2018 (nel seguito circ. NTC18)*;
- RFICTCSIMAIIFS001_E: *Manuale di progettazione delle opere civili, 31/12/2020*;
- *Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019*;
- *Regolamento (UE) 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi “controllo-comando e segnalamento” del sistema ferroviario nell’Unione europea*;
- UNI EN 1991-2 (nel seguito EN91);
- UNI EN 1992-1-1:2015 (nel seguito EN92);
- UNI EN 1997-1: *Progettazione Geotecnica – Parte 1: Regole generali*;
- UNI EN 1998-5: *Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazione, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici*.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Pali di fondazione

Classe di resistenza C25/30

Classe d'esposizione: XC2

Copriferro netto minimo: $c = 60\text{mm}$

$$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a compressione: } f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 24,9 \cdot 0,85 / 1,5 = 14,11 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a trazione: } f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2,56 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Modulo elastico: } E = 22000 [f_{cm}/10]^{0,3} = 31447,16 \text{ MPa}$$

3.1.2 Elevazione spalle

Classe di resistenza C32/40

Classe d'esposizione: XC2

Copriferro netto minimo: $c = 40\text{mm}$

$$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 33,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a compressione: } f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 33,20 \cdot 0,85 / 1,5 = 18,81 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a trazione: } f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,10 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Modulo elastico: } E = 22000 [f_{cm}/10]^{0,3} = 33642,78 \text{ MPa}$$

3.2 Acciaio

3.2.1 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Acciaio B450C

tensione caratteristica di snervamento

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

tensione caratteristica di rottura

$$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2;$$

resistenza di calcolo a trazione

$$f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2;$$

modulo elastico

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

4 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

La stratigrafia del terreno considerata e i relativi parametri geotecnici utilizzati nel calcolo sono riportati nell'elaborato di calcolo IV0I00D09GEIV0303001.

5 CARATTERISTICHE DELLE SPALLE

5.1 Geometria delle spalle

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche della Spalla:

H testata	Altezza del muro di testata	4.5	m
H paraghiaia	Altezza del paraghiaia al di sopra del muro di testata	2.6	m
H testat+paraghiaia	Altezza totale sopra il plinto di fondazione	7.1	m
S testata	Spessore del muro di testata	1.6	m
S paraghiaia	Spessore del paraghiaia	0.5	m
L testata	Larghezza del muro di testata	11	m
L paraghiaia	Larghezza del muro paraghiaia	11	m
A andatori	Superficie laterale muri andatori	48.99	m ²
S medio andatori	Spessore medio dei muri andatori	1.3	m
N° andatori	Numero di muri andatori	2	

L monte	Lunghezza della mensola di monte	6.90	m
L valle	Lunghezza della mensola di valle	1.50	m
L tot plinto	Lunghezza totale del plinto di fondazione	10	m
L trasv plinto	Larghezza del plinto di fondazione	13.2	m
H plinto	Altezza del plinto di fondazione	1.8	m
H riemp valle	Altezza del riempimento di valle	1.4	m
α plinto	Angolo d'inclinazione dell'estradosso del plinto	0	°

Caratteristiche del terreno del rilevato a tergo spalla.

φ'	Angolo d'attrito interno del terreno	35.00	°
ν_{φ'} M1	Coefficiente parziale per tanφ' per la combinazioni M1	1.00	
γ	Peso specifico del terreno	19.00	kN/m ³
δ statico	Angolo d'attrito interno tra terreno e muro in condizioni statiche	23.33	°
δ sismico	Angolo d'attrito interno tra terreno e muro in condizioni sismiche	23.33	°

6 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

Si riporta di seguito la convenzione utilizzata per le sollecitazioni e relativi segni.

Le N sono positive se dirette verso il basso, il taglio e il momento longitudinale sono positivi se diretti verso il ponte.

6.1 Carichi permanenti strutturali (g1) e non strutturali (g2)

I carichi permanenti strutturali comprendono il peso proprio degli elementi strutturali, sia della spalla (calcolato considerando un peso specifico del calcestruzzo di 25kN/mc) che i carichi trasmessi dall'impalcato.

I carichi permanenti strutturali comprendono il peso proprio degli elementi non strutturali:

- peso del terreno tra i muri andatori;
- carico dei permanenti non strutturali dell'impalcato (nero, barriere, velette, rete).

I carichi sotto riportati sono calcolati considerando la metà della luce dell'impalcato:

	A	γ	γ	L	N
	m2	kN/m	kN/m3	m	kN
G1 Travi	3.77		25	14.65	1379
G1 Coppelle	0.42		25	13.35	142
G1 Traversi	0.90		25	8.70	196
G2 Soletta	3.03		25	14.97	1132
G2 Pavimentazione	1.02		22	14.97	336
G2 Sicurvia		1.5		29.94	45
G2 Veletta	0.10		25.00	14.97	39
Tot					3269

6.2 Azioni variabili da traffico

Il viadotto è classificato di 1^a categoria, ossia per il transito dei carichi mobili in seguito descritti con il loro intero valore.

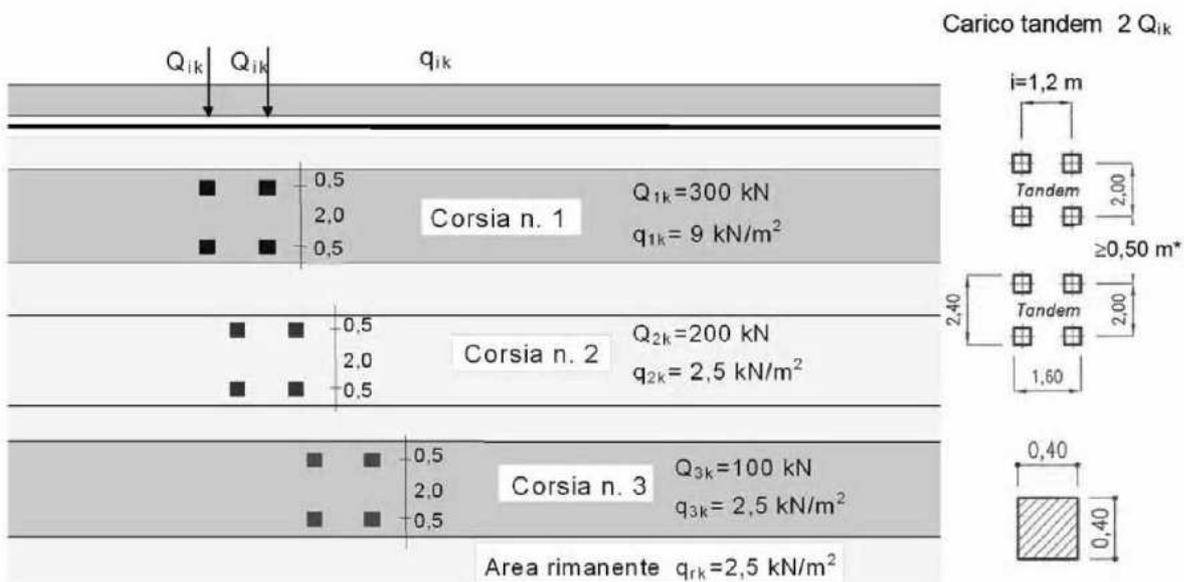
I carichi verticali sono definiti per mezzo di schemi di carico. Sono previsti due schemi di carico distinti:

- Schema di Carico 1 - è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti;
- Schema di Carico 5 - è costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m²;

6.2.1 Schemi di carico 1

Lo schema di carico 1 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico stradale e risulta costituito da:

- due assi in tandem Q_{ik} ciascuno da 300 kN disposti ad interasse longitudinale pari a 1,20m ed interasse trasversale pari a 2.0m;
- carico distribuito di 9.0 kN/m² in entrambe le direzioni e per una lunghezza illimitata.

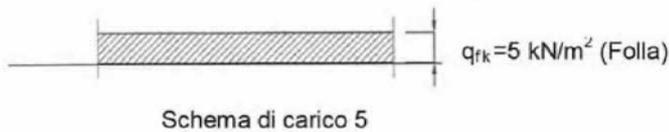


Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1a Categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.

Nell'impalcato in esame sono state considerate n.2 colonne di carico.

6.2.2 Schema di carico 5

Lo schema di carico 5 schematizza gli effetti della folla compatta:



Nell'impalcato in esame è stato applicato nei marciapiedi con un valore di 2.5kN/mq.

6.2.3 Schemi di carico adottati

Gli schemi di carico 1 e 5 sono stati disposti sull'impalcato al fine di massimizzare le azioni sulla spalla.

In particolare:

- con la disposizione di n.2 colonne dello Schema di Carico 1 (vedi la figura al precedente paragrafo 6.3.1) e della disposizione dello Schema di Carico 5 in corrispondenza dei marciapiedi è stata effettuata la massimizzazione dell'azione verticale e del momento longitudinale (in seguito Max N-NML) ;
- con la disposizione di n.1 colonna dello Schema di Carico 1 adiacente il marciapiede e la disposizione dello Schema di Carico 5 sullo stesso marciapiede è stata effettuata la massimizzazione del momento trasversale (in seguito Max M trasv – MTRA)

Di seguito si riporta la distribuzione dei carichi considerati:

	Carichi di superficie						Carichi Tandem		
	qfk	q1k	q2k	q3k	q4k	qfk	Q1k	Q2k	Q3k
	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN	kN	kN
Max N	2.50	9.00	2.50	0.00	2.50	2.50	300.00	200.00	0.00
Max M trasv	2.50	9.00	0.00	0.00	0.00	0.00	300.00	0.00	0.00
Ponte scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Dove:

- q_{fk} = carico folla distribuito sul marciapiede;
- q_{1k} = carico da traffico distribuito sulla prima corsia di carico;
- q_{2k} = carico da traffico distribuito sulla seconda corsia caricata;
- q_{3k} = carico da traffico distribuito sulla terza corsia caricata;
- q_{4k} = carico da traffico distribuito sulla corsia rimanente;
- Q_{1k} = carico tandem concentrato sulla prima corsia di carico;
- Q_{2k} = carico tandem concentrato sulla seconda corsia di carico;
- Q_{3k} = carico tandem concentrato sulla prima corsia di carico;

Le azioni di carico verticale e momento trasversale derivanti dall'intero impalcato sono i seguenti:

N tot	Mx tot	My tot
kN	kNm	kNm
1750.74	2532.40	0.00
1075.15	3121.25	0.00
0.00	0.00	0.00

6.2.4 Effetti dinamici

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità.

6.3 Azioni longitudinali di frenamento o di accelerazione q3.

La forza di frenamento o di accelerazione q3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è uguale a:

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

per i ponti di 1a categoria, essendo w_l la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata.

La forza di frenatura, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

q ₃	441.00	kN
----------------	--------	----

Dimensioni di calcolo

w impalcato	12.1	m
H impalcato	2.35	m
Luce asse giunto asse giunto	30	m

Sollecitazioni senza ψ

N	0.00	kN
V _x	441.00	kN
V _y	0.00	kN
M _y	961.38	kNm
M _x	0.00	kNm

Sollecitazioni con ψ

N	0.00	kN
V _x	302.40	kN
V _y	0.00	kN
M _y	659.23	kNm
M _x	0.00	kNm

6.4 Azione del vento

Per la determinazione dell'azione dovuta al vento si fa riferimento alle NTC18 e relativa circolare. In particolare le istruzioni prevedono che la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni e sui loro elementi proceda secondo lo schema seguente:

1. definite le caratteristiche del sito ove sorge la costruzione, si valuta la velocità di progetto e la pressione cinetica di picco del vento;
2. definita la forma, le dimensioni e l'orientamento della costruzione, si valutano le azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento sulla costruzione e sui suoi elementi;
3. definite le proprietà meccaniche della costruzione e dei suoi elementi si valutano le azioni statiche equivalenti.

Le analisi sono svolte considerando due condizioni di carico:

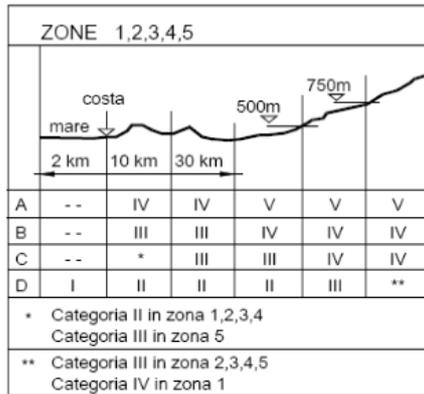
- 1) ponte scarico;
- 2) ponte carico.

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Usualmente tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni p (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

- q_b = pressione cinetica di riferimento;
- c_e = coefficiente di esposizione;
- c_p = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- c_d = coefficiente dinamico.



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

Definizione della categoria di esposizione

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_i \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_i \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z > z_{min}$$

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

Velocità base di riferimento 3.3.1		
Zona	7.00	-
Vb,0	28.00	m/s
ao	1000.00	m
ks	0.54	adim
as	24	m.l.m
ca	1.00	adim
Vb	28.00	m/s

Velocità di riferimento 3.3.2		
Tr	50.00	anni
cr	1.00	adim
Vr	28.02	m/s

Pressione cinetica di riferimento 3.3.6		
qr	490.72	N/m2

Coefficiente di esposizione 3.3.7		
Clas. Rugosità	D	-
Distanza costa	2 km	km
Cat. Esposizione suolo	I	-
Kr	0.17	
Z0	0.01	m
Zmin	2.00	m
Z dal terreno	11.00	m

Ct	1.00	adim
Ce	2.83	adim
Cd	1	adim
D/h	1.8	-
Sp	1.9	mq
S	1.9	mq
φ	1.00	-
Cp	1.4	-
μ	0.20	-
μ segnato	0.20	

Pressione del vento 3.3.4		
P (trave isolata)	1947.02	N/m ²
P (trave isolata)	1.95	KN/m ²

P(μ)	467.28
P(μ)	0.47

Le azioni del vento e relativi momenti di trasporto al baricentro dell'impalcato sono riportati di seguito:

Ponte scarico

Nel caso di ponte scarico è stata considerata l'azione del vento agente su tutta l'altezza della rete protettiva per quanto riguarda il lato interno dell'impalcato, mentre sul lato esterno opposto, è stata considerata l'azione del vento su un'altezza pari alla somma dell'altezza dell'impalcato più quella della rete protettiva.

Vy	81.95	kN
Mx	96.29	kNm

Ponte carico

Nel caso di ponte carico è stata considerata l'azione del vento agente su tutta l'altezza della rete protettiva per quanto riguarda il lato interno dell'impalcato, mentre sul lato esterno opposto, è stata considerata l'azione del vento su un'altezza pari alla somma dell'altezza dell'impalcato più quella del carico, pari a 3m come riportato nelle NTC18.

Vy	169.57	kN
Mx	433.61	kNm

6.5 Azione sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC18), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 delle NTC18), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1 delle NTC18, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4 delle NTC18.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

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

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell’azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di a_g , F_0 e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

6.5.1 Vita nominale

La vita nominale di un’opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Per l’opera in esame viene assunta una vita nominale $VN = 75$ anni.

6.5.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Nel presente progetto si considera una **classe d'uso tipo III** con coefficiente d'uso $C_U=1.5$.

