

## AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

### POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

## PROGETTO DEFINITIVO

### TANGENZIALE NORD E SUD

60T- VIADOTTO RAMPA INTER. A13 TANG. NORD 8+488

### AMPLIAMENTO NORD

### RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE ESISTENTI

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Umberto Mele  
Ord. Ingg. Milano n.18641  
RESPONSABILE STRUTTURE

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Raffaele Rinaldesi  
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi  
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

#### CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				ORDINATORE
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	--
111465	0000	PD	A2	O01	ST06N	SFD00	R	S T R	0623	2	SCALA -

 <small>gruppo Atlantia</small>	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068						n.	data
							0	DICEMBRE 2017
							1	SETTEMBRE 2019
							2	SETTEMBRE 2020
REDATTO:		VERIFICATO:				3	-	
						4	-	

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO  
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



**Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti**  
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE  
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

## Sommario

<b>1</b>	<b>GENERALITA'</b> .....	<b>3</b>
1.1	OGGETTO E SCOPO .....	3
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	6
1.3	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....	6
1.4	INQUADRAMENTO SISMICO .....	7
<b>2</b>	<b>STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI</b> .....	<b>10</b>
<b>3</b>	<b>MATERIALI</b> .....	<b>11</b>
3.1	CARATTERISTICHE DELLE STRUTTURE DELL'ALLARGAMENTO .....	11
3.1.1	Calcestruzzo .....	11
3.1.2	Acciaio in barre .....	13
3.2	CARATTERISTICHE STRUTTURE ESISTENTI .....	14
3.2.1	Premessa .....	14
3.2.2	Risultati delle indagini .....	15
3.2.3	Resistenza di progetto .....	17
<b>4</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b> .....	<b>22</b>
4.1	PESO PROPRIO IMPALCATO E CARICHI PERMANENTI .....	22
4.2	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO .....	23
4.3	AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE ( $Q_3$ ) .....	25
4.4	AZIONE CENTRIFUGA ( $Q_4$ ) .....	25
4.5	AZIONE DEL VENTO ( $Q_5$ ) .....	26
4.5.1	Definizione .....	26
4.5.2	Analisi .....	28
4.5.3	Ponte scarico .....	29
4.5.4	Ponte carico .....	30
4.6	VARIAZIONE TERMICA ( $\epsilon_3$ ) .....	31
<b>5</b>	<b>COMBINAZIONE DEI CARICHI</b> .....	<b>32</b>
<b>6</b>	<b>VERIFICA PILE ESISTENTI</b> .....	<b>36</b>
6.1	PREMESSA .....	36
6.2	VERIFICA DEL PULVINO .....	37
6.3	VERIFICA DELLA FONDAZIONE .....	39
<b>7</b>	<b>ADEGUAMENTO SISMICO DELL'IMPALCATO</b> .....	<b>41</b>
7.1	CARICHI DI PROGETTO .....	41
7.2	CONNESSIONE SU IMPALCATO .....	44
7.3	PRESSOFLESSIONE IMPALCATO (PIANO ORIZZONTALE) .....	45
<b>8</b>	<b>VERIFICHE SPALLE ESISTENTI</b> .....	<b>46</b>
8.1	PREMESSA .....	46
8.2	ANALISI DEI CARICHI .....	47
8.2.1	Peso proprio della spalla .....	47
8.2.2	Sovraccarico variabile su rilevato .....	47
8.2.3	Spinta delle terre .....	48
8.2.4	Forze inerziali dovute al sisma .....	52
8.2.5	Carichi trasmessi dall'impalcato .....	53
8.3	AZIONI TRASMESSE NEL BARICENTRO FONDAZIONE, QUOTA INTRADOSSO .....	54
8.4	VERIFICA DEI TIRANTI PASSIVI .....	55
8.5	VERIFICA GEO .....	58

---

8.6	VERIFICHE STR.....	62
8.6.1	Verifica della fondazione.....	62
8.6.2	Verifica del muro frontale.....	65

# 1 GENERALITA'

## 1.1 OGGETTO E SCOPO

La seguente relazione di calcolo è relativa all'analisi e al dimensionamento delle sottostrutture del cavalcavia stradale interconnessione previste nell'ambito del progetto esecutivo di potenziamento in sede del sistema autostradale/tangenziale nodo di Bologna.

Il sottovia esistente è costituito da un solettone alleggerito precompresso in semplice appoggio su due campate da 20,64 m (interasse appoggi).

La larghezza trasversale della parte in allargamento è variabile da 3,75 a 4,06 m, ed è realizzato tramite la disposizione di 2 travi in c.a.p. con sezione a V a formare, a soletta completata, due sezioni a cassoncino, alte 110 cm e poste ad interasse pari a 1,96 m. La soletta superiore di completamento risulta di spessore 20,0 cm.

Le spalle di allargamento risultano definite da una ciabatta di fondazione di forma trapezoidale a raccordo con la fondazione di primo allargamento risulta pari a 7,00 x 8,34 m e spessore 1,20 m. Il paraghiaia, di spessore 30 cm, risulta di altezza 1,14 m. L'altezza massima dell'elevazione delle spalle risulta pari a  $9,00 + 1,14 = 10,14$  m.

Le fondazioni delle spalle sono caratterizzate da 9 pali di diametro 1000 mm e lunghi 10m.

Le pile di allargamento risultano definite da una ciabatta di fondazione di dimensioni 4,00 x 8,30 m e spessore 1,20 m. L'elevazione è caratterizzata da due pilastri  $\varnothing$  1,25 m ad interasse 3,30 m su cui poggia la trave, di spessore totale pari a 1,00 cm, quale pulvino di scarico delle travi dell'impalcato. Questa è connessa con la trave di sostegno dell'impalcato esistente.

Le fondazioni delle pile sono caratterizzate da 6 pali di diametro 1000 mm e lunghi 14 m.

La presente relazione riporta le analisi svolte per il dimensionamento e verifica delle spalle e delle pile in allargamento e quindi la valutazione delle sollecitazioni sulla spalla esistente secondo la definizione dei carichi definiti dalle attuali normative.

Gli apparecchi d'appoggio sono in neoprene armato in numero di uno per trave.

Di seguito si riportano le principali geometrie dell'opera. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

SEZIONE SPALLA ESISTENTE LATO FIRENZE scala 1:50

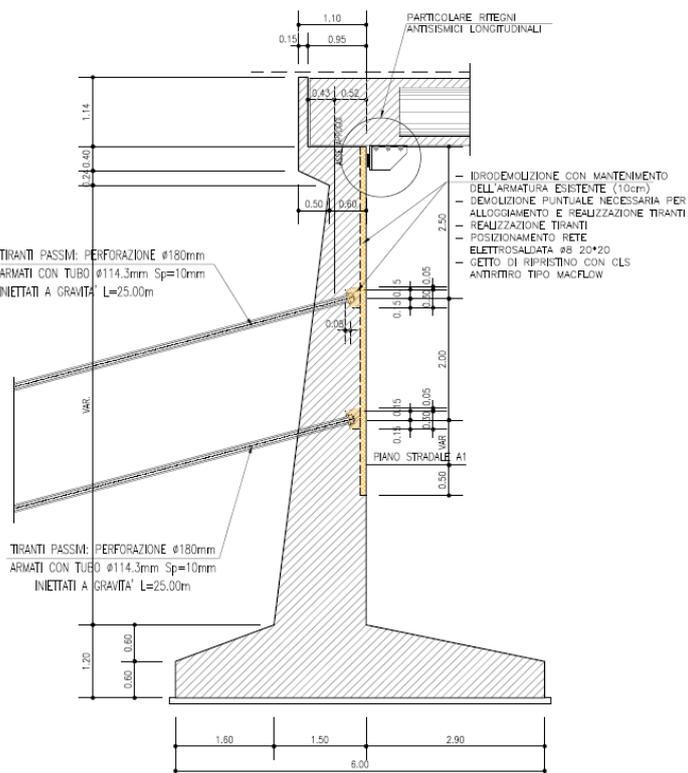


Figura 1-1: Sezione spalla esistente lato Firenze

PROSPETTO SPALLA LATO FIRENZE scala 1:100

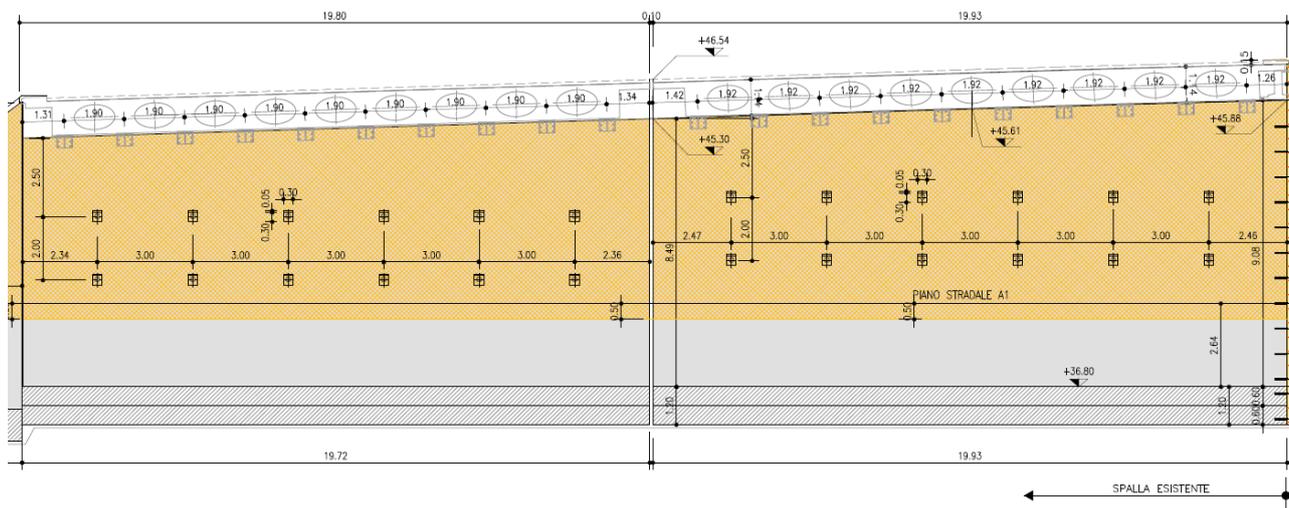


Figura 1-2: Prospetto spalla esistente lato Firenze

SEZIONE PILA scala 1:50

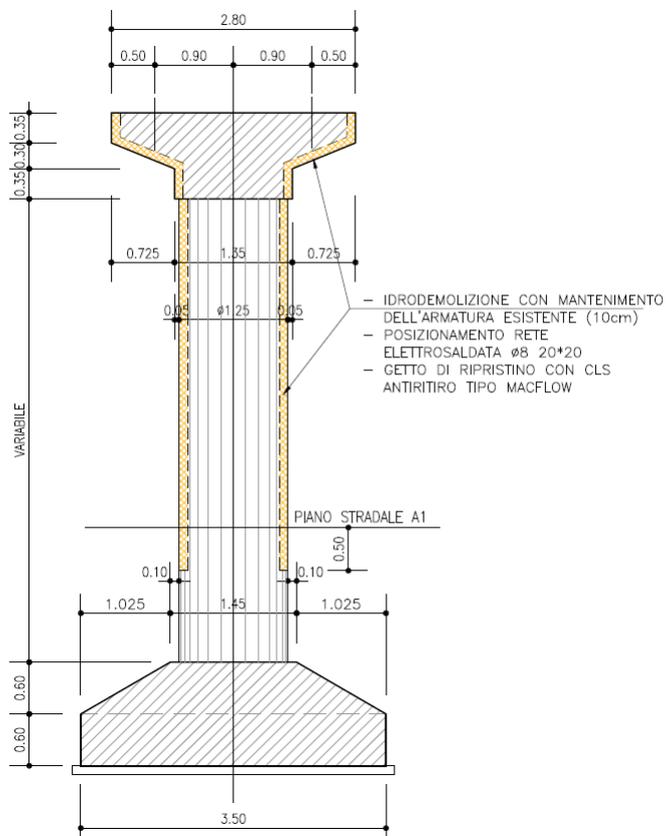


Figura 1-3: Sezione pila esistente

NUOVA STRUTTURA DI PROGETTO

SEZIONE TRASVERSALE PILA

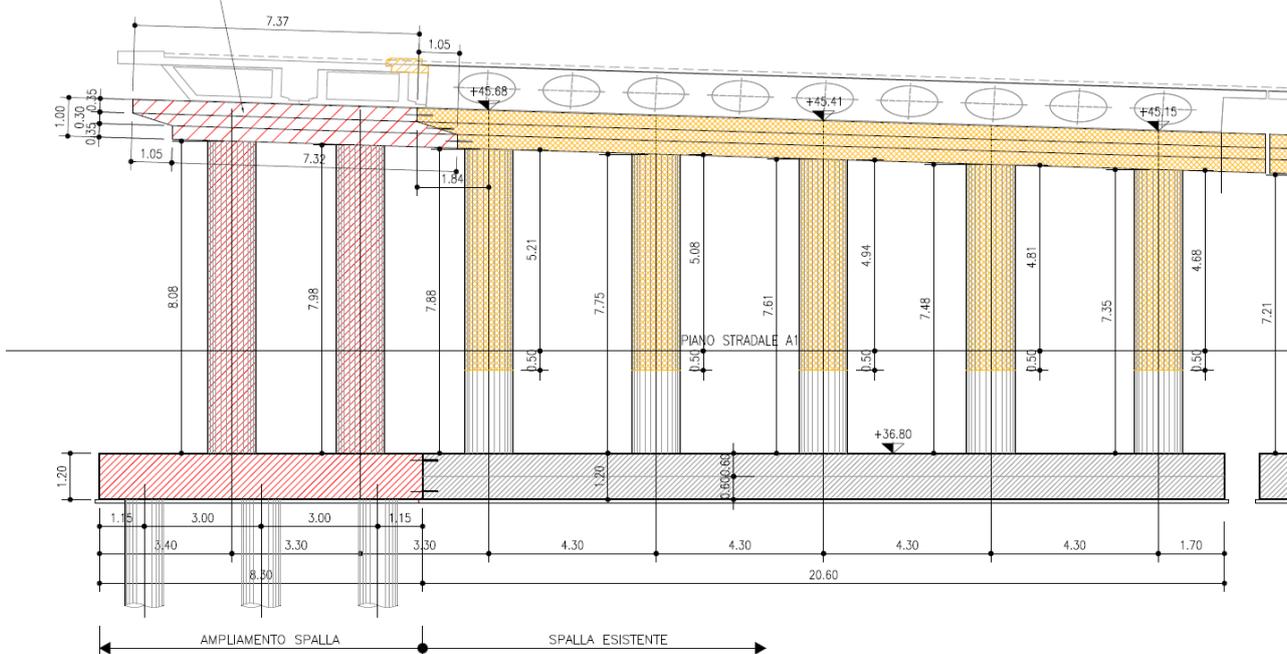


Figura 1-4: Sezione trasversale pila

## 1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi e le verifiche di seguito documentate sono state svolte nel rispetto della Normativa vigente di seguito richiamata:

- Legge 5 Novembre 1971 N° 1086 – “*Norme per la disciplina delle opere in calcestruzzo cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica*”;
- Legge 2 Febbraio 1974 n.64: “*Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche*”;
- D.M. 14/01/2008 “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” - GU n°29 del 4/2/2008 (di seguito indicata con la sigla “NTC”)
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici “*Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni"*” - Gazzetta Ufficiale del 26.02.2009 n. 47, supplemento ordinario n. 27.
- CNR DT 207/2008 “*Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni*”.
- CNR 10012/85: “*Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni*”.

