

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J64H17000140001

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

VI05 – PONTE SU ROGGIA SERIO

Relazione di calcolo spalle

SCALA:

-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
NB1R	02	D	26	CL	VI0504	001	A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	F. Serrau 	Marzo 2020	A. Maran 	Marzo 2020	M. Berlingeri 	Marzo 2020	A. Perego	Marzo 2020



File: NB1R02D26CLVI0504001A

n. Elab.:

## INDICE

1	PREMESSA .....	6
2	RIFERIMENTI NORMATIVI .....	9
2.1	NORMATIVA E ISTRUZIONI .....	9
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI .....	11
3.1	CALCESTRUZZO .....	11
3.2	ACCIAIO.....	11
3.2.1	<i>Acciaio per cemento armato.....</i>	<i>11</i>
4	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI .....	12
5	CARATTERISTICHE DELLE SPALLE.....	13
5.1	GEOMETRIA DELLE SPALLE .....	13
5.2	CARATTERISTICHE DEL TERRENO DEL RILEVATO A TERGO SPALLA .....	14
6	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO .....	15
6.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G1).....	16
6.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2).....	16
6.3	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO.....	16
6.3.1	<i>Treno di carico LM 71.....</i>	<i>16</i>
6.3.2	<i>Treno di carico SW.....</i>	<i>18</i>
6.3.3	<i>Treno scarico.....</i>	<i>19</i>
6.3.4	<i>Effetto della sopraelevazione.....</i>	<i>19</i>
6.3.5	<i>Schemi di carico adottati.....</i>	<i>19</i>
6.3.6	<i>Effetti dinamici .....</i>	<i>20</i>
6.4	AZIONE LATERALE DI SERPEGGIO.....	21
6.5	FORZA CENTRIFUGA.....	21
6.6	AZIONI DI AVVIAMENTO E FRENATURA .....	21
6.7	AZIONE DEL VENTO.....	22
6.8	AZIONE SISMICA .....	25

6.8.1	<i>Vita nominale</i> .....	26
6.8.2	<i>Classe d'uso</i> .....	26
6.8.3	<i>Periodo di riferimento</i> .....	27
6.8.4	<i>Valutazione dei parametri di pericolosità sismica</i> .....	27
6.8.5	<i>Caratterizzazione sismica del terreno</i> .....	28
6.8.5.1	<i>Categorie di Sottosuolo</i> .....	28
6.8.5.2	<i>Condizioni topografiche</i> .....	28
6.8.5.3	<i>Amplificazione Stratigrafica e Topografica</i> .....	29
6.8.6	<i>Parametri sismici di calcolo</i> .....	30
6.8.7	<i>Definizione delle azioni sismiche derivanti dall'impalcato</i> .....	34
6.9	RESISTENZE PARASSITE NEI VINCOLI .....	34
6.10	RIEPILOGO DELLE AZIONI DEL TRAFFICO FERROVIARIO SULL'IMPALCATO .....	35
6.11	SPINTA STATICA DEL TERRENO .....	36
6.12	SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE E PERMANENTE .....	37
6.13	SPINTE SISMICHE .....	38
6.14	RIEPILOGO DELLE AZIONI .....	41
6.14.1	<i>Riepilogo delle azioni elementari alla base del paramento</i> .....	42
6.14.2	<i>Riepilogo delle azioni elementari alla base del plinto di fondazione</i> .....	43
7	COMBINAZIONI DI CARICO .....	44
7.1.1	<i>Combinazioni SLU</i> .....	46
7.1.2	<i>Combinazioni sismiche</i> .....	48
7.1.3	<i>Combinazioni SLE</i> .....	48
8	VERIFICA DEI PALI DI FONDAZIONE .....	51
8.1	SOLLECITAZIONI COMBinate .....	51
8.2	CALCOLO SOLLECITAZIONI SUI SINGOLI PALI DI FONDAZIONE .....	57
8.2.1	<i>Verifica delle ipotesi di calcolo</i> .....	64
8.3	VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI DI FONDAZIONE .....	65

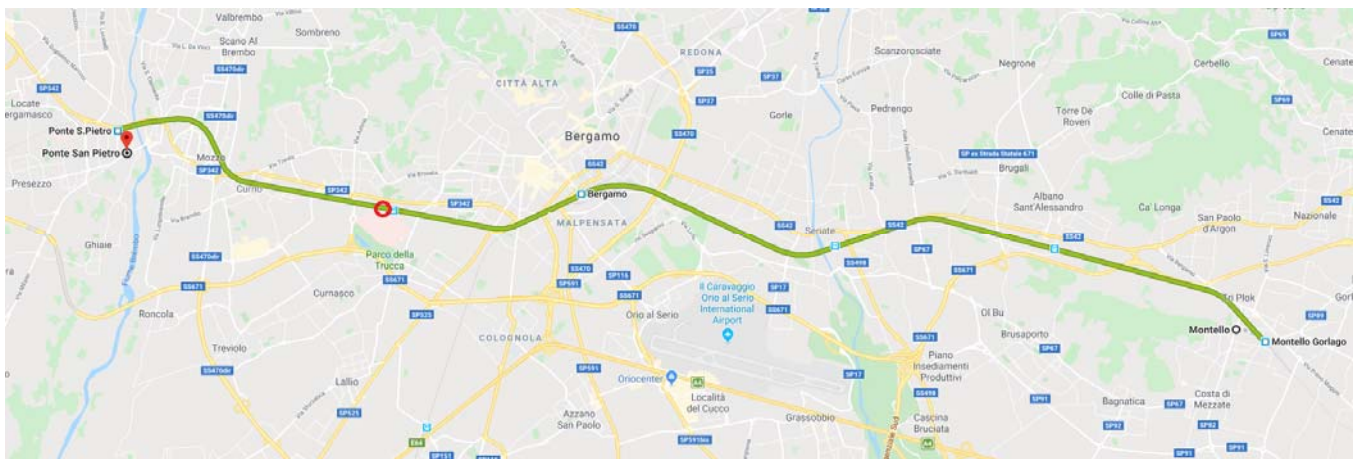
8.3.1	Verifica a pressoflessione allo SLU.....	65
8.3.2	Verifica a pressoflessione allo SLE.....	65
8.3.3	Verifica delle tensioni di esercizio.....	68
8.3.4	Output delle verifiche .....	68
8.4	VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE .....	73
8.5	VERIFICA A TIRANTE-PUNTONE.....	74
8.5.1	SLU.....	75
8.5.2	SLE.....	76
8.5.2.1	Stato limite di apertura delle fessure.....	76
8.5.2.2	Verifica delle tensioni di esercizio .....	77
9	VERIFICA DEL MURO FRONTALE .....	78
9.1	SOLLECITAZIONI AL PIEDE PARAMENTO.....	78
9.1	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE .....	84
9.1.1	Verifica a pressoflessione allo SLU.....	84
9.1.2	Verifica a pressoflessione allo SLE.....	84
9.1.3	Verifica delle tensioni di esercizio.....	84
9.1.1	Output delle verifiche .....	84
9.2	VERIFICA DEI MURI ANDATORI.....	89
9.2.1	Sollecitazioni al piede del muro .....	89
9.2.2	Verifica a pressoflessione.....	90
9.2.1	SLU.....	91
9.2.2	SLE.....	92
9.2.2.1	Stato limite di formazione delle fessure.....	92
9.2.2.1	Stato limite di apertura delle fessure.....	93
9.2.2.2	Verifica delle tensioni di esercizio .....	94
9.2.3	Verifica a taglio.....	94
10	VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI DI FONDAZIONE .....	96
10.1	METODOLOGIA DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE.....	96

10.2	METODOLOGIA DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE .....	99
10.3	VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI .....	103
10.3.1	<i>Verifiche geotecniche carichi verticali</i> .....	104
10.3.2	<i>Verifiche geotecniche carichi orizzontali</i> .....	105
11	STIMA DELLE INCIDENZE.....	108

## 1 PREMESSA

La presente relazione riguarda il calcolo e la verifica delle spalle per la nuova opera ferroviaria in corrispondenza del canale Roggia Serio, in sostituzione dell'attuale ponte a singolo binario.

L'opera in esame, denominata VI05, ricade nell'appalto 2 del progetto di raddoppio ferroviario San Pietro – Bergamo – Montello ed è ubicata alla progressiva 3+333 circa.



**Figura 1-1 – Ubicazione del tracciato e dell'opera in progetto**

Il ponte è costituito da una campata in semplice appoggio con luce agli appoggi pari a 11.6m. Il presente documento costituisce la relazione di calcolo del progetto strutturale delle spalle.

Il nuovo impalcato è del tipo a cassone in acciaio con rivestimento interno in c.a. ed appartiene alla categoria degli impalcato a cassone a via inferiore con armamento su ballast.

La tipologia dell'impalcato progettato consente il contenimento dell'altezza dell'impalcato, la manutenzione agevole del binario, la riduzione del livello di rumorosità e di vibrazione, la realizzazione in continuità del ballast in corrispondenza delle spalle.

Le fondazioni di ciascuna spalla sono di tipo profondo e sono costituite da n.6 pali di diametro 1.2m e lunghezza 30m. Il plinto di fondazione presenta un'altezza di 1.5m ed ha dimensioni in pianta di 10.8m x 7.2m.

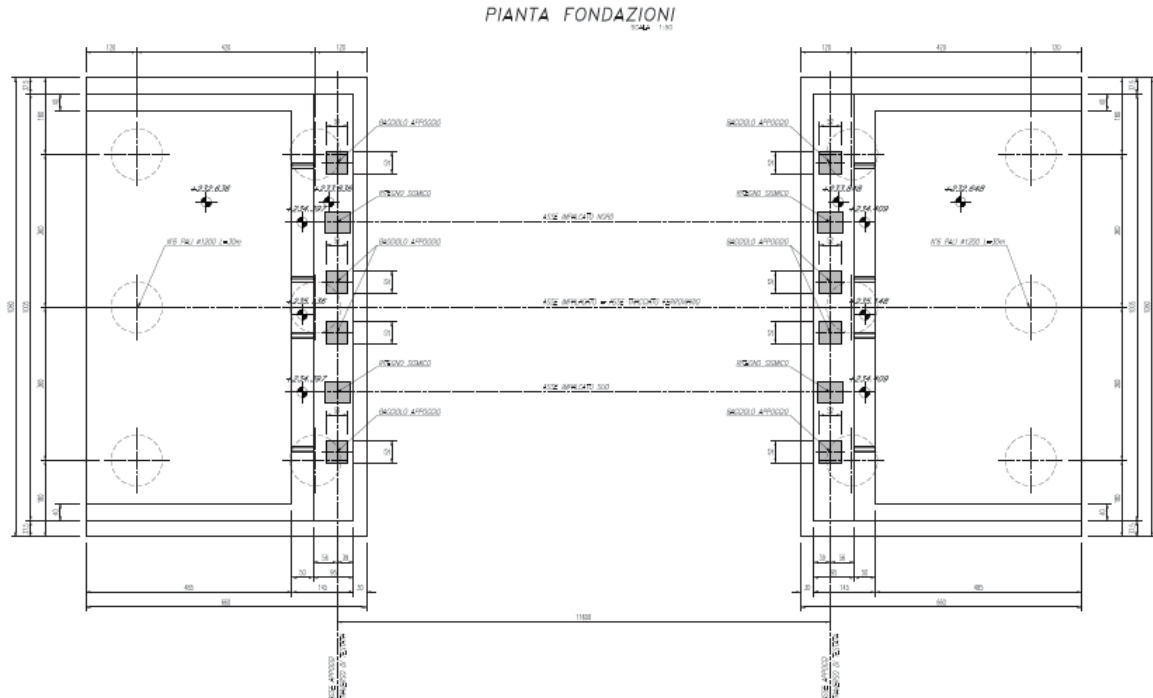
Le dimensioni delle strutture in elevazione delle spalle sono le seguenti:

paramento di testata:	spessore: 1.45m	altezza: 1.0m	lunghezza: 10.05m
muro paragliaia:	spessore: 0.5m	altezza: 1.30m circa	lunghezza: 10.05m

muri andatori: spessore: 0.4m altezza: 2.30m lunghezza: 4.85m

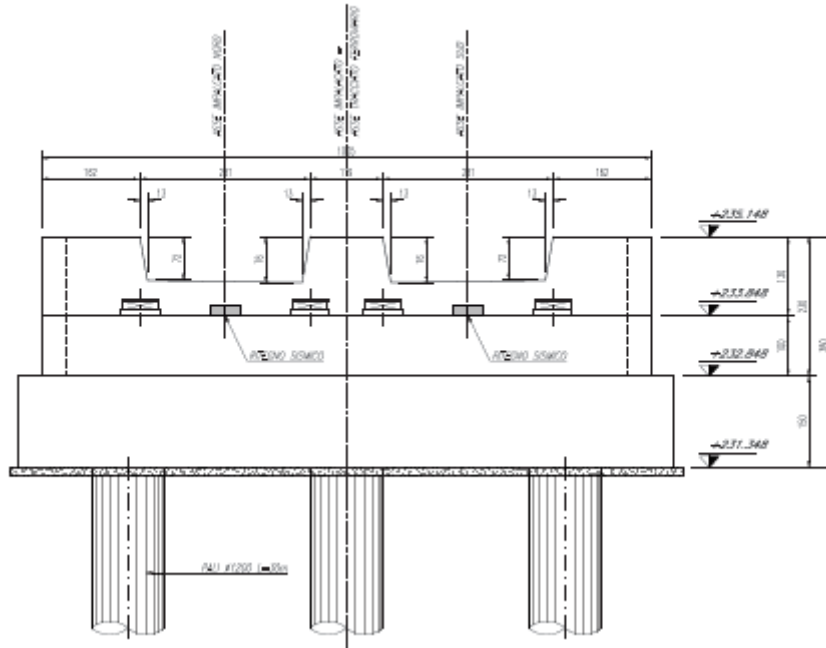


*Sezione longitudinale*



*Pianta delle fondazioni*

PROSPETTO C-C  
SOLA 1:50



*Vista in retto della spalla*



## 2 RIFERIMENTI NORMATIVI


### 2.1 Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

Le Ferrovie dello Stato hanno emanato nel tempo varie normative e linee guida riguardanti sia i sovraccarichi che le prescrizioni relative ai ponti ferroviari.

Le normative rilevanti per la redazione del progetto di ponti ferroviari, in particolare, sono elencate nel seguito.

- *Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17.01.2018 (NTC-2018);*
- *Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;*
- *RFI DTC SI PS MA IFS 001 C "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI. PARTE II – SEZIONE 2. PONTI E STRUTTURE"*
- *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) N. 1300/2014/UE Specifiche Tecniche di Interoperabilità per l'accessibilità del sistema ferroviario dell'Unione europea per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta del 18/11/2014, modificato con il Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/772 della Commissione del 16 maggio 2019;*
- *Regolamento (UE) N° 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità concernente la "sicurezza nelle gallerie ferroviarie" del sistema ferroviario dell'Unione europea, rettificato dal Regolamento (UE) 2016/912 del 9 giugno 2016 e modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019*
- *Regolamento UE N. 1301/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «Energia» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di Esecuzione (UE) 2018/868 del 13 giugno 2018 e dal successivo Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019*
- *Regolamento (UE) N. 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*

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</b> <b>APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA</b> <b>LINEA DA CURNO A BERGAMO</b> <b>VI05 – PONTE SU ROGGIA SERIO</b>					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLV10504001	REV. A	FOGLIO 10 di 108

europea modificata con la Rettifica del 15 giugno 2016 e dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;

- *REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/772 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica il regolamento (UE) n. 1300/2014 per quanto riguarda l'inventario delle attività al fine di individuare le barriere all'accessibilità, fornire informazioni agli utenti e monitorare e valutare i progressi compiuti in materia di accessibilità.*
- *REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/776 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l'attuazione di obiettivi specifici stabiliti nella decisione delegata (UE) 2017/1471 della Commissione.*

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

#### 3.1 Calcestruzzo

**Classe C32/40** (Elevazione spalle)

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

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a compressione: } f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 32 \cdot 0,85 / 1,5 = 18,13 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a trazione: } f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,02 \text{ N/mm}^2$$

**Classe C25/30** (pali di fondazione; zattera di fondazione delle spalle)

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

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

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

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

#### 3.2 Acciaio

##### 3.2.1 Acciaio per cemento armato

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

acciaio	<b>B450C</b>
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	$E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$ .

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</b> APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO VI05 – PONTE SU ROGGIA SERIO					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLVI0504001	REV. A

Con riferimento al Manuale di Progettazione, la tensione massima,  $\sigma_s$  per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:  $\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 0,75 \cdot 450 = 337,50 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$  tensione massima di esercizio per l'acciaio.

#### 4 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Per l'opera in esame si ha quanto segue:

Strato	Profondità media	Profondità media	Descrizione	
	Da [m da p.c.]	A [m da p.c.]		
Ug2	0	2	S(L), L(S)	Sabbia limosa e limo sabbioso
Ug3	2	30	A(S), A,S	Argilla sabbiosa e argilla con sabbia

Strato	Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità					
	$\gamma_n$	$K_0$	$\varphi'$	$c'$	$c_u$	$G_0$	$E_0$	$E_{op1}$	$E_{op2}$	$\nu'$	$k_v$ (*)
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[m/s]
Ug2	19.5	0.56	26	0	30	22	55	4	6	0.25	1.00E-06
Ug3	19	0.60	24	0	50 - 200	50 - 160	125 - 400	10 - 35	17 - 30	0.25	1.00E-10

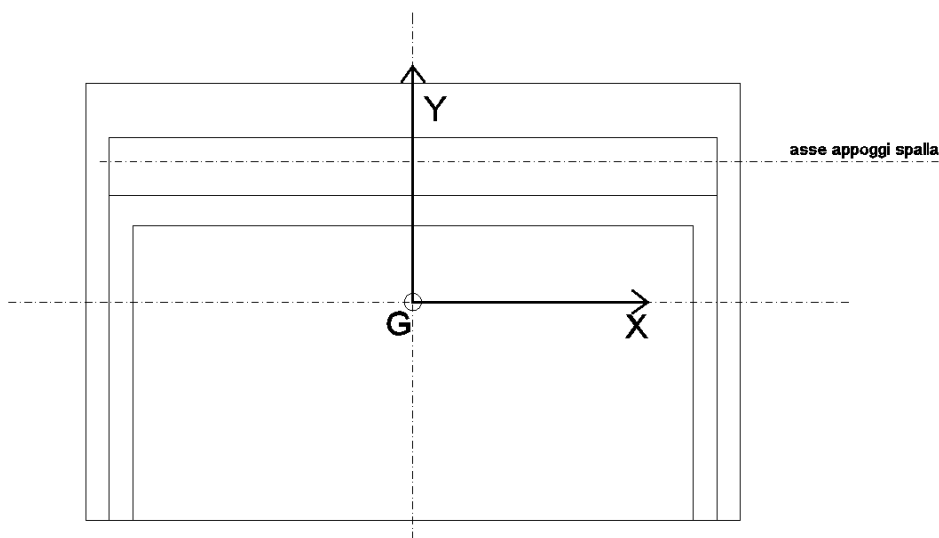
La falda è posta ad una profondità media di 9 metri da p.c.

## 5 CARATTERISTICHE DELLE SPALLE

### 5.1 Geometria delle spalle

Inclinazione spalla rispetto all'asse dell'impalcato: 0°.

$L_{xp}$	10.80	m	larghezza Bx della fondazione
$L_{yp}$	6.60	m	larghezza By della fondazione
$H_p$	1.5	m	spessore della platea di fondazione
$L_{xe}$	10.05	m	larghezza muro frontale (compresi muri d'ala)
$L_{ym}$	1.45	m	spessore muro frontale
$L_{yn}$	4.85	m	lunghezza muri ala (senza muro frontale)
$L_{xm}$	0.40	m	spessore muri d'ala alla base
$L_{xh}$	0.40	m	spessore muri d'ala in sommità
	SI		muri d'ala su entrambi i lati
$sp_{prb}$	0.50	m	spessore paraghiaia (sez base)
$sp_{prs}$	0.50	m	spessore paraghiaia (sez sommità)
$H_e$	1.00	m	altezza muro frontale (senza paraghiaia)
$H_{pg}$	1.30	m	altezza media paraghiaia
$H_m$	2.30	m	altezza muro laterale



Gli appoggi sono disposti come segue. A favore di sicurezza, si considera l'ipotesi più sfavorevole che gli appoggi fissi di entrambi gli impalcati siano posti sulla medesima spalla.



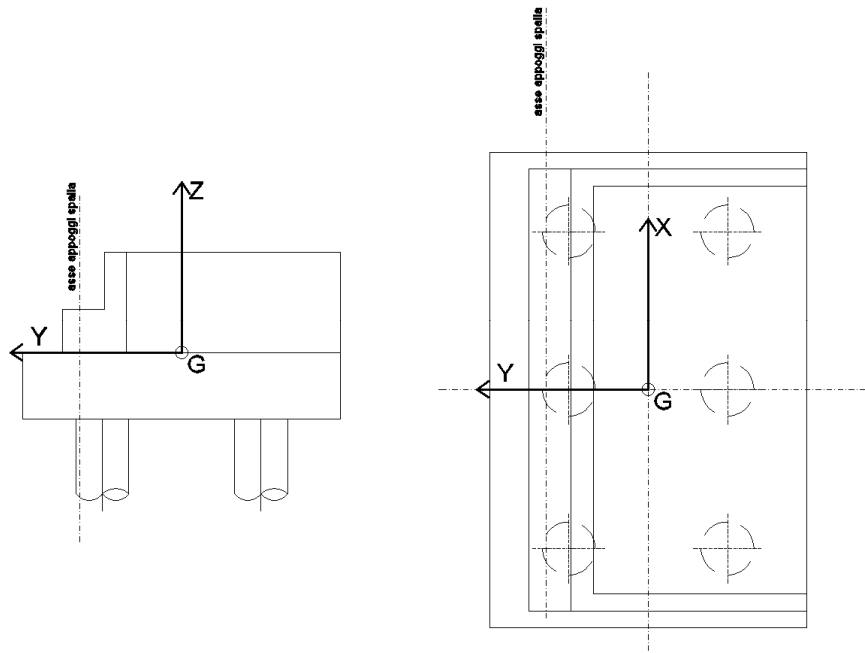
## 5.2 Caratteristiche del terreno del rilevato a tergo spalla

Si assumono le seguenti caratteristiche per il terreno a tergo della spalla

Densità di peso del terreno	$\gamma_{\text{terreno}}$	20	kN/m <sup>3</sup>
angolo d'attrito	$\phi_{t, \text{STR}}$	38°	
coefficiente di spinta	$K_0$	0.384	

## 6 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

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



Per il calcolo delle sollecitazioni nel paramento l'origine degli assi è fissata in corrispondenza del baricentro del paramento stesso, all'altezza dell'estradosso del plinto. Per il calcolo delle sollecitazioni nella fondazione e nella palificata l'origine degli assi è fissata in corrispondenza del baricentro del plinto.

### 6.1 Carichi permanenti strutturali (g1)

Questa categoria di carichi comprende il peso proprio degli elementi strutturali, sia della spalla (calcolato considerando un peso specifico del c.a. di 25kN/m<sup>3</sup>) che i carichi trasmessi dall'impalcato.

Il peso a metro lineare della singola vasca dell'impalcato, comprensivo di irrigidimenti e sostegno passerella, è pari a: 24 kN/m.

### 6.2 Carichi permanenti non strutturali (g2)

Questa categoria di carichi comprende il peso proprio degli elementi non strutturali:

- peso del terreno tra i muri andatori;
- carico dei permanenti non strutturali dell'impalcato (massicciata, rivestimento in calcestruzzo, parapetto, grigliato passerella).

Il peso a metro lineare del permanente non strutturale della singola vasca dell'impalcato è pari a: 68kN/m.

### 6.3 Azioni variabili da traffico

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

LM71 - modello di carico rappresentativo del traffico normale;

SW - modello di carico rappresentativo del traffico pesante.

I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico debbono essere moltiplicati per il coefficiente di adattamento  $\alpha$  il cui valore deve essere assunto in accordo alla tabella seguente.

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE $\alpha$
LM71	1,1
SW/0	1,1
SW/2	1,0

#### 6.3.1 Treno di carico LM 71

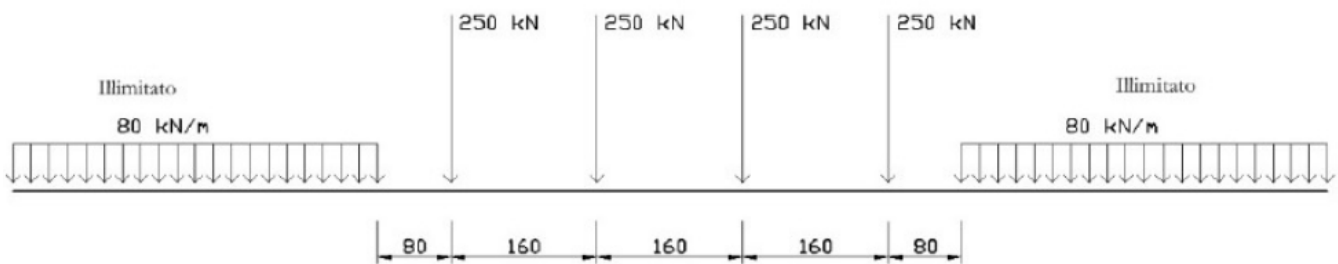
Il modello di carico LM71 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale e risulta costituito da:



**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10504001	A	17 di 108

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;
- carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.