6.5.3 Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \cdot 1.5 = 112.5 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

6.5.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

Tabella 1 Probabilità di superamento PVR al variare dello stato limite considerato

	STATO LIMITE	P_R : probabilità di superamento nel periodo di riferimento
SLE	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
SLU	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{C_u \cdot V_N}{\ln(1 - P_{VR})}$$

da cui si ottiene la seguente tabella:

Tabella 2 Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R

Stati limite	Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R (anni)
SLE	SLO 68
	SLD 113
SLU	SLV 1069
	SLC 2194

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati, il periodo T_R in corrispondenza dello stato limite ultimo SLV è pari a $T_R = 1069$ anni.

6.5.5 Caratterizzazione sismica del terreno

6.5.5.1 Categorie di Sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC18.

I terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di **Categoria B**.

6.5.5.2 Condizioni topografiche

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Tabella 3 Classificazione topografica superfici

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le categorie topografiche appena definite si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

L'area interessata risulta classificabile come **T1**.

6.5.5.3 Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC18 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_S \cdot S_T$ e di C_C in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle che sono riportate di seguito:

Tabella 4 Calcolo parametri S_s e C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 5 Valori massimi dei coeff di amplificazione topografica S_T

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Il valore del coefficiente di amplificazione topografica è posto pari a $S_T = 1$

I valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a $S_s = 1,20$ e $C_c = 1.399$

6.5.5.4 Parametri sismici di calcolo

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATTITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo.

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta.

Interpolazione:

Nodi del reticolo intorno al sito



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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 1 Individuazione della pericolosità del sito

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	68
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	113
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	1068
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	2193

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 2 Scelta della strategia di progettazione

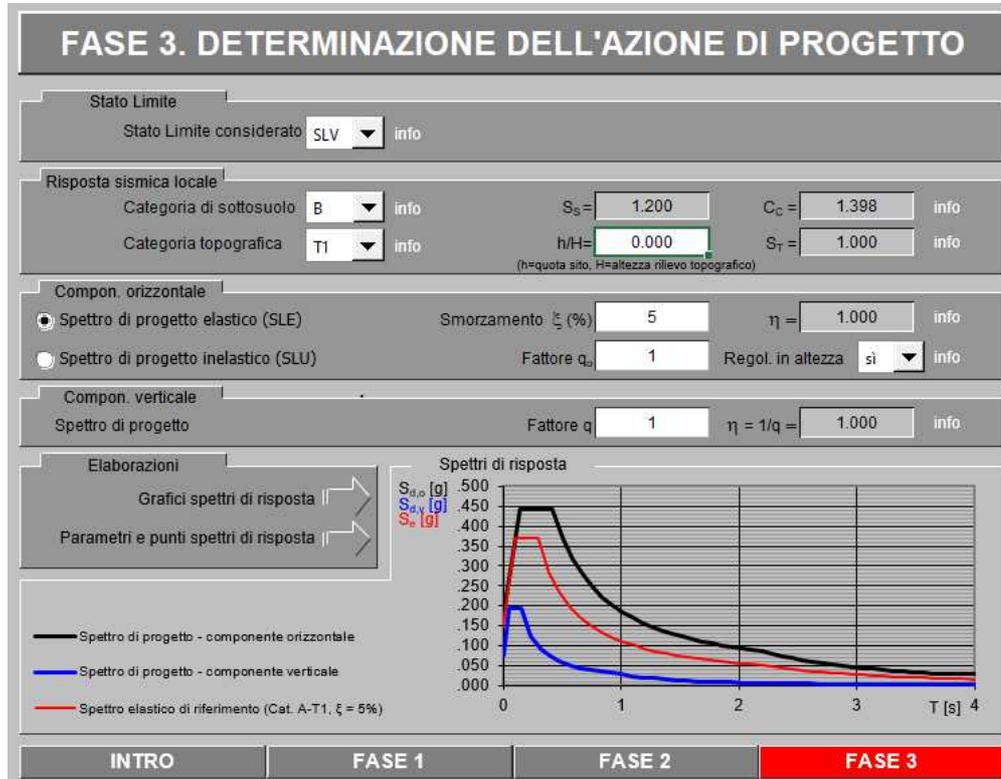


Figura 3 Determinazione dell'azione di progetto

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

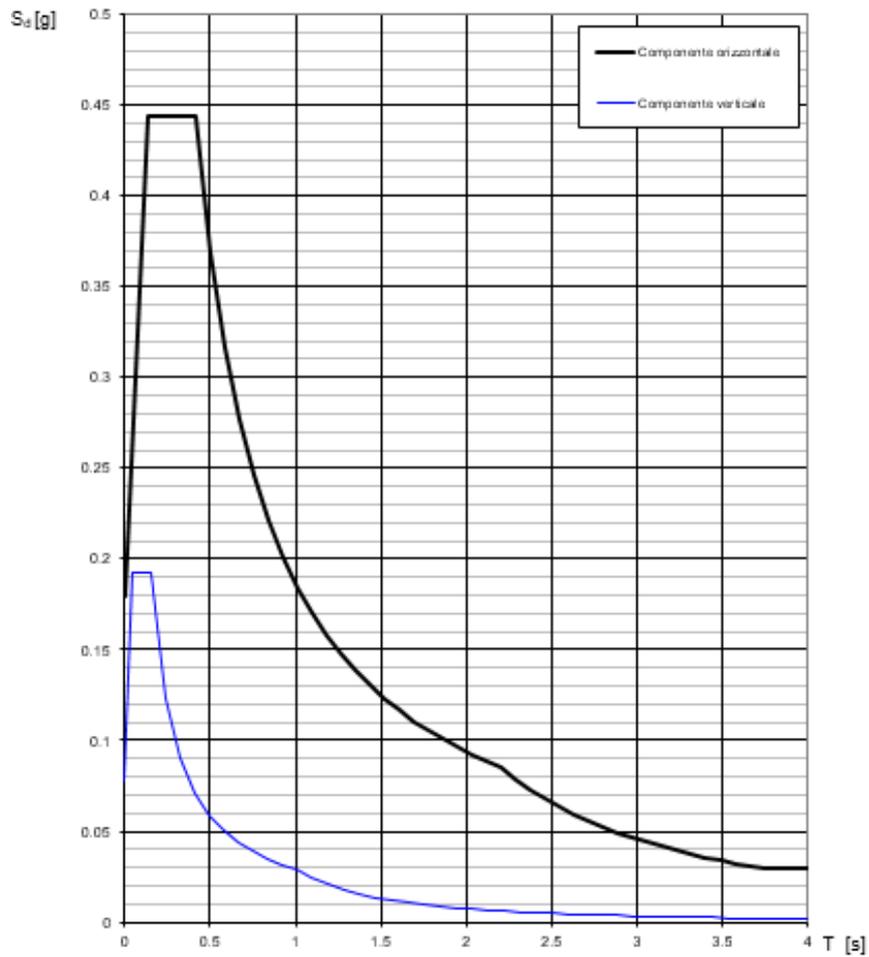


Figura 4 Grafico dello spettro di progetto

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.149 g
F_o	2.475
T_c	0.301 s
S_s	1.200
C_c	1.398
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.140 s
T_C	0.421 s
T_D	2.197 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c T_D}{T^2} \right)$$

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.179
T_B	0.140	0.444
T_C	0.421	0.444
	0.506	0.369
	0.591	0.317
	0.675	0.277
	0.760	0.246
	0.844	0.221
	0.929	0.201
	1.013	0.184
	1.098	0.170
	1.183	0.158
	1.267	0.148
	1.352	0.138
	1.436	0.130
	1.521	0.123
	1.605	0.116
	1.690	0.111
	1.775	0.105
	1.859	0.101
	1.944	0.096
	2.028	0.092
	2.113	0.088
T_D	2.197	0.085
	2.283	0.079
	2.369	0.073
	2.455	0.068
	2.541	0.064
	2.627	0.060
	2.712	0.056
	2.798	0.052
	2.884	0.049
	2.970	0.047
	3.056	0.044
	3.142	0.042
	3.227	0.039
	3.313	0.037
	3.399	0.036
	3.485	0.034
	3.571	0.032
	3.657	0.031
	3.742	0.030
	3.828	0.030
	3.914	0.030
	4.000	0.030

6.6 Riepilogo delle azioni del traffico dell'impalcato

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza del traffico stradale vanno sempre combinati con le altre azioni, adottando i coefficienti indicati nella seguente tabella.

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

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m ²
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 ^(*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
5 ^(***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

^(*) Ponti di 3^a categoria
^(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
^(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Disposizione di carico 1a (Nmax):

Schema di Carico 1 (n.2 colonne di carico)

Schema di Carico 5 (su n.2 marciapiedi)

Disposizione di carico 1b (Nmin/Mtrasv max):

Schema di Carico 1 (n.1 colonne di carico)

Schema di Carico 5 (su n.1 marciapiede)

Ai fini delle analisi da condurre gli effetti di frenatura sono stati considerati agenti in un unico verso.

6.7 Spinta statica del terreno

Le spinte del terreno a monte degli elementi verticali della spalla sono calcolate con la teoria di Rankine, con distribuzione triangolare delle tensioni e conseguente risultante della spinta al metro pari a $S=1/2 \cdot k_0 \cdot \gamma \cdot H^2$, applicata ad 1/3 dal basso.

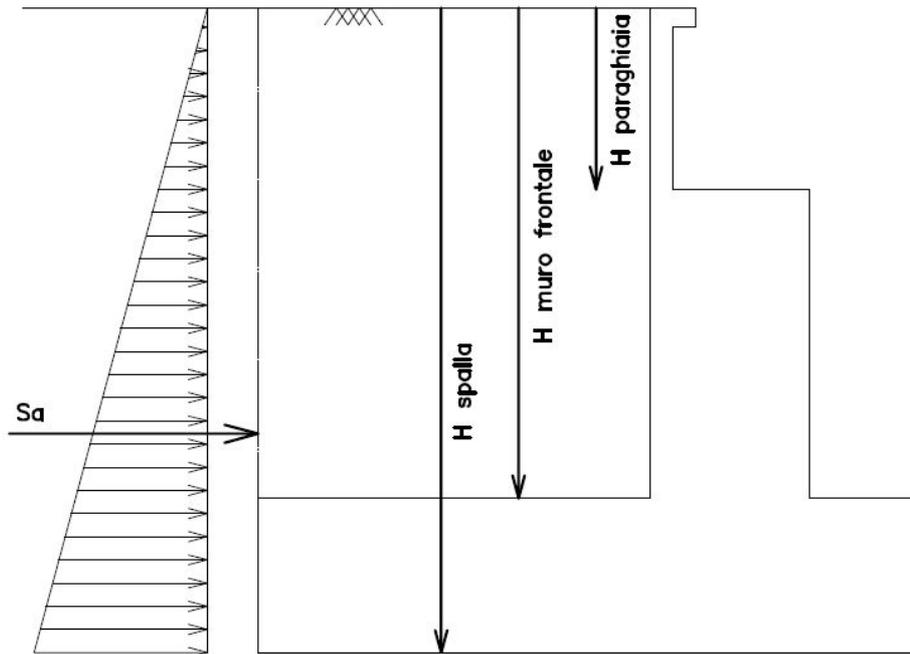


Figura 5 Schema per il calcolo degli effetti della spinta statica del terreno

Si ritiene che la spalla sia impedita di traslare rispetto al terreno. La spinta sia in condizioni di esercizio che in condizioni sismiche viene calcolata con il coefficiente di spinta in quiete k_0 e non con il coefficiente di spinta attiva k_a .

6.8 Spinta dovuta al sovraccarico accidentale e permanente

Per considerare la presenza di un sovraccarico da traffico gravante sulla spalla e a tergo di essa, si considera un carico uniformemente distribuito di lunghezza indefinita con valore pari a $q=17.70 \text{ kN/m}^2$.

Tale valore è stato ottenuto secondo quanto riportato nel paragrafo C5.1.3.3.5.1 della Circ.n.7 , considerando un'altezza di diffusione pari a $H_{\text{muro frontale}}/2$.

Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a $S=k_0 \cdot q \cdot H_{\text{spalla}}$, con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste. Tale forza si considera agente in senso longitudinale su tutta la larghezza della spalla, mentre in senso trasversale sull'intera lunghezza dei muri andatori.

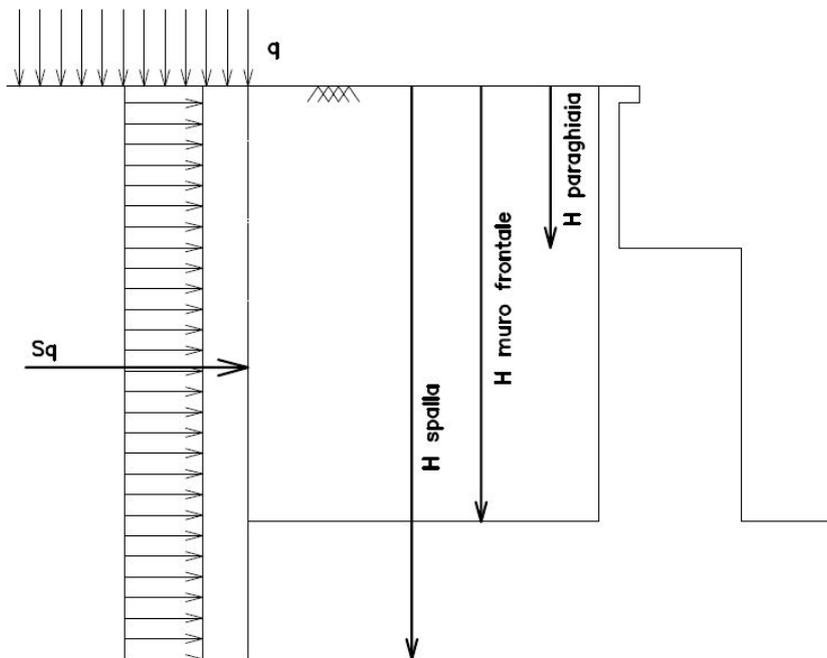


Figura 6 Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

6.9 Sovrappinta sismica

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio.

La sovrappinta sismica può essere calcolata con la teoria di Wood, risultando in un valore di spinta al metro pari a $\Delta S_{ae} = a_{max}/g \cdot \gamma \cdot H^2$, da applicare ad una quota pari ad $H/2$ nel caso di muro impedito di traslare.

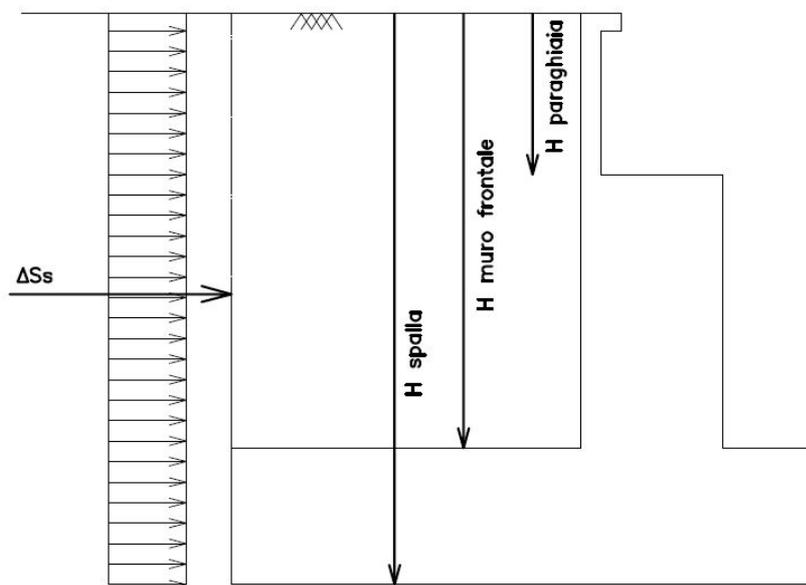


Figura 7 Schema per il calcolo degli effetti della sovrappinta sismica

Categoria suolo	Categoria del sottosuolo	B	
Fo	Fattore per l'amplificazione spettrale massima su sito di rif. rigido	2.47	
ag	Accelerazione orizzontale massima attesa su sito di rif. rigido	1.46	m/s ²
Ss	Coefficiente per l'effetto dell'amplificazione stratigrafica	1.20	
ST	Coefficiente per l'effetto dell'amplificazione topografica	1.00	
S	Fattore della categoria del suolo	1.20	
$\beta\mu$	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito	1.00	
amax	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito	1.75	m/s ²
kh	Coefficiente sismico orizzontale	0.179	g
kv	Coefficiente sismico verticale	0.089	

6.10 Forze di inerzia dovute al sisma

In fase sismica si devono considerare le azioni orizzontali e verticali agenti sulla spalla dovute all'inerzia delle parti in calcestruzzo e del rinterro compreso tra i muri andatori.