Per quanto non definito dalle sopra citate norme, nella stesura dei calcoli è stata consultata anche la seguente normativa internazionale:

- UNI EN 1991-2:2003 Eurocodice 1- *Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti*
- UNI ENV 1992-1-1:2005: Eurocodice 2 – *Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.*

## 1.3 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

Le analisi riportate nel presente documento sono svolte facendo riferimento alla documentazione di progetto di seguito elencata:

- 111452-0002-PD-A2-OPM-SP60N-SFD00-R-STR0624 "relazione di calcolo impalcato"

## 1.4 INQUADRAMENTO SISMICO

La pericolosità sismica di base è stata definita sulla base delle coordinate geografiche del sito di realizzazione dell'opera:

Longitudine: 11.2882°

Latitudine: 44.5239°

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

Classe d'uso: IV

Coefficiente d'uso  $C_u$ : 2.0

Vita nominale  $V_N$ : 50anni

Categoria di suolo: C

Condizione topografica: T1

Fattore di struttura  $q$ : 1.0

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:  LATITUDINE:

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

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

Valori di progetto

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

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

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

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

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Rispostasismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info  $S_S = 1.395$   $C_C = 1.545$  info

Categoria topografica **T1** info  $h/H = 0.000$   $S_T = 1.000$  info  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topogr./afico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%)   $\eta = 1.000$  info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q_0$   Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore  $q$    $\eta = 1.000$  info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.209 g
$F_o$	2.434
$T_C^*$	0.310 s
$S_S$	1.395
$C_C$	1.545
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_{nv}$	0.129 g
$S_S$	1.000
$S_T$	1.000
$q$	1.000
$T_B$	0.050 s
$T_C$	0.150 s
$T_D$	1.000 s

**Parametri dipendenti**

$S$	1.395
$\eta$	1.000
$T_B$	0.160 s
$T_C$	0.479 s
$T_D$	2.436 s

**Parametri dipendenti**

$F_v$	1.502
$S$	1.000
$\eta$	1.000

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

I parametri sismici nel caso in esame sono:

STATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0.070	2.490	0.275
SLD	101	0.086	2.482	0.285
SLV	949	0.209	2.434	0.310
SLC	1950	0.263	2.447	0.316

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito è pari a:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 1.395 \cdot 1 \cdot 0.209g = 0.292g$$

## 2 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Ai fini dei calcoli e delle verifiche oggetto del presente documento, di seguito si riportano i dati e i parametri geotecnici di progetto per il materiale di riempimento a tergo delle spalle cui è associato il calcolo delle spinte sui manufatti.

sigla sond. / pozz. / prova	campagna indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
S32	1984	8+470	39.50	12.00	-
PB1	2016	8+450	39.30	35.00	C(35)-TA(32)

C (...) = cella piezometrica Casagrande (profondità cella);  
TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante).  
CH = tubo per misure Cross-hole

Tabella 1 Indagini geognostiche di riferimento

Quota p.c. (m s.l.m.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	Z <sub>w</sub> (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
39.50	0.0 ÷ 2.50	Limo argilloso	A	\	Tabella IV
	2.50 ÷ 30	Ghiaia e sabbia	B	\	Tabella V

Tabella 2 Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

Descrizione	$\gamma$	$c'$	$\phi$	$E'$	$\sigma'_{pre}$	CR	RR	$C_v$	$C_u$	$E_u$
	(KN/m <sup>3</sup> )	(KPa)	(°)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)	m/sec <sup>2</sup>	(KPa)	(MPa)
Limo argilloso	19	0	26	5	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	50 +3.3 z	20
Ghiaia-sabbia	20	0	38	50	---	---	---	---	---	---

$\gamma$  = peso di volume del terreno  
 $c'$  = coesione efficace  
 $\phi'$  = angolo di resistenza al taglio  
 $E'$  = modulo di elasticità  
 $\sigma'_{pre}$  = tensione di preconsolidazione

CR = angolo di resistenza al taglio  
RR = modulo di elasticità  
 $C_v$  = coeff. di consolidazione verticale  
 $C_u$  = coesione non drenata  
 $E_u$  = mod. di elasticità in condiz. non drenate

Tabella 3 Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A) - Ghiaia e sabbia (B)

## 3 MATERIALI

### 3.1 CARATTERISTICHE DELLE STRUTTURE DELL'ALLARGAMENTO

#### 3.1.1 Calcestruzzo

I materiali per le strutture in cemento armato sono in accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2008 – D.M. 14/01/2008), UNI EN 206:2006 e UNI 11104:2004 “Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale”.

Il calcestruzzo ha le seguenti caratteristiche generali:

Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,2$
Coefficiente di espansione termica	$\alpha = 1,00 \times 10^{-5} 1/^\circ\text{C}$
Peso specifico (compresa l'armatura)	$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Di seguito sono elencate le caratteristiche specifiche del calcestruzzo per i diversi tipi di impiego.

#### Calcestruzzo per pali di fondazione

Classe di resistenza		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	30.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	24.90	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione	$f_{cm}$	32.90	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	$f_{cd}$	14.11	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm}$	2.56	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	1.79	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	3.33	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm}$	3.07	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di progetto	$f_{ctd}$	1.19	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	$f_{bk}$	4.03	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cls di calcolo	$f_{bd}$	2.69	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	$E_{cm}$	31447.2	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	$\sigma_c$	14.94	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	$\sigma_c$	11.21	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		XC2	
Classe di consistenza		S4	
Copriferro netto	$c$	60	mm

Calcestruzzo per fondazione

Classe di resistenza		C28/35	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	35.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	29.05	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione	$f_{cm}$	37.05	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	$f_{cd}$	16.46	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm}$	2.83	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	1.98	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	3.69	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm}$	3.40	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di progetto	$f_{ctd}$	1.32	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	$f_{bk}$	4.47	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cls di calcolo	$f_{bd}$	2.98	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	$E_{cm}$	32588.1	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	$\sigma_c$	17.43	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	$\sigma_c$	13.07	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		XC2	
Classe di consistenza		S4	
Copriferro netto	$c$	40	mm

Calcestruzzo per elevazioni

Classe di resistenza		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	40.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	33.20	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione	$f_{cm}$	41.20	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	$f_{cd}$	18.81	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm}$	3.10	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2.17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	4.03	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm}$	3.72	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di progetto	$f_{ctd}$	1.45	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	$f_{bk}$	4.88	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cls di calcolo	$f_{bd}$	3.25	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	$E_{cm}$	33642.8	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	$\sigma_c$	19.92	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	$\sigma_c$	14.94	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		XF2	
Classe di consistenza		S4	
Copriferro netto	$c$	35	mm

### 3.1.2 Acciaio in barre

L'acciaio ha le seguenti caratteristiche generali:

Modulo elastico	$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$
Coefficiente di espansione termica	$\alpha = 1,20 \times 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$
Peso specifico	$\rho = 78,50 \text{ kN/m}^3$

Di seguito sono elencate le caratteristiche dell'acciaio per armatura lenta sono:

Classe di acciaio	B450		
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	540	$\text{N/mm}^2$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	450	$\text{N/mm}^2$
Resistenza di progetto	$f_{yd}$	391.3	$\text{N/mm}^2$
Sovra-resistenza	$f_{tk} / f_{yk}$	$\geq 1.15$	-
Modulo di elasticità	$E_s$	210000	$\text{N/mm}^2$

## 3.2 CARATTERISTICHE STRUTTURE ESISTENTI

### 3.2.1 Premessa

Secondo quanto definito dalle NTC2018, le resistenze di progetto sono ottenute a partire dalle resistenze medie riducendole con i coefficienti sui materiali, secondo quanto definito dalle NTC2018, e assumendo comunque un valore non maggiore di quello caratteristico per tenere in conto dell'entità della dispersione dei risultati.

Inoltre, in accordo alle Linee guida dei Ponti (paragrafo 6.3.4), per la resistenza di progetto si sceglie il minimo fra i due seguenti valori:

$$f_d = \min (f_m/FC * \gamma_m ; f_k/FC)$$

dove:

- $f_m$ : valore medio a partire dai dati delle prova
- $f_k$ : valore caratteristico al frattile 5% stimato a partire dai dati delle prove
- $\gamma_m$ : fattore parziale di sicurezza, definito in accordo alle NTC2018
- FC: fattore di confidenza che varia da 1 a 1,35, che riduce i valori medi dei materiali che a loro volta sono ridotti del valore di  $\gamma_m$ .

Il fattore di confidenza FC è definito con riferimento a tre livelli di conoscenza (LC) crescenti:

LC1	livello di conoscenza limitato	FC	=	1.35
LC2	livello di conoscenza adeguato	FC	=	1.20
LC3	livello di conoscenza accurato	FC	=	1.00

Il livello di conoscenza è definito sulla base degli approfondimenti effettuati inerenti a:

- geometria della struttura;
- proprietà dei materiali;
- connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso.

Per maggiori dettagli si rimanda alle NTC2018 e alle Linee Guida dei ponti.

Nel caso in esame, essendo nota la geometria e essendo disponibili i risultati di indagini diagnostiche (riportate nel paragrafo successivo), si assume:

- un livello di conoscenza LC3 (livello di conoscenza LC3), per cui il fattore di confidenza è assunto pari a 1.

Per la determinazione delle resistenze di progetto dei materiali, si fa riferimento a quanto definito dalle NTC2018, ossia le resistenze di progetto sono ottenute a partire dalle resistenze medie riducendole con i coefficienti sui materiali:

$$\gamma_c = 1,50$$

$$\gamma_s = 1,15$$

### 3.2.2 Risultati delle indagini

Si riportano di seguito i risultati delle prove sperimentali con riferimento al solettone esistente. Le prove sono state effettuate nel 2018 e nel 2020. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati di riferimento (paragrafo 1.2)

#### 3.2.2.1 Calcestruzzo

Con riferimento alle indagini del 2018 e del 2020, si riportano i risultati delle prove di compressione sui provini di calcestruzzo:

Prova	Elemento	Carotaggio	Prova Non Distruttiva	R <sub>ck</sub>
[anno]	[-]	[ID]	[ID]	[MPa]
2020	SPALLA	C 7		60.98
2020	SPALLA	C 19		27.06
2018	SPALLA	1		45.00
2018	SPALLA		ID1 - SPALLA	45.30
2018	SPALLA		ID2 - SPALLA	44.30
2018	SPALLA		ID3 - SPALLA	44.00

Prova	Elemento	Carotaggio	Prova Non Distruttiva	R <sub>ck</sub>
[anno]	[-]	[ID]	[ID]	[MPa]
2018	PILA	5		33.40
2018	PILA	6		35.00
2018	PILA	7		29.20
2018	PILA		ID-5 - FUSTO PILA	34.70
2018	PILA		ID6 - FUSTO PILA	32.40
2018	PILA		ID7 - FUSTO PILA	27.50

Prova	Elemento	Carotaggio	R <sub>ck</sub>
[anno]	[-]	[ID]	[MPa]
2020	PULVINO	C 9	43.80
2020	PULVINO	C 11	40.73
2020	PULVINO	C 12	58.74
2018	PULVINO	4	38.60

### 3.2.2.2 Acciaio

Con riferimento alle indagini del 2018 e del 2020, si riportano i risultati delle prove a trazione sull'acciaio:

Prova	Elemento	Prelievo Barre	$f_y$
[anno]	[-]	[ID]	[MPa]
2018	SPALLA	1	460.60
2020	SPALLA	B1	500.40
2020	SPALLA	B2	569.60
2020	SPALLA	B7	519.20
2020	SPALLA	B8	545.40
2020	SPALLA	B9	489.30

Prova	Elemento	Prelievo Barre	$f_y$
[anno]	[-]	[ID]	[MPa]
2018	PILA	5	398.20
2018	PILA	6	407.00
2018	PILA	7	383.30

Prova	Elemento	Prelievo Barre	$f_y$
[anno]	[-]	[ID]	[MPa]
2018	PULVINO	4	395.20
2018	PULVINO	B3	384.70
2018	PULVINO	B4	472.00

### 3.2.3 Resistenza di progetto

Con riferimento a quanto definito nel paragrafo 3.2.1 si riportano di seguito i valori delle resistenze di progetto del calcestruzzo e dell'armatura.

#### 3.2.3.1 Calcestruzzo

CLS - SPALLE			
<b>Elaborazione Dati Prove</b>			
N	6	[-]	Numero Campioni
dev standard	10.74	[MPa]	Deviazione standard campionaria dei valori
$\mu$	3.77	[MPa]	Media campionaria dei logaritmi
$\sigma$	0.26	[MPa]	Deviazione standard campionaria dei logaritmi
$\mu_{0.16}$	3.66	[MPa]	Sedicesimo percentile della distribuzione media campionaria
FC	1.00	[-]	Fattore di confidenza
$R_{cm}$	44.4	[MPa]	Valore resistenza media dei valori
$R_{ck}'$	25.3	[MPa]	Resistenza cubica caratteristica - frattile 5%
$\alpha_{cc}$	0.85	[-]	Coeff. effetti a lungo termine e durata di applicazione del carico
<b>Calcolo resistenze di progetto</b>			
$\gamma_c$	1.50	[-]	fattore di sicurezza materiale - NTC2018
$R_{cd\_NTC2018}$ (DUTTILI)	37.8	[MPa]	$= \alpha_{cc} \times R_{cm}/FC$
$f_{cd\_NTC2018}$ (DUTTILI)	31.4	[MPa]	$= 0.83 \times R_{cd\_NTC2018}$
$R_{cd\_NTC2018}$ (FRAGILI)	25.2	[MPa]	$= \alpha_{cc} \times R_{cm}/(\gamma_c \times FC)$
$f_{cd\_NTC2018}$ (FRAGILI)	20.9	[MPa]	$= 0.83 \times R_{cd\_NTC2018}$
$R_{cd\_MIT 2020}$	25.3	[MPa]	$= \min(R_{cm}/(\gamma_c \times FC); R_{ck}'/FC)$
$f_{cd\_MIT 2020}$	21.0	[MPa]	$= 0.83 \times R_{cd\_MIT}$
<b>Resistenza di progetto adottata</b>			
$R_{cd\_MIN}$	25.2	[MPa]	$= \min(R_{cd\_NTC2018}(DUTTILI); R_{cd\_NTC2018}(FRAGILI) )$
$f_{cd\_MIN}$	20.9	[MPa]	$= \min(f_{cd\_NTC2018}(DUTTILI); f_{cd\_NTC2018}(FRAGILI) )$

**CLS - PILE**

**Elaborazione Dati Prove**

N	6	[-]	Numero Campioni
dev standard	3.05	[MPa]	Deviazione standard campionaria dei valori
$\mu$	3.46	[MPa]	Media campionaria dei logaritmi
$\sigma$	0.10	[MPa]	Deviazione standard campionaria dei logaritmi
$\mu_{0.16}$	3.42	[MPa]	Sedicesimo percentile della distribuzione media campionaria
FC	<b>1.00</b>	[-]	Fattore di confidenza

$R_{cm}$	32.0	[MPa]	Valore resistenza media dei valori
$R_{ck}$	26.1	[MPa]	Resistenza cubica caratteristica - frattile 5%
$\alpha_{cc}$	0.85	[-]	Coeff. effetti a lungo termine e durata di applicazione del carico

**Calcolo resistenze di progetto**

$\gamma_{1c}$	<b>1.50</b>	[-]	fattore di sicurezza materiale - NTC2018
$R_{cd\_NTC2018}$ (DUTTILI)	27.2	[MPa]	= $\alpha_{cc} \times R_{cm}/FC$
$f_{cd\_NTC2018}$ (DUTTILI)	22.6	[MPa]	= $0.83 \times R_{cd\_NTC2018}$
$R_{cd\_NTC2018}$ (FRAGILI)	18.2	[MPa]	= $\alpha_{cc} \times R_{cm}/(\gamma_c \times FC)$
$f_{cd\_NTC2018}$ (FRAGILI)	15.1	[MPa]	= $0.83 \times R_{cd\_NTC2018}$
$R_{cd\_MIT 2020}$	21.4	[MPa]	= $\min(R_{cm}/(\gamma_c \times FC); R_{ck}/FC)$
$f_{cd\_MIT 2020}$	17.7	[MPa]	= $0.83 \times R_{cd\_MIT}$

**Resistenza di progetto adottata**

$R_{cd\_MIN}$	18.2	[MPa]	= $\min(R_{cd\_NTC2018}(DUTTILI); R_{cd\_NTC2018}(FRAGILI))$
$f_{cd\_MIN}$	15.1	[MPa]	= $\min(f_{cd\_NTC2018}(DUTTILI); f_{cd\_NTC2018}(FRAGILI))$