Modello di carico LM71

Per questo modello di carico è prevista un'eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento "s", per tenere conto dello spostamento dei carichi. L'eccentricità è indipendente dal tipo di struttura e di armamento. Tale eccentricità è definita in termini di rapporto massimo fra i carichi relativi a due ruote appartenenti al medesimo asse

$$QV2/QV1=1,25$$

e risulta quindi pari a  $s/18$  con  $s=1435\text{mm}$  (scartamento standard). Questa eccentricità deve essere considerata nella direzione più sfavorevole.

Il carico distribuito deve essere segmentato al di sopra dell'opera andando a caricare solo quelle parti che forniscono un incremento del contributo ai fini della verifica dell'elemento per l'effetto considerato.

Si ha dunque:

Carico concentrato sul singolo asse	$Q_{vk}$	250 [KN]
Numero assi da considerare	$n_a$	4
Interasse tra gli assi	$i_a$	1,6 [m]
Carico distribuito in entrambe le direzioni	$q_{vk}$	80 [KN/m]
Distanza dai carichi concentrati	$i_c$	0,8 [m]
Coefficiente alfa	$\alpha$	1,1
Carico concentrato sul singolo asse $\cdot \alpha$	$Q_{vk,LM} \cdot \alpha$	275 [KN]

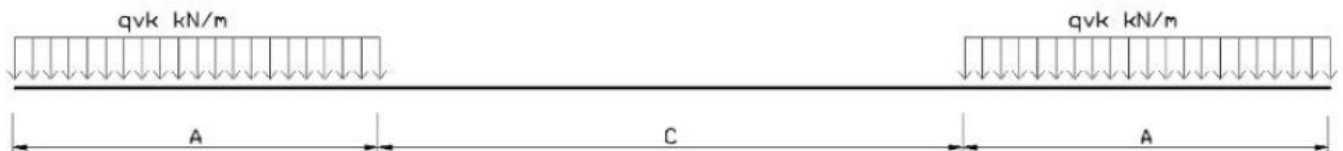
**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10504001	A	18 di 108

Carico distribuito in entrambe le direzioni $\cdot \alpha$	$q_{vk,LM} \cdot \alpha$	88 [KN/m]
Scartamento	s	1435 [mm]
Eccentricità rispetto l'asse del binario	e	0,08 [m]

### 6.3.2 Treno di carico SW

Il modello di carico SW schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante e la sua articolazione è mostrata nella figura successiva.



Sono previste due distinte configurazioni denominate SW/0 ed SW/2.

TIPO DI CARICO	$q_{vk}$ [KN/m]	A [m]	C[m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Si ha dunque:

SW/0:

Carico distribuito	$q_{vk}$	133 [KN/m]
Estensione carico	a	15 [m]
Distanza tra i carichi distribuiti	b	5.3 [m]
Coefficiente alfa	$\alpha$	1.1
Carico distribuito x $\alpha$	$q_{vk} \alpha$	146.3 [KN/m]

SW/2:

Carico distribuito	$q_{vk}$	150 [KN/m]
--------------------	----------	------------

Estensione carico	a	25 [m]
Distanza tra i carichi distribuiti	b	7 [m]
Coefficiente alfa	$\alpha$	1
Carico distribuito x $\alpha$	$q_{vk} \alpha$	150 [KN/m]

### 6.3.3 Treno scarico

Carico distribuito di 10 kN/m.

### 6.3.4 Effetto della sopraelevazione

La sopraelevazione  $s=130\text{mm}$  produce un'eccentricità di carico "e" pari a  $e=1800 \cdot s/1435=163\text{mm}$ . Tale effetto in parte bilancia l'azione della forza centrifuga.

### 6.3.5 Schemi di carico adottati

I treni di carico sono stati disposti sull'impalcato al fine di massimizzare le azioni sulla spalla.

In particolare la disposizione è stata effettuata per massimizzare l'azione verticale o il momento trasversale.

Il segno dei momenti trasversali è stato assunto concorde a quello delle altre azioni al fine di avere le condizioni più gravose.

Nella progettazione dei ponti va considerata l'eventuale contemporaneità di più treni, secondo quanto previsto dalle norme ed indicato nella tabella seguente.

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante <sup>(2)</sup>
		caso a <sup>(1)</sup>	caso b <sup>(1)</sup>	
1	Primo	1.0 (LM 71"+"SW/0")	-	1.0 SW/2
2	Primo	1.0 (LM 71"+"SW/0")	-	1.0 SW/2
	secondo	1.0 (LM 71"+"SW/0")	-	1.0 (LM 71"+"SW/0")
$\geq 3$	Primo	1.0 (LM 71"+"SW/0")	0.75 (LM 71"+"SW/0")	1.0 SW/2
	secondo	1.0 (LM 71"+"SW/0")	0.75 (LM 71"+"SW/0")	1.0 (LM 71"+"SW/0")
	Altri	-	0.75 (LM 71"+"SW/0")	-

<sup>(1)</sup> LM71 "+" SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

<sup>(2)</sup> Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Le azioni di carico verticale e momento trasversale derivanti dai due impalcati, imp.1 e imp. 2.

	ACCIDENTALI	LOCALI				GLOBALI				M(s) [kNm]
		n	m	e	x	Ex	N	M		
		[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kNm]	±	
IMP. 1	LM71	1054	84	0.08	-2.00	-1.92	1054	-2023	±	0
	SW/0	849	0	0.00	-2.00	-2.00	849	-1699	±	0
	SW/2	870	0	0.00	-2.00	-2.00	870	-1740	±	0
IMP. 2	LM71	1054	84	0.08	2.00	2.08	1054	2191	±	0
	SW/0	849	0	0.00	2.00	2.00	849	1699	±	0
	SW/2	870	0	0.00	2.00	2.00	870	1740	±	0

	N	M	Ex	M(s)	imp 1	imp 2
	[kN]	[kNm]	[m]	[kNm]		
1 TRAFFICO NORMALE 2 binari carichi	2107	493	0.23	0	LM71	+ SW/0
2 TRAFFICO NORMALE 1 binario carico	1054	2191	2.08	0	LM71	
3 TRAFFICO PESANTE 2 binari carichi	1924	41	0.02	0	SW/2	+ LM71
4 TRAFFICO PESANTE 1 binario carico	870	1740	2.00	0	SW/2	

### 6.3.6 Effetti dinamici

Il coefficiente di incremento dinamico si applica per il progetto e la verifica degli impalcati, mentre per il calcolo delle pile con snellezza inferiore a 30, delle spalle, delle fondazioni, dei muri di sostegno e delle spinte del terreno possono essere considerati coefficienti dinamici unitari.

#### 6.4 Azione laterale di serpeggio

L'azione laterale indotta dal serpeggio si considera mediante una forza concentrata, agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta perpendicolarmente all'asse del binario.

Il valore caratteristico di tale forza è

$$Q_{sk} = 100 \text{ KN}$$

La norma impone che tale valore venga moltiplicato per  $\alpha$  ma non per il coefficiente di incremento dinamico. La norma specifica anche che tale forza laterale deve essere sempre combinata con i carichi verticali.

Risulta quanto segue:

SERPEGGIO LM71-SW/0	110	kN
SERPEGGIO SW/2	100	kN

#### 6.5 Forza centrifuga

Essendo il ponte lungo un tratto rettilineo del tracciato, non vi è forza centrifuga agente.

#### 6.6 Azioni di avviamento e frenatura

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Tali forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L definita in modo da ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato.

I valori caratteristici considerati sono i seguenti.

Avviamento:


$$Q_{la,k} = 33 \text{ [KN/m]} \times L \text{ [m]} < 1000 \text{ [KN]}$$

dove L rappresenta la lunghezza sulla quale ripartire l'azione in maniera tale da ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento considerato (per i modelli di carico SW/0 e SW/2 saranno tenute in conto solo le porzioni di struttura caricate).

Frenatura:

modelli LM 71, SW/0	$Q_{lb,k}$	$20 \text{ [KN/m]} \times L \text{ [m]} < 6000 \text{ [KN]}$
---------------------	------------	--

modelli SW/2	$Q_{lb,k}$	$35 \text{ [KN/m]} \times L \text{ [m]}$
--------------	------------	--

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</b> APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO VI05 – PONTE SU ROGGIA SERIO					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLV10504001	REV. A

Le azioni di frenatura e d avviamento vengono combinate con i relativi carichi verticali.

Nel caso in questione le forze si applicano a tutta l'estensione longitudinale dell'impalcato.

I valori caratteristici dell'azione di frenatura e di quella di avviamento devono essere moltiplicati per  $\alpha$ , ma non devono essere moltiplicati per  $\phi$ .

Nella tabella seguente si riportano i valori di calcolo, considerati paralleli all'asse dell'impalcato.

<b>Frenatura/Avviamento</b>	$F_{LM71-SW/0}$	$F_{SW/2}$	$F_{AVV}$	
F=	277	441	457	kN

Le azioni sono state calcolate a partire dall'intera lunghezza del ponte pari a  $L=12.6m$ .

### 6.7 Azione del vento

Per la determinazione dell'azione dovuta al vento si fa riferimento al DM 17.1.2018 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 la condizione di carico più gravosa, con il ponte caricato con un convoglio di altezza pari a 4m.

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.

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa					
	mare			500m	750m	
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

*Definizione della categoria di esposizione*

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

*Schema per la definizione della categoria di esposizione – cfr. NTC18*

Il valore di  $c_e$  può essere ricavato mediante la relazione:

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

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

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
NB1R 02 D 26 CLVI0504001 A 24 di 108

**Vento**

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

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



**regione**

**Lombardia**

zona		<b>1</b>	
velocità caratteristica del sito	$V_{b,0}$	25.00	m/s
quota di riferimento sul medio mare	$a_0$	1000.00	m
coefficiente correttivo della velocità	$K_s$	0.400	-
<b>quota del sito sul medio mare</b>	<b><math>a_s</math></b>	<b>249.00</b>	<b>m</b>
Coefficiente di altitudine	$c_a$	1.00	
<b>periodo di ritorno</b>	<b><math>T_R</math></b>	<b>50.00</b>	<b>anni</b>
coefficiente di ritorno	$c_R$	1.0	-
velocità caratteristica a 10 m dal suolo ( $T_R=50$ )	$v_b$	25.0	
velocità caratteristica a 10 m dal suolo	$v_r [T_R]$	25.0	m/s
densità dell'aria	$\rho$	1.25	kg/m <sup>3</sup>
pressione cinetica di riferimento	$q_b$	391.20	N/m <sup>2</sup>

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

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




descrizione della superficie	Aree urbane (non di classe A) suburbane, industriali e boschive		
classe di rugosità del terreno		B	
<b>Distanza dalla costa (-)</b>		<b>150</b>	
Classe di esposizione		IV	
<b>Altezza sul suolo del punto considerato</b>	<b>z</b>	<b>10.00</b>	<b>m</b>
Parametri	$k_R$	0.22	-
	$z_0$	0.30	m
	$z_{min}$	8	m
coefficiente di topografia	$C_t$	1	-
coefficiente di esposizione	$C_e(z_{min})$	1.63	-
coefficiente di esposizione	$C_e(z)$	1.78	-
<b>tipo di costruzione</b>			
coefficiente di pressione	$C_p$	1.2	-
distanza tra due travi successive	d	0	m
rapporto d/h	d/h	0.00	-
<b>pressione del vento sulla superficie investita</b>	<b>p (<math>z_{min}</math>)</b>	<b>0.77</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
	<b>p (z)</b>	<b>0.84</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

Tale pressione è applicata su una superficie corrispondente a quella dell'impalcato sovrastato da un convoglio dell'altezza di 4m. Trasversalmente all'impalcato, per ciascuna spalla/pila, risultano quindi.

altezza prima trave + soletta + treno 4m	5.14 m
distanza P.F. - sottotrave	1.135 m
forza orizzontale spalla	27 kN

### 6.8 Azione Sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), 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.

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</b> APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO VI05 – PONTE SU ROGGIA SERIO					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLVI0504001	REV. A

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, 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 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento  $V_R$ , come definito nel § 2.4 del D.M. 2018.

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;

$F_o$  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  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c^*$  necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

### 6.8.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  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  $V_N = 50$ .

### 6.8.2 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.

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</b> APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO VI05 – PONTE SU ROGGIA SERIO					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLV10504001	REV. A

**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 II** con coefficiente d'uso  $C_U=1$ .

### 6.8.3 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  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

### 6.8.4 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:

	STATO LIMITE	<b><math>P_{VR}</math>: probabilità di superamento nel periodo di riferimento</b>
<b>SLE</b>	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
<b>SLU</b>	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%

*Probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato*

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{Cu \cdot V_N}{\ln(1 - P_{V_R})}$$
 da cui si ottiene la seguente tabella:

Stati limite		Valori in anni del periodo di ritorno $T_R$ al variare del periodo di riferimento $V_R$ (anni)
SLE	SLO	45
	SLD	75
SLU	SLV	712
	SLC	1462

*Valori in anni del periodo di ritorno  $T_R$  al variare del periodo di riferimento  $V_R$*

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  $T_R = 712$  anni.

## 6.8.5 Caratterizzazione sismica del terreno

### 6.8.5.1 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 NTC2018.

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

### 6.8.5.2 Condizioni topografiche

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

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 $i > 30^\circ$

*Classificazione topografie superfici*

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**.

#### 6.8.5.3 Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2018 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:

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 delle espressioni per  $S_s$  e  $C_c$*

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
----	--	-----

Tabella 1: Tabella valori massimi del coeff. di amplificazione topografica  $S_T$

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  $C_C = 1,428$

### 6.8.6 Parametri sismici di calcolo

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

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE  
9.63400

LATITUDINE  
45.68800

Ricerca per comune

REGIONE  
Lombardia

PROVINCIA  
Bergamo

COMUNE  
Bergamo

Elaborazioni grafiche


Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito




Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta



Interpolazione

superficie rigata

...a "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, a "Ricerca per coordinate".

Individuazione della pericolosità del sito (Fase 1)

## 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

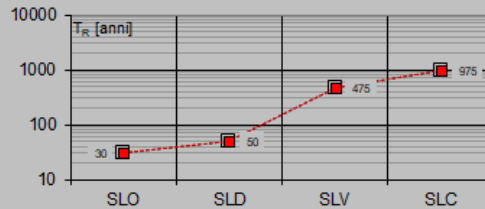
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="30"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="50"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="475"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="975"/>

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

Scelta della strategia di progettazione (Fase 2)

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato  info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo  info

$S_S = 1.200$   $C_C = 1.428$  info

Categoria topografica  info

$h/H = 1.000$   $S_T = 1.000$  info  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%)   $\eta = 1.000$  info  
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q_0$   Regol. in altezza  info

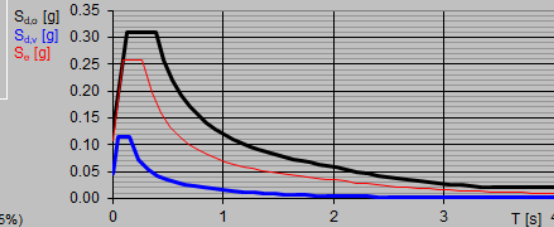
Compon. verticale

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

Elaborazioni

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

Spettri di risposta



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

INTRO

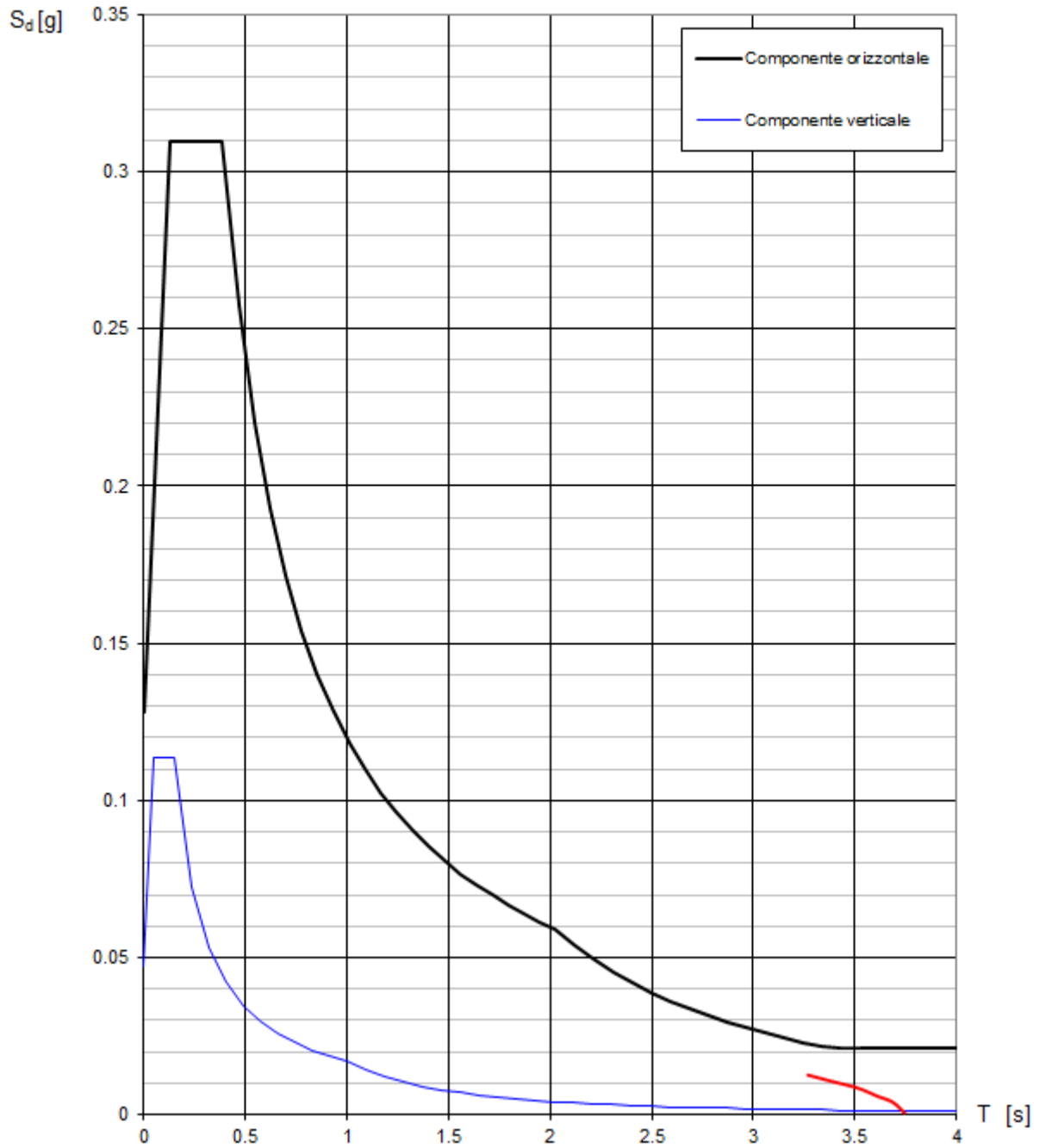
FASE 1

FASE 2

**FASE 3**

Determinazione dell'azione di progetto (Fase 3)

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**



Spettro di progetto: grafico



**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.107 g
$F_o$	2.417
$T_C^*$	0.271 s
$S_S$	1.200
$C_C$	1.428
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.200
$\eta$	1.000
$T_B$	0.129 s
$T_C$	0.387 s
$T_D$	2.027 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)**

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

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

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

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

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  $\eta$  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	0.128
$T_B \leftarrow$	0.129	0.309
$T_C \leftarrow$	0.387	0.309
	0.465	0.258
	0.543	0.220
	0.621	0.193
	0.699	0.171
	0.777	0.154
	0.856	0.140
	0.934	0.128
	1.012	0.118
	1.090	0.110
	1.168	0.103
	1.246	0.096
	1.324	0.090
	1.402	0.085
	1.480	0.081
	1.558	0.077
	1.636	0.073
	1.715	0.070
	1.793	0.067
	1.871	0.064
	1.949	0.061
$T_D \leftarrow$	2.027	0.059
	2.121	0.054
	2.215	0.049
	2.309	0.046
	2.403	0.042
	2.497	0.039
	2.591	0.036
	2.685	0.034
	2.779	0.031
	2.873	0.029
	2.966	0.028
	3.060	0.026
	3.154	0.024
	3.248	0.023
	3.342	0.022
	3.436	0.021
	3.530	0.021
	3.624	0.021
	3.718	0.021
	3.812	0.021
	3.906	0.021
	4.000	0.021

Spettro di progetto: valori

### 6.8.7 Definizione delle azioni sismiche derivanti dall'impalcato

La modellazione dell'azione sismica è stata effettuata mediante un'analisi lineare statica.

#### SISMA SLV

Massa pesi propri impalcato	660.0 kN
Massa carichi permanenti impalcato	1839.6 kN
Massa carichi accidentali (20%)	421 kN
Massa sismica totale	2921 kN
Massa sismica/metro/trave	1969 kg
Sd(T1) - orizzontale	0.128 g
Sd(T1) - verticale	0.062 g
Forza sismica orizzontale	374 kN
Forza sismica verticale	181 kN

### 6.9 Resistenze parassite nei vincoli

Le resistenze parassite dei vincoli si esplicano in corrispondenza degli apparecchi di appoggio mobili e, per equilibrio, sui corrispondenti fissi, in corrispondenza di ogni traslazione relativa impalcato-apparecchi d'appoggio; il valore massimo di tale resistenza si determina in corrispondenza della condizione di spostamento relativo incipiente. Tali spostamenti sono causati, principalmente, dalle variazioni di temperatura e dalle deformazioni orizzontali dell'impalcato associate alla presenza dei carichi mobili.

In ciascun apparecchio d'appoggio mobile la reazione parassita è pari al prodotto della reazione verticale associata ai carichi verticali, permanenti e mobili, per il coefficiente di attrito "f", che in questa fase progettuale è assunto pari al 5%.

Per le spalle di ponti con travi semplicemente appoggiate, salvo valutazioni più accurate, dovrà considerarsi:

$$F_a = f \cdot (V_g + V_q)$$

$V_g$  = Reazione verticale massima associata ai carichi permanenti;

$V_q$  = Reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamizzati.

### 6.10 Riepilogo delle azioni del traffico ferroviario sull'impalcato

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

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
<b>Gruppo 1</b> (2)	1.00	-	0.5 (0.0)	1.0 (0.0)	1.0 (0.0)	massima azione verticale e laterale
<b>Gruppo.2</b> (2)	-	1.00	0.00	1.0 (0.0)	1.0(0.0)	stabilità laterale
<b>Gruppo 3</b> (2)	1.0 (0.5)	-	1.00	0.5 (0.0)	0.5 (0.0)	massima azione longitudinale
<b>Gruppo 4</b>	0.8 (0.6; 0.4)	-	0.8 (0.6; 0.4)	0.8 (0.6; 0.4)	0.8 (0.6; 0.4)	fessurazione

Azione dominante  
 (1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi ( $\Phi, \alpha$ , ecc.)  
 (2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

I valori fra parentesi indicati nella Tab. 5.2.IV vanno assunti quando l'azione risulta favorevole nei riguardi della verifica che si sta svolgendo.

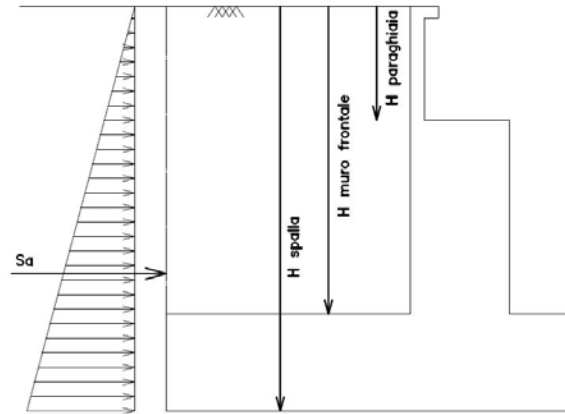
Le azioni derivanti da ciascuno dei gruppi di carico sono da intendersi come un'unica azione caratteristica da utilizzarsi nella definizione dei valori rari e frequenti. Data la presenza della sopraelevazione del binario di esterno curva, oltre ai gruppi di carico comprendenti le azioni orizzontali dovute al transito dei convogli (frenatura/avviamento, forza centrifuga e serpeggio), si considerano anche le condizioni di carico a convoglio fermo. Per i treni tipo LM71 l'eccentricità del carico è disposta, a seconda del caso, nella direzione più gravosa.

Ai fini delle analisi da condurre, dunque, sono stati individuati i seguenti gruppi di carico.