Le risultanti orizzontali e verticali sono rispettivamente pari ad $F_h = k_h \cdot W$ e $F_v = k_v \cdot W$, dove i coefficienti k_h e k_v sono calcolati come esposto al paragrafo 7.11.6 delle NTC18 risultando pari a $k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g$, $k_v = \pm 0.5 k_h$ con $a_{max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$.

Il coefficiente β_m è stato considerato unitario, non essendo la spalla libera di traslare rispetto al terreno.

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Sulla base delle condizioni di carico elementare illustrate al §6 sono state definite le combinazioni di carico.

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC18 al par.2.5.3:

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

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

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

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

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

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

Per le verifiche SLU si adottano i valori dei coefficienti parziali e dei coefficienti di combinazione riportati nelle seguenti figure.

**IV03 - Ponte stradale sul fiume Rio Casazza 1
 Relazione di calcolo spalle**

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO IV0304001	REV. A	FOGLIO 33 di 91
------------------	-------------	---------------------	------------------------	-----------	--------------------

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}$, $\gamma_{\epsilon 3}$, $\gamma_{\epsilon 4}$	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 della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota 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

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

8 CRITERI DI VERIFICA SLU E SLV

8.1 Verifiche elementi in c.a.

Le verifiche sono condotte nel rispetto di quanto dichiarato nel paragrafo 4.1.2 delle NTC18.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15.

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli specifici, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

8.2 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione - pressoflessione

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

8.3 Verifiche per gli stati limite ultimi a taglio

La verifica di resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglianti si esegue nel rispetto delle prescrizioni riportate al paragrafo 4.1.2.3 delle NTC18.

9 CRITERI DI VERIFICA CONDIZIONI DI ESERCIZIO

9.1 Verifiche SLE

9.1.1 Stato limite di formazione delle fessure

Si verifica che il valore caratteristico di apertura delle fessure w_k non superi i limiti di normativa. L'ampiezza caratteristica delle fessure è calcolata come 1.7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_k = 1.7 \cdot \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Trattandosi di strutture soggette a diverse condizioni ambientali, si adottano i seguenti limiti, per la combinazione frequente e presenza di armature poco sensibili, come previsto dal § 2.6.2.2.2 MdP Parte II:

- $w_1 = 0.2$ mm per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, strutture a permanente contatto con il terreno e zone non ispezionabili di tutte le strutture
- $w_2 = 0.3$ mm per strutture in condizioni ambientali ordinarie.

Il valore limite di tensione di trazione nel calcestruzzo per lo stato limite di formazione delle fessure vale $f_{ctm}/1.2$.

9.1.2 Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio

La massima tensione di compressione del cls e nell'acciaio deve rispettare le seguenti limitazioni (vedi §4.1.2.2.5 delle NTC18):

- $\sigma_{c,max} < 0.60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_{c,max} < 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente;

La massima tensione di trazione dell'acciaio deve rispettare la limitazione:

- $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ per combinazione caratteristica (rara).

10 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA SPALLA

La determinazione delle azioni agenti sulla spalla è stata eseguita mediante l'utilizzo di un foglio di calcolo che considera gli effetti globali sulla struttura. Gli elementi costituenti sono stati dimensionati e verificati singolarmente, secondo gli schemi statici di seguito descritti.

10.1 Muro paraghiaia

Il muro paraghiaia è stato considerato come una trave a mensola incastrata in testa al muro di testata.

Per il dimensionamento è stata considerata l'azione dei seguenti carichi:

- Peso proprio e il suo effetto dinamico in caso di sisma;
- Sovraccarico accidentale da traffico a tergo della spalla;
- Azione orizzontale della frenatura.

10.1.1 Sollecitazioni

MURO PARAGHIAIA

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_NML	0.00	0.50	39	84	157
RARA_2_NML	0.00	0.50	39	108	207
FREQ_1_NML	0.00	0.50	39	25	22
FREQ_2_NML	0.00	0.50	39	84	157
Q.PERM_NML	0.00	0.50	39	25	22
SLU1_NML	0.00	0.50	53	113	212
SLU2_NML	0.00	0.50	53	146	280
SLU3_NML	0.00	0.50	39	105	204
SLU4_NML	0.00	0.50	39	137	272

Sismica

SLV_NML	0.00	0.50	39	187	648
---------	------	------	----	-----	-----

IV03 - Ponte stradale sul fiume Rio Casazza 1
Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	IV0304001	A	37 di 91

MURO PARAGHIAIA

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_MTRA	0.00	0.50	39	84	157
RARA_2_MTRA	0.00	0.50	39	108	207
FREQ_1_MTRA	0.00	0.50	39	25	22
FREQ_2_MTRA	0.00	0.50	39	84	157
Q.PERM_MTRA	0.00	0.50	39	25	22
SLU1_MTRA	0.00	0.50	53	113	212
SLU2_MTRA	0.00	0.50	53	146	280
SLU3_MTRA	0.00	0.50	39	105	204
SLU4_MTRA	0.00	0.50	39	137	272

Sismica

SLV_MTRA	0.00	0.50	39	187	648
----------	------	------	----	-----	-----

MURO PARAGHIAIA

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_PSCA	0.00	0.50	39	25	22
RARA_2_PSCA	0.00	0.50	39	25	22
FREQ_1_PSCA	0.00	0.50	39	25	22
FREQ_2_PSCA	0.00	0.50	39	25	22
Q.PERM_PSCA	0.00	0.50	39	25	22
SLU1_PSCA	0.00	0.50	53	34	29
SLU2_PSCA	0.00	0.50	53	34	29
SLU3_PSCA	0.00	0.50	39	25	22
SLU4_PSCA	0.00	0.50	39	25	22

Sismica

SLV_PSCA	0.00	0.50	39	116	442
----------	------	------	----	-----	-----

IV03 - Ponte stradale sul fiume Rio Casazza 1
Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	IV0304001	A	39 di 91

10.1.2 Sintesi delle armature disposte

Le armature minime vengono calcolate in base a quanto previsto nel §7.4.6.2.1 NTC18.

Per l'armatura trasversale si fa riferimento al §7.4.6.2.4 NTC18.

Armatura longitudinale

	F	passo	As,ed	As	As,tot	As,min	Verifica As,min	Verifica As,ed
	mm	mm	mm ²	mm ²	mm ²	mm ²		
Monte	24	100	4341.96	4523.89	4523.89	1555.56	Verificato	Verificato
Monte	-	-		-				
Valle	22	200	-	1900.66	1900.66	1130.97	Verificato	
Valle	-	-		-				

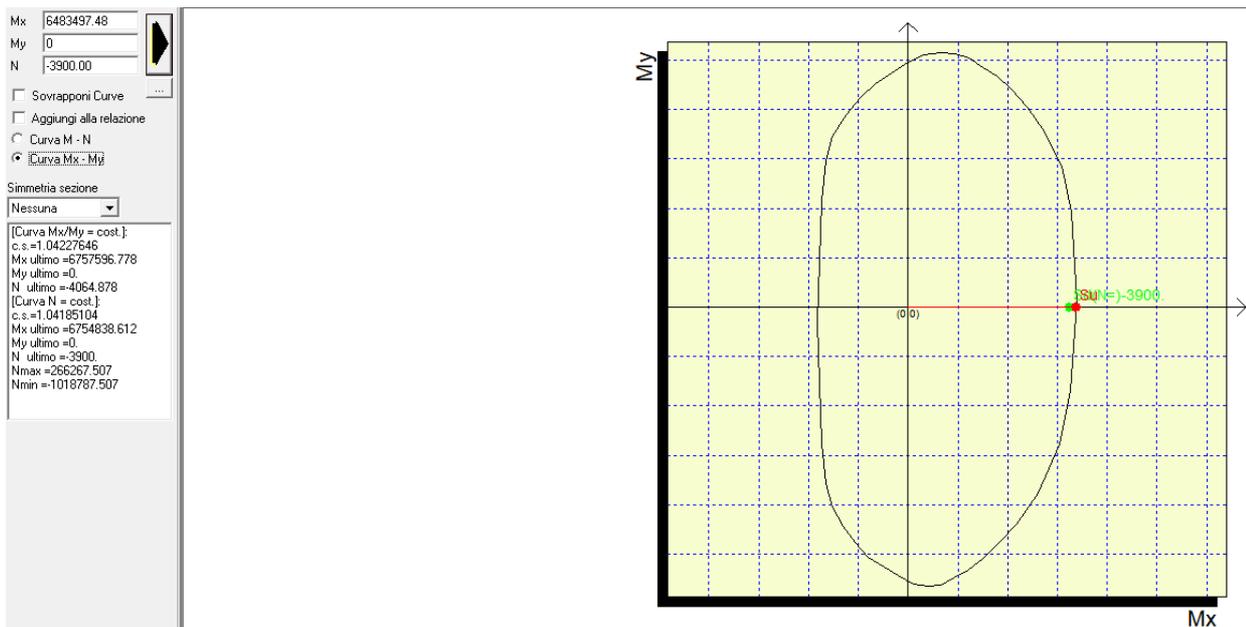
Armatura trasversale

	F	passo	As	As,tot
	mm	mm	mm ²	mm ²
Monte	14	200	769.69	769.69
Monte	-	-	-	
Valle	14	200	769.69	769.69
Valle	-	-	-	

10.1.3 Verifiche SLV

10.1.3.1 Verifica a pressoflessione

	N (kN)	V (kN)	Mtrasv (kNm)	Mlong (kNm)	cs
SLV_NML	39	187	0	648	1.04



10.1.3.2 Verifica a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio secondo NTC18 per elementi privi di armatura a taglio.

$V_{Ed} = T_{SLU}$	187	kN
	186926	N

R_{ck}	40	MPa
f_{ck}	33.20	MPa

H sezione	500	mm
c netto	76	mm
\emptyset staffa	14	mm
\emptyset arm tesa	24	mm
d	424	mm
k	1.69	

b_w	1000	mm
A_{sl}	4524	mm ²
r_l	0.0107	

N_{Ed}	39	kN
	39000	N
A_c	500000	mm ²
s_{cp}	0.078	MPa

f_{cd}	18.81	MPa
----------	-------	-----

g_c	1.50	
$C_{Rd,c}$	0.12	

v_{min}	0.44	
-----------	------	--

$V_{Rd,c}$	286825	N
$V_{Rd,c min}$	192287	N

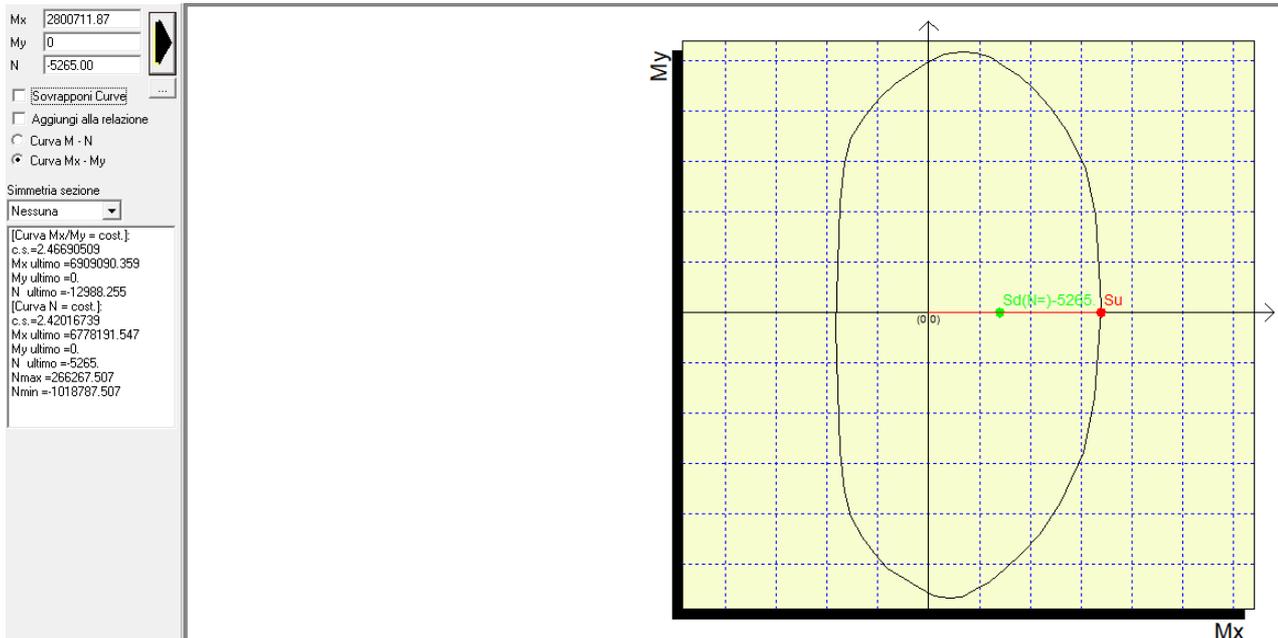
$V_{Rd,c}$ effettivo	286825	N
----------------------	--------	---

Verifica	OK	
tasso di lavoro	0.65	
c.s.	1.53	

10.1.4 Verifiche SLU

10.1.4.1 Verifica a pressoflessione

	N (kN)	V (kN)	Mtrasv (kNm)	Mlong (kNm)	cs
SLU2_NML	53	146	0	280	2.95



10.1.4.2 Verifica a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio secondo NTC18 per elementi privi di armatura a taglio.

$V_{Ed} = T_{SLU}$	146	kN
	145755	N

R_{ck}	40	MPa
f_{ck}	33.20	MPa

H sezione	500	mm
c netto	76	mm
\varnothing staffa	14	mm
\varnothing arm tesa	24	mm
d	424	mm

k	1.69	
---	------	--

b_w	1000	mm
A_{sl}	4524	mm ²
r_l	0.0107	

N_{Ed}	53	kN
	52650	N
A_c	500000	mm ²
s_{cp}	0.105	MPa

f_{cd}	21.05	MPa
----------	-------	-----

g_c	1.50	
$C_{Rd,c}$	0.12	

V_{min}	0.44	
-----------	------	--

$V_{Rd,c}$	288561	N
$V_{Rd,c min}$	194024	N

$V_{Rd,c}$ effettivo	288561	N
--	---------------	----------

Verifica	OK
tasso di lavoro	0.51
c.s.	1.98

10.1.5 Verifiche SLE

10.1.5.1 Sollecitazioni per le verifiche

	N (kN)	Mlong	Mtrasv
Comb rara	39.00	207.46	0.00
Comb frequente	39.00	156.87	0.00
Comb quasi perm	39.00	21.79	0.00

10.1.5.2 Verifica stato limite di fessurazione

fck	33.2	N/mm ²
fctm	3.10	N/mm ²
fyk	450.00	N/mm ²

	σ max	σ cls-		Verifica	c.s.
Comb frequente	-2.58	-2.02	N/mm ²	Verifica soddisfatta	1.28
Comb quasi perm		-0.24	N/mm ²	Verifica soddisfatta	10.76

10.1.5.3 Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio

	σ max	σ Mmax		Verifica	c.s.
Comb rara	19.92	4.33	N/mm ²	Verifica soddisfatta	4.60
Comb quasi perm	14.94	0.49	N/mm ²	Verifica soddisfatta	30.49

	σ max	σ s		Verifica	c.s.
Comb rara	-360	-114.96	N/mm ²	Verifica soddisfatta	3.13

10.2 Muro di testata

Il muro di testata è stato considerato come una trave a mensola incastrata nel plinto di fondazione.