CLS - PULVINI

Elaborazione Dati Prove

N	4	[-]	Numero Campioni
dev standard	9.10	[MPa]	Deviazione standard campionaria dei valori
$\mu$	3.80	[MPa]	Media campionaria dei logaritmi
$\sigma$	0.19	[MPa]	Deviazione standard campionaria dei logaritmi
$\mu_{0.16}$	3.71	[MPa]	Sedicesimo percentile della distribuzione media campionaria
FC	1.00	[-]	Fattore di confidenza

$R_{cm}$	45.5	[MPa]	Valore resistenza media dei valori
$R_{ck}$	30.0	[MPa]	Resistenza cubica caratteristica - frattile 5%
$\alpha_{cc}$	0.85	[-]	Coeff. effetti a lungo termine e durata di applicazione del carico

Calcolo resistenze di progetto

$\gamma_c$	1.50	[-]	fattore di sicurezza materiale - NTC2018
$R_{cd\_NTC2018}$ (DUTTILI)	38.6	[MPa]	$= \alpha_{cc} \times R_{cm}/FC$
$f_{cd\_NTC2018}$ (DUTTILI)	32.1	[MPa]	$= 0.83 \times R_{cd\_NTC2018}$
$R_{cd\_NTC2018}$ (FRAGILI)	25.8	[MPa]	$= \alpha_{cc} \times R_{cm}/(\gamma_c \times FC)$
$f_{cd\_NTC2018}$ (FRAGILI)	21.4	[MPa]	$= 0.83 \times R_{cd\_NTC2018}$
$R_{cd\_MIT\ 2020}$	30.0	[MPa]	$= \min(R_{cm}/(\gamma_c \times FC); R_{ck}/FC)$
$f_{cd\_MIT\ 2020}$	24.9	[MPa]	$= 0.83 \times R_{cd\_MIT}$

Resistenza di progetto adottata

$R_{cd\_MIN}$	25.8	[MPa]	$= \min(R_{cd\_NTC2018}(DUTTILI); R_{cd\_NTC2018}(FRAGILI))$
$f_{cd\_MIN}$	21.4	[MPa]	$= \min(f_{cd\_NTC2018}(DUTTILI); f_{cd\_NTC2018}(FRAGILI))$

### 3.2.3.2 Acciaio

ACCIAIO - SPALLE		
<b>Elaborazione Dati Prove</b>		
N	6 [-]	Numero Campioni
dev standard	39.37 [MPa]	deviazione standard campionaria dei valori
m	6.240 [MPa]	media campionaria dei logaritmi
$\sigma$	0.077 [MPa]	deviazione standard campionaria dei logaritmi
$\mu_{0.16}$	6.209 [MPa]	sedicesimo percentile della distribuzione media campionaria
FC	1.00 [-]	fattore di confidenza
$f_{ym}$	514.1 [MPa]	valore risitenza media dei valori
$f_{yk}$	<b>438.4 [MPa]</b>	<b>resistenza caretteristica - frattile 5%</b>
<b>Resistenza di progetto</b>		
$\gamma_s$	1.15 [-]	fattore di sicurezza materiale
$f_{yd\_NTC2018}$ (DUTTILI)	<b>514.1 [MPa]</b>	$= f_{ym} / FC$
$f_{yk\_NTC2018}$ (DUTTILI)	591.2 [MPa]	$= f_{yk} \times \gamma_s$
<b>Resistenza di progetto adottata</b>		
$f_{yk\_NTC2018}$	591.2 [MPa]	
$f_{yd\_NTC2018}$	514.1 [MPa]	

ACCIAIO - PILE		
<b>Elaborazione Dati Prove</b>		
N	3 [-]	Numero Campioni
dev standard	11.98 [MPa]	deviazione standard campionaria dei valori
m	5.982 [MPa]	media campionaria dei logaritmi
$\sigma$	0.030 [MPa]	deviazione standard campionaria dei logaritmi
$\mu_{0.16}$	5.964 [MPa]	sedicesimo percentile della distribuzione media campionaria
FC	1.00 [-]	fattore di confidenza
$f_{ym}$	396.2 [MPa]	valore risitenza media dei valori
$f_{yk}$	<b>370.3 [MPa]</b>	<b>resistenza caretteristica - frattile 5%</b>
<b>Resistenza di progetto</b>		
$\gamma_s$	1.15 [-]	fattore di sicurezza materiale
$f_{yd\_NTC2018}$ (DUTTILI)	<b>396.2 [MPa]</b>	$= f_{ym} / FC$
$f_{yk\_NTC2018}$ (DUTTILI)	455.6 [MPa]	$= f_{yk} \times \gamma_s$
<b>Resistenza di progetto adottata</b>		
$f_{yk\_NTC2018}$	455.6 [MPa]	
$f_{yd\_NTC2018}$	396.2 [MPa]	

**ACCIAIO - PULVINI**

**Elaborazione Dati Prove**

N	3 [-]	Numero Campioni
dev standard	47.66 [MPa]	deviazione standard campionaria dei valori
m	6.030 [MPa]	media campionaria dei logaritmi
$\sigma$	0.111 [MPa]	deviazione standard campionaria dei logaritmi
$\mu_{0.16}$	5.965 [MPa]	sedicesimo percentile della distribuzione media campionaria

FC	1.00 [-]	fattore di confidenza
$f_{ym}$	417.3 [MPa]	valore resistenza media dei valori
$f_{yk'}$	324.8 [MPa]	<b>resistenza caratteristica - frattile 5%</b>

**Resistenza di progetto**

$\gamma_s$	1.15 [-]	fattore di sicurezza materiale
$f_{yd\_NTC2018}$ (DUTTILI)	417.3 [MPa]	= $f_{ym} / FC$
$f_{yk\_NTC2018}$ (DUTTILI)	479.9 [MPa]	= $f_{yk} \times \gamma_s$

**Resistenza di progetto adottata**

$f_{yk\_NTC2018}$	479.9 [MPa]
$f_{yd\_NTC2018}$	417.3 [MPa]

## 4 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito le analisi dei carichi agenti sul ponte in esame.

### 4.1 PESO PROPRIO IMPALCATO E CARICHI PERMANENTI

Si riportano i carichi per le fasi di realizzazione del ponte.

Peso proprio:

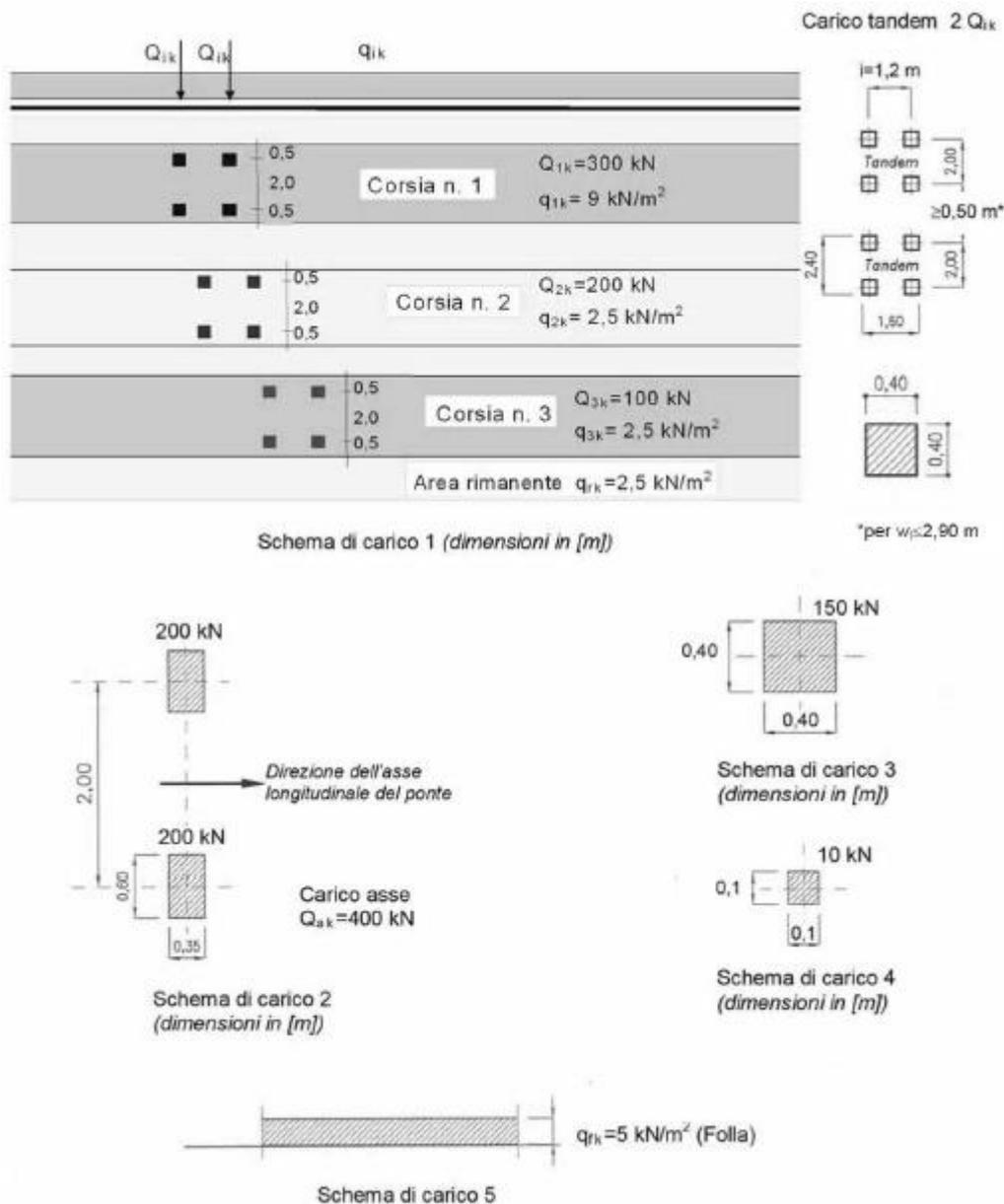
▪ peso solettone alleggerito tratto esistente (carr. nord)	194.90 kN/m
▪ peso solettone alleggerito tratto esistente (carr. sud)	167.60 kN/m
▪ peso massetto per pendenze	2.50 kN/m <sup>2</sup>
▪ peso travi in c.a.p. tratto in allargamento	12.93 kN/m
▪ soletta su impalcato in allargamento	20.35 kN/m
▪ cordolo tratto in allargamento	6.13 kN/m
▪ cordolo interno	4.53 kN/m
▪ cordolo esterno	3.00 kN/m

Sovraccarichi permanenti:

▪ pavimentazione bituminosa	0,80 kN/m <sup>2</sup>
▪ sicurvia destro	0,70 kN/m
▪ sicurvia sinistro	0,70 kN/m

## 4.2 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

Le azioni da traffico per ponti di 1<sup>a</sup> categoria sono definite in accordo al paragrafo 5.1.3.3 delle NTC2018.



Quindi i treni di carico sono divisi in:

1<sup>a</sup> colonna di carico

$Q_{ik}$  = mezzo convenzionale da 300 kN a due assi (4 carichi concentrati da 150 kN)

$q_{ik}$  = carico ripartito da 9,00 kN/m<sup>2</sup> disposto lungo l'asse di una corsia d'ingombro da 3,00m

2<sup>a</sup> colonna di carico

$Q_{ik}$  = mezzo convenzionale da 200 kN a due assi (4 carichi concentrati da 100 kN)

$q_{ik}$  = carico ripartito da 2,50 kN/m<sup>2</sup> disposto lungo l'asse di una corsia d'ingombro da 3,00m

3<sup>a</sup> colonna di carico

$Q_{ik}$  = mezzo convenzionale da 100 kN a due assi (4 carichi concentrati da 50 kN)

$q_{ik}$  = carico ripartito da 2,50 kN/m<sup>2</sup> disposto lungo l'asse di una corsia d'ingombro da 3,00m

parte rimanente

$q_{ik}$  = carico ripartito da 2,50 kN/m<sup>2</sup>

### 4.3 AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE (Q<sub>3</sub>)

Per i ponti di 1<sup>a</sup> categoria la forza di frenamento o di accelerazione q<sub>3</sub> è funzione del carico totale agente sulla corsia convenzionale n°1 è pari a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \times (2 \times Q_{1k}) + 0.1 q_{1k} \times w_1 \times L \leq 900 \text{ kN}$$

Nel caso in esame risulta:

L	23.89	m	Lunghezza impalcato
w <sub>1</sub>	3.00	m	Larghezza corsia convenzionale
q <sub>1k</sub>	9.00	kN/m <sup>2</sup>	Carico distribuito corsia n° 1
Q <sub>1k</sub>	300.00	kN	Carico concentrato corsia n° 1
q <sub>3</sub>	424.50	kN	Azione longitudinale frenamento/accelerazione

### 4.4 AZIONE CENTRIFUGA (Q<sub>4</sub>)

Il ponte in esame presenta asse curvo di raggio circa pari a R =414m; pertanto, l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come:

$$q_4 = 40 Q_v / R = 40 \cdot 1200 \text{ kN} / 414 \text{ m} = 115.9 \text{ kN/m}$$

## 4.5 AZIONE DEL VENTO ( $Q_5$ )

### 4.5.1 Definizione

Per il calcolo delle azioni del vento, le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 2008) prendono in esame situazioni progettuali in cui possono nascere particolari fenomeni di interazione vento-struttura. Tra questi vengono segnalati gli effetti torsionali sugli impalcati da ponte, per i quali si rimanda ad analisi specifiche e metodologie di comprovata validità. Si è quindi deciso di considerare l'azione del vento così come viene valutata con le nuove "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni" (CNR-DT 207/2008).

Il calcolo prevede l'individuazione di una pressione cinetica di picco del vento  $q_p$  funzione della Zona di riferimento, categoria di esposizione, classe di rugosità e tempo di ritorno dell'evento.