	Verticale				Orizzontali				
	LM71+SW/0	LM71	SW/2+LM71	SW/2	Frenatura	Avviamento	Centrifuga	Serpeggio	Eccentricità LM71
Gruppo 1:1+	1					0.5	1	1	1
Gruppo 1:2+		1				0.5	1	1	1
Gruppo 1:3+			1			0.5	1	1	1
Gruppo 1:4+				1		0.5	1	1	1
Gruppo 1:5+	1				0.5		1	1	1
Gruppo 1:6+		1			0.5		1	1	1
Gruppo 1:7+			1		0.5		1	1	1
Gruppo 1:8+				1	0.5		1	1	1
Gruppo 3:1+	1					1	0.5	0.5	1
Gruppo 3:2+		1				1	0.5	0.5	1
Gruppo 3:3+			1			1	0.5	0.5	1
Gruppo 3:4+				1		1	0.5	0.5	1
Gruppo 3:5+	1				1		0.5	0.5	1
Gruppo 3:6+		1			1		0.5	0.5	1
Gruppo 3:7+			1		1		0.5	0.5	1
Gruppo 3:8+				1	1		0.5	0.5	1
Gruppo 1:1-	1					-0.5	1	1	1
Gruppo 1:2-		1				-0.5	1	1	1
Gruppo 1:3-			1			-0.5	1	1	1
Gruppo 1:4-				1		-0.5	1	1	1
Gruppo 1:5-	1				-0.5		1	1	1
Gruppo 1:6-		1			-0.5		1	1	1
Gruppo 1:7-			1		-0.5		1	1	1
Gruppo 1:8-				1	-0.5		1	1	1
Gruppo 3:1-	1					-1	0.5	0.5	1
Gruppo 3:2-		1				-1	0.5	0.5	1
Gruppo 3:3-			1			-1	0.5	0.5	1
Gruppo 3:4-				1		-1	0.5	0.5	1
Gruppo 3:5-	1				-1		0.5	0.5	1
Gruppo 3:6-		1			-1		0.5	0.5	1
Gruppo 3:7-			1		-1		0.5	0.5	1
Gruppo 3:8-				1	-1		0.5	0.5	1
Gruppo 1:1F	1								-1
Gruppo 1:2F		1							-1
Gruppo 1:3F			1						-1
Gruppo 1:4F				1					-1

### 6.11 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.

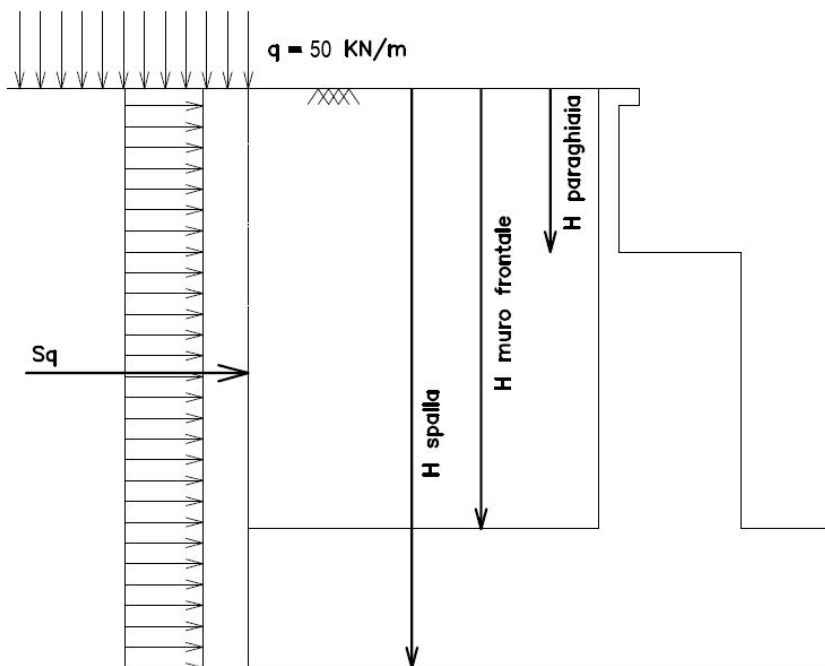


*Schema per il calcolo degli effetti della spinta statica del terreno*

### 6.12 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  $q=50\text{KN/m}^2$ .

Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a  $S=k_0 \cdot q \cdot H$ , 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.

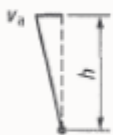

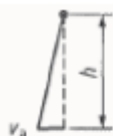



*Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale*

### 6.13 Spinte sismiche

Per il calcolo della spinta del terreno sulle opere di sostegno, occorre tenere presente che la mobilitazione della spinta attiva avviene per spostamenti di entità contenuta, come si evince dalla seguente tabella desunta dall'EC7 - Parte 1 - Annesso C (C.3 "Movements to mobilise limit earth pressures):

Table C.1 — Ratios  $v_a/h$

Kind of wall movement	$v_a/h$ loose soil %	$v_a/h$ dense soil %
a) 	0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
b) 	0,2	0,05 to 0,1
c) 	0,8 to 1,0	0,2 to 0,5
d) 	0,4 to 0,5	0,1 to 0,2

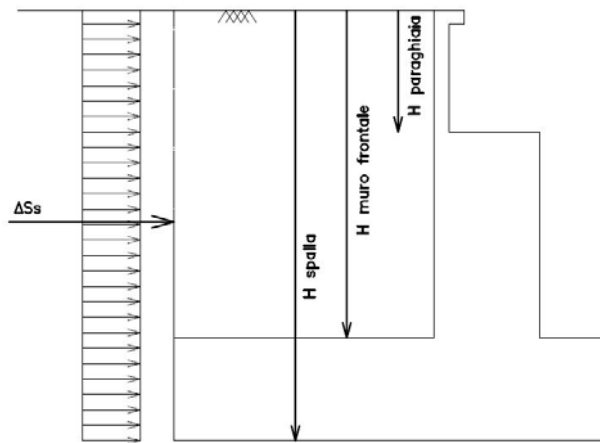
where:  
 $v_a$  is the wall motion to mobilise active earth pressure  
 $h$  is the height of the wall

In condizioni sismiche, l'entità degli spostamenti dipende principalmente dall'intensità dell'azione sismica e dalla rigidità del sistema pali-terreno; pertanto, la possibilità di ammettere la mobilitazione della spinta attiva è subordinata alla valutazione degli spostamenti dell'opera e potrà essere valutata caso per caso. Cautelativamente, la valutazione degli spostamenti, da effettuarsi calcolando le spinte come somma della spinta attiva in condizioni statiche e dell'incremento di spinta attiva in condizioni sismiche, sarà riferita alla base dell'opera (i.e. alla sommità

della palificata) e il confronto con i valori di riferimento per la mobilitazione della spinta attiva sarà effettuato in accordo con lo schema b) della tabella estratta dall'EC7 per terreni addensati (rilevati stradali e ferroviari). L'altezza  $h$  rispetto alla quale effettuare la verifica corrisponde all'altezza totale dell'opera su cui agisce la spinta del terreno, comprensiva dello spessore della fondazione.

Qualora, a seguito della verifica dell'entità degli spostamenti, non ricorressero le condizioni di spinta attiva, si procederà al calcolo delle spinte considerando la somma della spinta statica a riposo e dell'incremento di spinta sismica valutata con la teoria di Wood, secondo le indicazioni contenute nell'EC8 – Parte 5 – Annesso E

$\Delta S_{ae} = a_{max}/g \cdot \gamma \cdot H^2$ , da applicare ad una quota pari ad  $H/2$  nel caso di muro impedito di traslare.



Schema per il calcolo degli effetti della sovraspinta sismica

<b>Suolo</b>	suolo di fondazione	<b>B</b>
<b><math>a_g/g</math></b>	accelerazione massima al suolo	0.107g
<b><math>S_s</math></b>	fattore di amplificazione stratigrafica	1.2
<b><math>S_T</math></b>	fattore di amplificazione stratigrafica	1
<b><math>S = S_T \cdot S_s</math></b>	Fattore che tiene conto del profilo topografico	1.2
<b><math>a_{max} = S \cdot a_g</math></b>		0.128g
<b><math>\beta_m</math></b>	(coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito)	1
<b><math>k_h = \beta_m \cdot a_{max}/g</math></b>	Coefficiente sismico orizzontale	0.128
<b><math>k_v = 0.5 k_h</math></b>	Coefficiente sismico verticale	0.064

Per la valutazione del coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche si farà in generale riferimento alla formulazione di Muller – Breslau:

$$k_a = \frac{\cos^2(\alpha + \phi)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$\phi$  = angolo di attrito interno del terreno

$\alpha$  = inclinazione del paramento di monte rispetto alla verticale

$\beta$  = inclinazione del pendio di monte rispetto al piano orizzontale

$\delta$  = angolo di attrito terra-muro

$\gamma_t$	20	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico del terreno
$\phi'$	35	°	angolo d'attrito del terreno
$\delta$	0	°	non considerare angolo d'attrito terreno-parete
$\beta$	0	°	inclinazione terrapieno rispetto all'orizzonte
$\alpha$	0	°	inclinazione della parete rispetto alla verticale
$h_{tm}$	2.30	m	altezza terreno di monte
$h_{tv}$	0.00	m	altezza terreno di valle
$k_0$	0.426	kN/m <sup>3</sup>	coefficiente di spinta a riposo
$k_a$	0.271	kN/m <sup>3</sup>	coefficiente di spinta attiva

Per la valutazione del coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche si farà riferimento alla formulazione di Mononobe-Okabe:

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha + \vartheta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \vartheta)}{\cos(\delta + \alpha + \vartheta) \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2} \quad \text{se } \beta \leq \phi - \vartheta$$

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha + \vartheta)} \quad \text{se } \beta > \phi - \vartheta$$

dove  $\theta$  = angolo sismico, definito secondo la seguente espressione (in assenza di falda) in funzione dei coefficienti sismici  $k_h$  e  $k_v$ :

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 + k_v}$$

Nella determinazione dei coefficienti sismici  $k_h$  e  $k_v$ , per le spalle di ponti e viadotti ferroviari fondate su pali si porrà  $\beta_m = 1$  in accordo con l'EC8-5.



**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10504001	A	41 di 108

$a_g$	0.107	g	accelerazione orizzontale
Cat.	B	-	categoria sottosuolo
$S_s$	1.200	-	coefficiente amplificazione stratigrafica orizzontale
$S_T$	1.000	-	coefficiente amplificazione topografica orizzontale
$a_{max}$	0.128	g	accelerazione massima orizzontale
			<i>no spostamenti relativi rispetto al terreno</i>
$\beta_m$	1.00	-	coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
$k_h$	0.128	-	coefficiente sismico orizzontale
$k_v$	0.064	-	coefficiente sismico verticale

	$k_h/(1\pm k_v)$	$\tan\theta$	$\theta$ (°)	K	$(1\pm k_v)K$
+	0.12065	0.12065	6.87971	0.34076	0.36263
-	0.13721	0.13721	7.8127	0.35154	0.32897

#### 6.14 Riepilogo delle azioni

Nei seguenti paragrafi si riassumono tutte le sollecitazioni derivanti dai carichi descritti nei paragrafi precedenti.

Il sistema di riferimento utilizzato è riportato all'inizio del §6. A favore di sicurezza, si considera l'ipotesi più sfavorevole che gli appoggi fissi di entrambi gli impalcati siano posti sulla medesima spalla.

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10504001	A	42 di 108

**6.14.1 Riepilogo delle azioni elementari alla base del paramento**
**SOLLECITAZIONI AGENTI NELLA ZONA DI INCASTRO TRA SPALLA E PLATEA**

Condizione elementare		Baricentro			FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		x	y	z						
Pesi propri impalcato	g1,1	0.3	0.30	1.20	0	0	-315	-93	104	0
Paraghiaia p.p.	g1,2	0.0	-0.48	1.60	0	0	-176	84	0	0
Spalla p.p.	g1,3	0.0	0.00	0.45	0	0	-328	0	0	0
Pesi permanenti impalcato	g2,1	0.0	0.30	1.20	0	0	-920	-271	0	0
Spalla spinta a riposo	g2,2	0.0	0.00	0.77	0	215	0	-165	0	0
Spalla spinta attiva	g2,3	0.0	0.00	0.77	0	137	0	-54	0	0
Accidentale LM71 + SW/0	q1,1	0.56	0.30	1.20	0	0	-2107	-622	1188	0
Accidentale LM71	q1,2	2.41	0.30	1.20	0	0	-1054	-311	2539	0
Accidentale SW/2 + LM71	q1,3	0.35	0.30	1.20	0	0	-1924	-567	676	0
Accidentale SW/2	q1,4	2.33	0.30	1.20	0	0	-870	-257	2027	0
Paraghiaia + spalla sovraccarico	q2	0.0	0.00	1.15	0	493	0	-567	0	0
Vento	q5	0.3	0.30	3.77	27	0	0	0	103	8
Frenatura LM71-SW/0	q3,1	0.0	0.30	1.20	0	554	69	-645	0	0
Frenatura SW/2	q3,2	0.0	0.30	1.20	0	882	109	-1026	0	0
Accelerazione	q3,3	0.0	0.30	1.20	0	914	113	-1063	0	0
Serpeggio LM71-SW/0	q5,1	0.0	0.30	2.34	110	0	0	0	257	32
Serpeggio SW/2	q5,2	0.0	0.30	2.34	100	0	0	0	234	30
Azioni parassite appoggi	q7	0.3	0.30	1.20	0	83	0	-99	0	27
Sisma LONG	Ey,1	0.3	0.30	1.20	0	370	0	-444	0	0
Sisma TRASV	Ex,1	0.3	0.30	1.20	185	0	0	0	222	0
Sisma VERT	Ez,1	0.3	0.30	1.20	0	0	179	53	-59	0
Paraghiaia - Inerzie Z	Ez,2	0.0	-0.48	1.60	0	0	-11	5	0	0
Paraghiaia - Inerzie Y	Ey,2	0.0	-0.48	1.60	0	23	0	-36	0	0
Paraghiaia - Inerzie X	Ex,2	0.0	-0.48	1.60	23	0	0	0	36	0
Spalla sovraspinta dinamica +	Ey,3+	0.0	0.00	1.15	0	56	0	-64	0	0
Spalla sovraspinta dinamica -	Ey,3-	0.0	0.00	1.15	0	38	0	-44	0	0
Terreno - Inerzie X	Ex,3	0.0	0.00	1.96	0	0	0	0	0	0
Terreno + Riemp. - Inerzie Y	Ey,5	0.0	0.00	1.15	0	426	0	-490	0	0
Spalla - Inerzie Z	Ez,6	0.0	0.00	0.45	0	0	-21	0	0	0
Spalla - Inerzie Y	Ey,6	0.0	0.00	0.45	0	42	0	-19	0	0
Spalla - Inerzie X	Ex,6	0.0	0.00	0.45	42	0	0	0	19	0

### 6.14.2 Riepilogo delle azioni elementari alla base del plinto di fondazione

**SOLLECITAZIONI AGENTI NELLA ZONA DI INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE**

Condizione elementare		Baricentro			FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		x	y	z						
Pesi propri impalcato	g1,1	0.00	2.57	2.70	0	0	-315	-810	0	0
Paraghiaia p.p.	g1,2	0.00	1.80	3.10	0	0	-176	-317	0	0
Spalla p.p.	g1,3	0.00	2.28	1.20	0	0	-328	-746	0	0
Plinto p.p.	g1,4	0.00	0.00	0.75	0	0	-2673	0	0	0
Muri d'ala p.p.	g1,5	0.00	-0.88	2.65	0	0	-112	98	0	0
Pesi permanenti impalcato	g2,1	0.00	2.57	2.70	0	0	-920	-2364	0	0
Spalla spinta a riposo	g2,2	0.00	1.55	1.27	0	576	0	-730	0	0
Spalla spinta attiva	g2,3	0.00	1.55	1.27	0	366	0	-464	0	0
Peso terreno monte	g2,4	0.00	-0.88	2.7	0	0	-2064	1806	0	0
Peso terreno valle	g2,5	0.00	3.00	1.5	0	0	0	0	0	0
Accidentale LM71 + SW/0	q1,1	0.56	2.57	2.70	0	0	-2107	-5415	1188	0
Accidentale LM71	q1,2	2.41	2.57	2.70	0	0	-1054	-2708	2539	0
Accidentale SW/2 + LM71	q1,3	0.35	2.57	2.70	0	0	-1924	-4944	676	0
Accidentale SW/2	q1,4	2.33	2.57	2.70	0	0	-870	-2236	2027	0
Paraghiaia + spalla sovraccarico	q2	-0.33	0.00	1.90	0	814	0	-1547	0	-269
Vento	q5	0.00	2.57	5.27	27	0	0	0	143	70
Frenatura LM71-SW/0	q3,1	0.00	2.57	2.70	0	554	69	-1320	0	0
Frenatura SW/2	q3,2	0.00	2.57	2.70	0	882	109	-2101	0	0
Accelerazione	q3,3	0.00	2.57	2.70	0	914	113	-2177	0	0
Serpeggio LM71-SW/0	q5,1	0.00	2.57	2.70	110	0	0	0	297	283
Serpeggio SW/2	q5,2	0.00	2.57	2.70	100	0	0	0	270	257
Variazioni termiche	q7	0.00	2.57	2.70	0	83	0	-224	0	0
Sisma Y	Ey,1	0.00	2.57	2.70	0	370	0	-999	0	0
Sisma X	Ex,1	0.00	2.57	2.70	185	0	0	0	500	476
Sisma Z	Ez,1	0.00	2.57	2.70	0	0	179	461	0	0
Paraghiaia - Inerzie Z	Ez,2	0.00	1.80	3.10	0	0	21	38	0	0
Paraghiaia - Inerzie Y	Ey,2	0.00	1.80	3.10	0	23	0	-70	0	0
Paraghiaia - Inerzie X	Ex,2	0.00	1.80	3.10	23	0	0	0	70	41
Spalla sovraspinta dinamica +	Ey,3+	0.00	1.55	1.90	0	160	0	-304	0	0
Spalla sovraspinta dinamica -	Ey,3-	0.00	1.55	1.90	0	111	0	-211	0	0
Terreno - Inerzie X	Ex,3	0.00	1.55	2.65	426	0	0	0	1130	661
Terreno - Inerzie Y	Ey,5	0.00	1.55	2.65	0	426	0	-1130	0	0
Spalla - Inerzie Z	Ez,6	0.00	2.28	1.20	0	0	21	48	0	0
Spalla - Inerzie Y	Ey,6	0.00	0.00	1.20	0	42	0	-51	0	0
Spalla - Inerzie X	Ex,6	0.00	0.00	1.20	42	0	0	0	51	0
Muri d'ala - Inerzie Z	Ez,7	0.00	-0.88	2.65	0	0	-69	61	0	0
Muri d'ala - Inerzie Y	Ey,7	0.00	-0.88	2.65	0	139	0	-368	0	0
Muri d'ala - Inerzie X	Ex,7	0.00	-0.88	2.65	139	0	0	0	368	-122

## 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 NTC-2018 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:  $S + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} \dots$

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

**Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica**

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	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> Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

<sup>(4)</sup> Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

<sup>(5)</sup> Aliquota di carico da traffico da considerare.

<sup>(6)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(7)</sup> 1,20 per effetti locali

**Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni.**

Azioni		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	$gr_1$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_2$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	$gr_3$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_4$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

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

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\Psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

In riferimento allo SLU le azioni da traffico sono state combinate con i carichi permanenti, i carichi permanenti non strutturali e le altre azioni variabili.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) è stato adottato l'approccio 2.

### 7.1.1 Combinazioni SLU

Si elencano nella tabella seguente le combinazioni di calcolo allo SLU.

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
NB1R 02 D 26 CLV10504001 A 47 di 108

Combinazione	Carichi permanenti strutturali	Carichi permanenti non strutturali	Carichi da traffico ferroviario		Sovraccarico su rilevato	Vento	Resistenze parassite	Sisma Y	Sisma X	Sisma Z
			Coeff.	Gruppo di carico						
SLU str 1	1.35	1.5	1.45	Gruppo 1:1+	1.45	0.9	1.5	0	0	0
SLU str 2	1.35	1.5	1.45	Gruppo 1:2+	1.45	0.9	1.5	0	0	0
SLU str 3	1.35	1.5	1.45	Gruppo 1:3+	1.45	0.9	1.5	0	0	0
SLU str 4	1.35	1.5	1.45	Gruppo 1:4+	1.45	0.9	1.5	0	0	0
SLU str 5	1.35	1.5	1.45	Gruppo 1:5+	1.45	0.9	1.5	0	0	0
SLU str 6	1.35	1.5	1.45	Gruppo 1:6+	1.45	0.9	1.5	0	0	0
SLU str 7	1.35	1.5	1.45	Gruppo 1:7+	1.45	0.9	1.5	0	0	0
SLU str 8	1.35	1.5	1.45	Gruppo 1:8+	1.45	0.9	1.5	0	0	0
SLU str 9	1.35	1.5	1.45	Gruppo 3:1+	1.45	0.9	1.5	0	0	0
SLU str 10	1.35	1.5	1.45	Gruppo 3:2+	1.45	0.9	1.5	0	0	0
SLU str 11	1.35	1.5	1.45	Gruppo 3:3+	1.45	0.9	1.5	0	0	0
SLU str 12	1.35	1.5	1.45	Gruppo 3:4+	1.45	0.9	1.5	0	0	0
SLU str 13	1.35	1.5	1.45	Gruppo 3:5+	1.45	0.9	1.5	0	0	0
SLU str 14	1.35	1.5	1.45	Gruppo 3:6+	1.45	0.9	1.5	0	0	0
SLU str 15	1.35	1.5	1.45	Gruppo 3:7+	1.45	0.9	1.5	0	0	0
SLU str 16	1.35	1.5	1.45	Gruppo 3:8+	1.45	0.9	1.5	0	0	0
SLU str 17	1.35	1.5	1.45	Gruppo 1:1-	1.45	0.9	1.5	0	0	0
SLU str 18	1.35	1.5	1.45	Gruppo 1:2-	1.45	0.9	1.5	0	0	0
SLU str 19	1.35	1.5	1.45	Gruppo 1:3-	1.45	0.9	-1.5	0	0	0
SLU str 20	1.35	1.5	1.45	Gruppo 1:4-	1.45	0.9	-1.5	0	0	0
SLU str 21	1.35	1.5	1.45	Gruppo 1:5-	1.45	0.9	-1.5	0	0	0
SLU str 22	1.35	1.5	1.45	Gruppo 1:6-	1.45	0.9	-1.5	0	0	0
SLU str 23	1.35	1.5	1.45	Gruppo 1:7-	1.45	0.9	-1.5	0	0	0
SLU str 24	1.35	1.5	1.45	Gruppo 1:8-	1.45	0.9	-1.5	0	0	0
SLU str 25	1.35	1.5	1.45	Gruppo 3:1-	1.45	0.9	-1.5	0	0	0
SLU str 26	1.35	1.5	1.45	Gruppo 3:2-	1.45	0.9	-1.5	0	0	0
SLU str 27	1.35	1.5	1.45	Gruppo 3:3-	1.45	0.9	-1.5	0	0	0
SLU str 28	1.35	1.5	1.45	Gruppo 3:4-	1.45	0.9	-1.5	0	0	0
SLU str 29	1.35	1.5	1.45	Gruppo 3:5-	1.45	0.9	-1.5	0	0	0
SLU str 30	1.35	1.5	1.45	Gruppo 3:6-	1.45	0.9	-1.5	0	0	0
SLU str 31	1.35	1.5	1.45	Gruppo 3:7-	1.45	0.9	-1.5	0	0	0
SLU str 32	1.35	1.5	1.45	Gruppo 3:8-	1.45	0.9	-1.5	0	0	0
SLU str 33	1.35	1.5	1.45	Gruppo 1:1F	1.45	0.9	-1.5	0	0	0
SLU str 34	1.35	1.5	1.45	Gruppo 1:2F	1.45	0.9	-1.5	0	0	0
SLU str 35	1.35	1.5	1.45	Gruppo 1:3F	1.45	0.9	-1.5	0	0	0
SLU str 36	1.35	1.5	1.45	Gruppo 1:4F	1.45	0.9	-1.5	0	0	0
SLU str 37	1.35	1.5	1.16	Gruppo 1:1+	1.16	1.5	0.9	0	0	0
SLU str 38	1.35	1.5	1.16	Gruppo 1:2+	1.16	1.5	0.9	0	0	0
SLU str 39	1.35	1.5	1.16	Gruppo 1:3+	1.16	1.5	0.9	0	0	0
SLU str 40	1.35	1.5	1.16	Gruppo 1:4+	1.16	1.5	0.9	0	0	0
SLU str 41	1.35	1.5	1.16	Gruppo 1:5+	1.16	1.5	0.9	0	0	0
SLU str 42	1.35	1.5	1.16	Gruppo 1:6+	1.16	1.5	0.9	0	0	0
SLU str 43	1.35	1.5	1.16	Gruppo 1:7+	1.16	1.5	0.9	0	0	0
SLU str 44	1.35	1.5	1.16	Gruppo 1:8+	1.16	1.5	0.9	0	0	0
SLU str 45	1.35	1.5	1.16	Gruppo 3:1+	1.16	1.5	0.9	0	0	0
SLU str 46	1.35	1.5	1.16	Gruppo 3:2+	1.16	1.5	0.9	0	0	0
SLU str 47	1.35	1.5	1.16	Gruppo 3:3+	1.16	1.5	0.9	0	0	0
SLU str 48	1.35	1.5	1.16	Gruppo 3:4+	1.16	1.5	0.9	0	0	0
SLU str 49	1.35	1.5	1.16	Gruppo 3:5+	1.16	1.5	0.9	0	0	0
SLU str 50	1.35	1.5	1.16	Gruppo 3:6+	1.16	1.5	0.9	0	0	0
SLU str 51	1.35	1.5	1.16	Gruppo 3:7+	1.16	1.5	0.9	0	0	0
SLU str 52	1.35	1.5	1.16	Gruppo 3:8+	1.16	1.5	0.9	0	0	0
SLU str 53	1.35	1.5	1.16	Gruppo 1:1-	1.16	1.5	0.9	0	0	0
SLU str 54	1.35	1.5	1.16	Gruppo 1:2-	1.16	1.5	0.9	0	0	0
SLU str 55	1.35	1.5	1.16	Gruppo 1:3-	1.16	1.5	-0.9	0	0	0
SLU str 56	1.35	1.5	1.16	Gruppo 1:4-	1.16	1.5	-0.9	0	0	0
SLU str 57	1.35	1.5	1.16	Gruppo 1:5-	1.16	1.5	-0.9	0	0	0
SLU str 58	1.35	1.5	1.16	Gruppo 1:6-	1.16	1.5	-0.9	0	0	0
SLU str 59	1.35	1.5	1.16	Gruppo 1:7-	1.16	1.5	-0.9	0	0	0
SLU str 60	1.35	1.5	1.16	Gruppo 1:8-	1.16	1.5	-0.9	0	0	0
SLU str 61	1.35	1.5	1.16	Gruppo 3:1-	1.16	1.5	-0.9	0	0	0
SLU str 62	1.35	1.5	1.16	Gruppo 3:2-	1.16	1.5	-0.9	0	0	0
SLU str 63	1.35	1.5	1.16	Gruppo 3:3-	1.16	1.5	-0.9	0	0	0
SLU str 64	1.35	1.5	1.16	Gruppo 3:4-	1.16	1.5	-0.9	0	0	0
SLU str 65	1.35	1.5	1.16	Gruppo 3:5-	1.16	1.5	-0.9	0	0	0
SLU str 66	1.35	1.5	1.16	Gruppo 3:6-	1.16	1.5	-0.9	0	0	0
SLU str 67	1.35	1.5	1.16	Gruppo 3:7-	1.16	1.5	-0.9	0	0	0
SLU str 68	1.35	1.5	1.16	Gruppo 3:8-	1.16	1.5	-0.9	0	0	0
SLU str 69	1.35	1.5	1.16	Gruppo 1:1F	1.16	1.5	-0.9	0	0	0
SLU str 70	1.35	1.5	1.16	Gruppo 1:2F	1.16	1.5	-0.9	0	0	0
SLU str 71	1.35	1.5	1.16	Gruppo 1:3F	1.16	1.5	-0.9	0	0	0
SLU str 72	1.35	1.5	1.16	Gruppo 1:4F	1.16	1.5	-0.9	0	0	0

### 7.1.2 Combinazioni sismiche

Si elencano nella tabella seguente le combinazioni di calcolo sismiche allo SLV.