Per il dimensionamento è stata considerata l'azione dei seguenti carichi:

- Peso proprio e il suo effetto dinamico in caso di sisma;
- Scarichi dell'impalcato;

10.2.1 Sollecitazioni

SOLLECITAZIONI MURO DI TESTATA

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_NML	0.00	1.6	612	225	579
RARA_2_NML	0.00	1.6	675	250	665
FREQ_1_NML	0.00	1.6	516	188	444
FREQ_2_NML	0.00	1.6	612	225	579
Q.PERM_NML	0.00	1.6	516	188	444
SLU1_NML	0.00	1.6	826	304	781
SLU2_NML	0.00	1.6	912	337	898
SLU3_NML	0.00	1.6	645	239	626
SLU4_NML	0.00	1.6	731	272	742

Sismica

SLV_NML	0	1.6	548	694	1805
---------	---	-----	-----	-----	------

**IV03 - Ponte stradale sul fiume Rio Casazza 1
Relazione di calcolo spalle**

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO IV0304001	REV. A	FOGLIO 46 di 91
------------------	-------------	---------------------	------------------------	-----------	--------------------

SOLLECITAZIONI MURO DI TESTATA

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_MTRA	0.00	1.6	574	225	579
RARA_2_MTRA	0.00	1.6	614	250	665
FREQ_1_MTRA	0.00	1.6	516	188	444
FREQ_2_MTRA	0.00	1.6	574	225	579
Q.PERM_MTRA	0.00	1.6	516	188	444
SLU1_MTRA	0.00	1.6	776	304	781
SLU2_MTRA	0.00	1.6	829	337	898
SLU3_MTRA	0.00	1.6	595	239	626
SLU4_MTRA	0.00	1.6	648	272	742

Sismica

SLV_MTRA	0.00	1.6	536	689	1805
----------	------	-----	-----	-----	------

SOLLECITAZIONI MURO DI TESTATA

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_PSCA	0.00	1.6	516	188	444
RARA_2_PSCA	0.00	1.6	516	188	444
FREQ_1_PSCA	0.00	1.6	516	188	444
FREQ_2_PSCA	0.00	1.6	516	188	444
Q.PERM_PSCA	0.00	1.6	516	188	444
SLU1_PSCA	0.00	1.6	697	253	599
SLU2_PSCA	0.00	1.6	697	253	599
SLU3_PSCA	0.00	1.6	516	188	444
SLU4_PSCA	0.00	1.6	516	188	444

Sismica

SLV_PSCA	0.00	1.6	516	664	1716
----------	------	-----	-----	-----	------

**IV03 - Ponte stradale sul fiume Rio Casazza 1
 Relazione di calcolo spalle**

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO IV0304001	REV. A	FOGLIO 48 di 91
------------------	-------------	---------------------	------------------------	-----------	--------------------

10.2.2 Sintesi delle armature disposte

Le armature minime vengono calcolate in base a quanto previsto nel §7.4.6.2.1 NTC18.

Per l'armatura trasversale si fa riferimento al §7.4.6.2.4 NTC18.

Armatura longitudinale

	F	passo	As,ed	As	As,tot	As,min	Verifica As,min	Verifica As,ed
	mm	mm	mm ²	mm ²	mm ²	mm ²		
Monte	26	100	3427.7	5309.3	7963.9	4977.78	Verificato	Verificato
Monte	26	200		2654.6				
Valle	26	200	-	2654.6	2654.6	1991.0	Verificato	
Valle	-	-		-				

Armatura trasversale

	F	passo	As	As,tot
	mm	mm	mm ²	mm ²
Monte	20	200	1570.80	1570.80
Monte	-	-	-	
Valle	20	200	1570.80	1570.80
Valle	-	-	-	

10.2.3 Verifiche SLV

10.2.3.1 Verifica a pressoflessione

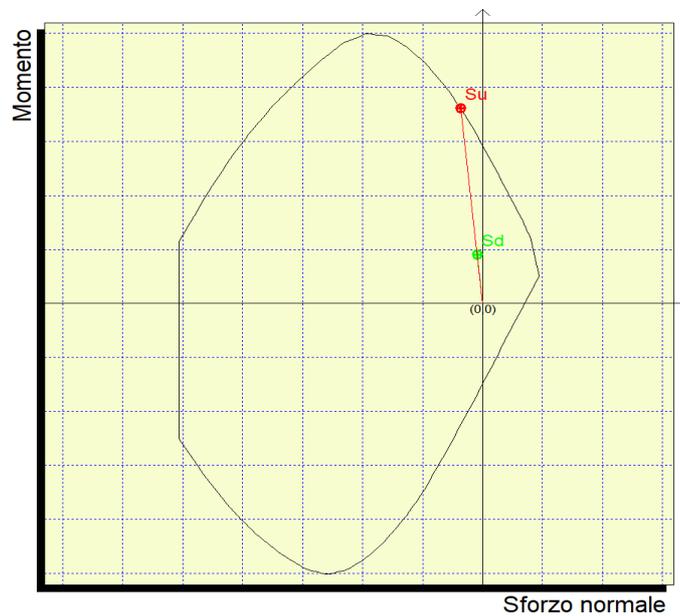
	N (kN)	V (kN)	Mtrasv (kNm)	Mlong (kNm)	cs
SLV_MTRA	548	694	0	1805	3.43

Mx 18050889.73
My 0
N 54800.44

Sovrapposizione Curve
 Aggiungo alla relazione
 Curva M - N
 Curva Mx - My

Simmilita sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]
c.s. = 3.9915242
Mx ultimo = 22025801.256
My ultimo = 0
N ultimo = 21862.108
[Curva N = cost.]
c.s. = 3.43981862
Mx ultimo = 432091750.957
My ultimo = 0
N ultimo = 54800.44
Nmax = 623257.739
Nmin = -3031321.739

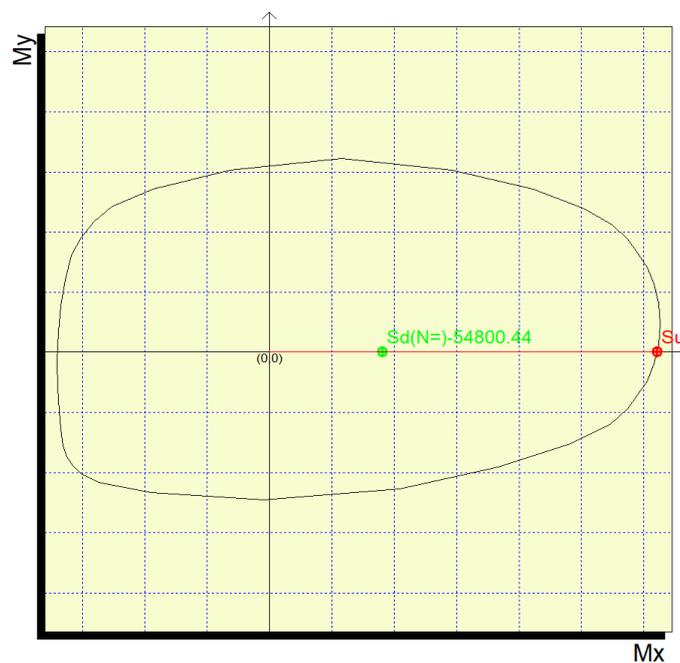


Mx 18050889.73
My 0
N 54800.44

Sovrapposizione Curve
 Aggiungo alla relazione
 Curva M - N
 Curva Mx - My

Simmilita sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]
c.s. = 3.9915242
Mx ultimo = 22025801.256
My ultimo = 0
N ultimo = 21862.108
[Curva N = cost.]
c.s. = 3.43981862
Mx ultimo = 432091750.957
My ultimo = 0
N ultimo = 54800.44
Nmax = 623257.739
Nmin = -3031321.739



10.2.3.2 Verifica a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio secondo NTC18 per elementi privi di armatura a taglio.

$V_{Ed} = T_{SLU}$	694	kN
	693825	N

R_{ck}	40	MPa
f_{ck}	33.20	MPa

H sezione	1600	mm
c netto	105	mm
\varnothing staffa	20	mm
\varnothing arm tesa	26	mm
d	1495	mm
k	1.37	

b_w	1000	mm
A_{sl}	7964	mm ²
r_l	0.0053	

N_{Ed}	548	kN
	548004	N
A_c	1600000	mm ²
s_{cp}	0.34	MPa

f_{cd}	18.81	MPa
----------	-------	-----

g_c	1.50	
$C_{Rd,c}$	0.12	

v_{min}	0.32	
-----------	------	--

$V_{Rd,c}$	715267	N
$V_{Rd,c \min}$	558124	N

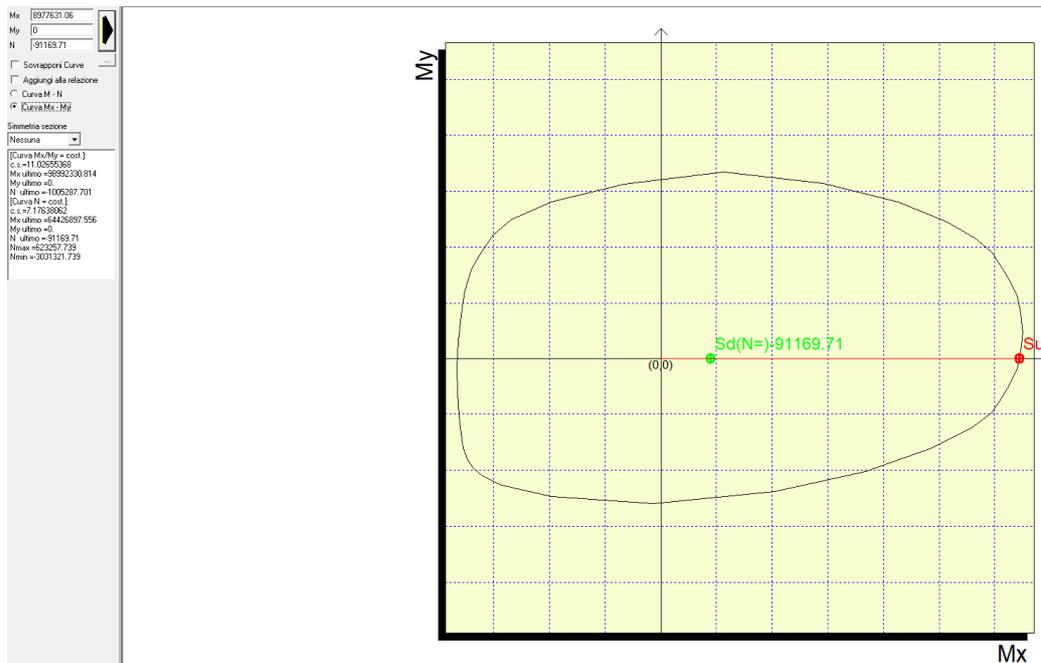
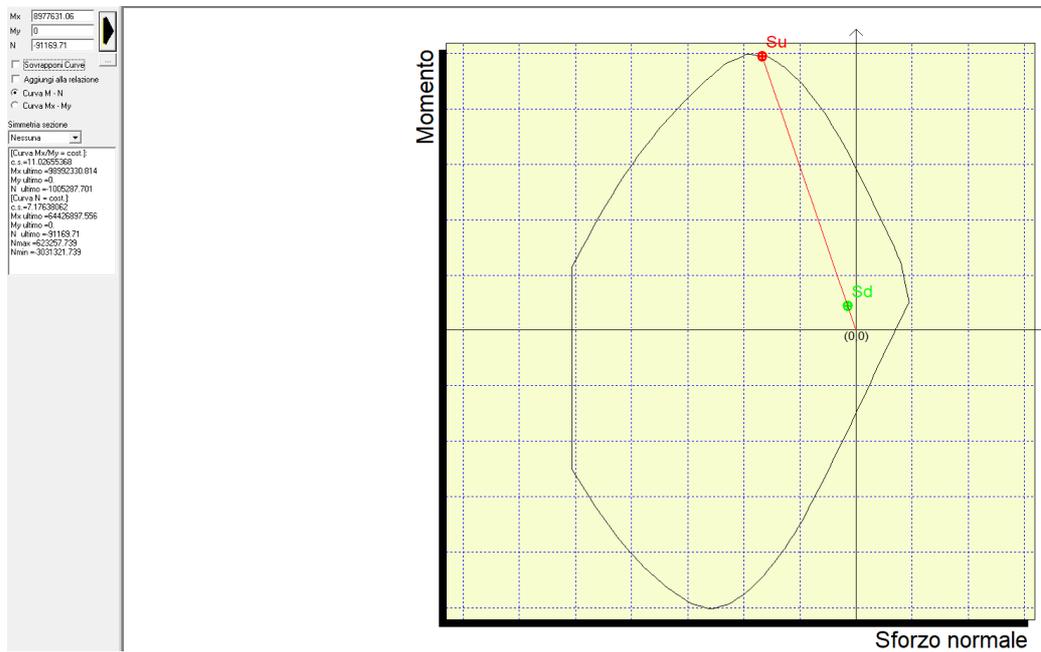
$V_{Rd,c \text{ effettivo}}$	715267	N
------------------------------	--------	---

Verifica	OK
tasso di lavoro	0.97
c.s.	1.03

10.2.4 Verifica SLU

10.2.4.1 Verifica a pressoflessione

	N (kN)	V (kN)	Mtrasv (kNm)	Mlong (kNm)	cs
SLU2_NML	912	337	0	898	7.17



10.2.4.2 Verifica a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio secondo NTC18 per elementi privi di armatura a taglio.