Questa pressione permette, quindi, la determinazione delle azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento, che possono essere espresse mediante una coppia di forze ortogonali  $f_x$  e  $f_y$  e un momento torcente  $m_z$ , per unità di lunghezza, applicati lungo l'asse Z di riferimento dell'impalcato. Essi sono forniti dalle relazioni:

$$f_x(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fx}$$

$$f_y(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fy}$$

$$m_z(z) = q_p(z) \cdot l^2 \cdot c_{mz}$$

dove:

$c_{fx}, c_{fy}, c_{mz}$  coefficienti aerodinamici di forza e momento

$l$  è la dimensione di riferimento associata ai coefficienti

I coefficienti aerodinamici per un impalcato isolato sono riportati in Tabella 5.1 in funzione del rapporto geometrico  $d/h_{tot}$  (vedi Figura 5.1)

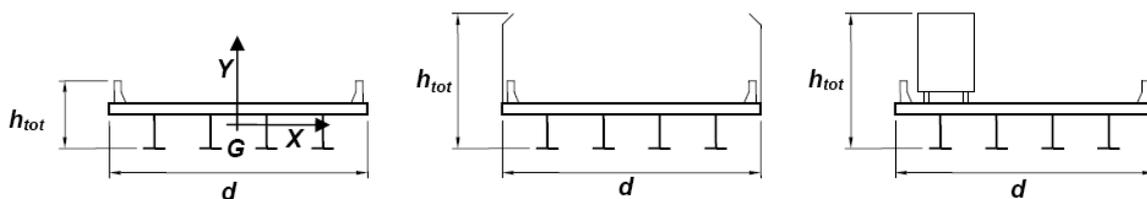


Figura 4-1 : Schema azioni vento ponte

Coefficiente aerodinamico	Indicazioni	Dimensione di riferimento
$C_{fX} = \begin{cases} 2,0 & 0,1 \leq d/h_{tot} < 0,2 \\ 1,65 \cdot \log_{10}(d/h_{tot}) + 3,15 & 0,2 \leq d/h_{tot} < 0,7 \\ -1,64 \cdot \log_{10}(d/h_{tot}) + 2,15 & 0,7 \leq d/h_{tot} < 2 \\ \frac{1,85}{d/h_{tot}} - 0,10 & 2 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \frac{1,35}{d/h_{tot}} & d/h_{tot} > 5 \end{cases}$	<p>Struttura snella (CNR-DT207 - § G.10.3)</p> <p>(CNR-DT207 - § G.11.1)</p>	<p><math>l = h_{tot}</math></p> <p><math>l = d</math></p>
$C_{fY} = \begin{cases} \pm \left( 0,7 + 0,1 \cdot \frac{d}{h_{tot}} \right) & 0 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \pm 1,2 & d/h_{tot} > 5 \end{cases}$	<p>(CNR-DT207 - § G.11.1)</p>	<p><math>l = d</math></p>
$C_{mZ} = \pm 0,2$	<p>(CNR-DT207 - § G.11.1)</p>	<p><math>l = d</math></p>

Tabella 4.1: Coefficienti aerodinamici CNR-DT 207

#### 4.5.2 Analisi

I parametri del sito dove sorge l'opera sono:

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ (m/s <sup>2</sup> )	$a_0$ (m)	$k_a$
2	Emilia Romagna	25	750	0,015

Classe di rugosità	Esposizione sito	$k_r$	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)
B	IV	0,22	0,30	8

Tabella 4.2: Valori di riferimento da DM 2008

Altezza sito	$a_s = 54,00$ m s.l.m.
Coefficiente di altitudine	$c_a = 1,00$
Velocità di riferimento	$v_b = v_{b,0} \cdot c_a = 25,0 \times 1,00 = 25,0$ m/s
Vita nominale della costruzione	$V_N = 50$ anni
Periodo di ritorno opera	$T_{R,0}^* = 100$ anni – opera di rilevante importanza
Periodo di ritorno azione del vento	$T_{R,0} = \max\{T_{R,0}^*, V_N\} = \max\{100, 100\} = 100$ anni
Coefficiente di ritorno	$c_r = 0,65 \cdot \left\{ 1 - 0,138 \cdot \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right] \right\} = 1,00$
Velocità di riferimento di progetto	$v_r = v_b \cdot c_r = 25,0 \times 1,00 = 25,00$ m/s

#### Dati geometrici:

Altezza trave	$h_{trave} = 1,15$ m
Spessore soletta	$s_{soletta} = 0,15$ m
Spessore marciapiede	$s_{mar.} = 0,15$ m
Spessore pavimentazione	$s_{pav.} = 0,11$ m
Altezza carico stradale	$h_{carico} = 3,00$ m
Altezza suolo-centro impalcato	$Z = 7,00$ m
Larghezza impalcato	$d = 28,06$ m

### 4.5.3 Ponte scarico

Nel caso di ponte scarico si ottengono i seguenti valori:

Altezza investita  $h_{tot} = h_{trave} + h_{soletta} + h_{mar.} + h_{barriera} = 1,45 \text{ m}$

Quota di riferimento  $z_r = z + \frac{h_{tot}}{2} = 7,73 \text{ m}$

Rapporto geometrico  $d/h_{tot} = 19,35 \text{ m}$

Coefficiente di esposizione  $c_e = k_r^2 \cdot \ln\left(\frac{z_r}{z_0}\right) \cdot c_t \cdot \left[ \ln\left(\frac{z_r}{z_0}\right) \cdot c_t + 7 \right] = 1,63$

Pressione di picco  $q_p = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 25,00^2 \times 1,63 = 0,90 \text{ kN/m}^2$

Azione finale	Valore	unità
Forza trasversale – F <sub>x</sub>	1,77	kN/m
Forza longitudinale – F <sub>y</sub>	± 30,45	kN/m
Momento torcente – M <sub>z</sub>	± 142,39	kNm/m

Tabella 4.3: Azioni aerodinamiche ponte scarico secondo CNR-DT 207

La reazione sulla spalla vale:

$$H_{\text{vento ponte scarico}} = 1,77 \times 21,95/2 = 19,43 \text{ kN}$$

#### 4.5.4 Ponte carico

Nel caso di ponte carico si ottengono i seguenti valori:

Altezza investita  $h_{tot} = h_{trave} + h_{soletta} + h_{mar.} + h_{barriera} = 4,41 \text{ m}$

Quota di riferimento  $z_r = z + \frac{h_{tot}}{2} = 9,21 \text{ m}$

Rapporto geometrico  $d/h_{tot} = 6,36 \text{ m}$

Coefficiente di esposizione  $c_e = k_r^2 \cdot \ln\left(\frac{z_r}{z_0}\right) \cdot c_t \cdot \left[ \ln\left(\frac{z_r}{z_0}\right) \cdot c_t + 7 \right] = 1,73$

Pressione di picco  $q_p = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 25,00^2 \times 1,73 = 0,96 \text{ kN/m}^2$

Azione finale	Valore	unità
Forza trasversale – F <sub>x</sub>	5,69	kN/m
Forza longitudinale – F <sub>y</sub>	± 32,18	kN/m
Momento torcente – M <sub>z</sub>	± 150,50	kNm/m

Tabella 4.4: Azioni aerodinamiche ponte carico secondo CNR-DT 207

La reazione sulla spalla vale:

$$H_{\text{vento ponte carico}} = 5,69 \times 21,95/2 = 62,45 \text{ kN}$$

#### 4.6 VARIAZIONE TERMICA ( $\epsilon_3$ )

In base al D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni" si tiene conto della variazione termica considerando un  $\Delta T = \pm 25^\circ\text{C}$  uniforme.

Quindi la variazione di lunghezza dell'impalcato vale:

$$\Delta l = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 1,00 \times 10^{-5} \times 25 \times 21.950 = 5,49 \text{ mm}$$

Per il calcolo delle escursione totale del giunto si considera la tipologia di appoggi in gomma con distribuzione delle dilatazione metà per parte e quindi si incrementa la variazione di temperatura del 50%.

$$\Delta l_{\text{giunto,tot}} = 1,5 \cdot (\Delta l / 2) = 1,5 \times (5,49 / 2) = 4,11 \text{ mm}$$

Per il giunto tra impalcato e spalla si adotta una tipologia con una escursione di  $\Delta l_{\text{giunto}} = \pm 5,00 \text{ mm}$

## 5 COMBINAZIONE DEI CARICHI

Le verifiche di sicurezza strutturali e geotecniche sono state condotte utilizzando combinazioni di carico definite in ottemperanza alle NTC08, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3 e 5.1.3.12. Di seguito sono mostrati i coefficienti parziali di sicurezza utilizzati allo SLU e i coefficienti di combinazione adoperati per i carichi variabili nella progettazione delle strutture da ponte.

### 2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite 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 omissi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	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 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, 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
<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO. <sup>(2)</sup> 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. <sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna <sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali					

Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\Psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\Psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\Psi_2$ (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 $q_3$	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_3$	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

Carichi elementari	A1STR_00_01	A1STR_00_02	A1STR_00_03	A1STR_00_04	A1STR_01_01	A1STR_01_02	A1STR_01_03	A1STR_02_01
Peso strutturale spalla / pila	1.000	1.000	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350
Peso strutturale impalcato	1.000	1.000	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350
Spinta statica terreno	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500
Peso terreno di ricoprimento	1.000	1.000	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500
Peso non strutturale impalcato	1.000	1.000	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500
Sovraccarico Accidentale	0.000	0.000	0.000	0.000	1.350	1.013	1.013	1.013
Carico Verticale Traffico	0.000	0.000	0.000	0.000	1.350	1.013	1.013	1.013
Frenatura	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.350
Azione Centrifuga	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Vento Trasversale	1.500	0.900	1.500	0.900	0.900	1.500	0.900	0.900
Sismica Sottostrutt. (SLV) - Longitudinale	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Sismica Sottostrutt. (SLV) - Trasversale	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Sismica Sottostrutt. (SLC) - Verticale	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Carichi elementari	A1STR_02_02	A1STR_03_01	A2GEO_00_01	A2GEO_00_02	A2GEO_01_01	A2GEO_01_02	A2GEO_01_03	A2GEO_02_01
Peso strutturale spalla / pila	1.350	1.350	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Peso strutturale impalcato	1.350	1.350	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Spinta statica terreno	1.500	1.500	1.300	1.300	1.300	1.300	1.300	1.300
Peso terreno di ricoprimento	1.500	1.500	1.000	1.300	1.000	1.000	1.000	1.000
Peso non strutturale impalcato	1.500	1.500	1.000	1.300	1.300	1.300	1.300	1.300
Sovraccarico Accidentale	1.013	1.013	0.000	0.000	1.150	0.863	0.863	0.863
Carico Verticale Traffico	1.013	1.013	0.000	0.000	1.150	0.863	0.863	0.863
Frenatura	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.150
Azione Centrifuga	1.350	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Vento Trasversale	0.900	0.900	1.300	0.600	0.780	1.300	0.780	0.780
Sismica Sottostrutt. (SLV) - Longitudinale	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Sismica Sottostrutt. (SLV) - Trasversale	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Sismica Sottostrutt. (SLC) - Verticale	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Carichi elementari	A2GEO_02_02	A2GEO_03_01	SLV_01_01	SLV_01_02	SLV_01_03	SLV_01_04	SLV_01_05	SLV_01_06
Peso strutturale spalla / pila	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Peso strutturale impalcato	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Spinta statica terreno	1.300	1.300	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Peso terreno di ricoprimento	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Peso non strutturale impalcato	1.300	1.300	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Sovraccarico Accidentale	0.863	0.863	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Carico Verticale Traffico	0.863	0.863	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Frenatura	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Azione Centrifuga	1.150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Vento Trasversale	0.780	0.780	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Sismica Sottostrutt. (SLV) - Longitudinale	0.000	0.000	1.000	1.000	0.300	0.300	0.300	0.300
Sismica Sottostrutt. (SLV) - Trasversale	0.000	0.000	0.300	0.300	1.000	1.000	0.300	0.300
Sismica Sottostrutt. (SLC) - Verticale	0.000	0.000	0.300	-0.300	0.300	-0.300	1.000	-1.000

Carichi elementari	SLE_FREQ_01_01	SLE_FREQ_03_01	SLE_QP_00_01	SLE_RR_00_01	SLE_RR_00_02	SLE_RR_01_01	SLE_RR_01_02	SLE_RR_01_03
Peso strutturale spalla / pila	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Peso strutturale impalcato	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Spinta statica terreno	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Peso terreno di ricoprimento	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Peso non strutturale impalcato	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Sovraccarico Accidentale	0.750	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.750	0.750
Carico Verticale Traffico	0.750	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.750	0.750
Frenatura	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Azione Centrifuga	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Vento Trasversale	0.000	0.000	0.000	1.000	0.600	0.600	1.000	0.600
Sismica Sottostrutt. (SLV) - Longitudinale	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Sismica Sottostrutt. (SLV) - Trasversale	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Sismica Sottostrutt. (SLC) - Verticale	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Carichi elementari	SLE_RR_21_01	SLE_RR_21_02	SVIO
Peso strutturale spalla / pila	1.000	1.000	1.000
Peso strutturale impalcato	1.000	1.000	1.000
Spinta statica terreno	1.000	1.000	1.000
Peso terreno di ricoprimento	1.000	1.000	1.000
Peso non strutturale impalcato	1.000	1.000	1.000
Sovraccarico Accidentale	0.750	0.750	0.000
Carico Verticale Traffico	0.750	0.750	0.000
Frenatura	1.000	0.000	0.000
Azione Centrifuga	0.000	1.000	0.000
Vento Trasversale	0.600	0.600	0.000
Sismica Sottostrutt. (SLV) - Longitudinale	0.000	0.000	0.000
Sismica Sottostrutt. (SLV) - Longitudinale	0.000	0.000	0.000
Sismica Sottostrutt. (SLV) - Trasversale	0.000	0.000	0.000
Urto traffico veicolare	0.000	0.000	1.000

## 6 VERIFICA PILE ESISTENTI

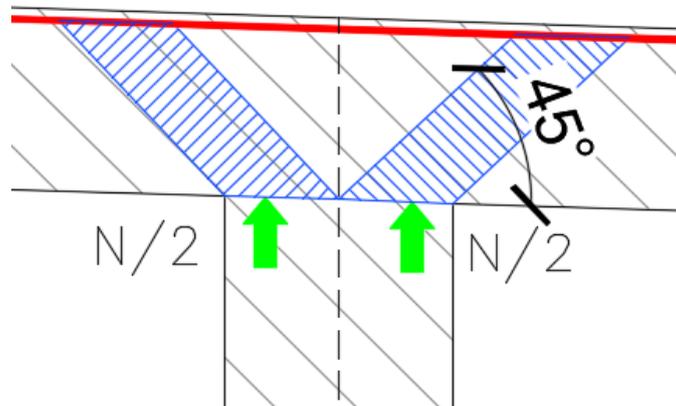
### 6.1 PREMESSA

Le verifiche sono svolte considerando i massimi carichi verticali trasmessi dall'impalcato agli appoggi associate alle condizioni ultime statiche (SLU). Di seguito si riportano tutti i carichi di progetto considerati per la verifica del manufatto in esame.

$G_{1k,imp}$	4467.1	[kN]	Peso permanente strutturale impalcato
$G_{2k,imp}$	641.8	[kN]	Peso permanente non strutturale impalcato
$Q_{k,imp}$	2741	[kN]	Carico da traffico
$G_{1k,pulvino}$	1078.5	[kN]	Peso permanente strutturale pulvino
$F_{Sd,tot}$	12149.5	[kN]	Scarico totale sul pulvino di progetto
$n$	5	[-]	Numero di pilastri
$F_{Sd,sup}$	2429.9	[kN]	Azione di progetto in testa al pilastro
$G_{1k,pilastro}$	234.1	[kN]	Peso permanente strutturale fusto pilastro
$F_{Sd,inf}$	2745.9	[kN]	Azione di progetto alla base del pilastro

## 6.2 VERIFICA DEL PULVINO

La verifica del pulvino è svolta facendo riferimento al meccanismo tirante-puntone mostrato nella figura seguente:



### Verifica del puntone diagonale

Elemento	[-]	Pulvino
Direzione	[-]	TRASV
$k_1$	[-]	0.85 (=1.00 se C-C-C, 0.85 se C-C-T, 0.75 se C-T-T)
$R_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	37.0 Resistenza a compressione (cubica)
$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	30.7 Resistenza a compressione (cilindrica)
$f_{cd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	20.5 Resistenza a compressione di progetto
$v'$	[-]	0.877 Vedi EC2
$\sigma_{Rd,max}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	15.3 Resistenza a compressione effettiva del puntone
B	[mm]	442 Spessore puntone
L	[mm]	1350 Larghezza puntone
$N_{Rd,P}$	[kN]	9108 Azione resistente di progetto
$N_{Sd,max}$	[kN]	1215 Azione massima sul pilastro
$\alpha$	[°]	45 Inclinazione puntone diagonale
$N_{Sd,P}$	[kN]	1718 Azione sollecitante di progetto
$F_s$	[-]	<b>5.30 Coefficiente di sicurezza</b>

### Verifica del tirante superiore

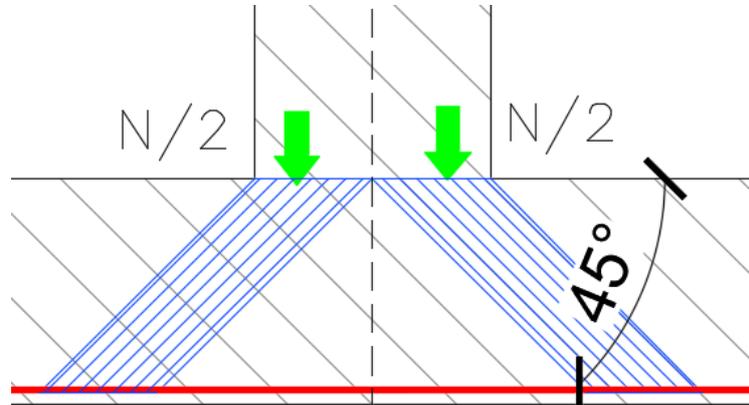
Elemento	[-]	Pulvino
Tirante	[-]	Orizzontale
Direzione	[-]	Trasv
$f_y$	[N/mm <sup>2</sup> ]	480 Snervamento acciaio
$f_{yd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	417.4 Resistenza a trazione di progetto
$\phi$	[mm]	24 Diametro armature
n	[-]	14 Numero armature
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	6333.5 Sezione totale armatura tirante
$N_{Rd,T}$	[kN]	2644 Azione resistente di progetto
$N_{Sd,max}$	[kN]	1215 Azione massima sul pilastro
$\alpha$	[°]	45 Inclinazione puntone diagonale
$N_{Sd,T}$	[kN]	1215 Azione sollecitante di progetto
$F_s$	[-]	<b>2.18 Coefficiente di sicurezza</b>