Combinazione	Carichi permanenti strutturali	Carichi permanenti non strutturali	Carichi da traffico ferroviario		Sovraccarico su rilevato	Vento	Resistenze parassite	Sisma Y	Sisma X	Sisma Z
			Coeff.	Gruppo di carico						
SISMA SLV 1	1	1	0.20	treno SW/2	0.20	0	0	0.3	1	0.3
SISMA SLV 2	1	1	0.20	treno SW/2	0.20	0	0	0.3	1	-0.3
SISMA SLV 3	1	1	0.20	treno SW/2	0.20	0	0	-0.3	1	0.3
SISMA SLV 4	1	1	0.20	treno SW/2	0.20	0	0	-0.3	1	-0.3
SISMA SLV 5	1	1	0.20	treno SW/2	0.20	0	0	0.3	-1	0.3
SISMA SLV 6	1	1	0.20	treno SW/2	0.20	0	0	0.3	-1	-0.3
SISMA SLV 7	1	1	0.20	treno SW/2	0.20	0	0	-0.3	-1	0.3
SISMA SLV 8	1	1	0.20	treno SW/2	0.20	0	0	-0.3	-1	-0.3
SISMA SLV 9	1	1	0.20	treno SW/2	0.20	0	0	1	0.3	0.3
SISMA SLV 10	1	1	0.20	treno SW/2	0.20	0	0	1	0.3	-0.3
SISMA SLV 11	1	1	0.20	treno SW/2	0.20	0	0	1	-0.3	0.3
SISMA SLV 12	1	1	0.20	treno SW/2	0.20	0	0	1	-0.3	-0.3
SISMA SLV 13	1	1	0.20	treno SW/2	0.20	0	0	-1	0.3	0.3
SISMA SLV 14	1	1	0.20	treno SW/2	0.20	0	0	-1	0.3	-0.3
SISMA SLV 15	1	1	0.20	treno SW/2	0.20	0	0	-1	-0.3	0.3
SISMA SLV 16	1	1	0.20	treno SW/2	0.20	0	0	-1	-0.3	-0.3
SISMA SLV 17	1	1	0.20	treno SW/2	0.20	0	0	0.3	0.3	1
SISMA SLV 18	1	1	0.20	treno SW/2	0.20	0	0	-0.3	0.3	1
SISMA SLV 19	1	1	0.20	treno SW/2	0.20	0	0	0.3	-0.3	1
SISMA SLV 20	1	1	0.20	treno SW/2	0.20	0	0	-0.3	-0.3	1
SISMA SLV 21	1	1	0.20	treno SW/2	0.20	0	0	0.3	0.3	-1
SISMA SLV 22	1	1	0.20	treno SW/2	0.20	0	0	-0.3	0.3	-1
SISMA SLV 23	1	1	0.20	treno SW/2	0.20	0	0	0.3	-0.3	-1
SISMA SLV 24	1	1	0.20	treno SW/2	0.20	0	0	-0.3	-0.3	-1

### 7.1.3 Combinazioni SLE

Si elencano nella tabella seguente le combinazioni di calcolo agli stati limite di esercizio.



**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
NB1R 02 D 26 CLV10504001 A 49 di 108

Combinazione	Carichi permanenti strutturali	Carichi permanenti non strutturali	Carichi da traffico ferroviario		Sovraccarico su rilevato	Vento	Resistenze parassite	Sisma Y	Sisma X	Sisma Z
			Coeff.	Gruppo di carico						
SLE r 1	1	1	1.0	Gruppo 1:1+	1.00	0.6	1	0	0	0
SLE r 2	1	1	1.0	Gruppo 1:2+	1.00	0.6	1	0	0	0
SLE r 3	1	1	1.0	Gruppo 1:3+	1.00	0.6	1	0	0	0
SLE r 4	1	1	1.0	Gruppo 1:4+	1.00	0.6	1	0	0	0
SLE r 5	1	1	1.0	Gruppo 1:5+	1.00	0.6	1	0	0	0
SLE r 6	1	1	1.0	Gruppo 1:6+	1.00	0.6	1	0	0	0
SLE r 7	1	1	1.0	Gruppo 1:7+	1.00	0.6	1	0	0	0
SLE r 8	1	1	1.0	Gruppo 1:8+	1.00	0.6	1	0	0	0
SLE r 9	1	1	1.0	Gruppo 3:1+	1.00	0.6	1	0	0	0
SLE r 10	1	1	1.0	Gruppo 3:2+	1.00	0.6	1	0	0	0
SLE r 11	1	1	1.0	Gruppo 3:3+	1.00	0.6	1	0	0	0
SLE r 12	1	1	1.0	Gruppo 3:4+	1.00	0.6	1	0	0	0
SLE r 13	1	1	1.0	Gruppo 3:5+	1.00	0.6	1	0	0	0
SLE r 14	1	1	1.0	Gruppo 3:6+	1.00	0.6	1	0	0	0
SLE r 15	1	1	1.0	Gruppo 3:7+	1.00	0.6	1	0	0	0
SLE r 16	1	1	1.0	Gruppo 3:8+	1.00	0.6	1	0	0	0
SLE r 17	1	1	1.0	Gruppo 1:1-	1.00	0.6	1	0	0	0
SLE r 18	1	1	1.0	Gruppo 1:2-	1.00	0.6	1	0	0	0
SLE r 19	1	1	1.0	Gruppo 1:3-	1.00	0.6	-1	0	0	0
SLE r 20	1	1	1.0	Gruppo 1:4-	1.00	0.6	-1	0	0	0
SLE r 21	1	1	1.0	Gruppo 1:5-	1.00	0.6	-1	0	0	0
SLE r 22	1	1	1.0	Gruppo 1:6-	1.00	0.6	-1	0	0	0
SLE r 23	1	1	1.0	Gruppo 1:7-	1.00	0.6	-1	0	0	0
SLE r 24	1	1	1.0	Gruppo 1:8-	1.00	0.6	-1	0	0	0
SLE r 25	1	1	1.0	Gruppo 3:1-	1.00	0.6	-1	0	0	0
SLE r 26	1	1	1.0	Gruppo 3:2-	1.00	0.6	-1	0	0	0
SLE r 27	1	1	1.0	Gruppo 3:3-	1.00	0.6	-1	0	0	0
SLE r 28	1	1	1.0	Gruppo 3:4-	1.00	0.6	-1	0	0	0
SLE r 29	1	1	1.0	Gruppo 3:5-	1.00	0.6	-1	0	0	0
SLE r 30	1	1	1.0	Gruppo 3:6-	1.00	0.6	-1	0	0	0
SLE r 31	1	1	1.0	Gruppo 3:7-	1.00	0.6	-1	0	0	0
SLE r 32	1	1	1.0	Gruppo 3:8-	1.00	0.6	-1	0	0	0
SLE r 33	1	1	1.0	Gruppo 1:1F	1.00	0.6	-1	0	0	0
SLE r 34	1	1	1.0	Gruppo 1:2F	1.00	0.6	-1	0	0	0
SLE r 35	1	1	1.0	Gruppo 1:3F	1.00	0.6	-1	0	0	0
SLE r 36	1	1	1.0	Gruppo 1:4F	1.00	0.6	-1	0	0	0
SLE r 37	1	1	0.8	Gruppo 1:1+	0.80	1	0.6	0	0	0
SLE r 38	1	1	0.8	Gruppo 1:2+	0.80	1	0.6	0	0	0
SLE r 39	1	1	0.8	Gruppo 1:3+	0.80	1	0.6	0	0	0
SLE r 40	1	1	0.8	Gruppo 1:4+	0.80	1	0.6	0	0	0
SLE r 41	1	1	0.8	Gruppo 1:5+	0.80	1	0.6	0	0	0
SLE r 42	1	1	0.8	Gruppo 1:6+	0.80	1	0.6	0	0	0
SLE r 43	1	1	0.8	Gruppo 1:7+	0.80	1	0.6	0	0	0
SLE r 44	1	1	0.8	Gruppo 1:8+	0.80	1	0.6	0	0	0
SLE r 45	1	1	0.8	Gruppo 3:1+	0.80	1	0.6	0	0	0
SLE r 46	1	1	0.8	Gruppo 3:2+	0.80	1	0.6	0	0	0
SLE r 47	1	1	0.8	Gruppo 3:3+	0.80	1	0.6	0	0	0
SLE r 48	1	1	0.8	Gruppo 3:4+	0.80	1	0.6	0	0	0
SLE r 49	1	1	0.8	Gruppo 3:5+	0.80	1	0.6	0	0	0
SLE r 50	1	1	0.8	Gruppo 3:6+	0.80	1	0.6	0	0	0
SLE r 51	1	1	0.8	Gruppo 3:7+	0.80	1	0.6	0	0	0
SLE r 52	1	1	0.8	Gruppo 3:8+	0.80	1	0.6	0	0	0
SLE r 53	1	1	0.8	Gruppo 1:1-	0.80	1	0.6	0	0	0
SLE r 54	1	1	0.8	Gruppo 1:2-	0.80	1	0.6	0	0	0
SLE r 55	1	1	0.8	Gruppo 1:3-	0.80	1	-0.6	0	0	0
SLE r 56	1	1	0.8	Gruppo 1:4-	0.80	1	-0.6	0	0	0
SLE r 57	1	1	0.8	Gruppo 1:5-	0.80	1	-0.6	0	0	0
SLE r 58	1	1	0.8	Gruppo 1:6-	0.80	1	-0.6	0	0	0
SLE r 59	1	1	0.8	Gruppo 1:7-	0.80	1	-0.6	0	0	0
SLE r 60	1	1	0.8	Gruppo 1:8-	0.80	1	-0.6	0	0	0
SLE r 61	1	1	0.8	Gruppo 3:1-	0.80	1	-0.6	0	0	0
SLE r 62	1	1	0.8	Gruppo 3:2-	0.80	1	-0.6	0	0	0
SLE r 63	1	1	0.8	Gruppo 3:3-	0.80	1	-0.6	0	0	0
SLE r 64	1	1	0.8	Gruppo 3:4-	0.80	1	-0.6	0	0	0
SLE r 65	1	1	0.8	Gruppo 3:5-	0.80	1	-0.6	0	0	0
SLE r 66	1	1	0.8	Gruppo 3:6-	0.80	1	-0.6	0	0	0
SLE r 67	1	1	0.8	Gruppo 3:7-	0.80	1	-0.6	0	0	0
SLE r 68	1	1	0.8	Gruppo 3:8-	0.80	1	-0.6	0	0	0
SLE r 69	1	1	0.8	Gruppo 1:1F	0.80	1	-0.6	0	0	0
SLE r 70	1	1	0.8	Gruppo 1:2F	0.80	1	-0.6	0	0	0
SLE r 71	1	1	0.8	Gruppo 1:3F	0.80	1	-0.6	0	0	0
SLE r 72	1	1	0.8	Gruppo 1:4F	0.80	1	-0.6	0	0	0

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10504001	A	50 di 108

Combinazione	Carichi permanenti strutturali	Carichi permanenti non strutturali	Carichi da traffico ferroviario		Sovraccarico su rilevato	Vento	Resistenze parassite	Sisma Y	Sisma X	Sisma Z
			Coeff.	Gruppo di carico						
SLE f 1	1	1	0.8	Gruppo 1:1+	0.80	0.5	1	0	0	0
SLE f 2	1	1	0.8	Gruppo 1:2+	0.80	0.5	1	0	0	0
SLE f 3	1	1	0.8	Gruppo 1:3+	0.80	0.5	1	0	0	0
SLE f 4	1	1	0.8	Gruppo 1:4+	0.80	0.5	1	0	0	0
SLE f 5	1	1	0.8	Gruppo 1:5+	0.80	0.5	1	0	0	0
SLE f 6	1	1	0.8	Gruppo 1:6+	0.80	0.5	1	0	0	0
SLE f 7	1	1	0.8	Gruppo 1:7+	0.80	0.5	1	0	0	0
SLE f 8	1	1	0.8	Gruppo 1:8+	0.80	0.5	1	0	0	0
SLE f 9	1	1	0.8	Gruppo 3:1+	0.80	0.5	1	0	0	0
SLE f 10	1	1	0.8	Gruppo 3:2+	0.80	0.5	1	0	0	0
SLE f 11	1	1	0.8	Gruppo 3:3+	0.80	0.5	1	0	0	0
SLE f 12	1	1	0.8	Gruppo 3:4+	0.80	0.5	1	0	0	0
SLE f 13	1	1	0.8	Gruppo 3:5+	0.80	0.5	1	0	0	0
SLE f 14	1	1	0.8	Gruppo 3:6+	0.80	0.5	1	0	0	0
SLE f 15	1	1	0.8	Gruppo 3:7+	0.80	0.5	1	0	0	0
SLE f 16	1	1	0.8	Gruppo 3:8+	0.80	0.5	1	0	0	0
SLE f 17	1	1	0.8	Gruppo 1:1-	0.80	0.5	1	0	0	0
SLE f 18	1	1	0.8	Gruppo 1:2-	0.80	0.5	1	0	0	0
SLE f 19	1	1	0.8	Gruppo 1:3-	0.80	0.5	-1	0	0	0
SLE f 20	1	1	0.8	Gruppo 1:4-	0.80	0.5	-1	0	0	0
SLE f 21	1	1	0.8	Gruppo 1:5-	0.80	0.5	-1	0	0	0
SLE f 22	1	1	0.8	Gruppo 1:6-	0.80	0.5	-1	0	0	0
SLE f 23	1	1	0.8	Gruppo 1:7-	0.80	0.5	-1	0	0	0
SLE f 24	1	1	0.8	Gruppo 1:8-	0.80	0.5	-1	0	0	0
SLE f 25	1	1	0.8	Gruppo 3:1-	0.80	0.5	-1	0	0	0
SLE f 26	1	1	0.8	Gruppo 3:2-	0.80	0.5	-1	0	0	0
SLE f 27	1	1	0.8	Gruppo 3:3-	0.80	0.5	-1	0	0	0
SLE f 28	1	1	0.8	Gruppo 3:4-	0.80	0.5	-1	0	0	0
SLE f 29	1	1	0.8	Gruppo 3:5-	0.80	0.5	-1	0	0	0
SLE f 30	1	1	0.8	Gruppo 3:6-	0.80	0.5	-1	0	0	0
SLE f 31	1	1	0.8	Gruppo 3:7-	0.80	0.5	-1	0	0	0
SLE f 32	1	1	0.8	Gruppo 3:8-	0.80	0.5	-1	0	0	0
SLE f 33	1	1	0.8	Gruppo 1:1F	0.80	0.5	-1	0	0	0
SLE f 34	1	1	0.8	Gruppo 1:2F	0.80	0.5	-1	0	0	0
SLE f 35	1	1	0.8	Gruppo 1:3F	0.80	0.5	-1	0	0	0
SLE f 36	1	1	0.8	Gruppo 1:4F	0.80	0.5	-1	0	0	0
SLE qp	1	1	-	-	-	0	0.5	0	0	0
SLE qp	1	1	-	-	-	0	-0.5	0	0	0

## 8 VERIFICA DEI PALI DI FONDAZIONE

### 8.1 Sollecitazioni combinate

Si riportano di seguito le sollecitazioni per tutte le combinazioni di carico ad intradosso plinto baricentro palificata.

COMBINAZIONE	Vx (kN)	Vy (kN)	N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
SLU str 1	343	3258	-12093	-17112	2713	571
SLU str 2	184	2596	-10647	-11608	4241	161
SLU str 3	343	3258	-11827	-16428	1971	571
SLU str 4	169	2596	-10381	-10924	3460	124
SLU str 5	343	2736	-12158	-15869	2713	571
SLU str 6	184	2335	-10680	-10986	4241	161
SLU str 7	343	2974	-11862	-15751	1971	571
SLU str 8	169	2573	-10384	-10868	3460	124
SLU str 9	184	4584	-11929	-20269	2283	161
SLU str 10	104	3258	-10565	-13186	4026	-44
SLU str 11	184	4584	-11663	-19585	1540	161
SLU str 12	97	3258	-10299	-12502	3264	-62
SLU str 13	184	3540	-12058	-17782	2283	161
SLU str 14	104	2736	-10630	-11943	4026	-44
SLU str 15	184	4015	-11733	-18231	1540	161
SLU str 16	97	3212	-10305	-12392	3264	-62
SLU str 17	343	608	-12421	-10798	2713	571
SLU str 18	184	1270	-10811	-8451	4241	161
SLU str 19	343	359	-12155	-9444	1971	571
SLU str 20	169	1022	-10545	-7096	3460	124
SLU str 21	343	881	-12356	-11371	2713	571
SLU str 22	184	1283	-10779	-8402	4241	161
SLU str 23	343	644	-12120	-10121	1971	571
SLU str 24	169	1045	-10542	-7151	3460	124
SLU str 25	184	-966	-12585	-6971	2283	161
SLU str 26	104	359	-10893	-6202	4026	-44
SLU str 27	184	-966	-12319	-6287	1540	161
SLU str 28	97	359	-10627	-5517	3264	-62
SLU str 29	184	78	-12456	-9458	2283	161
SLU str 30	104	881	-10829	-7445	4026	-44

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0504001	A	52 di 108

SLU str 31	184	-397	-12248	-7641	1540	161
SLU str 32	97	406	-10621	-5628	3264	-62
SLU str 33	24	1685	-12257	-13285	1852	-249
SLU str 34	24	1685	-10729	-9358	3811	-249
SLU str 35	24	1685	-11991	-12601	1110	-249
SLU str 36	24	1685	-10463	-8674	3068	-249
SLU str 37	296	2755	-11515	-14417	2282	511
SLU str 38	168	2225	-10358	-10014	3505	183
SLU str 39	296	2755	-11302	-13870	1688	511
SLU str 40	157	2225	-10145	-9466	2880	154
SLU str 41	296	2337	-11566	-13423	2282	511
SLU str 42	168	2016	-10384	-9516	3505	183
SLU str 43	296	2527	-11330	-13329	1688	511
SLU str 44	157	2206	-10148	-9422	2880	154
SLU str 45	168	3815	-11384	-16943	1938	183
SLU str 46	105	2755	-10293	-11277	3333	19
SLU str 47	168	3815	-11171	-16396	1344	183
SLU str 48	99	2755	-10080	-10729	2723	5
SLU str 49	168	2980	-11487	-14953	1938	183
SLU str 50	105	2337	-10344	-10282	3333	19
SLU str 51	168	3360	-11227	-15313	1344	183
SLU str 52	99	2718	-10084	-10641	2723	5
SLU str 53	296	634	-11777	-9366	2282	511
SLU str 54	168	1164	-10489	-7488	3505	183
SLU str 55	296	485	-11564	-8417	1688	511
SLU str 56	157	1015	-10276	-6538	2880	154
SLU str 57	296	903	-11725	-9959	2282	511
SLU str 58	168	1224	-10464	-7583	3505	183
SLU str 59	296	713	-11536	-8958	1688	511
SLU str 60	157	1034	-10274	-6583	2880	154
SLU str 61	168	-575	-11908	-6438	1938	183
SLU str 62	105	485	-10555	-5823	3333	19
SLU str 63	168	-575	-11695	-5891	1344	183
SLU str 64	99	485	-10342	-5276	2723	5
SLU str 65	168	260	-11805	-8428	1938	183
SLU str 66	105	903	-10503	-6818	3333	19
SLU str 67	168	-120	-11639	-6974	1344	183
SLU str 68	99	522	-10337	-5364	2723	5
SLU str 69	41	1545	-11646	-11489	1593	-144

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10504001	A	53 di 108

SLU str 70	41	1545	-10424	-8348	3160	-144
SLU str 71	41	1545	-11433	-10942	999	-144
SLU str 72	41	1545	-10211	-7801	2566	-144
SISMA SLV 1	815	443	-4862	-5933	2253	1055
SISMA SLV 2	815	443	-4953	-6297	2253	1055
SISMA SLV 3	815	-14	-4862	-4729	2253	1055
SISMA SLV 4	815	-14	-4953	-5093	2253	1055
SISMA SLV 5	-815	443	-4862	-5933	-1982	-1055
SISMA SLV 6	-815	443	-4953	-6297	-1982	-1055
SISMA SLV 7	-815	-14	-4862	-4729	-1982	-1055
SISMA SLV 8	-815	-14	-4953	-5093	-1982	-1055
SISMA SLV 9	244	1477	-4862	-8237	771	317
SISMA SLV 10	244	1477	-4953	-8602	771	317
SISMA SLV 11	-244	1477	-4862	-8237	-500	-317
SISMA SLV 12	-244	1477	-4953	-8602	-500	-317
SISMA SLV 13	244	-47	-4862	-4225	771	317
SISMA SLV 14	244	-47	-4953	-4590	771	317
SISMA SLV 15	-244	-47	-4862	-4225	-500	-317
SISMA SLV 16	-244	-47	-4953	-4590	-500	-317
SISMA SLV 17	244	443	-4756	-5508	771	317
SISMA SLV 18	244	-14	-4756	-4304	771	317
SISMA SLV 19	-244	443	-4756	-5508	-500	-317
SISMA SLV 20	-244	-14	-4756	-4304	-500	-317
SISMA SLV 21	244	443	-5060	-6722	771	317
SISMA SLV 22	244	-14	-5060	-5518	771	317
SISMA SLV 23	-244	443	-5060	-6722	-500	-317
SISMA SLV 24	-244	-14	-5060	-5518	-500	-317
SLE r 1	236	2224	-8581	-12116	1868	392
SLE r 2	126	1767	-7584	-8320	2922	110
SLE r 3	236	2224	-8397	-11645	1356	392
SLE r 4	116	1767	-7400	-7848	2383	84
SLE r 5	236	1864	-8625	-11259	1868	392
SLE r 6	126	1587	-7606	-7891	2922	110
SLE r 7	236	2028	-8421	-11178	1356	392
SLE r 8	116	1751	-7402	-7810	2383	84
SLE r 9	126	3138	-8468	-14294	1571	110
SLE r 10	71	2224	-7527	-9409	2774	-32
SLE r 11	126	3138	-8284	-13822	1059	110
SLE r 12	66	2224	-7344	-8937	2248	-45