$V_{Ed} = T_{SLU}$	337
	337271

R_{ck}	40
f_{ck}	33.20

H sezione	1600
c netto	105
\varnothing trasversale	20
\varnothing arm tesa	26
d	1495
k	1.37

b_w	1000
A_{sl}	7964
r_l	0.0053

N_{Ed}	912
	911697
A_c	1600000
S_{cp}	0.57

f_{cd}	18.81
----------	-------

g_c	1.50
$C_{Rd,c}$	0.12

V_{min}	0.32
-----------	------

$V_{Rd,c}$	766253
$V_{Rd,c \min}$	609109

$V_{Rd,c \text{ effettivo}}$	766253
------------------------------	--------

Verifica	OK
tasso di lavoro	0.44
c.s.	2.27

10.2.5 Verifiche SLE

10.2.5.1 Sollecitazioni per le verifiche

	N (kN)	Mlong	Mtrasv
Comb rara	675.33	665.01	0.00
Comb frequente	611.84	578.61	0.00
Comb quasi perm	516.17	443.78	0.00

10.2.5.2 Verifica stato limite di fessurazione

fck	33.2	N/mm ²
fctm	3.10	N/mm ²
fyk	450.00	N/mm ²

	σ_{max}	$\sigma_{\text{cls-}}$		Verifica	c.s.
Comb frequente	-2.58	-0.75	N/mm ²	Verifica soddisfatta	3.44
Comb quasi perm		-0.55	N/mm ²	Verifica soddisfatta	4.70

10.2.5.3 Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio

	$\sigma_{\text{c max}}$	$\sigma_{\text{c Mmax}}$		Verifica	c.s.
Comb rara	19.92	2.12	N/mm ²	Verifica soddisfatta	9.40
Comb quasi perm	14.94	1.43	N/mm ²	Verifica soddisfatta	10.45

	$\sigma_{\text{s max}}$	σ_{s}		Verifica	c.s.
Comb rara	-360	-29.62	N/mm ²	Verifica soddisfatta	12.15

10.3 Muri andatori

I muri andatori sono stati considerati come una trave a mensola incastrata nel plinto di fondazione.

Per il dimensionamento è stata considerata l'azione dei seguenti carichi:

- Peso proprio e il suo effetto dinamico in caso di sisma.

10.3.1 Sollecitazioni

MURI ANDATORI

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_NML	0.00	1.3	231	231	629
RARA_2_NML	0.00	1.3	231	253	695
FREQ_1_NML	0.00	1.3	231	188	444
FREQ_2_NML	0.00	1.3	231	225	579
Q.PERM_NML	0.00	1.3	231	188	444
SLU1_NML	0.00	1.3	312	313	856
SLU2_NML	0.00	1.3	312	343	943
SLU3_NML	0.00	1.3	231	248	701
SLU4_NML	0.00	1.3	231	277	788

Sismica

SLV_NML	0.00	0.80	125.00	519.68	1502.38
---------	------	------	--------	--------	---------

MURI ANDATORI

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_MTRA	0.00	1.3	231	231	629
RARA_2_MTRA	0.00	1.3	231	253	695
FREQ_1_MTRA	0.00	1.3	231	188	444
FREQ_2_MTRA	0.00	1.3	231	225	579
Q.PERM_MTRA	0.00	1.3	231	188	444
SLU1_MTRA	0.00	1.3	312	313	856
SLU2_MTRA	0.00	1.3	312	343	943
SLU3_MTRA	0.00	1.3	231	248	701
SLU4_MTRA	0.00	1.3	231	277	788

Sismica

SLV_MTRA	0.00	1.3	231	453	1366
----------	------	-----	-----	-----	------

MURI ANDATORI

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_PSCA	0.00	1.3	231	188	444
RARA_2_PSCA	0.00	1.3	231	188	444
FREQ_1_PSCA	0.00	1.3	231	188	444
FREQ_2_PSCA	0.00	1.3	231	188	444
Q.PERM_PSCA	0.00	1.3	231	188	444
SLU1_PSCA	0.00	1.3	312	253	599
SLU2_PSCA	0.00	1.3	312	253	599
SLU3_PSCA	0.00	1.3	231	188	444
SLU4_PSCA	0.00	1.3	231	188	444

Sismica

SLV_PSCA	0.00	1.3	231	431	1256
----------	------	-----	-----	-----	------

IV03 - Ponte stradale sul fiume Rio Casazza 1
Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	IV0304001	A	57 di 91

10.3.2 Sintesi delle armature disposte

Le armature minime vengono calcolate in base a quanto previsto nel §7.4.6.2.1 NTC18.

Per l'armatura trasversale si fa riferimento al §7.4.6.2.4 NTC18.

Armatura longitudinale

	F	passo	As,ed	As	As,tot	As,min	Verifica As,min	Verifica As,ed
	mm	mm	mm ²	mm ²	mm ²	mm ²		
Monte	26	100	3245.07	5309.29	7963.94	1553.93	Verificato	Verificato
Monte	26	200		2654.65				
Valle	26	200	-	2654.65	2654.65	1990.98	Verificato	
Valle	-	-		-				

Armatura trasversale

	F	passo	As	As,tot
	mm	mm	mm ²	mm ²
Monte	20	200	1570.80	1570.80
Monte	-	-	-	
Valle	20	200	1570.80	1570.80
Valle	-	-	-	

10.3.3 Verifiche SLV

10.3.3.1 Verifiche a pressoflessione

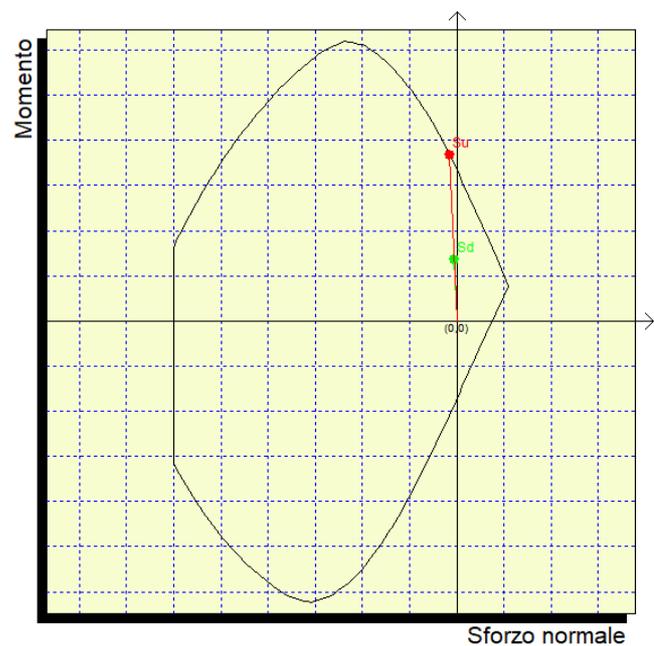
	N (kN)	V (kN)	Mtrasv (kNm)	Mlong (kNm)	cs
SLU2_NML	231	453	0	1366	2.54

Mx 13660619.54
My 0
N -23075.00

Sovrapponi Curve
 Aggiungi alla relazione
 Curva M - N
 Curva Mx - My

Simmetria sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]:
c.s.=2.69369191
Mx ultimo =36797500.28
My ultimo =0
N ultimo =62156.941
[Curva N = cost.]:
c.s.=2.54188565
Mx ultimo =34723732.783
My ultimo =0
N ultimo =-23075.
Nmax =446237.79
Nmin =-2403472.035

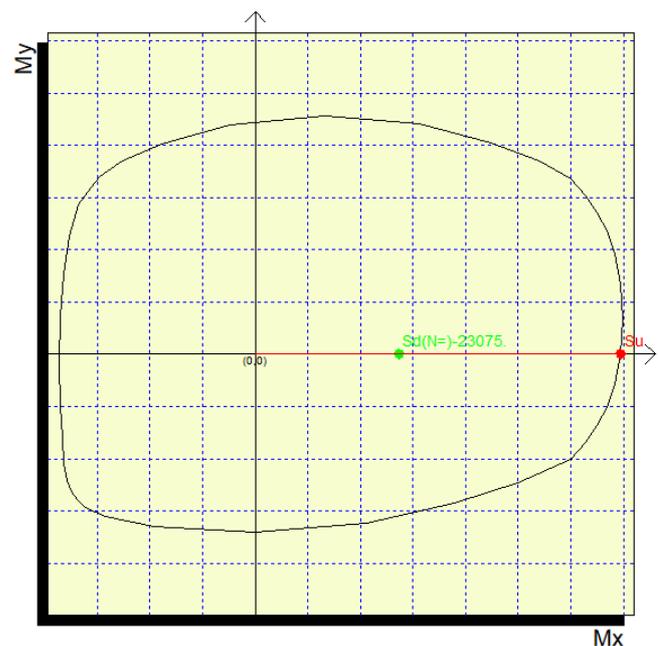


Mx 13660619.54
My 0
N -23075.00

Sovrapponi Curve
 Aggiungi alla relazione
 Curva M - N
 Curva Mx - My

Simmetria sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]:
c.s.=2.69369191
Mx ultimo =36797500.28
My ultimo =0
N ultimo =62156.941
[Curva N = cost.]:
c.s.=2.54188565
Mx ultimo =34723732.783
My ultimo =0
N ultimo =-23075.
Nmax =446237.79
Nmin =-2403472.035



10.3.3.2 Verifica a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio secondo NTC18 per elementi privi di armatura a taglio.

$V_{Ed} = T_{SLU}$	453	kN
	453130	N

R_{ck}	40	MPa
f_{ck}	33.20	MPa

H sezione	1300	mm
c netto	105	mm
\varnothing staffa	20	mm
\varnothing arm tesa	26	mm
d	1195	mm
k	1.41	

b_w	1000	mm
A_{sl}	7964	mm ²
r_l	0.0067	

N_{Ed}	231	kN
	230750	N
A_c	1300000	mm ²
σ_{cp}	0.18	MPa

f_{cd}	18.81	MPa
----------	-------	-----

g_c	1.50	
$C_{Rd,c}$	0.12	

v_{min}	0.34	
-----------	------	--

$V_{Rd,c}$	599179	N
$V_{Rd,c \text{ min}}$	435019	N

$V_{Rd,c \text{ effettivo}}$	599179	N
------------------------------	--------	---

Verifica	OK	
tasso di lavoro	0.76	
c.s.	1.32	

10.3.4 Verifiche SLU

10.3.4.1 Verifica a pressoflessione

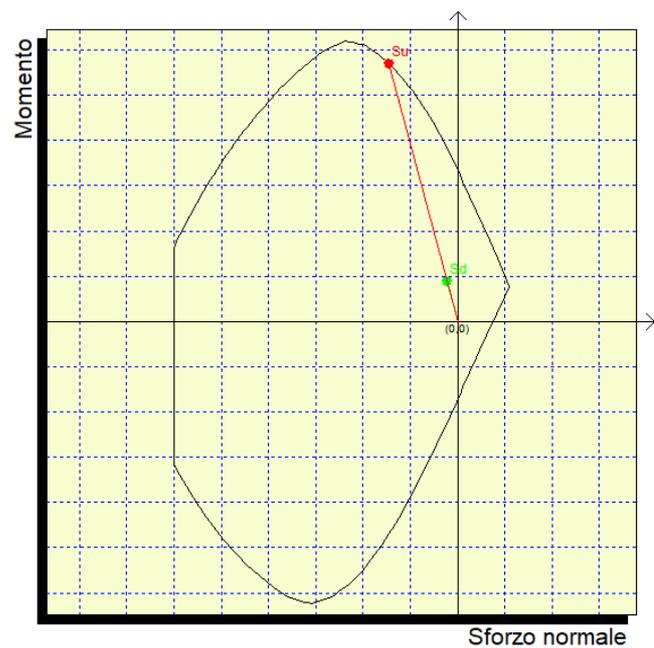
	N (kN)	V (kN)	Mtrasv (kNm)	Mlong (kNm)	cs
SLU2_NML	912	337	0	898	4.26

Mx 8977631.06
My 0
N -91169.71

Sovrapponi Curve
 Aggiungi alla relazione
 Curva M - N
 Curva Mx - My

Simmetria sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]:
c.s.=6.34374547
Mx ultimo =56951806.361
My ultimo =0
N ultimo =-578357.435
[Curva N = cost.]:
c.s.=4.26727985
Mx ultimo =36310064.118
My ultimo =0
N ultimo =-91169.71
Nmax =-446237.79
Nmin =-2403472.035

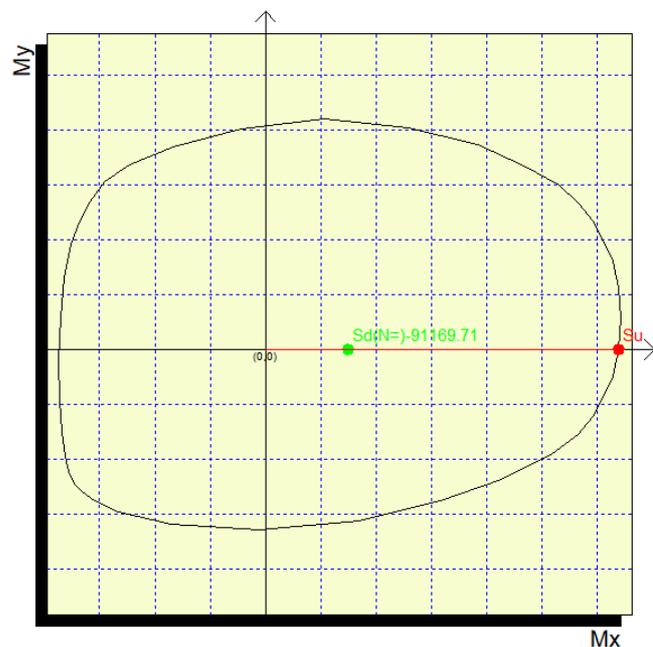


Mx 8977631.06
My 0
N -91169.71

Sovrapponi Curve
 Aggiungi alla relazione
 Curva M - N
 Curva Mx - My

Simmetria sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]:
c.s.=6.34374547
Mx ultimo =56951806.361
My ultimo =0
N ultimo =-578357.435
[Curva N = cost.]:
c.s.=4.26727985
Mx ultimo =36310064.118
My ultimo =0
N ultimo =-91169.71
Nmax =-446237.79
Nmin =-2403472.035



10.3.4.2 Verifica a taglio

$V_{Ed} = T_{SLU}$	337	kN
	337271	N

R_{ck}	40	MPa
f_{ck}	33.20	MPa

H sezione	1300	mm
c netto	105	mm
\varnothing staffa	8	mm
\varnothing arm tesa	26	mm
d	1195	mm

k	1.41	
---	------	--

b_w	1000	mm
A_{sl}	7964	mm ²
r_l	0.0067	

N_{Ed}	912	kN
	911697	N
A_c	1300000	mm ²
s_{cp}	0.70	MPa

f_{cd}	18.81	MPa
----------	-------	-----

g_c	1.50	
$C_{Rd,c}$	0.12	

v_{min}	0.34	
-----------	------	--

$V_{Rd,c}$	693098	N
$V_{Rd,c \min}$	528937	N

$V_{Rd,c \text{ effettivo}}$	693098	N
------------------------------	--------	---

Verifica	OK
tasso di lavoro	0.49
c.s.	2.06

10.3.5 Verifiche SLE

10.3.5.1 Sollecitazioni per le verifiche

	N (kN)	Mlong	Mtrasv
Comb rara	230.75	695.15	0.00
Comb frequente	230.75	578.61	0.00
Comb quasi perm	230.75	443.78	0.00

10.3.5.2 Verifiche stato limite di fessurazione

fck	33.2	N/mm ²
fctm	3.10	N/mm ²
fyk	450.00	N/mm ²

	σ_t max	σ_{cls} -		Verifica	c.s.
Comb frequente	-2.58	-1.41	N/mm ²	Verifica soddisfatta	1.83
Comb quasi perm		-1.05	N/mm ²	Verifica soddisfatta	2.46

10.3.5.3 Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio

	σ_c max	σ_c Mmax		Verifica	c.s.
Comb rara	19.92	2.92	N/mm ²	Verifica soddisfatta	6.82
Comb quasi perm	14.94	1.92	N/mm ²	Verifica soddisfatta	7.78

	σ_s max	σ_s		Verifica	c.s.
Comb rara	-360	-70.0	N/mm ²	Verifica soddisfatta	5.14

11 SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE

11.1 Sollecitazioni ad intradosso fondazione

Di seguito si riportano le sollecitazioni ad intradosso :