**Verifica a taglio**

El. [-]	Pulvino	
Sez. [-]	XZ	
$\gamma_c$ [-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
$\gamma_s$ [-]	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
$R_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	37	Resistenza caratteristica cubica CLS
$f_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	17.4	Resistenza a compressione di progetto
$f'_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	8.7	Resistenza a compressione ridotta di progetto
$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	450	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
$f_{yd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	391	Tensione di snervamento di progetto
$\alpha_c$ [-]	1.00	(vedi NTC2008)
$d$ [mm]	948	Altezza utile sezionale
$b_w$ [mm]	1350	Larghezza sezione
$s$ [mm]	450	Passo armatura a taglio
$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	1809.6	Area armatura a taglio
$\alpha$ [°]	45	Inclinazione armatura a taglio
$\theta$ [°]	45	Inclinazione puntone compresso
$V_{Rsd}$ [kN]	1899	Taglio resistente lato acciaio
$V_{Rcd}$ [kN]	10022	Taglio resistente lato CLS
<b><math>V_{Rd}</math> [kN]</b>	<b>1899</b>	Taglio resistente di progetto
<b><math>V_{Rd}</math> [kN]</b>	<b>1899</b>	Taglio resistente totale di progetto
<b><math>V_{Sd}</math> [kN]</b>	<b>1215</b>	Taglio sollecitante di progetto
<b><math>F_s</math> [-]</b>	<b>1.56</b>	Coefficiente di sicurezza

### 6.3 VERIFICA DELLA FONDAZIONE

La verifica della fondazione è svolta facendo riferimento al meccanismo tirante-puntone mostrato nella figura seguente:



#### Verifica del puntone diagonale

Elemento	[-]	Fondazione
Direzione	[-]	TRASV
$k_1$	[-]	0.85 (=1.00 se C-C-C, 0.85 se C-C-T, 0.75 se C-T-T)
$R_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	25.0 Resistenza a compressione (cubica)
$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	20.8 Resistenza a compressione (cilindrica)
$f_{cd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	13.8 Resistenza a compressione di progetto
$v'$	[-]	0.917 Vedi EC2
$\sigma_{Rd,max}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	10.8 Resistenza a compressione effettiva del puntone
B	[mm]	442 Spessore puntone
L	[mm]	1450 Larghezza puntone
$N_{Rd,P}$	[kN]	6910 Azione resistente di progetto
$N_{Sd,max}$	[kN]	1373 Scarico pilastro su fondazione
$\alpha$	[°]	45 Inclinazione puntone diagonale
$N_{Sd,P}$	[kN]	1942 Azione sollecitante di progetto
$F_s$	[-]	3.56 Coefficiente di sicurezza

#### Verifica del tirante inferiore

Elemento	[-]	Fondazione
Tirante	[-]	Orizzontale
Direzione	[-]	Trasv
$f_y$	[N/mm <sup>2</sup> ]	455 Snervamento acciaio
$f_{yd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	395.7 Resistenza a trazione di progetto
$\phi$	[mm]	24 Diametro armature
n	[-]	11 Numero armature
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	4976.3 Sezione totale armatura tirante
$N_{Rd,T}$	[kN]	1969 Azione resistente di progetto
$N_{Sd,max}$	[kN]	1373 Scarico pilastro su fondazione
$\alpha$	[°]	45 Inclinazione puntone diagonale
$N_{Sd,T}$	[kN]	1373 Azione sollecitante di progetto
$F_s$	[-]	1.43 Coefficiente di sicurezza

**Verifica a taglio**

El. [-]	Fondazione
Sez. [-]	XZ
$\gamma_c$ [-]	1.50 Coefficiente parziale per il calcestruzzo
$\gamma_s$ [-]	1.15 Coefficiente parziale per l'acciaio
$R_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	37 Resistenza caratteristica cubica CLS
$f_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	17.4 Resistenza a compressione di progetto
$f'_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	8.7 Resistenza a compressione ridotta di progetto
$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	450 Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
$f_{yd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	391 Tensione di snervamento di progetto
$\alpha_c$ [-]	1.00 (vedi NTC2008)
$d$ [mm]	1134 Altezza utile sezionale
$b_w$ [mm]	1450 Larghezza sezione
$s$ [mm]	400 Passo armatura a taglio
$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	1357.2 Area armatura a taglio
$\alpha$ [°]	45 Inclinazione armatura a taglio
$\theta$ [°]	45 Inclinazione puntone compresso
$V_{Rsd}$ [kN]	1916 Taglio resistente lato acciaio
$V_{Rcd}$ [kN]	12877 Taglio resistente lato CLS
<b><math>V_{Rd}</math> [kN]</b>	<b>1916</b> Taglio resistente di progetto
<b><math>V_{Rd}</math> [kN]</b>	<b>1916</b> Taglio resistente totale di progetto
<b><math>V_{Sd}</math> [kN]</b>	<b>1373</b> Taglio sollecitante di progetto
<b><math>F_s</math> [-]</b>	<b>1.40</b> Coefficiente di sicurezza

## 7 ADEGUAMENTO SISMICO DELL'IMPALCATO

### 7.1 CARICHI DI PROGETTO

La massima azione orizzontale (longitudinale e trasversale) è valutata ipotizzando un comportamento rigido del sistema impalcato – sottostrutture, ovvero considerando in periodo proprio  $T_1 \approx 0$  sec.

Massa sismica	$G_k$	=	15650 kN
Spettro sismico T=0	S	=	0.292g
Massima forza sismica	$H_{sisma}$	=	$15650 \times 0.292 = 4570$ kN

Le reazioni sulle spalle e le azioni sulla connessione tra le due campate (giunto tampone) sono valutate mediante secondo gli schemi di calcolo mostrati in figura, riferiti ad un'azione forfetaria orizzontale di 100 kN.

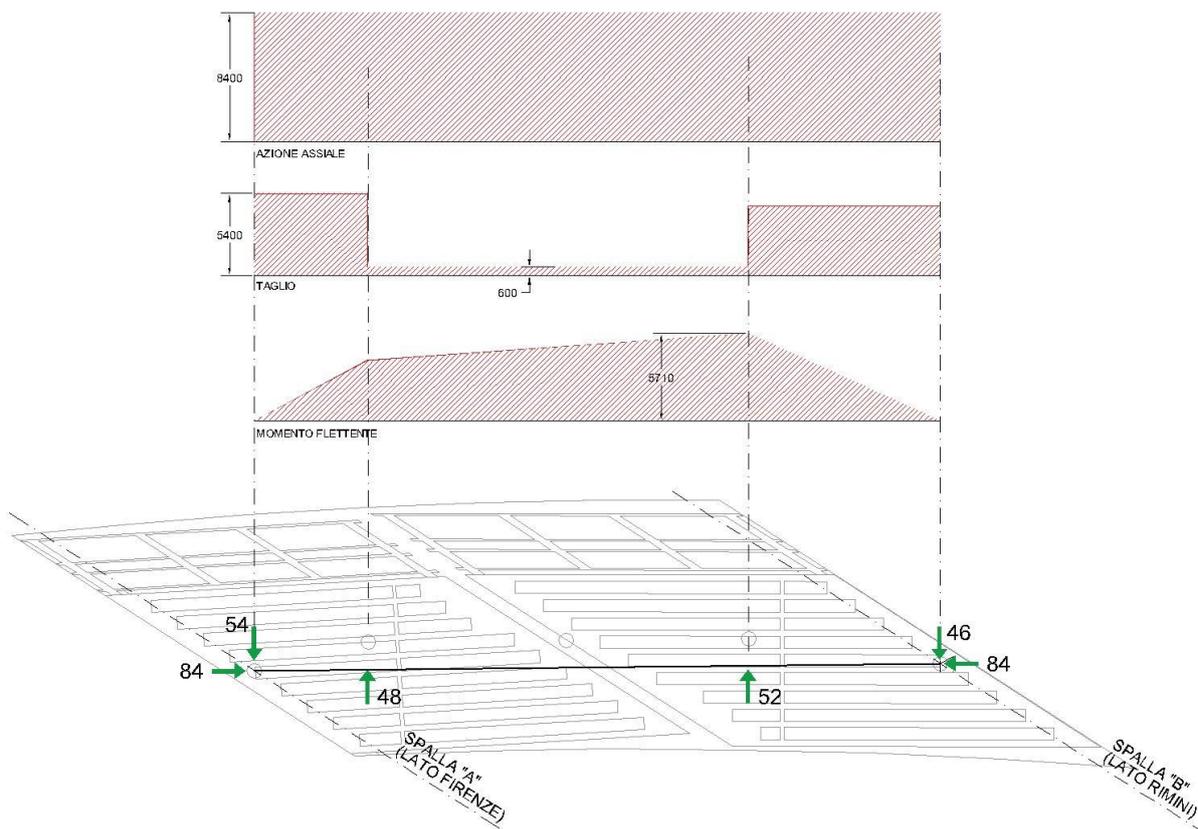


Figura – Statica orizzontale di impalcato ( $H_{trasv} = 100$  kN)

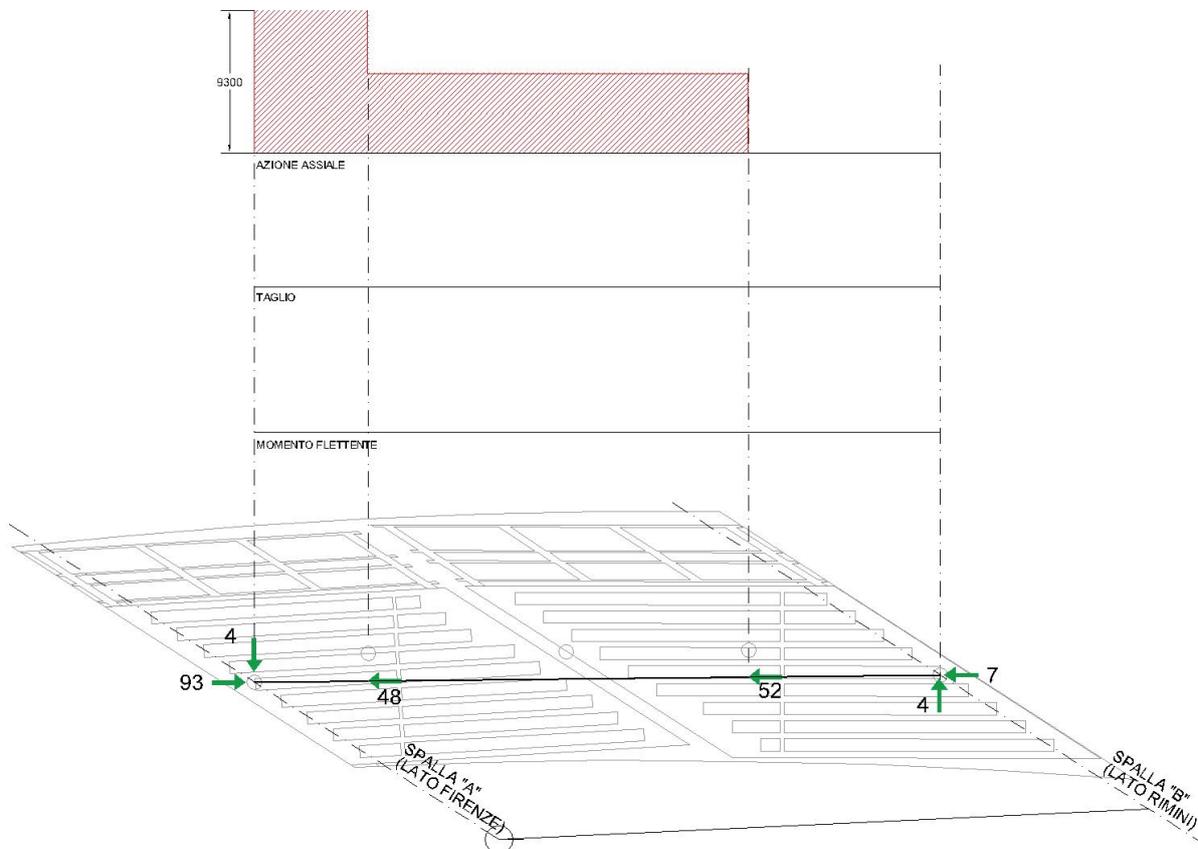


Figura – Statica orizzontale di impalcato ( $H_{long} = 100 \text{ kN}$ )

Carico	F	$R_{a_{\perp}}$	$R_{a_{\parallel}}$	$R_{b_{\perp}}$	$R_{b_{\parallel}}$
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
EX	100	54	76	0	8
EY	100	0	99	84	44
1.00 EX + 0.30 EY		54	106	25	21
0.30 EX + 1.00 EY		16	122	84	46

$R_{\perp}$  Reazione ortogonale al muro frontale

$R_{\parallel}$  Reazione parallela al muro frontale

Tabella– Reazioni orizzontali su Spalle per carico forfaitario di 100 kN

MASSE SISMICHE CARREGGIATA NORD

Elemento	Id.	n	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>z</sub>	γ <sub>MAT.</sub>	x <sub>g</sub>	y <sub>g</sub>	z <sub>g</sub>	G <sub>k(x1)</sub>	G <sub>k(x n)</sub>
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
EX - Impalcato sp.1.10m (FI)	1	1	246.750	1.000	1.100	25.00	3.070	5.790		6786	6786
EX - Impalcato sp.1.10m (RN)	2	1	267.730	1.000	1.100	25.00	28.030	6.070		7363	7363
N - Travi prefabbricate (FI)	3	2	21.950	1.000	0.550	25.00	-7.670	12.780		302	604
N - Travi prefabbricate (RN)	4	2	23.900	1.000	0.550	25.00	16.260	13.700		329	657
N - Soletta (FI)	5	1	105.050	1.000	0.200	25.00	-7.610	13.090		525	525
N - Soletta (RN)	6	1	116.000	1.000	0.200	25.00	15.670	14.030		580	580
EX - Aliegggerimenti impalcato (F	7	1	-125.260	0.709	0.709	25.00	2.870	5.710		-1574	-1574
EX - Aliegggerimenti impalcato (F	8	1	-142.610	0.709	0.709	25.00	28.180	6.140		-1792	-1792
EX - Sbalzo lato Sud (FI)	9	1	12.250	1.000	0.200	25.00	0.620	16.560		61	61
EX - Sbalzo lato Sud (RN)	10	1	15.830	1.000	0.200	25.00	40.570	0.040		79	79
N+EX - Cordolo lato Nord (FI)	11	1	15.470	1.000	0.150	25.00	-10.460	14.900		58	58
N+EX - Pavimentazione (FI)	12	1	353.870	1.000	0.125	24.00	1.240	7.340		1062	1062
N+EX - Cordolo lato Nord (RN)	13	1	17.190	1.000	0.150	25.00	12.520	16.090		64	64
N+EX - Pavimentazione (RN)	14	1	397.970	1.000	0.125	24.00	25.310	7.750		1194	1194
<b>TOTALE</b>							<b>13.935</b>	<b>7.384</b>		<b>15666</b>	

MASSE SISMICHE CARREGGIATA NORD (SOLO CAMPATA LATO FIRENZE)