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10504001	A	54 di 108

SLE r 13	126	2418	-8557	-12579	1571	110
SLE r 14	71	1864	-7572	-8551	2774	-32
SLE r 15	126	2746	-8333	-12888	1059	110
SLE r 16	66	2192	-7348	-8861	2248	-45
SLE r 17	236	396	-8807	-7762	1868	392
SLE r 18	126	853	-7697	-6143	2922	110
SLE r 19	236	231	-8623	-6843	1356	392
SLE r 20	116	688	-7513	-5224	2383	84
SLE r 21	236	591	-8762	-8172	1868	392
SLE r 22	126	868	-7675	-6125	2922	110
SLE r 23	236	427	-8599	-7310	1356	392
SLE r 24	116	704	-7511	-5262	2383	84
SLE r 25	126	-683	-8920	-5138	1571	110
SLE r 26	71	231	-7753	-4607	2774	-32
SLE r 27	126	-683	-8736	-4666	1059	110
SLE r 28	66	231	-7570	-4135	2248	-45
SLE r 29	126	37	-8831	-6853	1571	110
SLE r 30	71	591	-7709	-5465	2774	-32
SLE r 31	126	-291	-8688	-5600	1059	110
SLE r 32	66	263	-7566	-4212	2248	-45
SLE r 33	16	1145	-8694	-9492	1274	-173
SLE r 34	16	1145	-7640	-6784	2625	-173
SLE r 35	16	1145	-8510	-9020	762	-173
SLE r 36	16	1145	-7457	-6313	2113	-173
SLE r 37	203	1878	-8182	-10261	1569	350
SLE r 38	115	1513	-7384	-7224	2412	124
SLE r 39	203	1878	-8035	-9884	1160	350
SLE r 40	107	1513	-7238	-6846	1981	104
SLE r 41	203	1590	-8218	-9575	1569	350
SLE r 42	115	1369	-7402	-6881	2412	124
SLE r 43	203	1721	-8055	-9510	1160	350
SLE r 44	107	1500	-7239	-6816	1981	104
SLE r 45	115	2609	-8092	-12003	1332	124
SLE r 46	71	1878	-7339	-8095	2293	11
SLE r 47	115	2609	-7945	-11625	922	124
SLE r 48	67	1878	-7192	-7717	1873	1
SLE r 49	115	2033	-8163	-10631	1332	124
SLE r 50	71	1590	-7375	-7409	2293	11
SLE r 51	115	2296	-7983	-10878	922	124

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0504001	A	55 di 108

SLE r 52	67	1853	-7195	-7656	1873	1
SLE r 53	203	416	-8363	-6777	1569	350
SLE r 54	115	781	-7475	-5482	2412	124
SLE r 55	203	316	-8216	-6132	1160	350
SLE r 56	107	682	-7328	-4836	1981	104
SLE r 57	203	604	-8327	-7195	1569	350
SLE r 58	115	826	-7457	-5557	2412	124
SLE r 59	203	473	-8197	-6505	1160	350
SLE r 60	107	695	-7326	-4867	1981	104
SLE r 61	115	-415	-8453	-4767	1332	124
SLE r 62	71	316	-7520	-4343	2293	11
SLE r 63	115	-415	-8307	-4390	922	124
SLE r 64	67	316	-7373	-3966	1873	1
SLE r 65	115	161	-8382	-6139	1332	124
SLE r 66	71	604	-7484	-5029	2293	11
SLE r 67	115	-101	-8268	-5137	922	124
SLE r 68	67	342	-7370	-4026	1873	1
SLE r 69	27	1048	-8272	-8251	1094	-102
SLE r 70	27	1048	-7430	-6085	2175	-102
SLE r 71	27	1048	-8126	-7873	684	-102
SLE r 72	27	1048	-7283	-5707	1765	-102
SLE f 1	190	1911	-8182	-10350	1497	315
SLE f 2	102	1546	-7384	-7313	2341	89
SLE f 3	190	1911	-8035	-9973	1088	315
SLE f 4	94	1546	-7238	-6936	1909	69
SLE f 5	190	1623	-8218	-9664	1497	315
SLE f 6	102	1402	-7402	-6970	2341	89
SLE f 7	190	1755	-8055	-9599	1088	315
SLE f 8	94	1533	-7239	-6905	1909	69
SLE f 9	102	2643	-8092	-12092	1260	89
SLE f 10	58	1911	-7339	-8184	2222	-24
SLE f 11	102	2643	-7945	-11715	850	89
SLE f 12	54	1911	-7192	-7807	1801	-34
SLE f 13	102	2067	-8163	-10720	1260	89
SLE f 14	58	1623	-7375	-7498	2222	-24
SLE f 15	102	2329	-7983	-10968	850	89
SLE f 16	54	1886	-7195	-7746	1801	-34
SLE f 17	190	449	-8363	-6867	1497	315
SLE f 18	102	815	-7475	-5572	2341	89

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

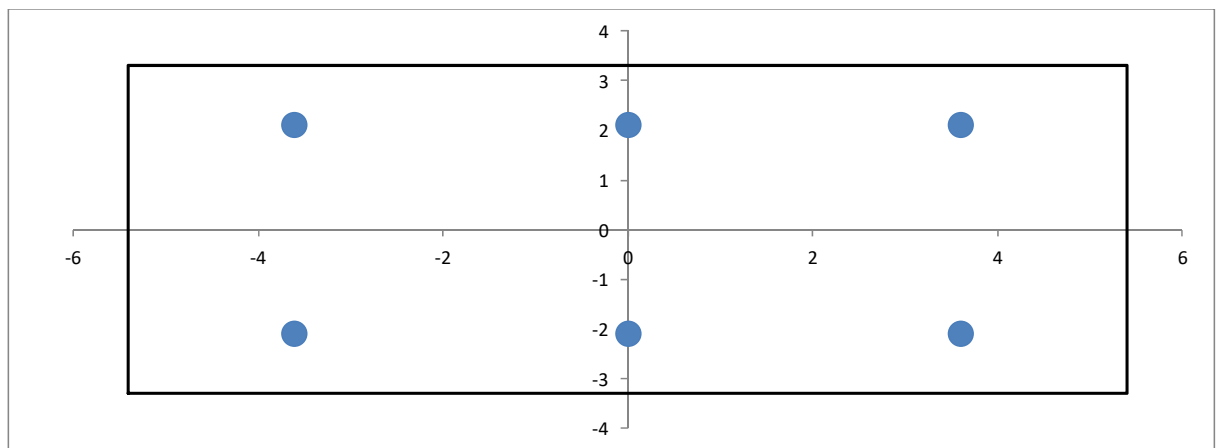
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0504001	A	56 di 108

SLE f 19	190	283	-8216	-6042	1088	315
SLE f 20	94	649	-7328	-4747	1909	69
SLE f 21	190	571	-8327	-7106	1497	315
SLE f 22	102	793	-7457	-5467	2341	89
SLE f 23	190	440	-8197	-6416	1088	315
SLE f 24	94	662	-7326	-4777	1909	69
SLE f 25	102	-448	-8453	-4678	1260	89
SLE f 26	58	283	-7520	-4253	2222	-24
SLE f 27	102	-448	-8307	-4300	850	89
SLE f 28	54	283	-7373	-3876	1801	-34
SLE f 29	102	128	-8382	-6050	1260	89
SLE f 30	58	571	-7484	-4940	2222	-24
SLE f 31	102	-134	-8268	-5047	850	89
SLE f 32	54	309	-7370	-3937	1801	-34
SLE f 33	14	1015	-8272	-8161	1022	-137
SLE f 34	14	1015	-7430	-5995	2103	-137
SLE f 35	14	1015	-8126	-7784	613	-137
SLE f 36	14	1015	-7283	-5618	1693	-137
SLE qp	0	618	-6587	-3174	0	0
SLE qp	0	535	-6587	-2951	0	0



### 8.2 Calcolo sollecitazioni sui singoli pali di fondazione

A partire dalle sollecitazioni riportate al §8 sono stati definiti le azioni normale e di taglio sui singoli pali della fondazione.



Palo	P1	P2	P3	P4	P5	P6
X (m)	-3.6	0	3.6	-3.6	0	3.6
Y (m)	-2.1	-2.1	-2.1	2.1	2.1	2.1

Sforzo normale:  $N_{palo,i} = N/n_{pali} + M_y \cdot x_i / J_y + M_x \cdot y_i / J_x$

Taglio:  $T_{palo,i} = (F_x^2 + F_y^2)^{1/2}$

Con:  $F_x = V_x / n_{pali} + M_x \cdot y_i / (J_x + J_y)$

$F_y = V_y / n_{pali} + M_x \cdot x_i / (J_x + J_y)$

Si riportano di seguito le azioni sui pali per tutte le combinazioni di carico esaminate.

Palo	P1		P2		P3		P4		P5		P6	
	N (kN)	V (kN)	N (kN)	V (kN)	N (kN)	V (kN)	N (kN)	V (kN)	N (kN)	V (kN)	N (kN)	V (kN)
SLU str 1	-469	519	-657	545	-846	571	-3185	522	-3374	548	-3562	574
SLU str 2	-559	426	-853	433	-1148	441	-2401	427	-2696	434	-2990	441
SLU str 3	-530	519	-667	545	-804	571	-3138	522	-3275	548	-3412	574
SLU str 4	-623	428	-863	433	-1104	439	-2357	428	-2597	434	-2837	439
SLU str 5	-578	432	-767	458	-955	484	-3097	436	-3286	462	-3474	488
SLU str 6	-613	383	-908	390	-1203	397	-2357	383	-2652	391	-2946	398
SLU str 7	-590	471	-727	497	-864	524	-3090	475	-3227	501	-3364	527
SLU str 8	-628	424	-868	429	-1108	435	-2353	424	-2593	430	-2834	436
SLU str 9	-221	757	-380	764	-538	772	-3438	757	-3597	765	-3755	772

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0504001	A	58 di 108

SLU str 10	-435	545	-714	543	-994	541	-2528	545	-2807	543	-3087	541
SLU str 11	-282	757	-389	764	-496	772	-3391	757	-3498	765	-3605	772
SLU str 12	-498	546	-724	543	-951	540	-2482	546	-2709	543	-2935	540
SLU str 13	-440	583	-598	591	-757	598	-3263	584	-3421	591	-3580	598
SLU str 14	-544	458	-824	456	-1103	454	-2440	458	-2719	456	-2999	454
SLU str 15	-402	662	-509	670	-616	677	-3296	663	-3402	670	-3509	678
SLU str 16	-507	539	-734	536	-961	533	-2474	538	-2701	536	-2928	533
SLU str 17	-1025	86	-1213	110	-1402	134	-2739	104	-2927	125	-3116	147
SLU str 18	-837	206	-1131	213	-1426	221	-2178	207	-2473	215	-2767	222
SLU str 19	-1139	54	-1276	73	-1413	96	-2638	80	-2775	94	-2912	113
SLU str 20	-954	167	-1194	172	-1435	178	-2080	168	-2321	173	-2561	179
SLU str 21	-969	128	-1157	153	-1345	178	-2773	141	-2962	164	-3150	188
SLU str 22	-835	208	-1130	215	-1424	223	-2169	209	-2463	217	-2758	224
SLU str 23	-1080	91	-1217	115	-1354	140	-2686	109	-2823	130	-2960	152
SLU str 24	-949	170	-1189	176	-1430	182	-2084	171	-2325	177	-2565	183
SLU str 25	-1386	170	-1544	163	-1703	156	-2492	172	-2651	165	-2809	158
SLU str 26	-1044	65	-1323	63	-1603	61	-2028	64	-2308	62	-2587	60
SLU str 27	-1447	170	-1554	163	-1661	156	-2445	172	-2552	165	-2659	158
SLU str 28	-1107	65	-1333	63	-1560	60	-1982	64	-2209	62	-2436	59
SLU str 29	-1167	27	-1325	29	-1484	33	-2668	35	-2827	37	-2985	41
SLU str 30	-934	150	-1214	148	-1494	146	-2116	150	-2396	148	-2675	146
SLU str 31	-1328	78	-1435	71	-1542	64	-2541	82	-2648	75	-2755	68
SLU str 32	-1097	73	-1324	70	-1550	67	-1990	72	-2217	69	-2444	66
SLU str 33	-860	292	-989	281	-1117	270	-2969	292	-3097	281	-3226	269
SLU str 34	-781	292	-1045	281	-1310	270	-2266	292	-2531	281	-2796	269
SLU str 35	-921	292	-998	281	-1075	270	-2921	292	-2999	281	-3076	269
SLU str 36	-842	292	-1055	281	-1268	270	-2219	292	-2432	281	-2645	269
SLU str 37	-616	437	-775	461	-933	484	-2905	440	-3063	463	-3222	487
SLU str 38	-688	363	-932	372	-1175	380	-2278	364	-2521	372	-2765	381
SLU str 39	-666	437	-783	461	-900	484	-2867	440	-2984	463	-3102	487
SLU str 40	-740	364	-940	371	-1140	378	-2242	365	-2442	372	-2642	379
SLU str 41	-704	368	-862	391	-1021	415	-2835	371	-2993	395	-3152	418
SLU str 42	-732	328	-975	337	-1219	345	-2243	329	-2486	338	-2729	346
SLU str 43	-713	399	-831	423	-948	446	-2829	403	-2946	426	-3063	449
SLU str 44	-743	361	-943	368	-1143	375	-2239	362	-2439	369	-2639	376
SLU str 45	-418	628	-553	636	-687	645	-3107	628	-3242	637	-3377	645
SLU str 46	-589	459	-820	459	-1052	460	-2379	459	-2610	459	-2842	460
SLU str 47	-467	628	-561	636	-654	645	-3070	628	-3163	637	-3256	645
SLU str 48	-639	459	-828	459	-1018	460	-2342	459	-2531	459	-2721	460

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0504001	A	59 di 108

SLU str 49	-593	489	-728	497	-862	506	-2967	489	-3101	498	-3236	506
SLU str 50	-677	389	-908	390	-1139	391	-2309	389	-2540	390	-2771	391
SLU str 51	-563	552	-656	561	-749	569	-2993	553	-3086	561	-3180	569
SLU str 52	-647	453	-836	453	-1025	453	-2336	453	-2525	453	-2714	453
SLU str 53	-1061	90	-1219	112	-1378	134	-2548	104	-2706	123	-2865	144
SLU str 54	-911	187	-1154	195	-1397	204	-2099	189	-2343	197	-2586	205
SLU str 55	-1142	68	-1259	88	-1377	110	-2478	85	-2595	103	-2713	122
SLU str 56	-994	164	-1194	171	-1394	178	-2032	165	-2232	172	-2432	179
SLU str 57	-1005	132	-1164	155	-1322	178	-2586	142	-2745	163	-2903	185
SLU str 58	-899	197	-1142	205	-1385	214	-2102	198	-2346	207	-2589	215
SLU str 59	-1094	102	-1212	124	-1329	147	-2516	114	-2634	134	-2751	156
SLU str 60	-990	167	-1190	174	-1390	181	-2035	168	-2235	175	-2435	182
SLU str 61	-1339	107	-1474	99	-1608	90	-2361	109	-2496	101	-2630	93
SLU str 62	-1066	82	-1297	83	-1528	84	-1990	82	-2221	83	-2453	84
SLU str 63	-1388	107	-1482	99	-1575	90	-2323	109	-2417	101	-2510	93
SLU str 64	-1116	82	-1305	83	-1494	83	-1953	82	-2142	83	-2331	83
SLU str 65	-1164	42	-1299	49	-1433	57	-2502	48	-2636	54	-2771	61
SLU str 66	-978	151	-1209	151	-1441	152	-2060	151	-2292	152	-2523	152
SLU str 67	-1293	37	-1386	31	-1480	26	-2400	44	-2493	39	-2587	35
SLU str 68	-1108	88	-1297	89	-1486	89	-1960	88	-2149	89	-2338	89
SLU str 69	-918	264	-1029	258	-1140	251	-2742	264	-2853	258	-2963	251
SLU str 70	-855	264	-1075	258	-1294	251	-2180	264	-2400	258	-2619	251
SLU str 71	-968	264	-1037	258	-1106	251	-2705	264	-2774	258	-2843	251
SLU str 72	-904	264	-1083	258	-1261	251	-2143	264	-2321	258	-2499	251
SISMA SLV 1	-183	110	-340	130	-496	163	-1125	166	-1281	180	-1438	205
SISMA SLV 2	-169	110	-326	130	-482	163	-1169	166	-1325	180	-1482	205
SISMA SLV 3	-279	119	-435	108	-592	117	-1029	172	-1186	164	-1342	170
SISMA SLV 4	-265	119	-421	108	-578	117	-1073	172	-1230	164	-1386	170
SISMA SLV 5	-477	163	-340	130	-202	110	-1419	205	-1281	180	-1144	166
SISMA SLV 6	-463	163	-326	130	-188	110	-1463	205	-1325	180	-1188	166
SISMA SLV 7	-573	117	-435	108	-297	119	-1323	170	-1186	164	-1048	172
SISMA SLV 8	-559	117	-421	108	-284	119	-1367	170	-1230	164	-1092	172
SISMA SLV 9	-103	234	-157	248	-210	263	-1411	237	-1464	251	-1518	265
SISMA SLV 10	-89	234	-143	248	-196	263	-1455	237	-1508	251	-1562	265
SISMA SLV 11	-191	263	-157	248	-122	234	-1499	265	-1464	251	-1429	237
SISMA SLV 12	-178	263	-143	248	-108	234	-1543	265	-1508	251	-1474	237
SISMA SLV 13	-422	39	-475	33	-529	33	-1092	54	-1146	50	-1199	50
SISMA SLV 14	-408	39	-461	33	-515	33	-1136	54	-1190	50	-1243	50
SISMA SLV 15	-510	33	-475	33	-440	39	-1180	50	-1146	50	-1111	54

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10504001	A	60 di 108

SISMA SLV 16	-496	33	-461	33	-427	39	-1225	50	-1190	50	-1155	54
SISMA SLV 17	-302	68	-356	81	-409	94	-1176	77	-1230	89	-1283	101
SISMA SLV 18	-398	36	-451	32	-505	34	-1081	52	-1134	49	-1188	51
SISMA SLV 19	-390	94	-356	81	-321	68	-1264	101	-1230	89	-1195	77
SISMA SLV 20	-486	34	-451	32	-416	36	-1169	51	-1134	49	-1100	52
SISMA SLV 21	-256	68	-310	81	-363	94	-1323	77	-1377	89	-1430	101
SISMA SLV 22	-352	36	-405	32	-459	34	-1228	52	-1281	49	-1335	51
SISMA SLV 23	-345	94	-310	81	-275	68	-1411	101	-1377	89	-1342	77
SISMA SLV 24	-440	34	-405	32	-371	36	-1316	51	-1281	49	-1247	52
SLE r 1	-339	354	-469	372	-598	390	-2262	356	-2392	374	-2521	392
SLE r 2	-401	290	-604	295	-807	300	-1721	291	-1924	296	-2127	301
SLE r 3	-381	354	-475	372	-570	390	-2230	356	-2324	374	-2418	392
SLE r 4	-445	291	-610	295	-776	299	-1691	292	-1856	295	-2022	299
SLE r 5	-414	294	-544	312	-674	330	-2201	297	-2331	315	-2461	333
SLE r 6	-438	260	-641	265	-844	270	-1691	261	-1894	266	-2097	271
SLE r 7	-422	321	-516	339	-611	357	-2197	324	-2291	342	-2385	360
SLE r 8	-448	289	-614	292	-779	296	-1688	289	-1854	293	-2019	297
SLE r 9	-168	518	-277	523	-386	528	-2437	519	-2546	524	-2655	529
SLE r 10	-315	372	-508	371	-700	370	-1809	372	-2001	371	-2194	369
SLE r 11	-210	518	-284	523	-357	528	-2404	519	-2478	524	-2551	529
SLE r 12	-359	373	-515	371	-671	369	-1777	373	-1933	371	-2089	369
SLE r 13	-319	398	-428	403	-537	409	-2315	399	-2424	404	-2534	409
SLE r 14	-391	312	-583	311	-776	310	-1748	312	-1941	311	-2133	309
SLE r 15	-292	453	-366	458	-439	463	-2338	453	-2412	458	-2485	463
SLE r 16	-365	368	-521	366	-677	364	-1772	368	-1928	366	-2084	363
SLE r 17	-722	56	-852	72	-982	89	-1954	69	-2084	83	-2214	98
SLE r 18	-592	138	-795	143	-998	148	-1567	139	-1770	144	-1973	149
SLE r 19	-800	35	-894	48	-988	63	-1886	54	-1980	63	-2075	75
SLE r 20	-672	112	-838	116	-1003	120	-1501	113	-1667	117	-1832	120
SLE r 21	-682	85	-812	103	-942	120	-1979	95	-2109	110	-2239	127
SLE r 22	-590	141	-793	146	-996	151	-1562	142	-1765	147	-1968	152
SLE r 23	-759	60	-853	77	-947	94	-1919	73	-2013	87	-2108	102
SLE r 24	-669	115	-834	119	-1000	122	-1504	115	-1670	119	-1835	123
SLE r 25	-970	120	-1079	115	-1188	110	-1785	121	-1894	116	-2004	111
SLE r 26	-734	42	-927	41	-1119	39	-1465	41	-1658	40	-1850	39
SLE r 27	-1012	120	-1086	115	-1159	110	-1753	121	-1826	116	-1900	111
SLE r 28	-777	42	-933	40	-1090	38	-1434	42	-1590	40	-1746	38
SLE r 29	-819	18	-928	19	-1037	21	-1907	24	-2016	25	-2125	26
SLE r 30	-658	101	-851	99	-1044	98	-1526	101	-1719	99	-1911	98

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0504001	A	61 di 108

SLE r 31	-930	57	-1004	52	-1077	47	-1819	59	-1892	54	-1966	50
SLE r 32	-771	47	-927	45	-1083	44	-1439	47	-1595	45	-1751	43
SLE r 33	-607	199	-696	191	-784	183	-2114	199	-2202	191	-2291	183
SLE r 34	-553	199	-735	191	-917	183	-1630	199	-1812	191	-1994	183
SLE r 35	-650	199	-702	191	-755	183	-2081	199	-2134	191	-2187	183
SLE r 36	-595	199	-742	191	-889	183	-1597	199	-1744	191	-1891	183
SLE r 37	-440	298	-549	314	-658	330	-2069	300	-2178	316	-2287	332
SLE r 38	-490	247	-657	253	-825	258	-1637	247	-1804	253	-1972	259
SLE r 39	-474	298	-555	314	-635	330	-2043	300	-2124	316	-2204	332
SLE r 40	-525	248	-663	253	-800	257	-1612	248	-1750	253	-1887	258
SLE r 41	-501	250	-610	266	-719	282	-2021	253	-2130	269	-2238	284
SLE r 42	-520	223	-688	229	-855	234	-1612	224	-1780	229	-1947	235
SLE r 43	-507	272	-588	288	-668	304	-2017	274	-2097	290	-2178	306
SLE r 44	-528	246	-666	250	-803	255	-1610	246	-1747	251	-1885	256
SLE r 45	-304	429	-396	435	-488	441	-2209	430	-2301	435	-2394	441
SLE r 46	-421	313	-581	313	-740	314	-1706	313	-1866	313	-2025	314
SLE r 47	-337	429	-401	435	-465	441	-2183	430	-2247	435	-2311	441
SLE r 48	-456	313	-586	313	-716	313	-1681	313	-1811	313	-1941	313
SLE r 49	-424	334	-517	339	-609	345	-2112	334	-2204	340	-2297	345
SLE r 50	-482	265	-641	265	-800	266	-1658	265	-1817	265	-1976	266
SLE r 51	-403	377	-467	383	-531	389	-2130	378	-2194	383	-2258	389
SLE r 52	-462	309	-592	309	-722	309	-1677	309	-1807	309	-1937	309
SLE r 53	-747	59	-856	74	-965	89	-1823	69	-1932	82	-2041	96
SLE r 54	-643	126	-811	131	-978	137	-1513	127	-1681	132	-1848	138
SLE r 55	-802	44	-883	58	-963	73	-1775	57	-1856	68	-1937	81
SLE r 56	-700	110	-837	115	-975	119	-1468	111	-1605	116	-1743	120
SLE r 57	-708	88	-817	104	-926	119	-1850	95	-1959	110	-2068	125
SLE r 58	-634	133	-802	139	-969	144	-1516	134	-1684	140	-1851	145
SLE r 59	-769	67	-850	83	-930	98	-1802	76	-1882	90	-1963	104
SLE r 60	-697	112	-835	117	-972	122	-1470	113	-1607	118	-1745	122
SLE r 61	-938	76	-1031	71	-1123	65	-1695	78	-1787	73	-1880	67
SLE r 62	-749	54	-909	54	-1068	54	-1439	54	-1598	54	-1757	55
SLE r 63	-972	76	-1036	71	-1100	65	-1669	78	-1733	73	-1797	67
SLE r 64	-784	54	-914	54	-1044	54	-1414	54	-1544	54	-1674	54
SLE r 65	-817	26	-910	31	-1002	36	-1792	31	-1884	35	-1977	40
SLE r 66	-689	101	-848	101	-1008	102	-1487	101	-1647	101	-1806	102
SLE r 67	-906	28	-970	23	-1034	19	-1722	32	-1786	28	-1850	25
SLE r 68	-779	58	-909	58	-1039	58	-1418	58	-1548	58	-1678	58
SLE r 69	-648	179	-724	175	-800	170	-1958	179	-2034	175	-2110	170