LC	N	Tx (trasv)	Ty (long)	Mz	Mx (long)	My (trasv)
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
RARA_1_NML_1	25825	352	-3503	0	-2385	4981
RARA_1_NML_2	25231	352	-3503	0	-3306	4981
RARA_2_NML_1	26976	313	-3671	0	-3961	5565
RARA_2_NML_2	26002	313	-3671	0	-5471	5565
FREQ_1_NML_1	24066	0	-3241	0	-21	195
FREQ_1_NML_2	24066	0	-3241	0	-21	195
FREQ_2_NML_1	25825	139	-3503	0	-2385	2983
FREQ_2_NML_2	25231	139	-3503	0	-3306	2983
Q.PERM_NML_1	24066	0	-3241	0	-21	195
Q.PERM_NML_2	24066	0	-3241	0	-21	195
SLU1_NML_1	34863	508	-4729	0	-3220	7024
SLU1_NML_2	34062	508	-4729	0	-4462	7024
SLU2_NML_1	36417	442	-4955	0	-5348	7693
SLU2_NML_2	35102	442	-4955	0	-7386	7693
SLU3_NML_1	26440	508	-3595	0	-3213	6956
SLU3_NML_2	25639	508	-3595	0	-4455	6956
SLU4_NML_1	27994	442	-3821	0	-5340	7624
SLU4_NML_2	26679	442	-3821	0	-7378	7624
SLV_NML_L1	24673	1321	-11213	0	-45977	7941
SLV_NML_L2	23195	1321	-11213	0	-45486	7931
SLV_NML_T1	24673	4316	-5693	0	-20780	21557
SLV_NML_T2	23195	4316	-5693	0	-20289	21547
SLV_NML_V1	26397	1321	-5693	0	-21353	7953
SLV_NML_V2	21471	1321	-5693	0	-19717	7919
RARA_1_MTRA_4	25117	297	-3503	0	-1337	5576

IV03 - Ponte stradale sul fiume Rio Casazza 1
 Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	IV0304001	A	64 di 91

LC	N	Tx (trasv)	Ty (long)	Mz	Mx (long)	My (trasv)
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
RARA_2_MTRA_4	25813	239	-3671	0	-2239	6838
FREQ_1_MTRA_4	24066	0	-3241	0	-21	195
FREQ_2_MTRA_4	25117	83	-3503	0	-1337	3578
Q.PERM_MTRA_4	24066	0	-3241	0	-21	195
SLU1_MTRA_4	33907	433	-4729	0	-1805	7827
SLU2_MTRA_4	34848	342	-4955	0	-3022	9411
SLU3_MTRA_4	25484	433	-3595	0	-1798	7759
SLU4_MTRA_4	26425	342	-3821	0	-3015	9342
SLV_MTRA_L1	24531	1299	-11165	0	-45300	7864
SLV_MTRA_L2	23067	1299	-11165	0	-44846	7853
SLV_MTRA_T1	24531	4277	-5678	0	-20323	21330
SLV_MTRA_T2	23067	4277	-5678	0	-19869	21320
SLV_MTRA_V1	26238	1299	-5678	0	-20853	7876
SLV_MTRA_V2	21360	1299	-5678	0	-19339	7841
RARA_1_PSCA_3	24066	0	-3241	0	-21	195
RARA_2_PSCA_3	24066	0	-3241	0	-21	195
FREQ_1_PSCA_3	24066	0	-3241	0	-21	195
FREQ_2_PSCA_3	24066	0	-3241	0	-21	195
Q.PERM_PSCA_3	24066	0	-3241	0	-21	195
SLU1_PSCA_3	32488	0	-4375	0	-29	263
SLU2_PSCA_3	32488	0	-4375	0	-29	263
SLU3_PSCA_3	24066	0	-3241	0	-21	195
SLU4_PSCA_3	24066	0	-3241	0	-21	195
SLV_PSCA_L1	23904	1244	-10933	0	-44026	5683
SLV_PSCA_L2	22484	1244	-10933	0	-43598	5673
SLV_PSCA_T1	23904	4147	-5549	0	-19832	18478
SLV_PSCA_T2	22484	4147	-5549	0	-19405	18467
SLV_PSCA_V1	25560	1244	-5549	0	-20331	5696
SLV_PSCA_V2	20828	1244	-5549	0	-18906	5661

11.2 Sollecitazioni sui pali

Il calcolo delle sollecitazioni, visto l'esiguo numero di pali e l'interasse pari a 3 volte il diametro, è stato effettuato con il solo metodo del plinto rigido e non è stato effettuato il confronto con il metodo "effetto gruppo".

Il calcolo delle sollecitazioni sui singoli pali è stato effettuato assumendo le seguenti ipotesi:

- Plinto rigido;
- Vincolo di incastro tra pali e plinto;
- Pali costituenti la palificata verticali;
- Rotazione del plinto e della testa dei pali impedita.

Per un gruppo di n pali, sottoposto a forze verticali, orizzontali e di momento esterne (agenti alla quota testa pali ed in corrispondenza del baricentro della palificata) i carichi agenti alla testa di ciascun palo sono stimabili con le seguenti espressioni:

$$Q_{ti} = \frac{N}{n} \pm \frac{[M_x + M_{inc,x}] \cdot y_i}{\sum_1^n y_i^2} \pm \frac{[M_y + M_{inc,y}] \cdot x_i}{\sum_1^n x_i^2};$$

$$H_{tix} = \frac{H_x}{n};$$

$$H_{tiy} = \frac{H_y}{n};$$

essendo :

- N = forza verticale esterna;
- $M_x = M_{long}$ = momento esterno attorno all'asse x, accoppiato con H_y ;
- $H_y = T_{long}$ = forza orizzontale esterna nella direzione y;
- $M_y = M_{trasv}$ = momento esterno attorno all'asse y, accoppiato con H_x ;
- $H_x = T_{trasv}$ = forza orizzontale esterna nella direzione x;
- Q_{ti} = forza verticale agente alla testa del palo i-esimo;
- $H_{tix} = T_{trasv_i}$ = forza orizzontale agente alla testa del palo i-esimo nella direzione x;
- $H_{tiy} = T_{long_i}$ = forza orizzontale agente alla testa del palo i-esimo nella direzione y;

- $M_{inc,x} = M_{long_inc} = \Sigma M_{ti,x}$ = momento di incastro risultante che i pali esercitano sul plinto per effetto del vincolo di rotazione impedita nella direzione x;
- $M_{ti,x} = M_{long_inc_i}$ = momento di incastro alla testa del palo i-esimo per effetto del vincolo di rotazione impedita nella direzione x;
- $M_{inc,y} = M_{trasv_inc} = \Sigma M_{ti,y}$ = momento di incastro risultante che i pali esercitano sul plinto per effetto del vincolo di rotazione impedita nella direzione y;
- $M_{ti,y} = M_{trasv_inc_i}$ = momento di incastro alla testa del palo i-esimo per effetto del vincolo di rotazione impedita nella direzione y;
- y_i = distanza del palo i-esimo dall'asse baricentrico della palificata nella direzione y;
- x_i = distanza del palo i-esimo dall'asse baricentrico della palificata nella direzione x.

I momenti di incastro alla testa dei pali ($M_{ti,x}$, $M_{ti,y}$) sono stati stimati sulla base della teoria elastica di Matlock-Reese:

- $M_{ti,x} = - H_{ti,y} \times |A_s| \times T / |B_s|$, momento di incastro alla testa del palo i-esimo per effetto del vincolo di rotazione impedita nella direzione x;

- $M_{ti,y} = - H_{ti,x} \times |A_s| \times T / |B_s|$, momento di incastro alla testa del palo i-esimo per effetto del vincolo di rotazione impedita nella direzione y;

$$- T = \sqrt[4]{\frac{EJ}{E_{si}}}$$

$$- E_{si} = K_h \times (h_{rinterro} + h_{plinti} + 1.5\phi_{palo})$$

- A_s , B_s = coefficienti di Matlock-Reese calcolati per $z / T = 0$ (intradosso fondazione).

I valori di N, T ed M esterni considerati sono quelli ottenuti dal modello allo spiccato delle fondazioni e riportati a intradosso fondazioni applicando la ripartizione dei momenti.

In tutte le tabelle di seguito riportate le unità di misura sono i kN per sforzi normali e tagli e i kNm per i momenti.

Gli sforzi normali negativi si intendono di trazione mentre i momenti positivi seguono la regola della mano destra.

Le tensioni positive sono di compressione e quelle negative di trazione.

In base alle convenzioni sui segni su indicate, per ogni palo sono riportati i massimi e i minimi sforzi assiali e la condizione di carico N-M più gravosa in termini di massima tensione nel calcestruzzo e di minima tensione nelle armature. Per le tensioni tangenziali è stato considerato il taglio massimo T agente in sommità del palo (anche non contemporaneo ad N-M).

Si riportano di seguito le azioni ripartite sui pali:

Combo	N palo max	N palo min
RARA_1_NML_1	2708.80	1595.26
RARA_1_NML_2	2689.60	1515.52
RARA_2_NML_1	2884.86	1611.05
RARA_2_NML_2	2853.35	1480.22
FREQ_1_NML_1	2301.48	1709.41
FREQ_1_NML_2	2301.48	1709.41
FREQ_2_NML_1	2637.19	1666.88
FREQ_2_NML_2	2617.98	1587.14
Q.PERM_NML_1	2301.48	1709.41
Q.PERM_NML_2	2301.48	1709.41
SLU1_NML_1	3667.63	2142.87
SLU1_NML_2	3641.71	2035.22
SLU2_NML_1	3901.01	2168.49
SLU2_NML_2	3858.48	1991.87
SLU3_NML_1	2862.11	1544.56
SLU3_NML_2	2836.18	1436.92
SLU4_NML_1	3095.48	1570.18
SLU4_NML_2	3052.95	1393.56
SLV_NML_L1	4891.90	-779.78
SLV_NML_L2	4752.30	-886.50
SLV_NML_T1	4173.73	-61.61
SLV_NML_T2	4034.13	-168.33
SLV_NML_V1	3732.10	667.40
SLV_NML_V2	3266.76	311.66
RARA_1_MTRA_4	2627.67	1558.41

**IV03 - Ponte stradale sul fiume Rio Casazza 1
 Relazione di calcolo spalle**

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO IV0304001	REV. A	FOGLIO 68 di 91
------------------	-------------	---------------------	------------------------	-----------	--------------------

Combo	N palo max	N palo min
RARA_2_MTRA_4	2761.06	1541.09
FREQ_1_MTRA_4	2301.48	1709.41
FREQ_2_MTRA_4	2556.05	1630.03
Q.PERM_MTRA_4	2301.48	1709.41
SLU1_MTRA_4	3558.11	2093.12
SLU2_MTRA_4	3733.88	2074.03
SLU3_MTRA_4	2752.58	1494.82
SLU4_MTRA_4	2928.35	1475.73
SLV_MTRA_L1	4849.63	-761.23
SLV_MTRA_L2	4712.45	-867.96
SLV_MTRA_T1	4136.28	-47.88
SLV_MTRA_T2	3999.10	-154.61
SLV_MTRA_V1	3697.25	675.70
SLV_MTRA_V2	3239.99	319.94
RARA_1_PSCA_3	2301.48	1709.41
RARA_2_PSCA_3	2301.48	1709.41
FREQ_1_PSCA_3	2301.48	1709.41
FREQ_2_PSCA_3	2301.48	1709.41
Q.PERM_PSCA_3	2301.48	1709.41
SLU1_PSCA_3	3107.01	2307.72
SLU2_PSCA_3	3107.01	2307.72
SLU3_PSCA_3	2301.48	1709.41
SLU4_PSCA_3	2301.48	1709.41
SLV_PSCA_L1	4669.99	-686.03
SLV_PSCA_L2	4537.35	-789.97
SLV_PSCA_T1	3967.22	16.75
SLV_PSCA_T2	3834.57	-87.19
SLV_PSCA_V1	3547.29	712.68
SLV_PSCA_V2	3105.14	366.23

12 VERIFICHE STRUTTURALI PLINTO DI FONDAZIONE

Nei paragrafi seguenti si riportano le sollecitazioni e le verifiche a flessione e taglio del plinto di fondazione.

Per il dimensionamento delle armature trasversali è stata considerata una sezione resistente di larghezza pari a 3.80 m in quanto si considera la striscia di plinto relativa alla seconda fila di pali lato monte, e altezza pari all'altezza del plinto (1.80m). La porzione di plinto è stata schematizzata come un trave appoggiata in corrispondenza dell'asse dei muri andatori. Sulla trave è stato considerato il carico verticale linearmente distribuito dovuto alla terra soprastante e le azioni concentrate dovute ai pali e il momento trasmesso dai muri andatori.

Per il dimensionamento delle armature longitudinali è stato fatto riferimento alle sollecitazioni sui pali in corrispondenza della mensola di valle, schematizzata come una trave a mensola tozza incastrata in corrispondenza del paramento di valle del muro di testata.

Le verifiche sono effettuate con il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite.

Le sollecitazioni adoperate sono state ottenute con l'ausilio di un apposito foglio di calcolo.

Il momento sollecitante positivo tende le fibre inferiori.

Le tensioni di trazione sono state assunte negative mentre quelle di compressione positive, salvo diversa indicazione.

Le armature dei pali di fondazione sono state dimensionate in riferimento al palo più sollecitato.

12.1 Sintesi delle armature disposte in direzione longitudinale

In direzione longitudinale si fa riferimento alla mensola lato valle che dalle dimensioni rilevate risulta essere tozza. Si dispone la stessa armatura utilizzata in direzione trasversale.