Elemento	Id.	n	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>z</sub>	γ <sub>MAT.</sub>	x <sub>g</sub>	y <sub>g</sub>	z <sub>g</sub>	G <sub>k(x1)</sub>	G <sub>k(x n)</sub>
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
EX - Impalcato sp.1.10m (FI)	1	1	246.750	1.000	1.100	25.00	3.070	5.790		6786	6786
EX - Impalcato sp.1.10m (RN)	2	0	267.730	1.000	1.100	25.00	28.030	6.070		7363	0
N - Travi prefabbricate (FI)	3	2	21.950	1.000	0.550	25.00	-7.670	12.780		302	604
N - Travi prefabbricate (RN)	4	0	23.900	1.000	0.550	25.00	16.260	13.700		329	0
N - Soletta (FI)	5	1	105.050	1.000	0.200	25.00	-7.610	13.090		525	525
N - Soletta (RN)	6	0	116.000	1.000	0.200	25.00	15.670	14.030		580	0
EX - Aliegggerimenti impalcato (F	7	1	-125.260	0.709	0.709	25.00	2.870	5.710		-1574	-1574
EX - Aliegggerimenti impalcato (F	8	0	-142.610	0.709	0.709	25.00	28.180	6.140		-1792	0
EX - Sbalzo lato Sud (FI)	9	1	12.250	1.000	0.200	25.00	0.620	16.560		61	61
EX - Sbalzo lato Sud (RN)	10	0	15.830	1.000	0.200	25.00	40.570	0.040		79	0
N+EX - Cordolo lato Nord	11	1	15.470	1.000	0.150	25.00	-10.460	14.900		58	58
N+EX - Pavimentazione	12	1	353.870	1.000	0.125	24.00	1.240	7.340		1062	1062
<b>TOTALE</b>							<b>1.121</b>	<b>7.254</b>		<b>7521</b>	

MASSE SISMICHE CARREGGIATA NORD (SOLO CAMPATA LATO RIMINI)

Elemento	Id.	n	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>z</sub>	γ <sub>MAT.</sub>	x <sub>g</sub>	y <sub>g</sub>	z <sub>g</sub>	G <sub>k(x1)</sub>	G <sub>k(x n)</sub>
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
EX - Impalcato sp.1.10m (FI)	1	0	246.750	1.000	1.100	25.00	3.070	5.790		6786	0
EX - Impalcato sp.1.10m (RN)	2	1	267.730	1.000	1.100	25.00	28.030	6.070		7363	7363
N - Travi prefabbricate (FI)	3	0	21.950	1.000	0.550	25.00	-7.670	12.780		302	0
N - Travi prefabbricate (RN)	4	2	23.900	1.000	0.550	25.00	16.260	13.700		329	657
N - Soletta (FI)	5	0	105.050	1.000	0.200	25.00	-7.610	13.090		525	0
N - Soletta (RN)	6	1	116.000	1.000	0.200	25.00	15.670	14.030		580	580
EX - Aliegggerimenti impalcato (F	7	0	-125.260	0.709	0.709	25.00	2.870	5.710		-1574	0
EX - Aliegggerimenti impalcato (F	8	1	-142.610	0.709	0.709	25.00	28.180	6.140		-1792	-1792
EX - Sbalzo lato Sud (FI)	9	0	12.250	1.000	0.200	25.00	0.620	16.560		61	0
EX - Sbalzo lato Sud (RN)	10	1	15.830	1.000	0.200	25.00	40.570	0.040		79	79
N+EX - Cordolo lato Nord	11	1	17.190	1.000	0.150	25.00	12.520	16.090		64	64
N+EX - Pavimentazione	12	1	397.970	1.000	0.125	24.00	25.310	7.750		1194	1194
<b>TOTALE</b>							<b>25.768</b>	<b>7.504</b>		<b>8145</b>	

Tabella- Analisi di dettaglio della massa sismica

## 7.2 CONNESSIONE SU IMPALCATO

Il collegamento è realizzato mediante tubolari metallici disposti in corrispondenza degli alleggerimenti dell'impalcato esistente in modo tale da ripartire i carichi orizzontali tra soletta e controsoletta come mostrato in figura.

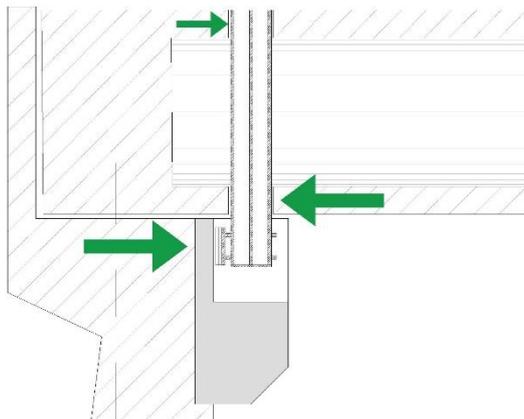


Figura n.7.3 – Schema sistema di connessione impalcato

Massima forza sismica	$H_{\text{sisma}} = 15650 \times 0.292 = 4570 \text{ kN}$
Reazione massima su spalla	$R_{\text{sisma}} = 1.22 \times 4570 = 5575 \text{ kN}$
Numero di connessioni su spalla	$n = 9$
Azione su singola connessione	$h_{\text{sisma}} = R_{\text{sisma}} / n = 5575 / 9 = 619 \text{ kN}$
Eccentricità verticale	$e = 250 \text{ mm}$
Momento flettente su profilo	$M_{\text{sd}} = 619 \times 0.25 = 155 \text{ kNm}$
Taglio su profilo	$V_{\text{sd}} = 619 \text{ kN}$
Profilo	Tubo $\phi 219.3$ sp.20 mm rinforzato con piatti a croce 230x20 mm
Modulo resistente elastico (solo tubo)	$W_{\text{el}} = 572000 \text{ mm}^3$
Area di taglio (solo rinforzo)	$A_w = 230 \times 20 = 4600 \text{ mm}^2$
Tensione di snervamento	$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
Tensione di progetto	$f_{y\text{d}} = 355 / 1.05 = 338 \text{ N/mm}^2$
Momento resistente	$M_{\text{Rd}} = 338 \times 572000 / 10^6 = 193 \text{ kNm}$
Taglio resistente	$V_{\text{Rd}} = 0.577 \times 338 \times 4600 / 10^3 = 897 \text{ kN}$
$M_{\text{Rd}} / M_{\text{sd}}$	$= 193 / 155 = 1.245 > 1.000 \rightarrow \text{OK}$
$V_{\text{Rd}} / V_{\text{sd}}$	$= 897 / 619 = 1.449 > 1.000 \rightarrow \text{OK}$

### 7.3 PRESSOFLESSIONE IMPALCATO (PIANO ORIZZONTALE)

Le due campate solo collegate, in corrispondenza della pila, mediante n.11 barre  $\phi 40$  in acciaio C40 (n.1 barra / 1.100m). La verifica è svolta assimilando l'elemento ad una sezione in cemento armato (BxH=12100 x 200mm<sup>2</sup>), armata con le barre di cui sopra.

$$N_{sd} = 84 / 100 \times 4570 = 3839 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 571 / 100 \times 4570 = 26095 \text{ kNm}$$

Cautelativamente la verifica è svolta in campo elastico.

**Verifica C.A. S.L.U. - File:**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo:** \_\_\_\_\_

N° strati barre:  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	20	1210

N°	As [cm²]	d [cm]
7	12.57	715
8	12.57	825
9	12.57	935
10	12.57	1045
11	12.57	1155

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

**Sollecitazioni:**  
 S.L.U.  Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>  3800 kN  
 M<sub>xEd</sub>  26266 kNm  
 M<sub>yEd</sub>  0

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

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

**Materiali:**  
 B450C  C32/40  
 ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
 f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
 ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  ‰  
 σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  ‰  
 τ<sub>c1</sub>  ‰

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

**Verifica** N° iterazioni:

Precompresso

## 8 VERIFICHE SPALLE ESISTENTI

### 8.1 PREMESSA

Di seguito si riportano tutti i carichi di progetto considerati per il dimensionamento e la verifica del manufatto in esame, dando evidenza tanto dei valori unitari (p.e. carico lineare, di superficie, di volume) che delle risultanti e della loro posizione rispetto al sistema di riferimento. A tal proposito, convenzionalmente si assume quanto segue:

- Asse x = asse orizzontale diretto in senso longitudinale
- Asse y = asse orizzontale diretto in senso trasversale
- Asse z = asse verticale

Salvo diversa indicazione, il sistema di riferimento è posizionato a livello dell'intradosso della fondazione, nel baricentro planimetrico.

## 8.2 ANALISI DEI CARICHI

### 8.2.1 Peso proprio della spalla

Il peso proprio della spalla è valutato assumendo i seguenti pesi specifici di riferimento:

- calcestruzzo: 25 kN/m<sup>3</sup>
- materiale di riempimento: 20 kN/m<sup>3</sup>

#### FONDAZIONE

Elemento	Id.	n	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>z</sub>	γ <sub>MAT.</sub>	x <sub>g</sub>	y <sub>g</sub>	z <sub>g</sub>	G <sub>k(x1)</sub>	G <sub>k(x n)</sub>
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
Porzione trasversale fondazione (x<0)	1	1	1.00	23.77	3.12	25	-0.100	0.000	0.508	1854.1	1854.1
Porzione trasversale fondazione (x>0)	2	1	1.00	23.77	2.73	25	-0.100	0.000	0.508	1622.3	1622.3

**TOTALE** -0.10 0.00 0.51 **3476**

#### MURO FRONTALE

Elemento	Id.	n	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>z</sub>	γ <sub>MAT.</sub>	x <sub>g</sub>	y <sub>g</sub>	z <sub>g</sub>	G <sub>k(x1)</sub>	G <sub>k(x n)</sub>
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
Muro frontale	3	1	1.05	23.77	7.50	25	-0.457	0.000	4.950	4679.7	4679.7
Muro paraghiaia frontale	4	1	0.15	23.77	1.14	25	-0.925	0.000	9.270	101.6	101.6

**TOTALE** -0.467 0.000 5.042 **4781**

#### TERRENO

Elemento	Id.	n	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>z</sub>	γ <sub>MAT.</sub>	x <sub>g</sub>	y <sub>g</sub>	z <sub>g</sub>	G <sub>k(x1)</sub>	G <sub>k(x n)</sub>
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
Terreno	5	1	1.60	23.77	8.94	20	-1.974	0.000	5.070	6800.1	6800.1

**TOTALE** -1.974 0.000 5.070 **6800**

### 8.2.2 Sovraccarico variabile su rilevato

Il sovraccarico variabile da traffico su rilevato è schematizzato con un carico uniforme di 20 kN/m<sup>2</sup>, applicato su una lunghezza indefinita in senso longitudinale e trasversale.

## 8.2.3 Spinta delle terre

### 8.2.3.1 Coefficienti di spinta

#### STATIC CONDITIONS

		M1	Partial coefficient for parameters
$k_h$	[-]		Horizontal seismic coefficient
$k_v$	[-]		Vertical seismic coefficient
$\phi$	[°]	38.0	Internal friction angle
$\theta$	[°]	0.0	Inclination of the wall back surface
$\delta$	[°]	19.0	Friction soil - wall
$\beta$	[°]	0.0	Backwall surface inclination
$\psi$	[°]	0.0	-
$K_0$	[-]	0.3843	At rest pressure coefficient
$K_A$	[-]	0.2172	Static earth pressure coefficient for active state
$K_P$	[-]	9.6392	Static earth pressure coefficient for passive state

#### SEISMIC CONDITIONS (SLV)

		M1	Partial coefficient for parameters
$k_h$	[-]	0.201	Horizontal seismic coefficient
$k_v$	[-]	0.101	Vertical seismic coefficient
$\phi$	[°]	38.0	Internal friction angle
$\theta$	[°]	0.0	Inclination of the wall back surface
$\delta$	[°]	19.0	Friction soil - wall
$\beta$	[°]	0.0	Backwall surface inclination
$\psi$	[°]	12.6	-
$K_{AE}$	[-]	0.3606	Dynamic earth pressure coefficient for active state
$K^*_{AE}$	[-]	0.3243	Dynamic earth pressure coefficient for active state x (1- $k_v$ )
$K_{PE}$	[-]	8.0096	Dynamic earth pressure coefficient for passive state
$K^*_{PE}$	[-]	7.2046	Dynamic earth pressure coefficient for passive state x (1- $k_v$ )

### 8.2.3.2 Effetti statici

La spinta delle terre è valutata secondo la teoria di Rankine ovvero

- **contributo peso proprio terreno:**

azione risultante:

$$\Delta S_{P,P} = \frac{1}{2} \times k \times \gamma \times H$$

quota risultante:

$$Z_{\Delta S} = H / 3$$

- **contributo sovraccarico rilevato (variabile):**

azione risultante:

$$\Delta S_q = k \times q^* \times H$$

quota risultante:

$$Z_{\Delta S} = H / 2$$

Tenuto conto della tipologia di fondazione, si assume un comportamento di tipo "rigido" del manufatto calcolando le spinte in condizioni "attive" ( $k = k_A$ ).

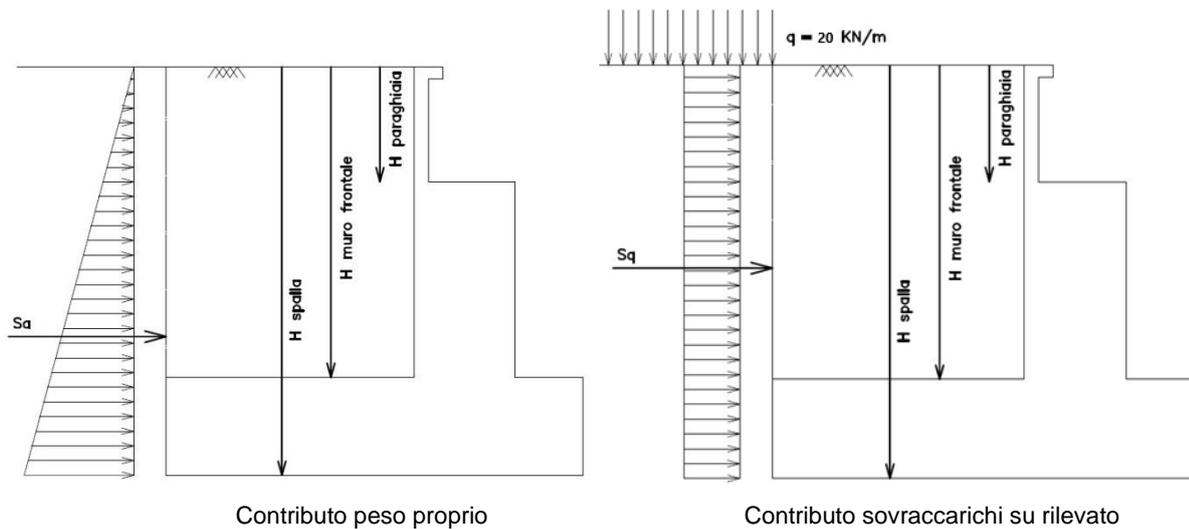


Figura 8-1 Schema per il calcolo delle spinte statiche

### 8.2.3.3 Effetti sismici

Tenuto conto della tipologia di fondazione, si assume un comportamento di tipo rigido del manufatto anche in condizioni sismiche e l'incremento di spinta è valutato secondo la teoria di Mononobe-Okabe:

- **contributo peso proprio terreno:**

azione risultante:

quota risultante:

$$\Delta S_{P.A} = (k_{AE}^* - k_A) \times \gamma \times H^2$$

$$Z_{\Delta S} = H / 2$$

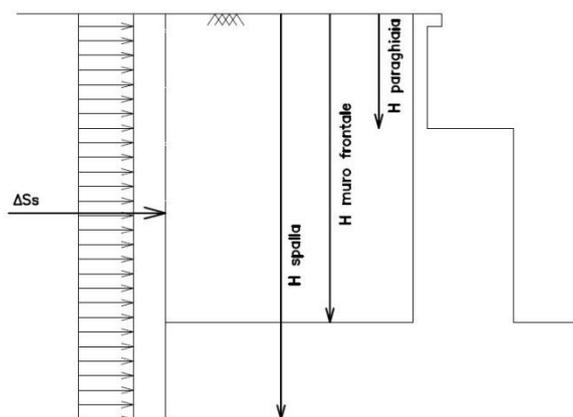


Figura 8-2 Schema per il calcolo delle spinte sismiche

8.2.3.4 Quadro di sintesi

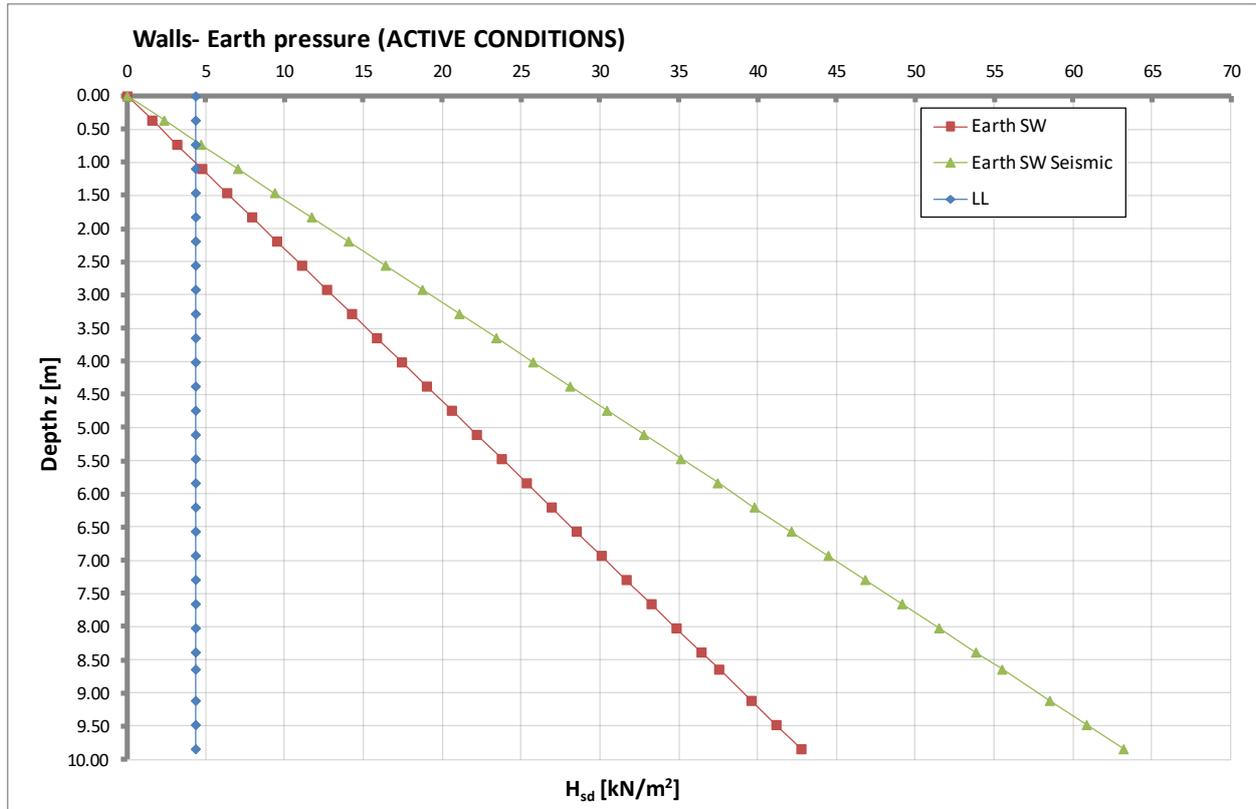


Figura 8-3 – Diagrammi di spinta

### 8.2.4 Forze inerziali 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.

I parametri sismici nel caso in esame sono:

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0.070	2.490	0.275
SLD	101	0.086	2.482	0.285
SLV	949	0.209	2.434	0.310
SLC	1950	0.263	2.447	0.316

Tabella 5 Parametri azione sismica

Per le verifiche agli stati limite ultimi lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per la componente orizzontale sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata con le ordinate ridotte sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. Per lo spettro orizzontale si assume il valore  $q = 1.0$ .

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito è pari a:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 1.395 \cdot 1 \cdot 0.209g = 0.292g$$

I coefficienti sismici orizzontale ( $k_h$ ) e verticale ( $k_v$ ) vengono valutati mediante le seguenti espressioni, in accordo con quanto esposto come esposto al paragrafo 7.11.6 delle NTC18, assumendo il coefficiente  $\beta_m$  di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito pari a 0.69. Tale valore è definito come media tra i valori  $\beta_m=1$ , caratteristico di opere non libere di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, e il coefficiente  $\beta_m=0.38$  caratteristico delle spinte attive.

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g = 0.201$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h = 0.101$$

Le risultanti d'inerzia, orizzontale ( $F_h$ ) e verticale ( $F_v$ ), si valutano moltiplicando i pesi strutturali per i coefficienti sismici:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

Si riportano i valori delle azioni orizzontali e verticali agenti su ciascuna porzione della spalla:

Elemento	$k_h$	$k_v$	W	$F_h$	$F_v$
[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]
<b>Inerzia Muro Frontale</b>					
Muro frontale	0.201	0.101	4781.3	961.0	480.5
<b>Inerzia Terreno</b>					
Terreno	0.201	0.101	6800.1	1366.8	683.4
<b>Inerzia Fondazione Spalla</b>					
Fondazione	0.201	0.101	3476.4	698.7	349.4
<b>Sovrappinta sismica terreno</b>					
Fondazione	0.104	0.052	46030.9	4787.2	0.0

Tabella 6 Forze di inerzia orizzontali e verticali



### 8.3 AZIONI TRASMESSE NEL BARICENTRO FONDAZIONE, QUOTA INTRADOSSO

Si valutano le azioni trasmesse a quota intradosso fondazione:

Design load	Id.	$x_g$	$y_g$	$z_g$	$F_x$	$F_y$	$F_z$	$M_{Sd,x}$	$M_{Sd,y}$	$M_{Sd,z}$
	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
STRUTTURALE	-	-0.312	0.000	3.133	0	0	8258	0	-2579	0
PESO TERRENO	-	-1.974	0.000	5.070	0	0	6800	0	-13421	0
SPINTA TERRENO	-	-1.974	0.000	3.280	4726	0	0	0	15501	0
SOVRACCARICO TERRENO	-	-1.974	0.000	4.920	961	0	0	0	4726	0
SISMA LONG	-	-0.312	0.000	3.133	1660	0	0	0	5200	0
SISMA TRASV	-	0.000	0.000	0.000	0	0	0	0	0	0
INCR. SISMICO LONG	-	-3.000	0.000	4.920	4787	0	0	0	23553	0
INCR. SISMICO TRASV	-	0.000	0.000	0.000	0	0	0	0	0	0

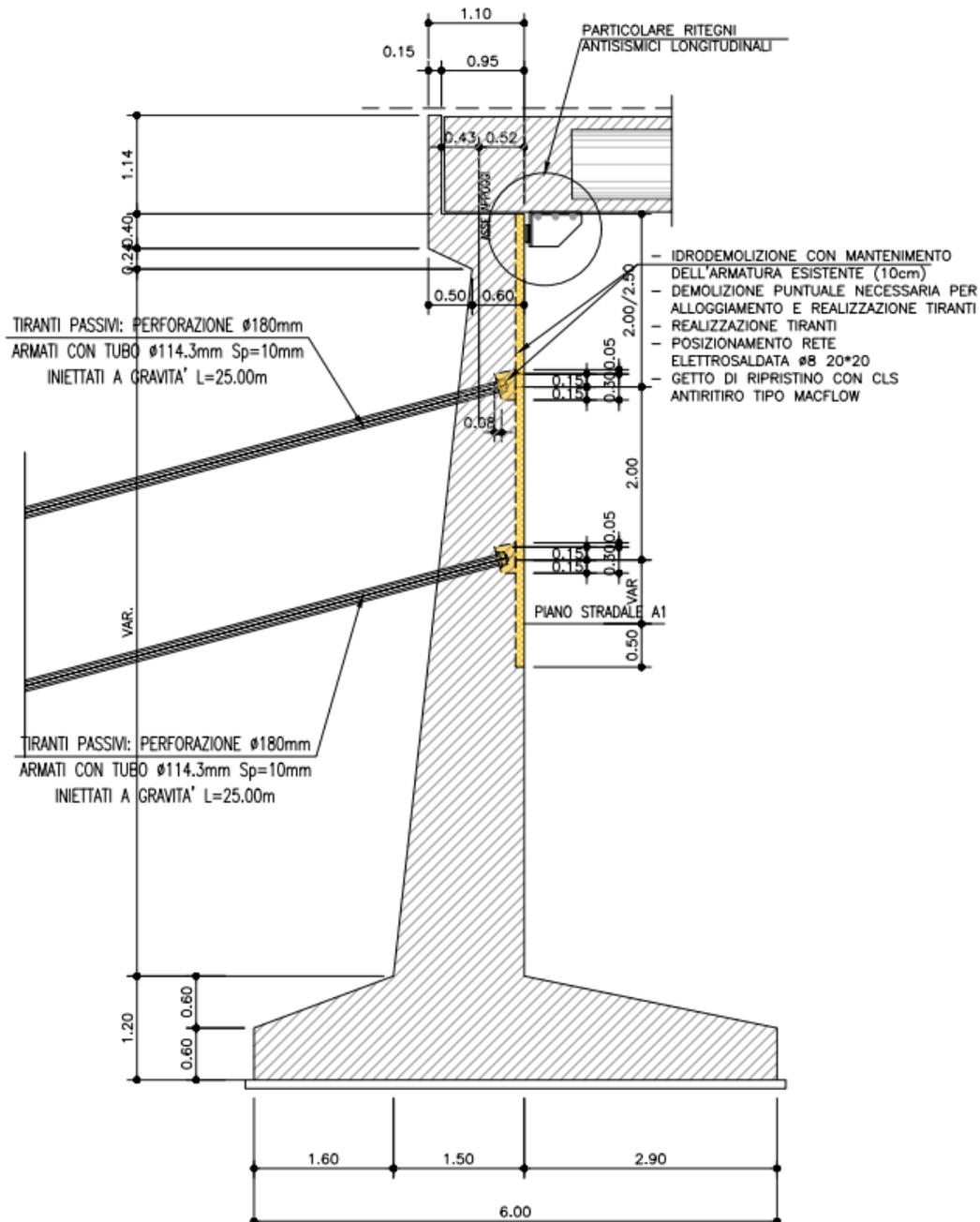
## 8.4 VERIFICA DEI TIRANTI PASSIVI

Si verificano i tiranti passivi aventi le seguenti caratteristiche:

- Tubo micropalo di lunghezza  $L = 25\text{m}$ , diametro  $d = 114.3\text{mm}$  e spessore  $t = 10\text{mm}$ ;
- Diametro di perforazione  $D = 180\text{mm}$ ;
- Interasse trasversale dei micropali  $i_t = 3\text{m}$ ;
- Interasse verticale dei micropali  $i_v = 2\text{m}$ ;
- Distanza rispetto intradosso fondazione fila inferiore di micropali  $h_{\text{inf}} = 4.6\text{m}$ ;
- Distanza rispetto intradosso fondazione fila superiore di micropali  $h_{\text{sup}} = 6.6\text{m}$ ;
- Fattore di aderenza  $q_a = 80\text{kPa}$ , coeff.  $\alpha = 1.0$ .

### SEZIONE SPALLA ESISTENTE LATO RIMINI

scala 1:50



L = 23.77 m Dimensione Trasversale  
B = 6.00 m Dimensione Longitudinale  
E = 30000 kPa Modulo del terreno

Sollecitazioni statiche

N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
15057.8	5686.6	4227.3	
$\delta v$	$\delta h$	$\theta$	$\delta h_{tot,sta,pp}$
	1.54E-02	4.92E-04	1.81E-02

Sollecitazioni sismiche

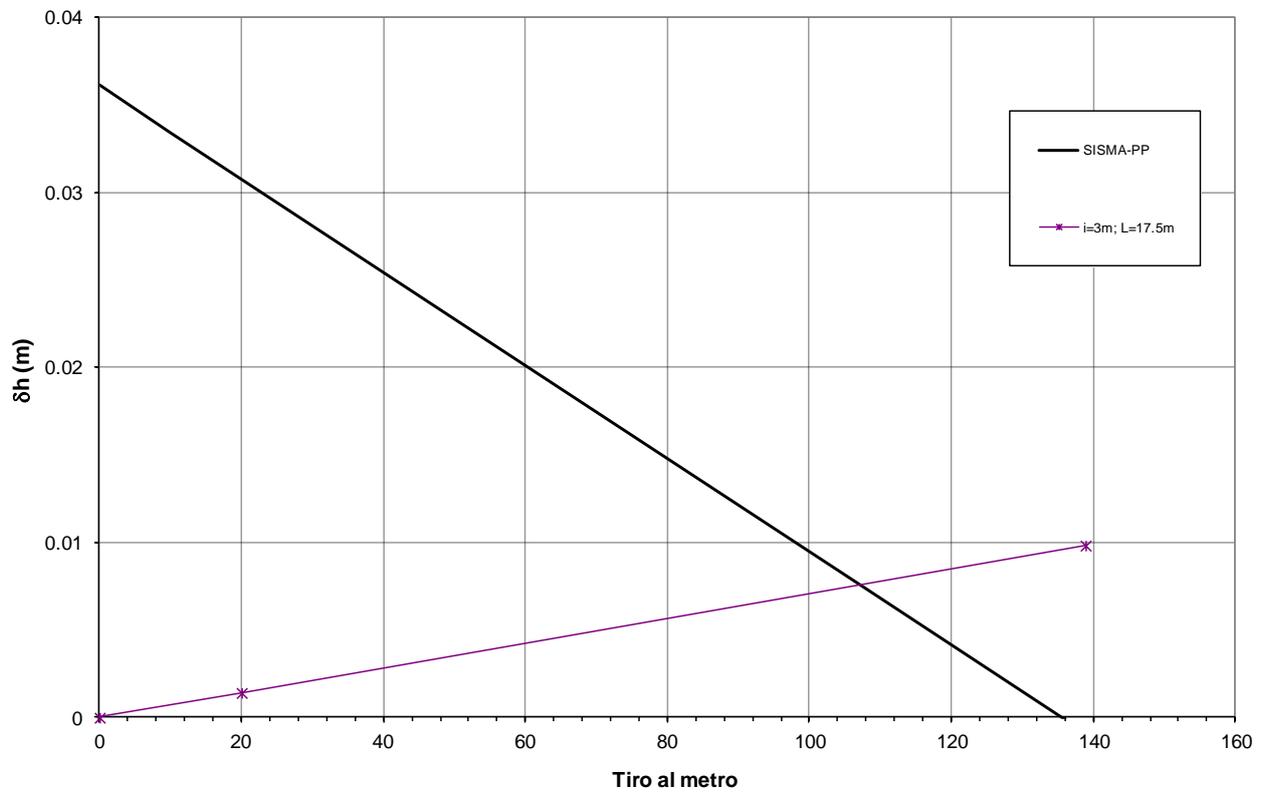
N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
15057.8	12133.6	32980.6	
$\delta v$	$\delta h$	$\theta$	$\delta h_{tot,sis}$
	3.28E-02	3.84E-03	5.42E-02

$f_{yk}$  = 355 MPa D barra = 11.43 cm  
 $E_s$  = 210000000 KPa sp. = 1 cm  
 Area Micropalo = 32.77 cm<sup>2</sup>  
 Tiro max = 1011.50 KN  
 $\tau_{ad}$  = 80 KPa  $L_{anc}$  = 17.5 m  
 FS = 1.9  $L_1$  = 16.25 m  
 $\alpha$  = 1 interasse = 3 m  
 Dperf = 0.18 m Flessibilità = 7.08E-05 m<sup>2</sup>/kN  
 Tsfi (kN/m) = 138.89 kN/m

Condizione sismica

Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)	$\delta h$	$\theta$	$\Delta h_\theta$	$\delta h_{tot}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
0	0	15057.8	12133.6	32980.6	3.3E-02	3.8E-03	2.1E-02	5.4E-02	5.4E-02	3.6E-02
10	420	15057.8	11713.6	30628.6	3.2E-02	3.6E-03	2.0E-02	5.2E-02	5.2E-02	3.3E-02
50	2100	15057.8	10033.6	21220.6	2.7E-02	2.5E-03	1.4E-02	4.1E-02	4.1E-02	2.3E-02
107.1	4498	15057.8	7635.8	7793.0	2.1E-02	9.1E-04	5.1E-03	2.6E-02	2.6E-02	7.6E-03
200	8400	15057.8	3733.6	-14059.4	1.0E-02	-1.6E-03	-9.2E-03	9.2E-04	9.2E-04	-1.7E-02

	Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)
SIS	107.09	4497.78	15057.82	7635.82	7793.01



### 8.5 VERIFICA GEO

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = M_b/N$ )

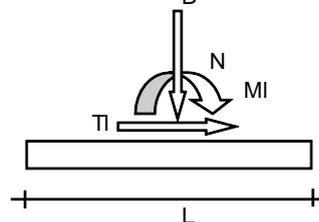
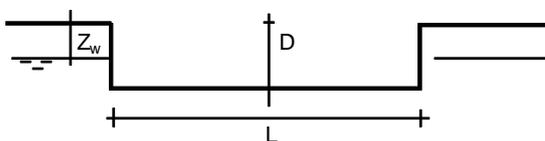
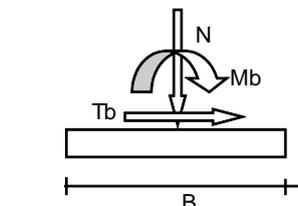
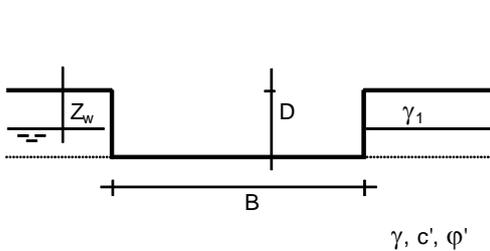
$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = M_l/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

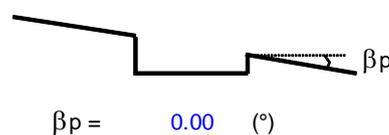
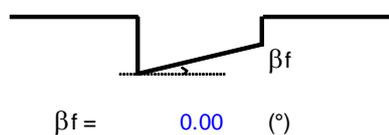
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali						
			azioni		proprietà del terreno		resistenze		
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00	
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	
Tensioni Ammissibili			○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista			●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 6.00 (m)  
L = 23.77 (m)  
D = 3.90 (m)



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	15057.82	0.00	15057.82
Mb [kNm]	7793.01	0.00	7793.01
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	7635.82	0.00	7635.82
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	7635.82	0.00	7635.82

*Peso unità di volume del terreno*

$\gamma_1 = 20.00$  (kN/mc)  
 $\gamma = 20.00$  (kN/mc)

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$c' = 0.00$  (kN/mq)  
 $\varphi' = 38.00$  (°)

*Valori di progetto*

$c' = 0.00$  (kN/mq)  
 $\varphi' = 38.00$  (°)

*Profondità della falda*

$Z_w = 100.00$  (m)

$e_B = 0.52$  (m)  
 $e_L = 0.00$  (m)

$B^* = 4.96$  (m)  
 $L^* = 23.77$  (m)

**q : sovraccarico alla profondità D**

$q = 78.00$  (kN/mq)

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$\gamma = 20.00$  (kN/mc)

**Nc, Nq, N $\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$

$N_q = 48.93$

$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$

$N_c = 61.35$

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$

$N_\gamma = 78.02$

**s<sub>c</sub>, s<sub>q</sub>, s <sub>$\gamma$</sub>  : fattori di forma**

$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L^* \cdot N_c)$

$s_c = 1.17$

$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$

$s_q = 1.16$

$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$

$s_\gamma = 0.92$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.83 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.17 \quad m = 1.83 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\varphi'))^m \quad (m=2 \text{ nel caso di fondazione nastriforme e } m=(m_b \sin^2\theta + m_l \cos^2\theta) \text{ in tutti gli altri casi})$$

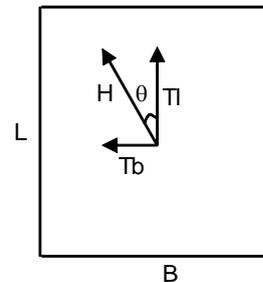
$$i_q = 0.27$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 0.26$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.14$$



**$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2) * \arctan(D / B^*)$$

$$d_q = 1.18$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$d_c = 1.19$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**$b_c, b_q, b_\gamma$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_r \tan\varphi')^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 1920.26 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B * L^*$$

$$q = 127.59 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 834.9 \quad ? \quad q = 127.59 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

**Carico agente**

$$H_d = 7635.82 \quad (\text{kN})$$

**Azione Resistente**

$$S_d = N \tan(\phi') + c' B * L^*$$

$$S_d = 11764.46 \quad (\text{kN})$$

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

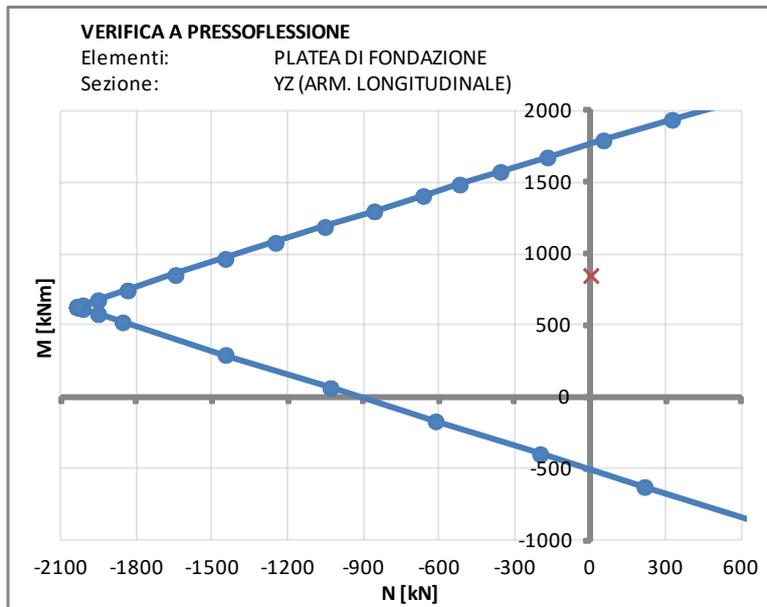
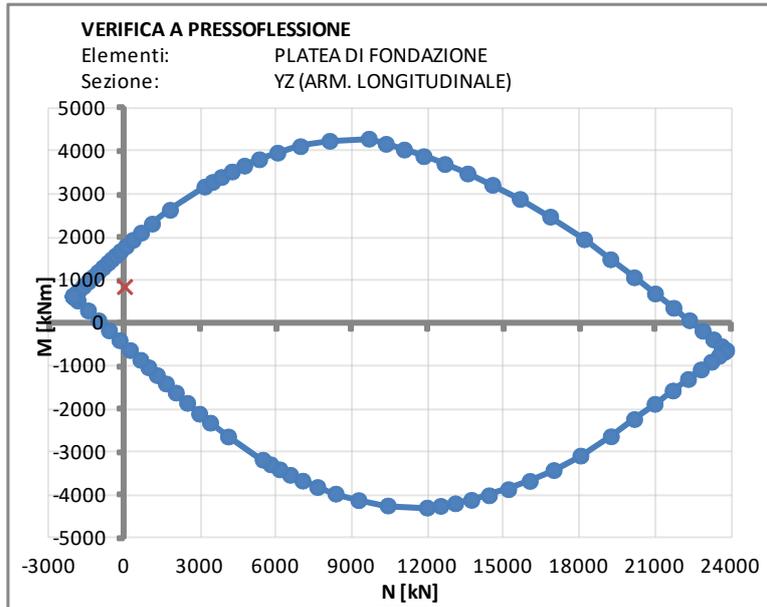
$$S_d / \gamma_R = 10694.96 \quad ? \quad H_d = 7635.82 \quad (\text{kN})$$

## 8.6 VERIFICHE STR

### 8.6.1 Verifica della fondazione

Si verifica la fondazione considerando i seguenti parametri:

- |                                     |  |
|-------------------------------------|--|
| ▪ Lunghezza mensola                 | $L = 3.65\text{m};$                                  |
| ▪ Pressione sul terreno di progetto | $q_d = 127.6\text{kN/m}^2;$                          |
| ▪ Altezza fondazione                | $h = 1.2\text{m};$                                   |
| ▪ Larghezza di calcolo fondazione   | $b = 1.0\text{m};$                                   |
| ▪ Momento flettente di progetto     | $M_{sd} = 850.0\text{kNm/m};$                        |
| ▪ Taglio di progetto                | $V_{sd} = 465.7\text{kN/m};$                         |
| ▪ Armatura superiore                | $\phi 24/40;$  |
| ▪ Armatura inferiore                | $\phi 24/40 + \phi 24/40 + \phi 24/50 + \phi 24/50;$ |
| ▪ Armatura a taglio                 | ferri piegati $2\phi 24/80;$                         |
| ▪ Copriferro netto                  | $c = 4\text{cm}.$                                    |



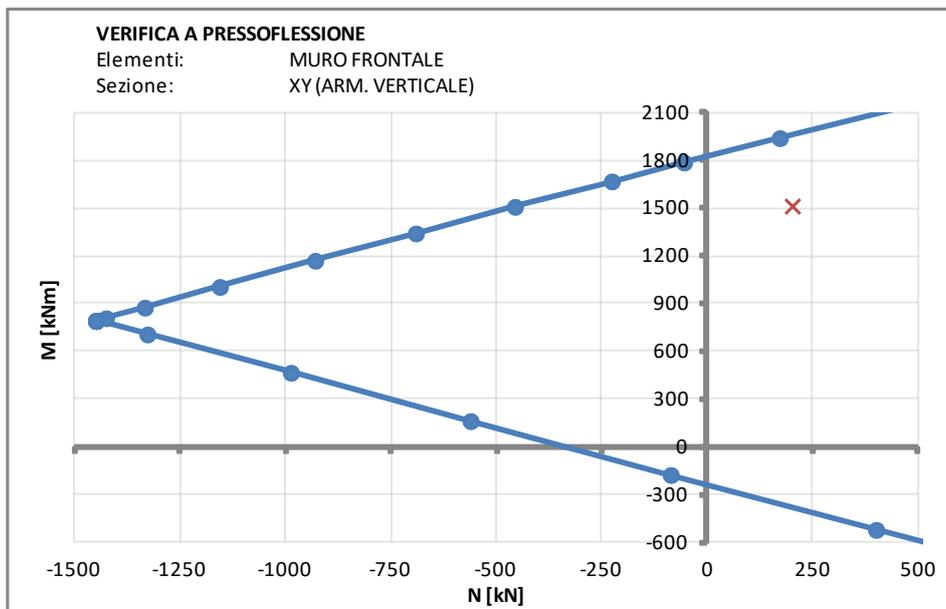
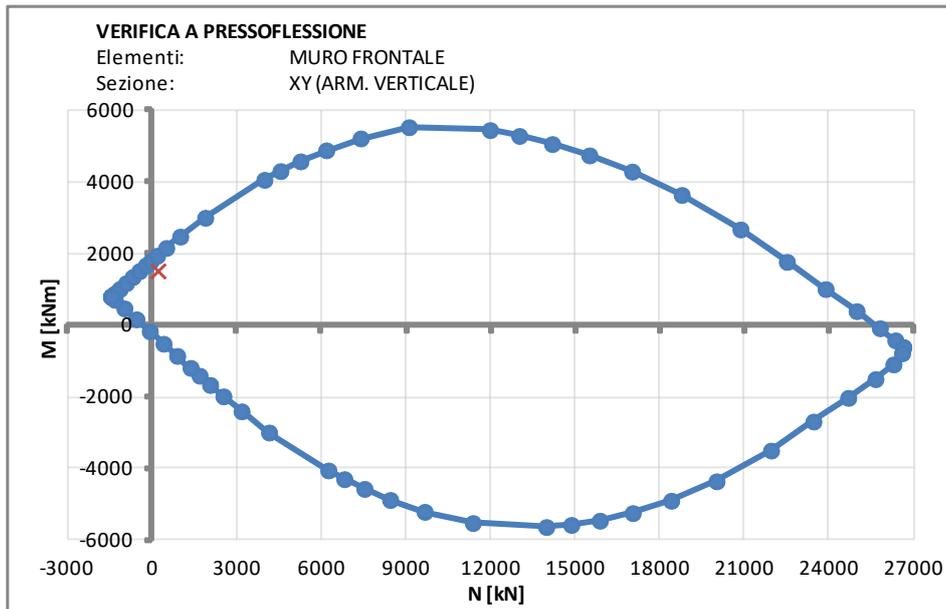
N	M	Fs (e=cost)
[kN]	[kNm]	[-]
0.00	850.00	<b>2.08</b>
0.00	850.00	2.08
0.00	850.00	2.08

El. [-]	Fondazione	
Sez. [-]	YZ	
$\gamma_c$ [-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
$\gamma_s$ [-]	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
$R_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	37	Resistenza caratteristica cubica CLS
$f_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	17.4	Resistenza a compressione di progetto
$f'_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	8.7	Resistenza a compressione ridotta di progetto
$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	450	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
$f_{yd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	391	Tensione di snervamento di progetto
$\alpha_c$ [-]	1.00	(vedi NTC2008)
$d$ [mm]	1148	Altezza utile sezionale
$b_w$ [mm]	100	Larghezza sezione
$s$ [mm]	800	Passo armatura a taglio
$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	904.8	Area armatura a taglio
$\alpha$ [°]	45	Inclinazione armatura a taglio
$\theta$ [°]	45	Inclinazione puntone compresso
$V_{Rsd}$ [kN]	647	Taglio resistente lato acciaio
$V_{Rcd}$ [kN]	899	Taglio resistente lato CLS
<b><math>V_{Rd}</math> [kN]</b>	<b>647</b>	<b>Taglio resistente di progetto</b>
<b><math>V_{Rd}</math> [kN]</b>	<b>647</b>	<b>Taglio resistente totale di progetto</b>
<b><math>V_{Sd}</math> [kN]</b>	<b>466</b>	<b>Taglio sollecitante di progetto</b>
<b><math>F_s</math> [-]</b>	<b>1.39</b>	<b>Coefficiente di sicurezza</b>

## 8.6.2 Verifica del muro frontale

Si verifica la sezione alla base del muro frontale considerando i seguenti parametri:

- |  |                                |
|--|--------------------------------|
| ▪ Altezza sezione muro frontale di calcolo   | $h = 1.5\text{m};$             |
| ▪ Larghezza sezione muro frontale di calcolo | $b = 1.0\text{m};$             |
| ▪ Momento flettente di progetto              | $M_{sd} = 1514.0\text{kNm/m};$ |
| ▪ Azione assiale di progetto                 | $N_{sd} = 201.2\text{kN/m};$   |
| ▪ Taglio di progetto                         | $V_{sd} = 406.0\text{kN/m};$   |
| ▪ Armatura lato terreno                      | $\phi 20/15 + \phi 20/50;$     |
| ▪ Armatura lato impalcato                    | $\phi 14/50;$                  |
| ▪ Copriferro netto                           | $c = 4\text{cm}.$              |



N	M	Fs (e=cost)	Fs (M=cost)	Fs (N=cost)
[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[-]
201.20	1514.00	<b>1.32</b>	114.10	1.29
201.20	1514.00	1.32	<b>114.10</b>	1.29
201.20	1514.00	1.32	114.10	<b>1.29</b>

**Resistenza a taglio elementi non armati**

<b>El.</b>	<b>[-]</b>	<b>Muro</b>	
<b>Sez.</b>	<b>[-]</b>	<b>XZ</b>	
$v_c$	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
$R_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	40	Resistenza caratteristica cubica CLS
$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	33.2	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
$f_{cd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	18.8	Resistenza a compressione di progetto
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	2513.3	Armatura longitudinale tesa
$d$	[mm]	1450	Altezza utile sezionale
$b_w$	[mm]	1000	Larghezza sezione
$\rho_L$	[-]	0.0017	Rapporto geometrico di armatura
$k$	[-]	1.371	Vedi NTC2008
$\sigma_{cp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0	Sforzo medio di compressione
$V_{Rd,min}$	[kN]	470	Resistenza minima
$V_{Rd,eff}$	[kN]	428	Resistenza effettiva
<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>[kN]</b>	<b>470</b>	Resistenza di calcolo
<b><math>V_{Sd}</math></b>	<b>[kN]</b>	<b>406</b>	Taglio sollecitante di progetto
<b><math>F_s</math></b>	<b>[-]</b>	<b>1.16</b>	Coefficiente di sicurezza