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0504001	A	62 di 108

SLE r 70	-604	179	-755	175	-906	170	-1570	179	-1721	175	-1872	170
SLE r 71	-682	179	-729	175	-777	170	-1932	179	-1979	175	-2027	170
SLE r 72	-638	179	-761	175	-883	170	-1544	179	-1667	175	-1789	170
SLE f 1	-438	305	-542	319	-646	334	-2081	307	-2185	321	-2289	335
SLE f 2	-488	254	-650	258	-813	262	-1649	254	-1811	258	-1974	262
SLE f 3	-472	305	-548	319	-623	334	-2055	307	-2131	321	-2206	335
SLE f 4	-523	255	-656	258	-788	261	-1624	255	-1757	258	-1889	261
SLE f 5	-499	257	-603	272	-707	286	-2033	259	-2137	274	-2241	288
SLE f 6	-518	230	-680	234	-843	238	-1624	230	-1787	234	-1949	239
SLE f 7	-505	279	-581	293	-656	308	-2029	281	-2104	295	-2180	310
SLE f 8	-526	253	-658	256	-791	259	-1622	253	-1755	256	-1887	259
SLE f 9	-301	437	-389	441	-476	445	-2221	437	-2308	441	-2396	445
SLE f 10	-419	320	-574	319	-728	318	-1718	320	-1873	319	-2027	318
SLE f 11	-335	437	-394	441	-453	445	-2195	437	-2254	441	-2313	445
SLE f 12	-454	320	-579	319	-704	317	-1693	320	-1818	319	-1943	317
SLE f 13	-422	341	-510	345	-597	349	-2124	341	-2211	345	-2299	349
SLE f 14	-480	272	-634	271	-788	270	-1670	272	-1824	271	-1979	270
SLE f 15	-401	384	-460	388	-519	393	-2142	385	-2201	389	-2260	393
SLE f 16	-459	316	-584	314	-710	313	-1689	316	-1814	314	-1939	313
SLE f 17	-745	65	-849	78	-953	92	-1835	72	-1939	85	-2043	98
SLE f 18	-641	132	-804	137	-966	141	-1525	133	-1688	137	-1851	141
SLE f 19	-814	40	-890	53	-965	66	-1773	52	-1849	62	-1924	74
SLE f 20	-712	106	-845	109	-977	112	-1465	106	-1598	110	-1731	113
SLE f 21	-720	84	-824	98	-928	112	-1848	90	-1952	103	-2056	117
SLE f 22	-646	129	-809	133	-971	137	-1514	130	-1677	134	-1839	138
SLE f 23	-781	63	-857	77	-932	91	-1800	71	-1875	84	-1951	97
SLE f 24	-709	108	-842	111	-974	114	-1468	109	-1600	112	-1733	115
SLE f 25	-950	80	-1038	76	-1125	72	-1693	81	-1780	77	-1868	73
SLE f 26	-761	49	-916	48	-1070	47	-1437	49	-1591	48	-1745	47
SLE f 27	-984	80	-1043	76	-1102	72	-1667	81	-1726	77	-1785	73
SLE f 28	-796	50	-921	48	-1046	47	-1411	49	-1536	48	-1662	46
SLE f 29	-829	23	-917	26	-1004	29	-1790	26	-1877	29	-1965	32
SLE f 30	-701	97	-855	96	-1010	95	-1485	97	-1639	96	-1794	95
SLE f 31	-918	30	-977	27	-1036	23	-1720	33	-1779	30	-1838	27
SLE f 32	-791	54	-916	52	-1041	51	-1416	54	-1541	52	-1666	51
SLE f 33	-660	175	-731	169	-802	163	-1955	175	-2026	169	-2097	163
SLE f 34	-616	175	-762	169	-908	163	-1568	175	-1714	169	-1860	163
SLE f 35	-694	175	-736	169	-779	163	-1929	175	-1972	169	-2015	163
SLE f 36	-650	175	-768	169	-886	163	-1542	175	-1660	169	-1777	163

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</b> APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO VI05 – PONTE SU ROGGIA SERIO					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLVI0504001	REV. A

<b>SLE qp</b>	-846	103	-846	103	-846	103	-1350	103	-1350	103	-1350	103
<b>SLE qp</b>	-864	89	-864	89	-864	89	-1332	89	-1332	89	-1332	89

Per il calcolo delle sollecitazioni flettente e tagliante lungo l'altezza del palo si appronta un modello agli elementi finiti in cui il palo è formato da elementi *beam* e il terreno è modellato come un mezzo elastico alla Winkler. Per il calcolo della rigidezza delle molle sono state utilizzate due schematizzazioni diverse per gli strati di terreno argilloso e sabbioso.

Nell'ipotesi di palo rigido in argilla sovraconsolidata è accettabile la semplificazione di modulo di reazione orizzontale costante con la profondità e calcolato secondo la formula:

$$k_{h,arg} = \frac{k_p b}{1.5D}$$

Assumendo  $k_p = 2.5 \text{ kg/cm}^3$  ed essendo  $b = 30\text{cm}$  si avrà  $k_{h,arg} = 4167 \text{ kN/m}^3$ .

Per quanto riguarda, invece, gli strati costituiti da terreno sabbioso mediamente consolidato, si applica un coefficiente di reazione orizzontale linearmente crescente con la profondità secondo la relazione:

$$k_{h,sab} = n_h \frac{z}{D}$$

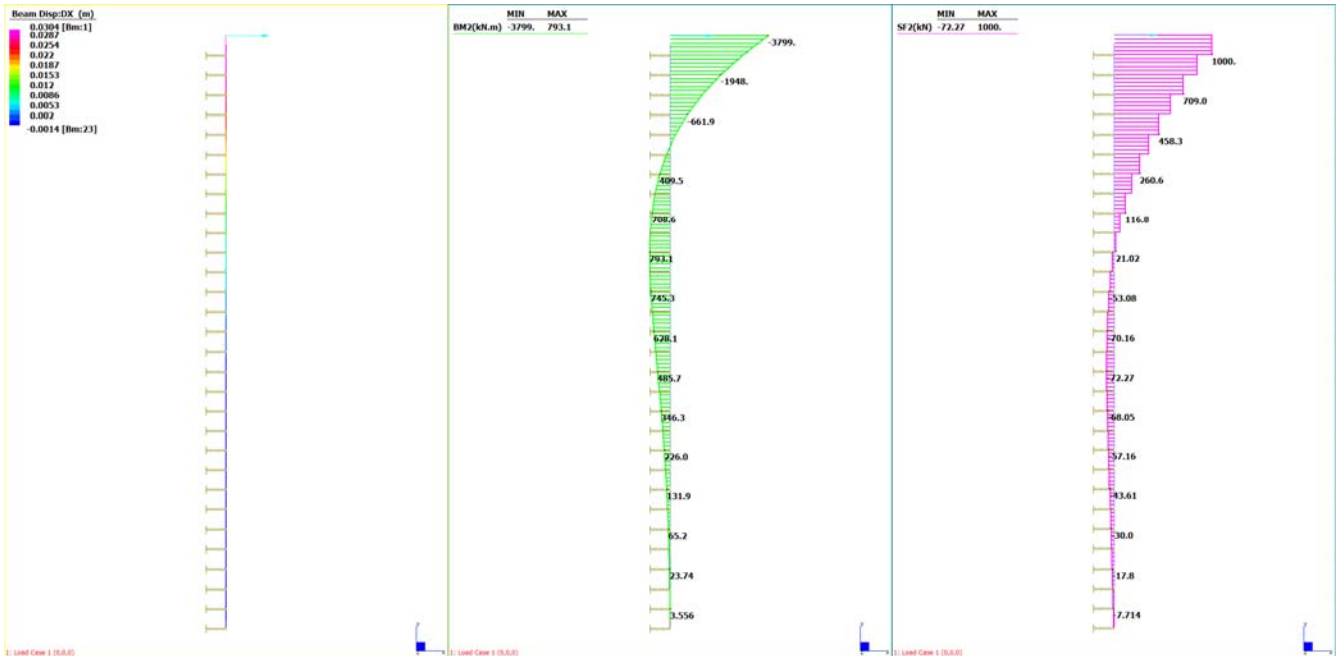
In cui il parametro è assunto costante e pari a  $n_h = 0.75 \text{ kg/cm}^3$  (sabbie non immerse) o  $n_h = 0.5 \text{ kg/cm}^3$  (sabbie immerse) e  $z$  è la profondità a partire dal piano campagna. I parametri e le formule utilizzati sono ricavati dal §14.4 di *C. Viggiani – Fondazioni – Hevelius edizioni – 1999*.

In entrambi i casi  $D = 1.2\text{m}$  è il diametro del palo.

Posto come asse verticale l'asse  $Z$ , alla base del palo sono posti i vincoli  $D_z$  e  $R_z$ , ed in sommità si bloccano le rotazioni  $R_x$  e  $R_y$ , simulando così l'incastro della testa del palo nel plinto.

Alla sommità del palo è applicata una forza convenzionale  $F = 1000 \text{ kN}$ .

Nella figura seguente sono riportati (da destra): il modello di calcolo, i diagrammi di momento flettente e taglio e la deformata risultanti.



Dato che il momento all'incastro tra palo e plinto, per lo sforzo di 1000kN è pari a 3600kNm, i momenti flettenti nelle varie condizioni di carico si otterranno moltiplicando il taglio in sommità al palo, ottenuto in precedenza, per il valore:

$$m = 3799/1000 = 3.799$$

Le azioni minime e massime sui pali sono le seguenti:

	<b>Nmax (kN)</b>	<b>Nmin (kN)</b>	<b>Vmax (kN)</b>	<b>Mmax (kN)</b>
<b>SLU</b>	-221	-3755	772	2933
<b>SLV</b>	-89	-1562	265	1008
<b>SLE r</b>	-168	-2655	529	2008
<b>SLE f</b>	-301	-2396	445	1690
<b>SLE qp</b>	-846	-1350	103	391

### 8.2.1 Verifica delle ipotesi di calcolo

Come riportato nel §6.13, si verifica che lo spostamento sismico in condizioni di spinta attiva sia effettivamente sufficiente all'attivazione della stessa, controllando che



$$v_a/h \geq 0.1\%$$

essendo:

$h$  l'altezza totale della spalla

$v_a$  lo spostamento orizzontale della spalla

Con riferimento al modello precedente, lo spostamento è stimato come segue:

$$v_a = \delta_0 \cdot V_{SLV} / F_0 = 0.008m$$

con

$F_0 = 1000kN$  è la forza applicata alla sommità del palo nel modello

$\delta_0 = 0.0304m$  è lo spostamento dovuto a  $F_0$

$V_{SLV} = 265kN$  è la forza di calcolo in sommità a un singolo palo

Si ha quindi:

$$v_a / h = 0.008/3.8 = 0.002 = 0.2\% > 0.1\%$$

Quindi si può concludere che ricorrono le condizioni di spinta attiva e che le ipotesi di calcolo sono corrette.

### 8.3 Verifiche strutturali dei pali di fondazione

#### 8.3.1 Verifica a pressoflessione allo SLU

Per la verifica a pressoflessione e taglio delle sezioni si utilizza il software di calcolo RC-sec, di cui si riporta il listato nel seguito.

#### 8.3.2 Verifica a pressoflessione allo SLE

Sono state verificate le condizioni di  $N_{min}$  e  $N_{max}$  per le combinazioni SLE.

Al fine di assicurare la funzionalità e la durabilità delle strutture in c.a. è necessario non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni agenti ed alla sensibilità delle armature alla corrosione.

Si distinguono i seguenti stati limite:

- a) Stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata vale:

$$\sigma_f = f_{ctm} / 1,2 \quad \text{con:} \quad f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)}$$

- b) Stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta il valore limite di apertura della fessura è pari ad uno dei seguenti valori:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm} \qquad w_2 = 0.3 \text{ mm} \qquad w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione dalla corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise secondo quanto riportato nella tabella seguente, estratta dalle NTC 2018:

**Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali**

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso di specie la condizione di riferimento è “ordinaria” propria di una classe di esposizione XC2.

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni di carico:

- combinazioni rare

Le armature sono classificate come “armature poco sensibili”. Il limite di fessurazione assunto è

$$w_k < w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

Il valore di calcolo è dato da:

$$w_k = 1.7 w_m$$

dove  $w_m$ , il cui calcolo è svolto in modo automatico dal software di verifica, rappresenta l’ampiezza media delle fessure calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d’armatura  $\epsilon_{sm}$  per la media fra le fessure  $\Delta_m$ .

Secondo la simbologia della circolare esplicativa delle NTC-2018  $w_k$  può essere calcolata con l’espressione:

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

in cui:

$\Delta_{sm}$ : interasse medio finale delle lesioni ;

$\epsilon_{sm}$ : deformazione unitaria media delle barre di acciaio;

$\epsilon_{sm}$ : si calcola con la relazione:

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con:

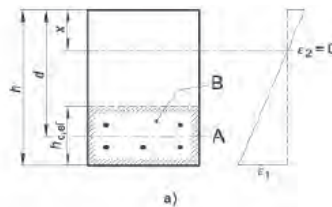
$\sigma_s$  tensione nell'armatura tesa calcolata considerando la sezione fessurata (II stadio);

$\alpha_e$  è il rapporto  $E_s/E_{cm}$

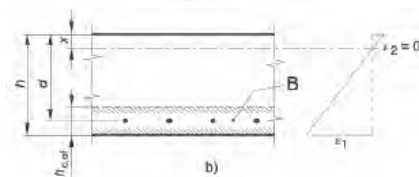
$\rho_{eff}$  è pari a  $A_s/A_{c,eff}$

$A_{c,eff}$  è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza  $h_{c,ef}$ , dove  $h_{c,ef}$  è il valore minore tra  $2.5(h-d)$ ,  $(h-x)/3$  o  $h/2$

Legenda  
a) Trave  
A Livello del baricentro dell'acciaio  
B Area tesa efficace,  $A_{c,eff}$



b) Piastra  
B Area tesa efficace,  $A_{c,eff}$



$k_t$  è un fattore dipendente dalla durata del carico e vale 0.6 per carichi di breve durata e 0.4 per carichi di lunga durata;

$\rho_{eff}$  è pari a  $A_s/A_{c,eff}$

Nei casi in cui l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a  $5 \cdot (c + \varnothing/2)$ , la distanza media tra le fessure può essere valutata con l'espressione:

$$\Delta_{sm} = (k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}}) / 1,7$$

in cui:

$\phi$  è il diametro delle barre

c è il ricoprimento dell'armatura

$k_1 = 0.8$  per barre ad aderenza migliorata,  
 $= 1.6$  per barre lisce;

$k_2 = 0.5$  nel caso di flessione  
 $= 1.0$  nel caso di trazione semplice;

### 8.3.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si procede inoltre con la verifica tensionale per le combinazioni rara e quasi permanente.

Per tali combinazioni deve risultare:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,55 * f_{ck} = 13.70 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione rara}$$

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,4 * f_{ck} = 9.96 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

Inoltre per la combinazione rara la massima tensione di trazione sull'acciaio deve risultare:

$$\sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,75 * f_{yk} = 337.5 \text{ MPa}$$

Il calcolo tensionale, anche in questo caso, è effettuato automaticamente.

### 8.3.4 Output delle verifiche

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.160 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.080 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10504001	A	69 di 108

Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: 0.200 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Billineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

**CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO**

Forma del Dominio: Circolare  
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 60.0 cm  
X centro circ.: 0.0 cm  
Y centro circ.: 0.0 cm

**DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE**

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

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	$\emptyset$
1	0.0	0.0	51.1	45	26
2	0.0	0.0	46.9	45	26

**ARMATURE A TAGLIO**

Diametro staffe: 16 mm  
Passo staffe: 20.0 cm  
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	221.00	2933.00	0.00	772.00	0.00
2	89.00	1008.00	0.00	265.00	0.00
3	3755.00	2933.00	0.00	772.00	0.00



**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10504001	A	71 di 108

Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00161	0.451	0.0	60.0	0.00132	-3.6	51.0	-0.00196	0.0	-51.1
2	0.00159	0.448	0.0	60.0	0.00130	-3.6	51.0	-0.00196	0.0	-51.1
3	0.00200	0.519	0.0	60.0	0.00169	-3.6	51.0	-0.00186	0.0	-51.1
4	0.00179	0.478	0.0	60.0	0.00149	-3.6	51.0	-0.00196	0.0	-51.1

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000032066	-0.000317935	0.451	1.000
2	0.000000000	0.000031904	-0.000326182	0.448	1.000
3	0.000000000	0.000034707	-0.000082406	0.519	1.000
4	0.000000000	0.000033718	-0.000233521	0.478	1.000

**VERIFICHE A TAGLIO**

Diam. Staffe:	16 mm
Passo staffe:	20.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro. E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm <sup>2</sup> /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm <sup>2</sup> /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	772.00	2293.91	3167.07	93.2	110.5	2.500	1.014	9.4	38.6(0.0)
2	S	265.00	2275.26	3167.07	93.2	110.5	2.500	1.006	3.2	38.6(0.0)
3	S	772.00	2800.26	3159.03	92.9	111.1	2.500	1.234	9.4	38.6(0.0)
4	S	265.00	2489.63	3159.03	92.9	111.1	2.500	1.098	3.2	38.6(0.0)

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

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
-----	--

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10504001	A	72 di 108

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.10	0.0	0.0	-153.9	0.0	-51.1	1563	106.2
2	S	8.96	0.0	0.0	-101.3	0.0	-51.1	1151	84.9

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.85	0.0	0.0	-13.7	0.0	-51.1	816	63.7
2	S	2.03	0.0	0.0	-6.4	0.0	-51.1	388	15.9

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

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

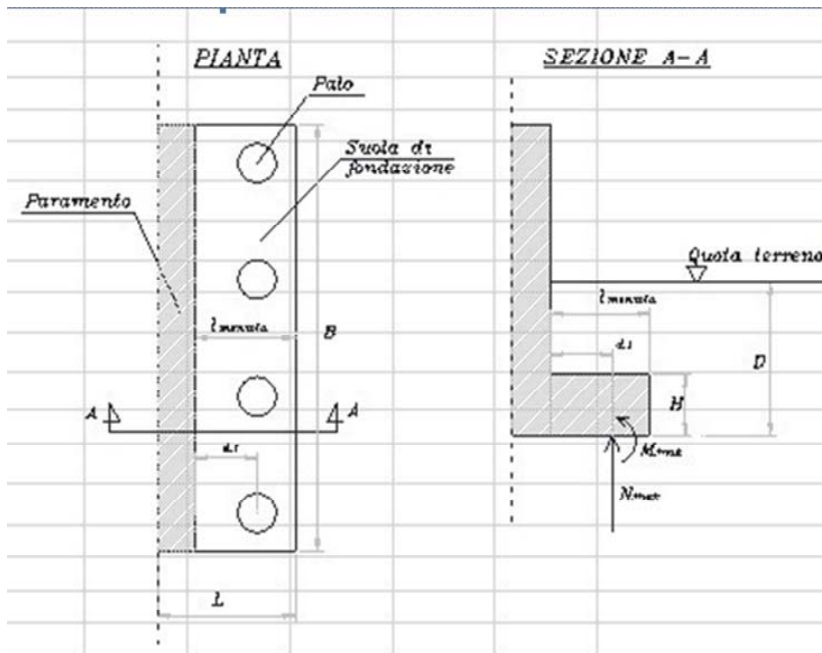
Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00009	0	0.500	26.0	76	0.00004 (0.00004)	315	0.013 (0.20)	1266.93	0.00
2	S	-0.00005	0	0.500	26.0	76	0.00002 (0.00002)	366	0.007 (0.20)	1934.98	0.00



Verifica del plinto di fondazione

#### 8.4 Verifica del plinto di fondazione

Il calcolo delle sollecitazioni in direzione longitudinale è stato eseguito con il seguente schema di mensola incastrata.



Le azioni del palo sono riferite al palo maggiormente sollecitato posto a tergo del muro di testata. A favore di sicurezza si considera che tale azioni sia ripartita su un terzo della larghezza del plinto.

### pali posteriori

Diametro pali	D	1.5 m
Lunghezza mensola	$L_m$	4.85 m
distanza pali - setto	$d_1$	3.65 m
interasse pali	i	3.6 m
Larghezza di ripartizione	$B_{rip}$	3.6 m

	$P_{min}$	$P_{max}$	$H_{max}$
	kN	kN	kN
SLU	200	1727	806
SLV	-5	591	419
SLE r	155	1207	552
SLE f	297	1146	464
SLE qp	873	891	103

Sollecitazioni all'incastro della mensola al metro lineare  
(metodo tirante-puntone)

	$P_{min}$	$P_{max}$	$H_{max}$
	kN	kN	kN
SLU	55	480	224
SLV	-1	164	116
SLE r	43	335	153
SLE f	82	318	129
SLE qp	243	248	28

### 8.5 Verifica a tirante-puntone

Spessore:	150cm
Copriferro:	40mm
Armatura longitudinale estradosso:	$\phi 24/20$
Armatura longitudinale intradosso:	$\phi 26/10$

In direzione trasversale viene disposta una armatura  $\phi 24/20$  sia all'estradosso che all'intradosso con infittimento a  $\phi 24/10$  all'estradosso in corrispondenza dei pali.

### 8.5.1 SLU

Data la geometria a “mensola tozza” che si riscontra nel sistema palo – plinto, per la verifica in direzione longitudinale allo SLU si ricorre al meccanismo di tirante – puntone.

Si fa riferimento ad una sezione di larghezza unitaria: 100cm x 200cm.

Il dimensionamento viene condotto per il palo maggiormente sollecitato.

Posteriormente, il massimo sforzo assiale si registra nel palo P1. La forza viene quindi ripartita su una larghezza di 4.5m, pari al minimo tra l'interasse dei pali ed una diffusione a  $45^\circ$  della forza.

#### Tirante-Puntone

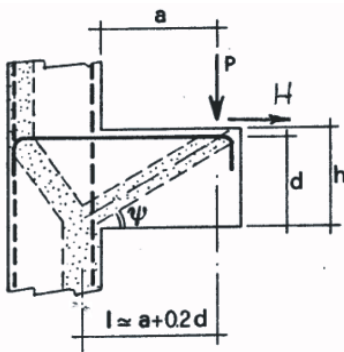


Figura 15: meccanismo di tirante-puntone

Le forze che entrano in gioco sono:

P	reazione vincolare del micropalo
H	azione tagliante orizzontale
$A_s \cdot f_{yd}$	forza resistenze di trazione
$R_s$	forza resistente risultante

A favore di sicurezza l'azione H è considerata di trazione.

Si verificano due meccanismi:

Resistenza dell'armatura a trazione (tirante)

$$R_s = [(A_s f_{yd} - H) \cdot 0,9d / L > P$$

Resistenza biella di calcestruzzo (puntone)

$$R_c = 0,4 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot c / (1 + \lambda^2) > R_s$$

La verifica è effettuata tramite un apposito foglio di calcolo.

VERIFICA SLU METODO TIRANTE PUNTONE					
a =	3.65	m	H =	214	kN
b =	1	m	P =	473	kN
h =	2	m	f <sub>yd</sub> =	391	MPa
d =	1.934	m	f <sub>cd</sub> =	14.1	MPa
l =	4.0368	m	c =	1	
λ =	2.32		P <sub>Rs</sub> =	670	kN
∅ =	24	mm	P <sub>Rc</sub> =	1710	kN
n. =	10		P =	670	kN
A <sub>s</sub> =	4524	mm <sup>2</sup>	C.S. =	1.42	<b>OK</b>

### 8.5.2 SLE

Sono state verificate le condizioni di N<sub>min</sub>, N<sub>max</sub> per le combinazioni SLE RARE, FREQUENTI E QUASI PERMANENTI per il tramite delle sollecitazioni riportate al § 8.2.

Per i criteri di verifica si rimanda a quanto descritto al §8.3.2.

#### 8.5.2.1 Stato limite di apertura delle fessure

Si procede con la verifica dello stato limite di apertura delle fessure per le condizioni SLE rare.

##### Calcolo ampiezza fessure per sezione tesa

σ <sub>s</sub> =	202	Mpa		
c =	40	mm		
k <sub>1</sub> =	0.8			
k <sub>2</sub> =	0.5			
k <sub>3</sub> =	3.4			
k <sub>4</sub> =	0.425			
k <sub>t</sub> =	0.4		h =	1500 mm
h <sub>c<sub>eff</sub></sub> =	130	mm	d =	1448 mm
A <sub>c<sub>eff</sub></sub> =	130000	mm <sup>2</sup> /m		
ρ <sub>eff</sub> =	0.0408			
∅ <sub>long</sub> =	26	mm		
ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub> =	0.0008			
ΔS <sub>m</sub> =	144			
w <sub>d</sub> =	0.12			
w <sub>k</sub> =	0.198	≤ 0.2mm		

### 8.5.2.2 Verifica delle tensioni di esercizio

Si procede inoltre con la verifica tensionale per le combinazioni rara e quasi permanente.