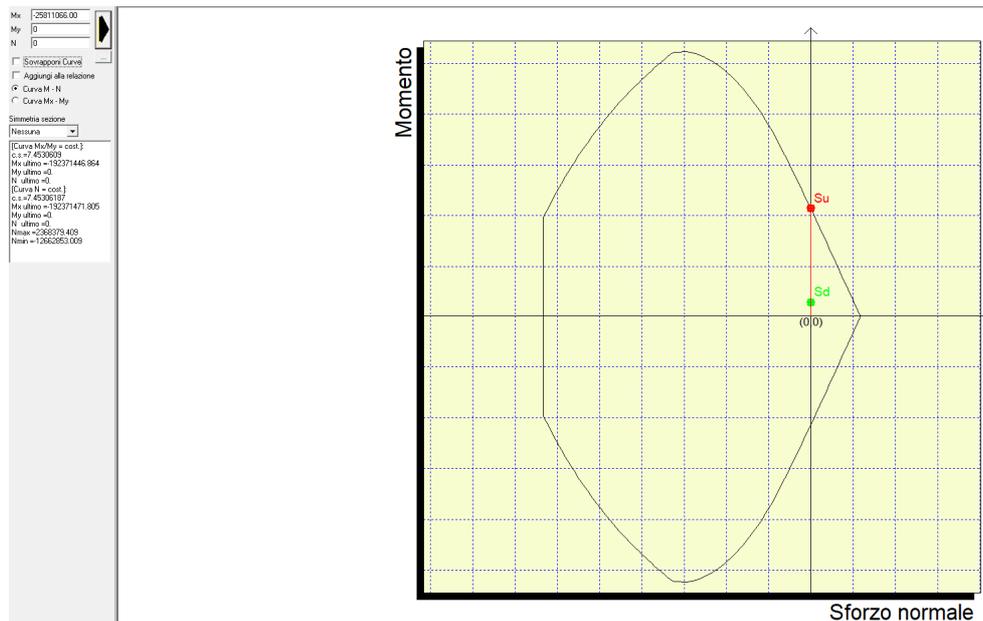
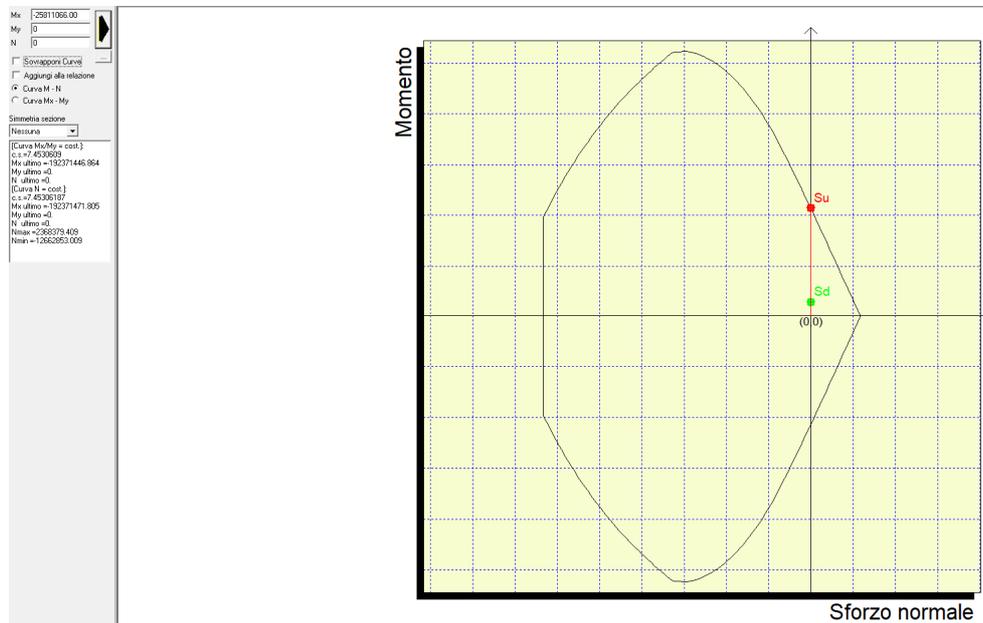
12.2 Sintesi delle armature disposte in direzione trasversale

	Φ	passo	As,ed	As	As,tot	As,min	Verifica As,min	Verifica As,ed
	mm	mm	mm ²	mm ²	mm ²	mm ²		
Intradosso	26	100	4258.61	20175.31	30262.96	21280.00	Verificato	Verificato
Intradosso	26	200		10087.65				
Estradosso	26	100	4258.61	20175.31	30262.96	21280.00	Verificato	Verificato
Estradosso	26	200		10087.65				

12.2.1 Verifiche SLV in direzione trasversale

12.2.1.1 Verifica a pressoflessione

	N (kN)	V (kN)	Mtrasv (kNm)	Mlong (kNm)	cs
SLV	0	0	0	2581	7.45



IV03 - Ponte stradale sul fiume Rio Casazza 1
Relazione di calcolo spalle

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO IV0304001	REV. A	FOGLIO 72 di 91
------------------	-------------	---------------------	------------------------	-----------	--------------------

12.2.1.1 Verifica a taglio

$V_{Ed} = T_{SLU}$	1881	kN
	1881430	N

R_{ck}	40	MPa
f_{ck}	33.20	MPa

H sezione	1800	mm
c netto	79	mm
\emptyset staffa	26	mm
\emptyset arm tesa	26	mm
d	1682	mm

k	1.34	
---	------	--

b_w	3800	mm
A_{sl}	30263	mm ²
r_l	0.0047	

N_{Ed}	0	kN
	0	N
A_c	6840000	mm ²
S_{cp}	0.00	MPa

f_{cd}	18.81	MPa
----------	-------	-----

g_c	1.50	
$C_{Rd,c}$	0.12	

V_{min}	0.31	
-----------	------	--

$V_{Rd,c}$	2583871	N
$V_{Rd,c \min}$	2010234	N

$V_{Rd,c \text{ effettivo}}$	2583871	N
------------------------------	---------	---

Verifica	OK
tasso di lavoro	0.73
c.s.	1.37

12.2.2 Verifiche SLV in direzione longitudinale

In direzione longitudinale si considera la mensola lato valle, che date le dimensioni ($L=1.50\text{m}$ e $H=1.80\text{m}$) non può essere considerata come mensola snella. Si studia il caso in esame con la teoria della mensola tozza:

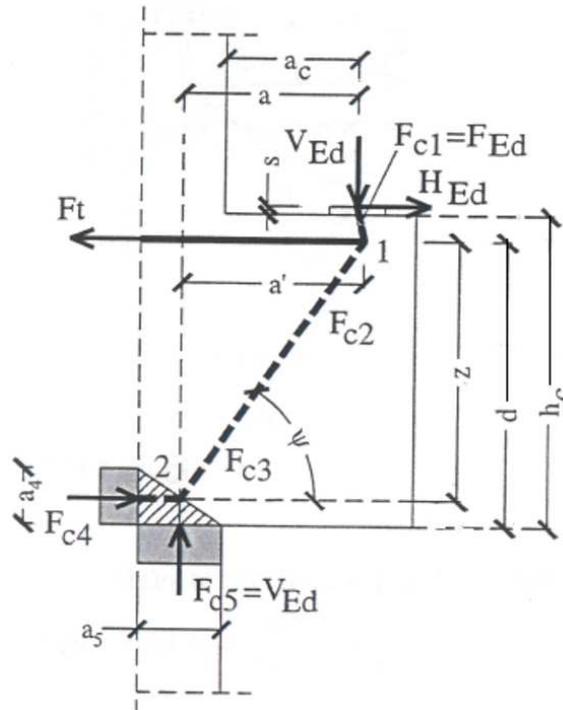


Figura 8 – Schema di calcolo della forza di trazione nell'armatura principale

Lo schema mostrato in Figura 8 (estrapolato dal libro “Progetto Delle Strutture In Calcestruzzo Armato” – Angotti F.) si considera capovolto ove V_{Ed} è lo sforzo N massimo proveniente dal palo più caricato (decurtato del peso del plinto).

Tramite considerazioni legate all'equilibrio alla traslazione e alla rotazione intorno al nodo 2 si effettua il dimensionamento delle armature della mensola tozza e con essa del plinto in direzione longitudinale, inoltre si verifica la resistenza del puntone di cls compresso.

Azione		
Ved SLU	4396.9	kN

IV03 - Ponte stradale sul fiume Rio Casazza 1
Relazione di calcolo spalle

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO IV0304001	REV. A	FOGLIO 74 di 91
------------------	-------------	---------------------	------------------------	-----------	--------------------

Dimensioni mensola		
hc	1.8	m
b	3.6	m
copriferro netto	0.04	m
ac	0.3	m
d	1.747	m

Dimensioni piastra (sez palo)		
d	1.2	m
A	1.13	m ²

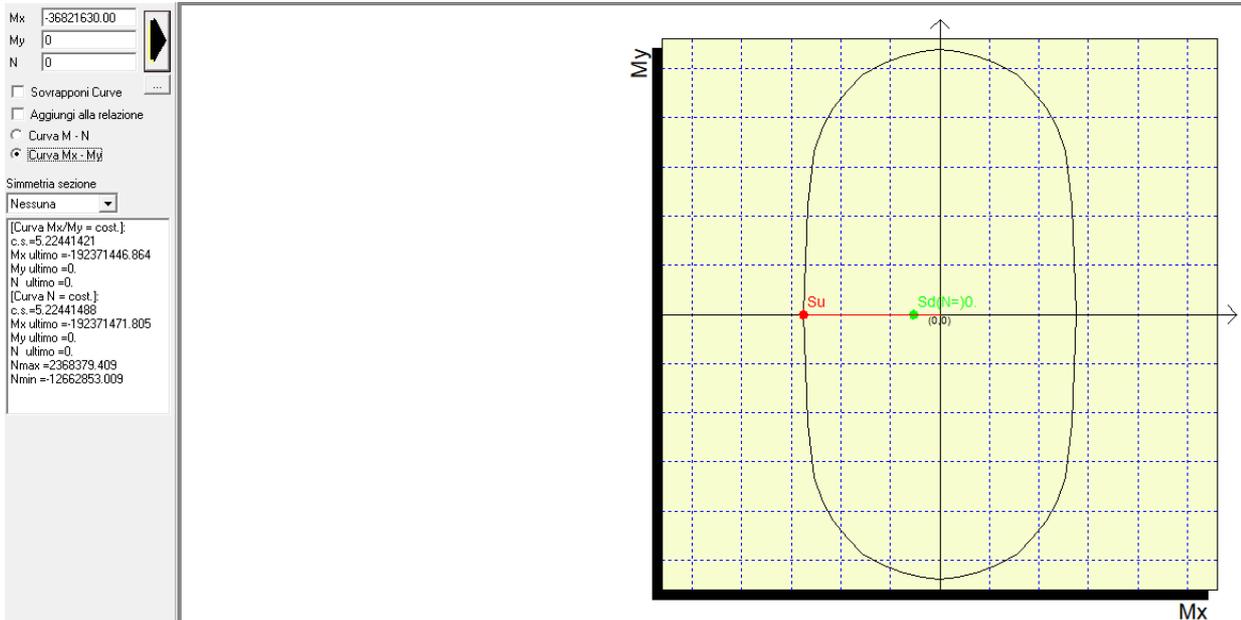
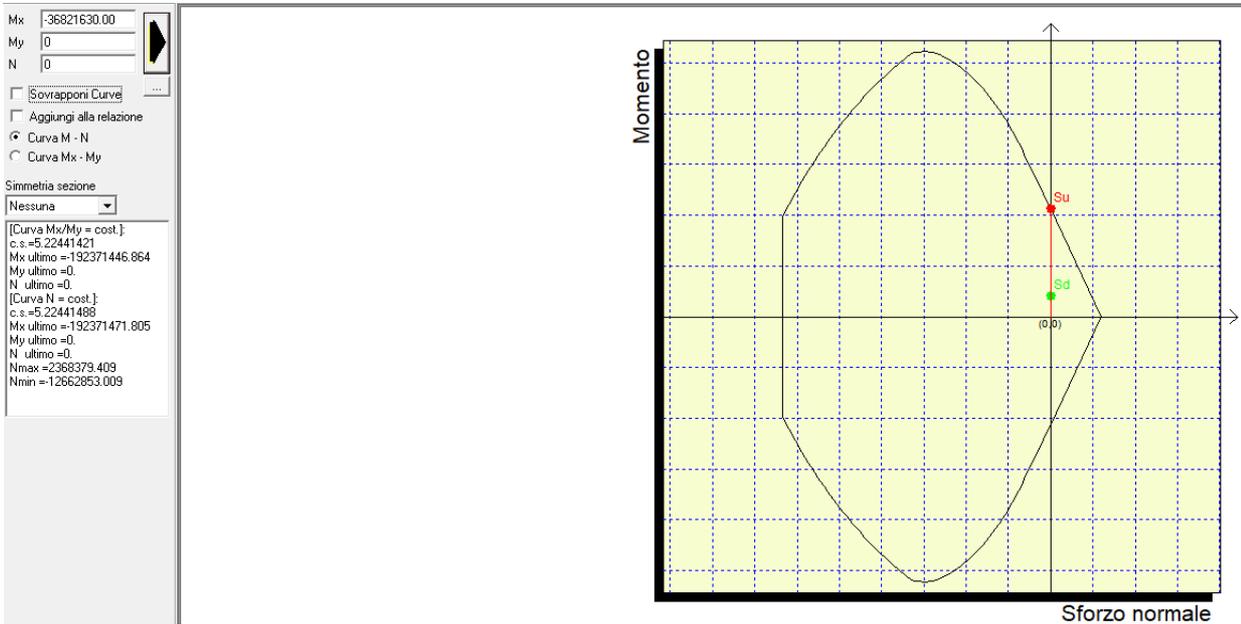
AICAP pag283 se $ac \leq hc/2$																											
Verifica meccanismo	$ac \leq hc/2$	Si																									
z	1.398	m	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Armatura orizzontale estradosso</th> </tr> <tr> <th>Φ</th> <th>n</th> <th>As (mm²)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>26</td> <td>36</td> <td>19113.45</td> </tr> <tr> <td>26</td> <td>18</td> <td>9556.725</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>0</td> </tr> <tr> <td colspan="2">As tot (mm²)</td> <td>28670.17</td> </tr> </tbody> </table>	Armatura orizzontale estradosso			Φ	n	As (mm ²)	26	36	19113.45	26	18	9556.725			0	As tot (mm ²)		28670.17						
Armatura orizzontale estradosso																											
Φ	n	As (mm ²)																									
26	36	19113.45																									
26	18	9556.725																									
		0																									
As tot (mm ²)		28670.17																									
v'	0.87	Mpa																									
σ_{1Rdmax}	15.81	Mpa		(6.60 EC2)																							
σ_{2Rdmax}	13.44	Mpa		(6.61 EC2)																							
a ₅	0.08	m																									
a	0.34	m																									
Ft	1065.31	kN																									
As estradosso	2722.47	mm ²																									
Verifica ferri estradosso	Si																										
Fwd	1084.35	kN	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">Armatura orizzontale intermedia</th> </tr> <tr> <th>Φ</th> <th>n</th> <th>n bracci</th> <th>As (mm²)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>26</td> <td>18</td> <td>1</td> <td>9556.72</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td>0</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td>0</td> </tr> <tr> <td colspan="3">As tot (mm²)</td> <td>9556.72</td> </tr> </tbody> </table>	Armatura orizzontale intermedia				Φ	n	n bracci	As (mm ²)	26	18	1	9556.72				0				0	As tot (mm ²)			9556.72
Armatura orizzontale intermedia																											
Φ	n	n bracci		As (mm ²)																							
26	18	1		9556.72																							
			0																								
			0																								
As tot (mm ²)			9556.72																								
As ferri intermedi	2771.10	mm ²																									
Verifica staffe oriz	Si																										
a ₄ /2	0.35	m																									
σ_2	0.42	Mpa	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Limitazione armatura</th> </tr> <tr> <th>As staffe > 0.25 As</th> <th>Si</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>Si</td> </tr> </tbody> </table>	Limitazione armatura		As staffe > 0.25 As	Si		Si																		
Limitazione armatura																											
As staffe > 0.25 As	Si																										
	Si																										
Verifica nodo 2	Si		0.03																								
σ_1	3.888	Mpa	0.29																								
Verifica nodo 1	Si																										

La verifica risulta soddisfatta.

12.2.3 Verifiche SLU in direzione trasversale

12.2.3.1 Verifica a pressoflessione

	N (kN)	V (kN)	Mtrasv (kNm)	Mlong (kNm)	cs
SLU	0	0	0	3682	5.22



IV03 - Ponte stradale sul fiume Rio Casazza 1
Relazione di calcolo spalle

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO IV0304001	REV. A	FOGLIO 76 di 91
------------------	-------------	---------------------	------------------------	-----------	--------------------

12.2.3.2 Verifica a taglio

$V_{Ed} = T_{SLU}$	2787	kN
	2786820	N

R_{ck}	40	MPa
f_{ck}	33.20	MPa

H sezione	1800	mm
c netto	79	mm
\emptyset staffa	26	mm
\emptyset arm tesa	26	mm
d	1682	mm

k	1.34	
---	------	--

b_w	3800	mm
A_{sl}	30263	mm ²
r_l	0.0047	

N_{Ed}	0	kN
	0	N
A_c	6840000	mm ²
S_{cp}	0.00	MPa

f_{cd}	18.81	MPa
----------	-------	-----

g_c	1.50	
$C_{Rd,c}$	0.12	

V_{min}	0.31	
-----------	------	--

$V_{Rd,c}$	2583871	N
$V_{Rd,c \min}$	2010234	N

$V_{Rd,c \text{ effettivo}}$	2583871	N
------------------------------	---------	---

Verifica	NO
tasso di lavoro	1.08
c.s.	0.93

IV03 - Ponte stradale sul fiume Rio Casazza 1
Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	IV0304001	A	77 di 91

E' necessario predisporre adeguata armatura a taglio.

$V_{Ed} = T_{SLU}$	2787	kN
	2786820	N

A_{sw}	3769.91	mm ²
s	300	mm

f_{ywd}	391.30	MPa
-----------	--------	-----

cot θ	1	
--------------	---	--

α_c	1	
------------	---	--

$z = 0.9d$	1548.9	mm
------------	--------	----

v	0.52032	
---	---------	--

$V_{Rd,s}$	7616367.957	N
$V_{Rd,s \max}$	28808009.44	N

$V_{Rd,c \text{ effettivo}}$	7616367.957	N
------------------------------	-------------	---

Verifica	OK	
tasso di lavoro	0.37	
c.s.	2.73	

Si dispongono $\varnothing 20/30$ a 12 bracci, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

12.2.1 Verifiche SLU in direzione longitudinale

Azione		
Ved SLU	3406.01	kN

Dimensioni mensola		
hc	1.8	m
b	3.6	m
copriferro netto	0.04	m
ac	0.3	m
d	1.747	m

Dimensioni piastra (sez palo)		
d	1.2	m
A	1.13	m ²

IV03 - Ponte stradale sul fiume Rio Casazza 1
 Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	IV0304001	A	79 di 91

AICAP se $ac \leq hc/2$			
Verifica meccanismo	$ac \leq hc/2$	Si	
z	1.398	m	(6.60 EC2)
v'	0.87	Mpa	
σ_{1Rdmax}	15.81	Mpa	
σ_{2Rdmax}	13.44	Mpa	
a5	0.06	m	
a	0.33	m	
Ft	804.02	kN	
As estradosso	2054.72	mm2	
Verifica ferri estradosso	Si		
Fwd	830.27	kN	
As ferri intermedi	2121.80	mm2	
Verifica staffe oriz	Si		
a ₄ /2	0.35	m	
σ_2	0.32	Mpa	0.19
Verifica nodo 2	Si		
σ_1	2.510	Mpa	0.19
Verifica nodo 1	Si		

Armatura orizzontale estradosso			
Φ	n	As (mm2)	
26	18	9556.72	
		0	
		0	
As tot (mm2)		9556.72	

Armatura orizzontale intermedia			
Φ	n	n bracci	As (mm2)
22	18	1	6842.39
			0
			0
As tot (mm2)			6842.39

Limitazione armatura	
As staffe > 0.25 As	Si

La verifica risulta soddisfatta.

IV03 - Ponte stradale sul fiume Rio Casazza 1
 Relazione di calcolo spalle

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO IV0304001	REV. A	FOGLIO 80 di 91
------------------	-------------	---------------------	------------------------	-----------	--------------------

12.2.2 Verifiche SLE in direzione trasversale

12.2.2.1 Sollecitazioni per le verifiche

	N (kN)	Mlong	Mtrasv
Comb rara	0.00	2364.13	0.00
Comb frequente	0.00	1933.36	0.00
Comb quasi perm	0.00	1340.85	0.00

12.2.2.1 Verifica stato limite di fessurazione

	σ_t max	σ_{cls} -		Verifica	c.s.
Comb frequente	-2.58	-0.71	N/mm ²	Verifica soddisfatta	3.64
Comb quasi perm		-0.49	N/mm ²	Verifica soddisfatta	5.27

12.2.2.2 Verifica massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio

	σ_c max	σ_c Mmax		Verifica	c.s.
Comb rara	19.92	1.22	N/mm ²	Verifica soddisfatta	16.33
Comb quasi perm	14.94	0.69	N/mm ²	Verifica soddisfatta	21.65

	σ_s max	σ_s		Verifica	c.s.
Comb rara	-360	-50.17	N/mm ²	Verifica soddisfatta	7.18

12.2.3 Verifiche SLE in direzione longitudinale

12.2.3.1 Sollecitazioni per le verifiche

	N (kN)	Mlong	Mtrasv
Comb rara	0.00	3584.78	0.00
Comb frequente	0.00	3213.28	0.00
Comb quasi perm	0.00	2709.73	0.00

12.2.3.2 Verifica stato limite di fessurazione

	σ_t max	σ_{cls-}		Verifica	c.s.
Comb frequente	-2.58	-1.25	N/mm ²	Verifica soddisfatta	2.07
Comb quasi perm		-1.06	N/mm ²	Verifica soddisfatta	2.44

12.2.3.3 Verifica massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio

	σ_c max	σ_c Mmax		Verifica	c.s.
Comb rara	19.92	1.95	N/mm ²	Verifica soddisfatta	10.22
Comb quasi perm	14.94	1.47	N/mm ²	Verifica soddisfatta	10.16

	σ_s max	σ_s		Verifica	c.s.
Comb rara	-360	-80.2	N/mm ²	Verifica soddisfatta	4.49

13 VERIFICHE STRUTTURALI PALI DI FONDAZIONE

Le armature dei pali di fondazione sono state dimensionate in riferimento al palo più sollecitato.

13.1.1 Massime e minime sollecitazioni sul singolo palo

Di seguito si riportano la massima compressione (valori negativi) e trazione (valori positivi) per tutte le combinazioni, sul palo più sollecitato :

			Mx (long)	My (trasv)	N max	N min
			kNm	kNm	kN	kN
SLU	max	SLU2_NML_1	-1123	100	3901	2168
	max	SLU1_NML_1	-1072	115	3668	2143
	min	SLU3_PSCA_3	-734	0	2301	1709
	min	SLU1_PSCA_3	-992	0	3107	2308
SLV	max	SLV_NML_L1	-2541	299	4892	-780
	max	SLV_NML_T1	-1290	978	4174	-62
	min	SLV_PSCA_T1	-1257	940	3967	17
	min	SLV_PSCA_L1	-2477	282	4670	-686
SLE frequente	max	FREQ_2_NML_1	-794	31	2637	1667
	max	FREQ_2_NML_1	-794	31	2637	1667
	min	FREQ_1_NML_1	-734	0	2301	1709
	min	FREQ_1_NML_1	-734	0	2301	1709
SLE q. permanente	max	Q.PERM_NML_1	-734	0	2301	1709
	max	Q.PERM_NML_1	-734	0	2301	1709
	min	Q.PERM_NML_1	-734	0	2301	1709
	min	Q.PERM_NML_1	-734	0	2301	1709
SLE rara	max	RARA_2_NML_1	-832	71	2885	1611
	max	RARA_1_NML_1	-794	80	2709	1595
	min	RARA_1_PSCA_3	-734	0	2301	1709
	min	RARA_1_PSCA_3	-734	0	2301	1709

			Tx (trasv)	Ty (long)
			kN	kN
SLU	max	SLU1_NML_1	508	-4729
	max	SLU2_NML_1	442	-4955
	min	SLU1_PSCA_3	0	-4375
	min	SLU3_PSCA_3	0	-3241
SLV	max	SLV_NML_T1	4316	-5693
	max	SLV_NML_L1	1321	-11213
	min	SLV_PSCA_L1	1244	-10933
	min	SLV_PSCA_T1	4147	-5549

13.1.2 Dimensionamento delle armature

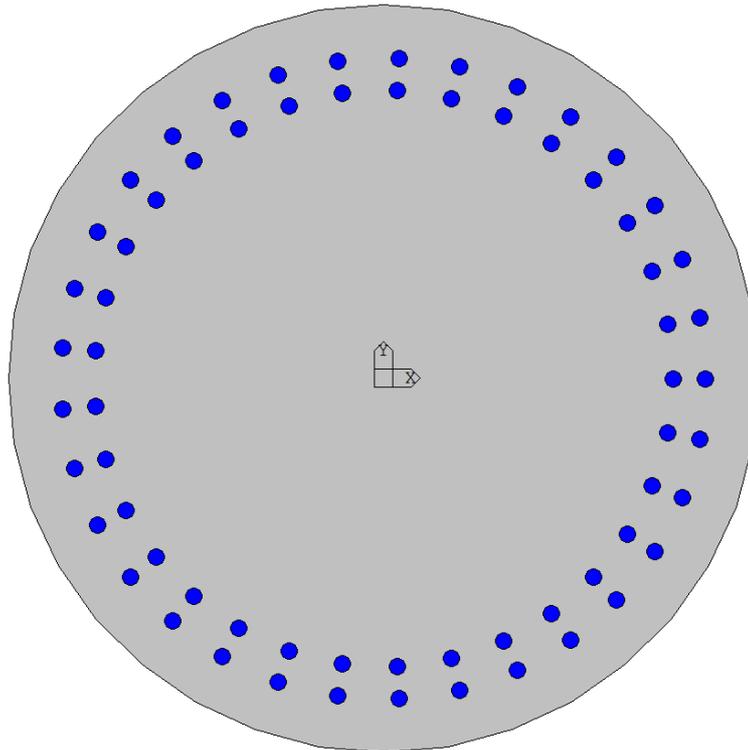
Caratteristiche del palo		
Diametro	1.2	m
Area	1.13	m
Perimetro	3.77	m
Profondità infissione	2.8	m
n pali	12	

∅ palo	1200	mm
Area palo	1130973	mm ²
As, min	3393	mm ²
As, max	45239	mm ²

∅	26	mm
n	32	
strati	2	
As	33979	mm ²
	3.0%	ok

13.1.3 Verifica a pressoflessione

Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione sia per le combinazioni SLU che per le combinazioni SLV:



	Mx	My	N	c.s.	c.s. (N=cost)	
SLU2_NML	11229608.7590741	-1001711.56026556	-216848.786840029	4.587711	4.712879	
SLU1_NML	10716301.8693364	-1150198.14619366	-214286.692006976	4.76533	4.928318	
SLU3_PSC/	7344579.62816624		0	-170941.260613236	6.708593	7.1745
SLU1_PSC/	9915182.49802443		0	-230771.520508653	4.969322	5.39482
SLV_NML_I	25411090.4876312	-2993219.24155401	77978.0414089923	1.826786	1.880092	
SLV_NML	12900843.757522	-9781559.20402667	6160.7488209631	3.05121	3.067401	
SLV_PSCA	12573630.235786	-9397890.73410995	-1674.5165678529	3.180069	3.175241	
SLV_PSCA	24774748.3202321	-2819367.22023298	68603.122495195	1.886116	1.936809	

Il minimo coefficiente di sicurezza è pari a 1.88, la verifica risulta soddisfatta.

IV03 - Ponte stradale sul fiume Rio Casazza 1
 Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	IV0304001	A	85 di 91

13.1.3.1 Verifica a taglio

$V_{Ed} = T_{SLV}$	940.91	kN
	940913.52	N

R_{ck}	30	MPa
f_{ck}	24.90	MPa
f_{ctm}	2.56	MPa

\varnothing palo	1200.00	mm
Area palo	1130973.36	mm ²
Lato quadrato equivalente	1063.47	mm

c netto	60	mm
\varnothing staffa	12	mm
\varnothing arm tesa	3235.84	mm
d	927.86	mm

k	1.46
---	------

b_w	1063.47	mm
A_{sl}	16989.73	mm ²
ρ_l	0.017	

N_{Ed}	0.00	kN
	0.00	N
A_c	1130973.36	mm ²
σ_{cp}	0.00	MPa

f_{cd}	14.11	MPa
----------	-------	-----

γ_c	1.50
$C_{Rd,c}$	0.12

v_{min}	0.31
-----------	------

IV03 - Ponte stradale sul fiume Rio Casazza 1
Relazione di calcolo spalle

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO IV0304001	REV. A	FOGLIO 86 di 91
------------------	-------------	---------------------	------------------------	-----------	--------------------

$V_{Rd,c}$	606835.45	N
$V_{Rd,c \min}$	305358.01	N

$V_{Rd,c \text{ effettivo}}$	606835.45	N
------------------------------	-----------	---

Verifica	NO	>1.3
coefficiente	0.64	

E' necessario predisporre adeguata armatura a taglio:

$V_{Ed} = T_{SLV}$	940.91	kN
	940913.52	N

\emptyset staffa	14	mm
n bracci	3.00	-
A_{sw}	462	mm ²
s	100.00	mm

f_{ywd}	391.30	MPa
-----------	--------	-----

cot θ	1.00
--------------	------

α_c	1.00
------------	------

$z = 0.9d$	835.07	mm
------------	--------	----

v	0.54
---	------

$V_{Rd,s}$	1509043.07	N
$V_{Rd,s \max}$	3384811.76	N

$V_{Rd,c \text{ effettivo}}$	1509043.07	N
------------------------------	------------	---

Verifica	OK	>1.3
coefficiente	1.60	

**IV03 - Ponte stradale sul fiume Rio Casazza 1
Relazione di calcolo spalle**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	IV0304001	A	87 di 91

Si dispongono due spille centrali a croce e staffe circolari $\phi 14/10$ (si considerano effettivamente resistenti a taglio 3 bracci di armatura).

La verifica risulta soddisfatta.

13.1.4 Verifiche SLE

13.1.4.1 Sollecitazioni per le verifiche

Per le sollecitazioni utilizzate per le verifiche si rimanda al paragrafo 13.1.1.

13.1.4.1 Verifica stato limite di fessurazione

fck	24.9	N/mm ²
fctm	2.56	N/mm ²
fyk	450	N/mm ²

	σ max	σ	Verifica	
Comb frequente	-2.13	-1.79	N/mm ²	Verifica soddisfatta
		-1.79	N/mm ²	Verifica soddisfatta
		-1.56	N/mm ²	Verifica soddisfatta
		-1.56	N/mm ²	Verifica soddisfatta
Comb quasi perm	-2.13	-1.56	N/mm ²	Verifica soddisfatta
		-1.56	N/mm ²	Verifica soddisfatta
		-1.56	N/mm ²	Verifica soddisfatta
		-1.56	N/mm ²	Verifica soddisfatta

13.1.4.2 Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio

	σ max	σ Mmax	σ Mmax	Verifica
Comb rara	14.94	4.41	N/mm ²	Verifica soddisfatta
		4.23	N/mm ²	Verifica soddisfatta
		3.96	N/mm ²	Verifica soddisfatta
		3.96	N/mm ²	Verifica soddisfatta
Comb quasi perm	11.205	3.96	N/mm ²	Verifica soddisfatta
		3.96	N/mm ²	Verifica soddisfatta
		3.96	N/mm ²	Verifica soddisfatta
		3.96	N/mm ²	Verifica soddisfatta

IV03 - Ponte stradale sul fiume Rio Casazza 1
Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	IV0304001	A	89 di 91

	$\sigma_s \text{ max}$	σ_s		Verifica
Comb rara	360	-39.45	N/mm ²	Verifica soddisfatta
		-36.42	N/mm ²	Verifica soddisfatta
		-28.27	N/mm ²	Verifica soddisfatta
		-28.27	N/mm ²	Verifica soddisfatta