Per tali combinazioni deve risultare:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,55 \cdot f_{ck} = 13.70 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione rara}$$

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,4 \cdot f_{ck} = 9.96 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

In particolare si ha:

$$\sigma_{c\_RARA} \text{ (MPa)} \quad 2.72$$

$$\sigma_{c\_QuasiPERM} \text{ (MPa)} \quad 1.98$$

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto  $\sigma_c < \sigma_{c,max}$

Inoltre per la combinazione rara la massima tensione di trazione sull'acciaio deve risultare:

$$\sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,75 \cdot f_{yk} = 337.5 \text{ MPa}$$

Si ha:

$$\sigma_{s\_RARA} \text{ (MPa)} \quad 202$$

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto  $\sigma_s < \sigma_{s,max}$ .

## 9 VERIFICA DEL MURO FRONTALE

### 9.1 Sollecitazioni al piede paramento

Si riportano di seguito le sollecitazioni delle diverse combinazioni di carico.

COMBINAZIONE	Vx (kN)	Vy (kN)	N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
SLU str 1	343	2344	-5238	-3876	2700	142
SLU str 2	184	1682	-3793	-2655	4287	95
SLU str 3	343	2344	-4972	-3798	1958	142
SLU str 4	169	1682	-3527	-2576	3510	91
SLU str 5	343	1822	-5303	-3269	2700	142
SLU str 6	184	1421	-3825	-2351	4287	95
SLU str 7	343	2060	-5007	-3467	1958	142
SLU str 8	169	1658	-3529	-2549	3510	91
SLU str 9	184	3670	-5075	-5418	2328	95
SLU str 10	104	2344	-3711	-3426	4101	72
SLU str 11	184	3670	-4808	-5340	1586	95
SLU str 12	97	2344	-3445	-3347	3341	70
SLU str 13	184	2626	-5204	-4204	2328	95
SLU str 14	104	1822	-3775	-2818	4101	72
SLU str 15	184	3101	-4879	-4679	1586	95
SLU str 16	97	2298	-3450	-3293	3341	70
SLU str 17	343	-306	-5566	-792	2700	142
SLU str 18	184	356	-3957	-1113	4287	95
SLU str 19	343	-555	-5300	-416	1958	60
SLU str 20	169	108	-3691	-736	3510	9
SLU str 21	343	-33	-5502	-1102	2700	60
SLU str 22	184	369	-3924	-1118	4287	13
SLU str 23	343	-271	-5265	-746	1958	60
SLU str 24	169	131	-3688	-763	3510	9
SLU str 25	184	-1880	-5730	1048	2328	13
SLU str 26	104	-555	-4039	-44	4101	-10
SLU str 27	184	-1880	-5464	1126	1586	13
SLU str 28	97	-555	-3772	35	3341	-12
SLU str 29	184	-836	-5601	-167	2328	13
SLU str 30	104	-33	-3974	-651	4101	-10
SLU str 31	184	-1312	-5394	465	1586	13

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0504001	A	79 di 108

SLU str 32	97	-508	-3767	-19	3341	-12
SLU str 33	24	770	-5402	-2036	1956	-34
SLU str 34	24	770	-3875	-1586	3914	-34
SLU str 35	24	770	-5136	-1958	1213	-34
SLU str 36	24	770	-3609	-1507	3172	-34
SLU str 37	296	1915	-4660	-3197	2268	112
SLU str 38	168	1385	-3504	-2219	3537	74
SLU str 39	296	1915	-4447	-3134	1674	112
SLU str 40	157	1385	-3291	-2157	2916	71
SLU str 41	296	1498	-4712	-2711	2268	112
SLU str 42	168	1176	-3529	-1976	3537	74
SLU str 43	296	1688	-4475	-2869	1674	112
SLU str 44	157	1366	-3293	-2135	2916	71
SLU str 45	168	2975	-4529	-4430	1970	74
SLU str 46	105	1915	-3438	-2836	3388	55
SLU str 47	168	2975	-4316	-4367	1376	74
SLU str 48	99	1915	-3225	-2773	2781	54
SLU str 49	168	2140	-4632	-3459	1970	74
SLU str 50	105	1498	-3490	-2350	3388	55
SLU str 51	168	2521	-4372	-3838	1376	74
SLU str 52	99	1878	-3230	-2730	2781	54
SLU str 53	296	-205	-4922	-729	2268	112
SLU str 54	168	325	-3635	-986	3537	74
SLU str 55	296	-354	-4710	-488	1674	63
SLU str 56	157	176	-3422	-744	2916	22
SLU str 57	296	63	-4871	-1036	2268	63
SLU str 58	168	385	-3609	-1050	3537	25
SLU str 59	296	-127	-4681	-752	1674	63
SLU str 60	157	194	-3420	-766	2916	22
SLU str 61	168	-1415	-5054	683	1970	25
SLU str 62	105	-354	-3700	-190	3388	6
SLU str 63	168	-1415	-4841	746	1376	25
SLU str 64	99	-354	-3487	-127	2781	5
SLU str 65	168	-579	-4950	-289	1970	25
SLU str 66	105	63	-3649	-676	3388	6
SLU str 67	168	-960	-4784	217	1376	25
SLU str 68	99	-317	-3483	-170	2781	5
SLU str 69	41	706	-4791	-1784	1672	-13
SLU str 70	41	706	-3569	-1424	3240	-13

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0504001	A	80 di 108

SLU str 71	41	706	-4578	-1721	1079	-13
SLU str 72	41	706	-3356	-1361	2646	-13
SISMA SLV 1	250	311	-2079	-703	499	0
SISMA SLV 2	250	311	-2167	-738	534	0
SISMA SLV 3	250	-73	-2079	-263	499	0
SISMA SLV 4	250	-73	-2167	-298	534	0
SISMA SLV 5	-250	311	-2079	-703	-56	0
SISMA SLV 6	-250	311	-2167	-738	-20	0
SISMA SLV 7	-250	-73	-2079	-263	-56	0
SISMA SLV 8	-250	-73	-2167	-298	-20	0
SISMA SLV 9	75	1036	-2079	-1464	305	0
SISMA SLV 10	75	1036	-2167	-1499	340	0
SISMA SLV 11	-75	1036	-2079	-1464	138	0
SISMA SLV 12	-75	1036	-2167	-1499	174	0
SISMA SLV 13	75	-242	-2079	4	305	0
SISMA SLV 14	75	-242	-2167	-31	340	0
SISMA SLV 15	-75	-242	-2079	4	138	0
SISMA SLV 16	-75	-242	-2167	-31	174	0
SISMA SLV 17	75	311	-1976	-662	263	0
SISMA SLV 18	75	-73	-1976	-222	263	0
SISMA SLV 19	-75	311	-1976	-662	97	0
SISMA SLV 20	-75	-73	-1976	-222	97	0
SISMA SLV 21	75	311	-2270	-779	381	0
SISMA SLV 22	75	-73	-2270	-338	381	0
SISMA SLV 23	-75	311	-2270	-779	215	0
SISMA SLV 24	-75	-73	-2270	-338	215	0
SLE r 1	236	1606	-3733	-2684	1867	97
SLE r 2	126	1149	-2736	-1841	2961	65
SLE r 3	236	1606	-3549	-2630	1355	97
SLE r 4	116	1149	-2552	-1787	2426	62
SLE r 5	236	1246	-3777	-2265	1867	97
SLE r 6	126	969	-2758	-1632	2961	65
SLE r 7	236	1410	-3573	-2401	1355	97
SLE r 8	116	1133	-2554	-1768	2426	62
SLE r 9	126	2520	-3620	-3747	1611	65
SLE r 10	71	1606	-2679	-2373	2833	48
SLE r 11	126	2520	-3436	-3693	1099	65
SLE r 12	66	1606	-2495	-2319	2309	47
SLE r 13	126	1800	-3709	-2909	1611	65



**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0504001	A	81 di 108

SLE r 14	71	1246	-2724	-1954	2833	48
SLE r 15	126	2128	-3484	-3237	1099	65
SLE r 16	66	1574	-2499	-2281	2309	47
SLE r 17	236	-222	-3959	-557	1867	97
SLE r 18	126	235	-2849	-778	2961	65
SLE r 19	236	-387	-3775	-304	1355	42
SLE r 20	116	70	-2665	-525	2426	7
SLE r 21	236	-27	-3914	-777	1867	42
SLE r 22	126	250	-2826	-788	2961	10
SLE r 23	236	-191	-3751	-532	1355	42
SLE r 24	116	86	-2663	-543	2426	7
SLE r 25	126	-1301	-4072	705	1611	10
SLE r 26	71	-387	-2905	-47	2833	-6
SLE r 27	126	-1301	-3888	760	1099	10
SLE r 28	66	-387	-2722	7	2309	-8
SLE r 29	126	-581	-3983	-132	1611	10
SLE r 30	71	-27	-2861	-466	2833	-6
SLE r 31	126	-909	-3840	303	1099	10
SLE r 32	66	-355	-2718	-30	2309	-8
SLE r 33	16	527	-3846	-1421	1354	-23
SLE r 34	16	527	-2792	-1111	2705	-23
SLE r 35	16	527	-3662	-1367	842	-23
SLE r 36	16	527	-2609	-1057	2193	-23
SLE r 37	203	1312	-3334	-2216	1568	76
SLE r 38	115	946	-2536	-1542	2443	50
SLE r 39	203	1312	-3187	-2173	1158	76
SLE r 40	107	946	-2389	-1499	2015	48
SLE r 41	203	1024	-3369	-1881	1568	76
SLE r 42	115	802	-2554	-1375	2443	50
SLE r 43	203	1155	-3206	-1990	1158	76
SLE r 44	107	933	-2391	-1484	2015	48
SLE r 45	115	2043	-3243	-3067	1363	50
SLE r 46	71	1312	-2491	-1968	2341	37
SLE r 47	115	2043	-3097	-3024	953	50
SLE r 48	67	1312	-2344	-1924	1922	36
SLE r 49	115	1467	-3315	-2397	1363	50
SLE r 50	71	1024	-2527	-1632	2341	37
SLE r 51	115	1729	-3135	-2659	953	50
SLE r 52	67	1286	-2347	-1894	1922	36

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0504001	A	82 di 108

SLE r 53	203	-151	-3515	-515	1568	76
SLE r 54	115	215	-2627	-691	2443	50
SLE r 55	203	-250	-3368	-352	1158	44
SLE r 56	107	115	-2480	-529	2015	15
SLE r 57	203	38	-3479	-731	1568	44
SLE r 58	115	259	-2609	-740	2443	18
SLE r 59	203	-93	-3348	-535	1158	44
SLE r 60	107	128	-2478	-544	2015	15
SLE r 61	115	-981	-3605	455	1363	18
SLE r 62	71	-250	-2672	-147	2341	5
SLE r 63	115	-981	-3458	499	953	18
SLE r 64	67	-250	-2525	-103	1922	3
SLE r 65	115	-405	-3534	-215	1363	18
SLE r 66	71	38	-2636	-482	2341	5
SLE r 67	115	-668	-3420	134	953	18
SLE r 68	67	-225	-2522	-133	1922	3
SLE r 69	27	481	-3424	-1246	1157	-8
SLE r 70	27	481	-2581	-998	2238	-8
SLE r 71	27	481	-3277	-1203	747	-8
SLE r 72	27	481	-2435	-954	1828	-8
SLE f 1	190	1345	-3334	-2256	1517	83
SLE f 2	102	979	-2536	-1582	2392	57
SLE f 3	190	1345	-3187	-2213	1107	83
SLE f 4	94	979	-2389	-1539	1964	55
SLE f 5	190	1057	-3369	-1921	1517	83
SLE f 6	102	835	-2554	-1414	2392	57
SLE f 7	190	1188	-3206	-2030	1107	83
SLE f 8	94	966	-2391	-1524	1964	55
SLE f 9	102	2076	-3243	-3107	1311	57
SLE f 10	58	1345	-2491	-2007	2289	44
SLE f 11	102	2076	-3097	-3063	902	57
SLE f 12	54	1345	-2344	-1964	1870	43
SLE f 13	102	1500	-3315	-2437	1311	57
SLE f 14	58	1057	-2527	-1672	2289	44
SLE f 15	102	1762	-3135	-2699	902	57
SLE f 16	54	1319	-2347	-1934	1870	43
SLE f 17	190	-118	-3515	-554	1517	83
SLE f 18	102	248	-2627	-731	2392	57
SLE f 19	190	-283	-3368	-312	1107	29

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0504001	A	83 di 108

SLE f 20	94	82	-2480	-489	1964	0
SLE f 21	190	5	-3479	-691	1517	29
SLE f 22	102	226	-2609	-700	2392	3
SLE f 23	190	-126	-3348	-495	1107	29
SLE f 24	94	95	-2478	-504	1964	0
SLE f 25	102	-1014	-3605	495	1311	3
SLE f 26	58	-283	-2672	-107	2289	-10
SLE f 27	102	-1014	-3458	538	902	3
SLE f 28	54	-283	-2525	-64	1870	-12
SLE f 29	102	-438	-3534	-175	1311	3
SLE f 30	58	5	-2636	-442	2289	-10
SLE f 31	102	-701	-3420	173	902	3
SLE f 32	54	-258	-2522	-94	1870	-12
SLE f 33	14	448	-3424	-1206	1106	-23
SLE f 34	14	448	-2581	-958	2187	-23
SLE f 35	14	448	-3277	-1163	696	-23
SLE f 36	14	448	-2435	-914	1777	-23
SLE qp	0	257	-1739	-496	104	14
SLE qp	0	174	-1739	-396	104	-14

Le sollecitazioni sono poi ridotte per la verifica ad una striscia di larghezza unitaria. L'involuppo delle sollecitazioni più gravose è il seguente.

		Vy (kN/m)	Nmax (kN/m)	Nmin (kN/m)	Mx (kNm/m)
<b>SLU</b>	Nmax	340	<b>-122</b>	-580	-246
	Nmin		-371	<b>-660</b>	-73
	Mmax		-345	-594	<b>-502</b>
<b>SLE r</b>	Nmax	340	<b>-95</b>	-412	-170
	Nmin		-267	<b>-466</b>	-52
	Mmax		-249	-421	<b>-347</b>
<b>SLE f</b>	Nmax	340	<b>-130</b>	-320	-85
	Nmin		-244	<b>-407</b>	-51
	Mmax		-230	-370	<b>-288</b>
<b>SLE qp</b>	SLE qp 1	340	-155	-167	-46
	SLE qp 2		-155	-167	-37

## 9.1 Verifica a pressoflessione

### 9.1.1 Verifica a pressoflessione allo SLU

Per la verifica a pressoflessione e taglio delle sezioni si utilizza il software di calcolo RC-sec, di cui si riporta il listato nel seguito.

### 9.1.2 Verifica a pressoflessione allo SLE

Sono state verificate le condizioni di Nmin, Nmax e Mmax per le combinazioni SLE, secondo le procedure descritte al §8.3.2.

### 9.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si procede inoltre con la verifica tensionale per le combinazioni rara e quasi permanente.

Per tali combinazioni deve risultare:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,55 \cdot f_{ck} = 18.26 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione rara}$$

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,4 \cdot f_{ck} = 13.28 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

Inoltre per la combinazione rara la massima tensione di trazione sull'acciaio deve risultare:

$$\sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,75 \cdot f_{yk} = 337.5 \text{ MPa}$$

### 9.1.1 Output delle verifiche

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.81	MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	9.405	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.920	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.940	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00	MPa

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10504001	A	85 di 108

Resist. a snerv. di progetto $f_{yd}$ :	391.30	MPa
Resist. ultima di progetto $f_{td}$ :	391.30	MPa
Deform. ultima di progetto $E_{pu}$ :	0.068	
Modulo Elastico $E_f$ :	200000.0	MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.00	MPa

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base:	100.0	cm
Altezza:	145.0	cm
Barre inferiori:	5Ø26	(26.5 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5Ø24	(22.6 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.9	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.9	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	122.00	246.00	340.00	0.00
2	660.00	73.00	340.00	0.00
3	345.00	502.00	340.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	95.00	170.00
2	466.00	52.00
3	249.00	347.00
4	421.00	347.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	155.00	46.00 (8941.77)
2	167.00	46.00 (17500.52)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10504001	A	86 di 108

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	3.7	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	19.9	cm
Copriferro netto minimo staffe:	2.1	cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx re	Momento resistente sostanzialmente elastico [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
As Tot.	Area complessiva armature long. pilastro [cm <sup>2</sup> ]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	122.00	246.00			5.731	119.2	---	---	49.2 (43.5)
2	S	660.00	73.00			22.991	114.0	---	---	49.2 (43.5)
3	S	345.00	502.00			3.072	116.9	---	---	49.2 (43.5)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00045	145.0	0.00031	137.1	-0.00196	7.9
2	0.00057	145.0	0.00043	137.1	-0.00196	7.9
3	0.00050	145.0	0.00036	137.1	-0.00196	7.9

**ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe:	16	mm	
Passo staffe:	20.0	cm	[Passo massimo di normativa = 25.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	20.1	cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.3 cm <sup>2</sup> /m]

**VERIFICHE A TAGLIO**

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro   Braccio coppia interna
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	AST
--------	-----	-----	-----	-----	------	-----	-----	-----

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10504001	A	87 di 108

1	S	340.00	4129.86	2493.53	100.0	126.8	2.500	1.004	2.7
2	S	340.00	4142.24	2452.84	100.0	124.7	2.500	1.024	2.8
3	S	340.00	4133.57	2475.62	100.0	125.9	2.500	1.013	2.8

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.86	145.0	0.00	107.2	-33.9	137.1	19.8	1975	26.5	21.1
2	S	0.44	145.0	0.17	0.0	2.8	137.1	0.0	0	0.0	0.0
3	S	1.75	145.0	0.00	103.5	-60.5	137.1	19.8	1975	26.5	21.1
4	S	1.68	145.0	0.00	89.1	-36.6	137.1	19.8	1975	26.5	21.1

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; =-(e1 + e2)/(2*e2) in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00018	0.00006	0.50	0.60	0.000102 (0.000102)	553	0.056 (990.00)	1426.27
2	S	0.00001	0.00003	----	----	----	----	----	0.00
3	S	-0.00033	0.00013	0.50	0.60	0.000182 (0.000182)	553	0.100 (990.00)	1497.35
4	S	-0.00020	0.00013	0.50	0.60	0.000110 (0.000110)	553	0.061 (990.00)	1773.29

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.22	145.0	0.00	9.8	-0.1	137.1	3.7	370	26.5	21.1
2	S	0.23	145.0	0.00	5.0	0.1	137.1	1.8	178	26.5	21.1

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	0.00000	0.00002	0.50	0.40	0.000000 (0.000000)	286	0.000 (0.20)	8941.77
2	S	0.00000	0.00002	0.50	0.40	0.000000 (0.000000)	254	0.000 (0.20)	17500.52



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO**  
APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA  
LINEA DA CURNO A BERGAMO  
VI05 – PONTE SU ROGGIA SERIO

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10504001	A	88 di 108



## 9.2 Verifica dei muri andatori

### 9.2.1 Sollecitazioni al piede del muro

I muri andatori sono calcolati assumendo lo schema statico di mensole incastrate alla base, trascurando a favore di sicurezza il contributo di incastro offerto dal paramento. L'altezza totale del muro è circa 2.3m e le sollecitazioni agenti su di esso sono calcolate di seguito.

#### Peso proprio

V	4.46	m <sup>3</sup>	volume
n	111.51	kN	peso proprio
h,g	1.15	m	altezza baricentro
b =	1.00	m	larghezza di calcolo

#### Sovraccarico

q	50.0	kN/m <sup>2</sup>	sovraccarico
s	49.0	kN/m	taglio
n	0.0	kN/m	sforzo normale
m	56.4	kNm/m	momento

#### Urto di veicolo su parapetto

q	0.0	kN	forza d'urto
h	1.0	m	punto applicazione dalla sommità del muro
%	1.00	-	aliquota forza trasferita al pannello
s	0.0	kN/m	taglio
m	0.0	kNm/m	momento

#### Spinta statica delle terre a riposo

s	22.6	kN/m	taglio
n	0.0	kN/m	sforzo normale
m	17.3	kNm/m	momento

#### Spinta statica delle terre attiva

s	14.3	kN/m
n	0.0	kN/m
m	11.0	kNm/m

#### Sovrappinta dinamica delle terre (applicata a metà altezza)

s	4.8	kN/m	taglio
n	0.0	kN/m	sforzo normale
m	5.6	kNm/m	momento

#### Forze dovute all'inerzia

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0504001	A	90 di 108

n	7.2	kN/m	inerzia verticale muro d'ala
s	14.3	kN/m	inerzia orizzontale muro d'ala
m	16.5	kNm/m	momento dovuto all'inerzia
s	64.1	kN/m	inerzia orizzontale terreno a tergo
m	73.7	kNm/m	momento dovuto all'inerzia del terreno a tergo

Tali azioni sono combinate agli SLU e SLE secondo i seguenti coefficienti.

Combinazione	P.p.	Terre	Sovraccarico	Sisma	Urto
<b>SLU</b>	1.35	1.50	1.45	0.00	0.00
<b>SLV</b>	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00
<b>SLE r</b>	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00
<b>SLE f</b>	1.00	1.00	0.80	0.00	0.00
<b>SLE qp</b>	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00

Le sollecitazioni risultanti alla base del muro sono le seguenti.

	n (kN/m)	t (kN/m)	m (kNm/m)
<b>SLU</b>	112	105	108
<b>Sisma</b>	119	98	107
<b>Rara</b>	112	72	74
<b>Freq.</b>	112	62	62
<b>Q.p.</b>	112	23	17

### 9.2.2 Verifica a pressoflessione

Spessore muro:	40cm
Copriferro:	40mm
Armatura verticale zona tesa:	φ20/20
Armatura verticale zona compressa:	φ20/20
Armatura orizzontale su ambo i lati:	φ16/20

A partire dalle sollecitazioni sul paramento è possibile calcolare le sollecitazioni per unità di lunghezza del muro frontale con cui vengono svolte le verifiche riportate nel seguito.

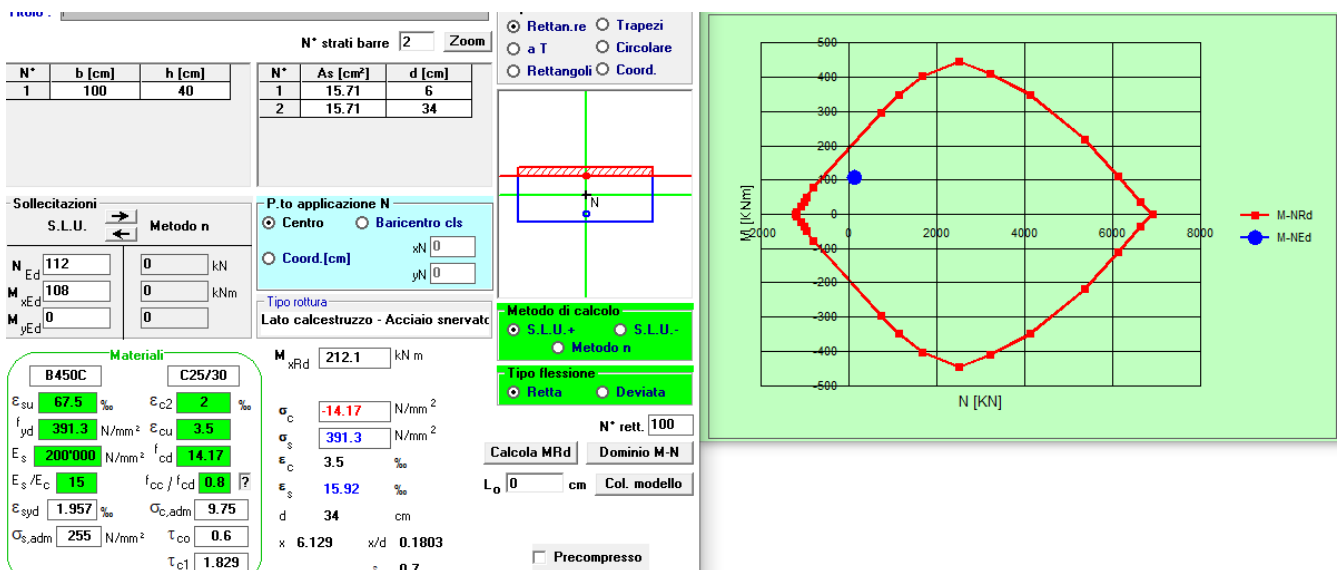
### 9.2.1 SLU

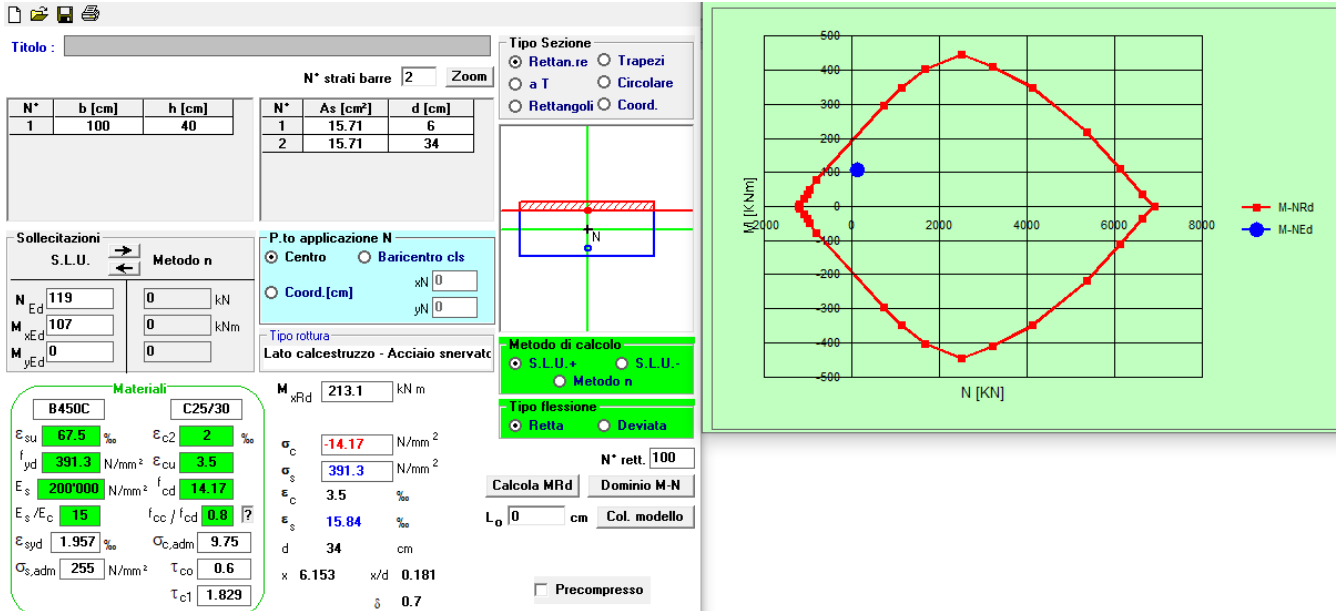
Sono state verificate le condizioni di  $N_{\min}$ ,  $N_{\max}$  e  $M_{\max}$  per le combinazioni SLU e SLV.

Sollecitazioni di verifica:

	n (kN/m)	t (kN/m)	m (kNm/m)
<b>SLU</b>	112	105	108
<b>Sisma</b>	119	98	107

Verifiche:





## 9.2.2 SLE

Sono state verificate le condizioni di  $N_{\min}$ ,  $N_{\max}$  e  $M_{\max}$  per le combinazioni SLE rare e quasi permanenti.

Sollecitazioni di verifica:

	n (kN/m)	t (kN/m)	m (kNm/m)
<b>Rara</b>	112	72	74
<b>Q.p.</b>	112	23	17

Per i criteri di verifica si rimanda a quanto già descritto al §8.3.2.

### 9.2.2.1 Stato limite di formazione delle fessure

La formazione delle fessure avviene quando la tensione normale di trazione del calcestruzzo della fibra più sollecitata vale:

$$\sigma_f = f_{ctm} / 1,2 = 2,56 / 1,2 = 2,13 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{c_R} \text{ (MPa)} \quad 2,46$$

Si supera la tensione limite di trazione, quindi è necessaria la verifica a fessurazione.

### 9.2.2.1 Stato limite di apertura delle fessure

Si calcola l'apertura delle fessure per le SLE rare.

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

N° strati barre:  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15.71	6
			2	15.71	34

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.    Metodo n

N<sub>Ed</sub>     112 kN  
 M<sub>Ed</sub>     74 kNm  
 M<sub>yEd</sub>     0

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

**Materiali**  
 B450C    C25/30

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰     $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²     $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200'000 N/mm²     $f_{cd}$  14.17  
 $E_s/E_c$  15     $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰     $\sigma_{c,adm}$  9.75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²     $\tau_{co}$  0.6  
     $\tau_{c1}$  1.829

$\sigma_c$  -4.275 N/mm²  
 $\sigma_s$  120.7 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0.6036 ‰  
 d 34 cm  
 x 11.8    x/d 0.3469  
     $\delta$  0.8737

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

**Verifica**  
 N° iterazioni:

Precompresso

#### Calcolo ampiezza fessure per sezione tesa

$$\sigma_s = 121 \text{ Mpa}$$

$$c = 50 \text{ mm}$$

$$k_1 = 0.8$$

$$k_2 = 0.5$$

$$k_3 = 3.4$$

$$k_4 = 0.425$$

$$k_t = 0.4 \quad h = 400 \text{ mm}$$

$$h_{c,eff} = 150 \text{ mm} \quad d = 340 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} = 150000 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\rho_{eff} = 0.0105$$


$$\phi_{long} = 20 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 0.0003$$

$$\Delta S_m = 291$$

$$w_d = 0.10$$

$$w_k = 0.171 \leq 0.2 \text{ mm}$$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELO</b> APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO VI05 – PONTE SU ROGGIA SERIO					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLVI0504001	REV. A

### 9.2.2.2 Verifica delle tensioni di esercizio

Si procede inoltre con la verifica tensionale per le combinazioni rara e quasi permanente.

Per tali combinazioni deve risultare:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,55 \cdot f_{ck} = 18.26 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione rara}$$

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,4 \cdot f_{ck} = 13.28 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

In particolare si ha che:

$$\sigma_{c\_RARA} \text{ (MPa)} \quad 4,3$$

$$\sigma_{c\_QuasiPERM} \text{ (MPa)} \quad 0,93$$

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto  $\sigma_c < \sigma_{c,max}$

Inoltre per la combinazione rara la massima tensione di trazione sull'acciaio deve risultare:

$$\sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,75 \cdot f_{yk} = 337.5 \text{ MPa}$$

Si ha:

$$\sigma_{s\_RARA} \text{ (MPa)} \quad 121$$

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto  $\sigma_s < \sigma_{s,max}$ .

### 9.2.3 Verifica a taglio

Si riportano le verifiche nei confronti delle sollecitazioni taglianti. In particolare viene esplicitato il calcolo del coefficiente di sicurezza per l'azione massima riscontrata.

Per il calcolo della resistenza si fa riferimento al paragrafo 4.1.2.1.3 NTC-2018 (Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti).

Massima azione di taglio: 123 kN/m

**VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO T.U. 14/01/2008 § 4.1.2.1.3**
**• Caratteristiche della sezione**

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 400$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 52$	mm copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 29.05$	MPa resist. caratteristica	Armadura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 5$	$\emptyset 20$	$= 15.71 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 348$	mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 16.46$	MPa resist. di calcolo			$15.71 \text{ cm}^2$

**• Sollecitazioni (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)**

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 105.0 \text{ kN}$$

**• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$	$k = 1.758$	$< 2$
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$v_{min} = 0.440$	
$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02$	$\rho_1 = 0.005$	$< 0.02$
$?_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$	$?_{cp} = 0.00$	MPa $< 0.2 f_{cd}$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 173.1 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 153.0 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 173.1 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

## 10 VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI DI FONDAZIONE

### 10.1 Metodologia di calcolo della capacità portante verticale

Le NTC-2018 forniscono le indicazioni sull'approccio metodologico e sui coefficienti parziali da adottare per le verifiche geotecniche con i metodi semiprobabilistici allo stato limite ultimo e di esercizio per le opere geotecniche.

Per verificare che la fondazione sia in grado di sopportare il carico di progetto con un adeguato margine di sicurezza nei confronti dello stato limite, deve verificarsi:

$$F_{c,d} \leq R_{c,d}$$

in cui

$F_{c,d}$  è il carico verticale di progetto

$R_{c,d}$  è la capacità portante verticale di progetto allo stato limite ultimo

Le verifiche sono state effettuate utilizzando i coefficienti parziali:

A : da applicare alle azioni permanenti, variabili e sismiche ( $\gamma_{G1} - \gamma_{G2} - \gamma_Q$ )

M : da applicare alle resistenze dei materiali

R : da applicare alle resistenze laterali e di base ( $\gamma_b - \gamma_s - \gamma_{st}$ )

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

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

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

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	$\gamma_R$			
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale <sup>*)</sup>	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

<sup>\*)</sup> da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.



L'azione di progetto applicata alla fondazione può esprimersi come

$$F_{c,d} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q$$

mentre il carico limite di progetto è ricavato come

$$R_{c,d} = R_{bd} + R_{sd}$$

in cui

$R_{b,d}$  è la resistenza alla punta di progetto

$R_{s,d}$  è la resistenza laterale di progetto.

I valori delle resistenze di progetto sono ricavate dai valori caratteristici  $R_{b,k}$ ,  $R_{s,k}$  tramite coefficienti parziali ( $\gamma_b$  –  $\gamma_s$ )

$$R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$$

$$R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$$

I valori caratteristici devono essere determinati come:

$$R_{ck} = (R_{bk} + R_{sk}) = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

in cui i valori  $\xi_3$ ,  $\xi_4$  sono fattori che dipendono dal numero di verticali indagate (tab. 6.4.IV).

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

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

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Per la definizione delle portanze di calcolo sono state seguite le seguenti metodologie.

#### Portanza laterale

$q_{ii} = k \mu \sigma'_v$  portanza laterale strato i-esimo per unità di superficie

$k$ : coefficiente dipendente dalla tecnica esecutiva del palo (trivellato) e dalle caratteristiche del terreno

$\mu = \tan \phi'$ : coefficiente di attrito

$\sigma'_v$  = tensione verticale efficace

$Q_{ii} = q_{ii} \times \pi D \times \Delta H$  portanza laterale risultante strato i-esimo

$D$ : diametro palo

$\Delta H$ : spessore strato i-esimo

$Q_L = \sum Q_{ii}$  portanza laterale complessiva

#### Portanza di base

Metodo di Berenzantzev con  $N_q$  calcolato attraverso la fig.13.6 del Viggiani entrando con  $\phi = \phi - 3^\circ$

$Q_p = \sigma'_v \times N_q \times A_{basePalo}$

$\sigma'_v$  = tensione verticale efficace alla base del palo

## 10.2 Metodologia di calcolo della capacità portante orizzontale

Per verificare che la fondazione sia in grado di sopportare il carico di progetto con un adeguato margine di sicurezza nei confronti dello stato limite, deve verificarsi:

$$F_{tr,d} \leq R_{tr,d}$$

in cui

$F_{tr,d}$  è il carico orizzontale di progetto

$R_{tr,d}$  è la capacità portante orizzontale di progetto

Le verifiche sono state effettuate utilizzando i coefficienti parziali:

A : da applicare alle azioni permanenti, variabili e sismiche ( $\gamma_{G1} - \gamma_{G2} - \gamma_Q$ )

M : da applicare alle resistenze dei materiali

R : da applicare alle resistenze trasversali del terreno ( $\gamma_T$ )

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

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

L'azione di progetto applicata alla fondazione può esprimersi come

$$F_{tr,d} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q$$

mentre la resistenza di progetto è ricavata da quella caratteristica tramite il coefficiente parziale

$$R_{tr,d} = \frac{R_{tr,k}}{\gamma_T}$$

Il valore caratteristico deve essere determinato come:

$$R_{tr,k} = \min \left\{ \frac{(R_{tr,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{tr,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

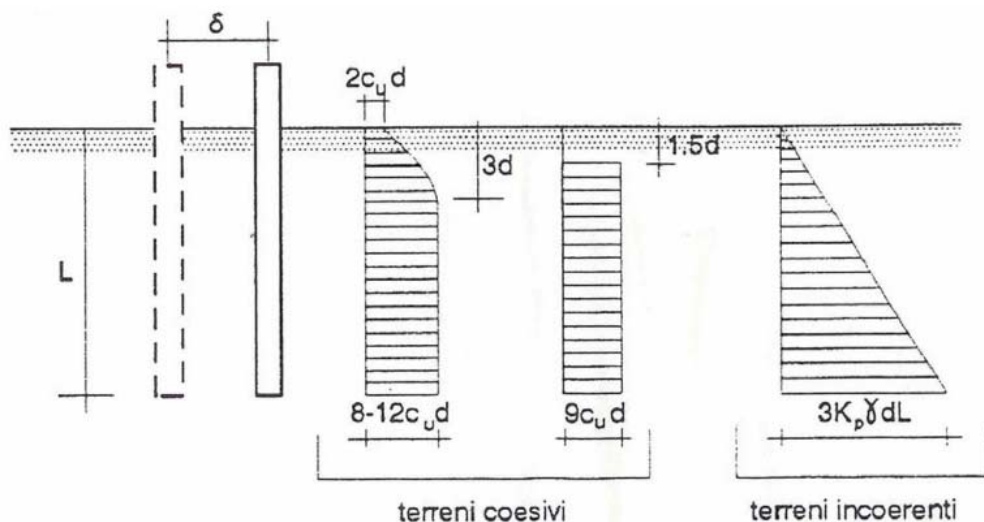
in cui i valori  $\xi_3, \xi_4$  sono fattori che dipendono dal numero di verticali indagate.

Per la definizione delle portanze di calcolo è stata seguita la seguente metodologia.

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto ed il carico orizzontale occorrente per generare la plasticizzazione del palo.

Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto), mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno di infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio).

Sotto uno spostamento orizzontale, l'andamento delle pressioni sul terreno, lungo il palo, derivato teoricamente, è simile a quello riportato in figura 10 per terreni coesivi e incoerenti.



*Palo soggetto ad uno spostamento: reazioni del terreno*

Il problema è stato affrontato da Broms (1964) facendo le seguenti assunzioni:

- nel caso di terreni coesivi, il diagramma è assunto costante con la profondità a partire dalla quota  $z = 1.5 d$  ( $d$ =diametro reso del palo);
- nel caso di terreni incoerenti la resistenza del terreno è variabile linearmente con la profondità  $z$  secondo la relazione:

$$p_u(z) = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d \cdot z$$

$$k_p = (1 + \sin \varphi') / (1 - \sin \varphi')$$

coefficiente di spinta passiva

$\gamma$

peso specifico del terreno

- terreno omogeneo e valutazione separata dei casi di rottura: rottura non drenata (terreno coesivo  $c = c_u$  e  $\phi' = 0$ ) o drenata (terreno incoerente  $c = c_u$  e  $\phi' \neq 0$ );
- la forma della sezione trasversale del palo è ininfluyente e il valore della pressione è determinato solo dalla dimensione  $d = D_p$  (diametro reso del palo);
- il terreno presenta proprietà costanti con la profondità;
- il comportamento all'interfaccia palo/terreno è rigido perfettamente plastico, ovvero la resistenza del terreno si mobilita completamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimane costante all'aumentare dello spostamento;
- il comportamento flessionale del palo è di tipo rigido perfettamente plastico, ovvero le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili sino a quando il momento  $M$  non perviene al valore  $M_y$  (di plasticizzazione);
- quando  $M=M_y$ , si forma nella sezione una cerniera plastica.

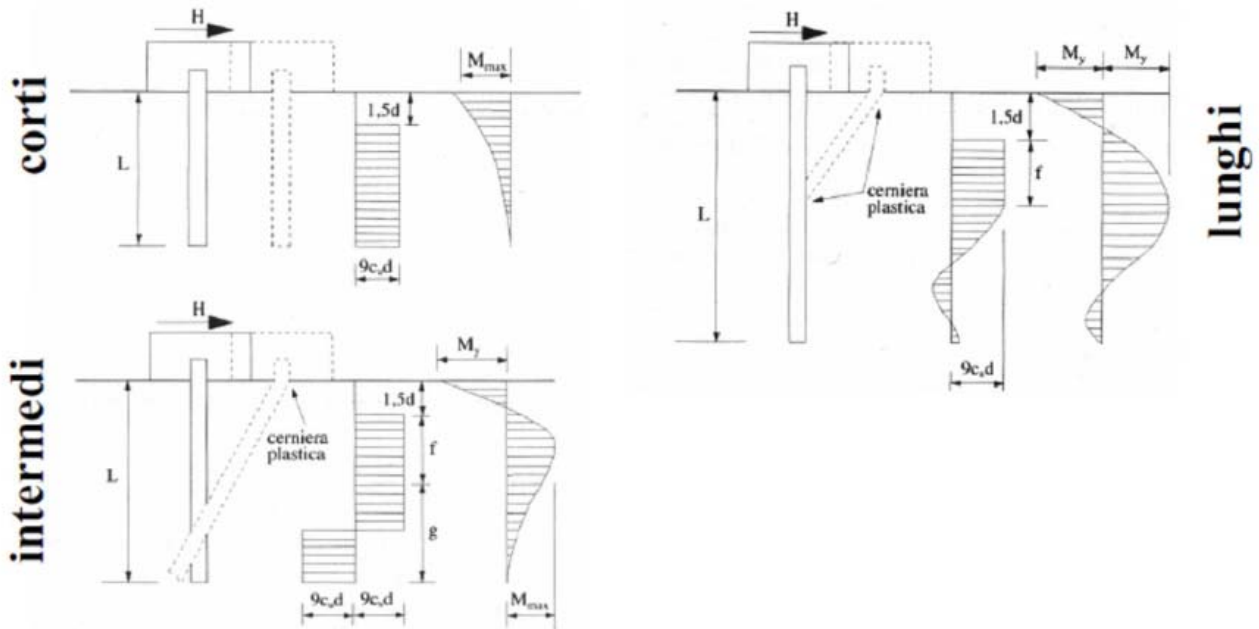
Nel caso del palo vincolato in testa ad una struttura che ne impedisce la rotazione (fondazione), Broms, identifica i meccanismi di rottura come indicati nella figure sottostanti e attraverso la risoluzione delle equazioni di equilibrio, fornisce le seguenti espressioni per il carico limite trasversale:

Terreni coesivi

Palo corto 
$$H_1 = 9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left( \frac{L}{d} - 1,5 \right)$$

Palo intermedio 
$$H_2 = -9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left( \frac{L}{d} - 1,5 \right) + 9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left( 2 \left( \frac{L}{d} \right) + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u \cdot d^3} + 4,5 \right)^{1/2}$$

Palo lungo 
$$H_3 = -13,5 \cdot c_u \cdot d^2 + c_u \cdot d^2 \cdot \left( 182,25 + 36 \frac{M_y}{c_u \cdot d^3} \right)^{1/2}$$



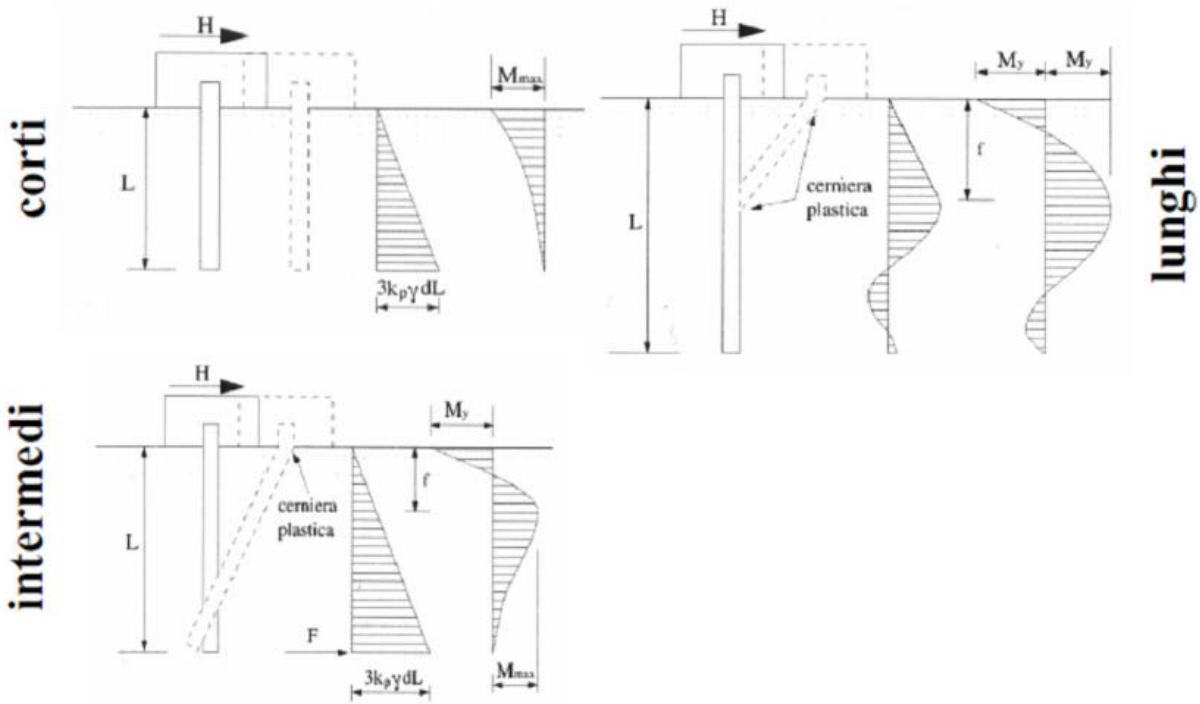
Carico limite trasversale: terreni coesivi

Terreni incoerenti

Palo corto 
$$H_1 = 1,5 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^2$$

Palo intermedio 
$$H_2 = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo 
$$H_3 = k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left[ \left( 3,676 \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \right)^2 \right]^{1/3}$$



*Carico limite trasversale: terreni incoerenti*

Il carico limite trasversale (orizzontale) risulta:  $H_{lim} = \min\{H_1, H_2, H_3\}$

Nel caso in esame si hanno i terreni incoerenti.

### 10.3 Verifiche geotecniche dei pali

In questo paragrafo sono riportate le verifiche di portata verticale (a compressione e trazione) ed orizzontale dei pali maggiormente sollecitati (in condizioni statiche e sismiche), effettuate tramite appositi fogli di calcolo.

Le verifiche allo SLU sono condotte secondo l'approccio 2 con la seguente combinazione di coefficienti parziali

SLU STR: A1+M1+R3

### 10.3.1 Verifiche geotecniche carichi verticali

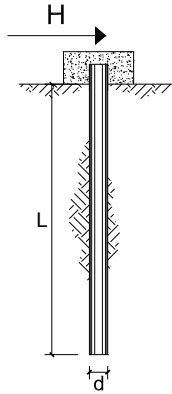
#### CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI COESIVI PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA: VI05 - SLV

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali		A		M	R
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	$\gamma_{cu}$	$\gamma_T$
S.L.U.	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.40	1.30



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

Palo corto:  $H = 9c_u d^2 \left( \frac{L}{d} - 1.5 \right)$

Palo intermedio:  $H = -9c_u d^2 \left( \frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4 M_y}{9 c_u d^3}} + 4.5$

Palo lungo:  $H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$

#### DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	30.00	(m)		
Diametro del palo	d =	1.20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	4885.00	(kN m)		
Coesione non drenata	$c_{u \text{ med}} =$	100.00	(kPa)	$c_{u \text{ min}} =$	50.00 (kPa)
Coesione non drenata di progetto	$c_{u \text{ med,d}} =$	71.43	(kPa)	$c_{u \text{ min,d}} =$	35.71 (kPa)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	265	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

#### Palo corto:

$$H1_{\text{med}} = 21754.29 \text{ (kN)} \quad H1_{\text{min}} = 10877.14 \text{ (kN)}$$

#### Palo intermedio:

$$H2_{\text{med}} = 8485.44 \text{ (kN)} \quad H2_{\text{min}} = 4356.46 \text{ (kN)}$$

#### Palo lungo:

$$H3_{\text{med}} = 2734.76 \text{ (kN)} \quad H3_{\text{min}} = 2137.48 \text{ (kN)}$$

$$H_{\text{med}} = 2734.76 \text{ (kN)} \quad \text{palo lungo} \quad H_{\text{min}} = 2137.48 \text{ (kN)} \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{\text{med}}/\xi_s; R_{\text{min}}/\xi_d) = 1257.34 \text{ (kN)}$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 967.18 \text{ (kN)}$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 265.00 \text{ (kN)}$$

$$FS = H_d / F_d = 3.65$$

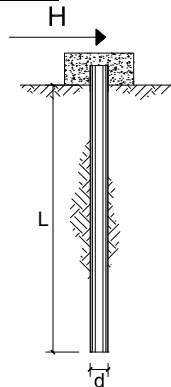


### 10.3.2 Verifiche geotecniche carichi orizzontali

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI**  
**PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: VI05 - SLU

TEORIA DI BASE:  
(Broms, 1964)



coefficienti parziali		A		M	R
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	$\gamma_\psi$	$\gamma_T$
		$\gamma_G$	$\gamma_Q$		
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto: 
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio: 
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo: 
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left( 3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

**DATI DI INPUT:**

Lunghezza del palo	L =	30.00	(m)		
Diametro del palo	d =	1.20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	4919.00	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\phi'_{med} =$	26.00	(°)	$\phi'_{min} =$	26.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d} =$	26.00	(°)	$\phi'_{min,d} =$	26.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ( $k_p = (1 + \sin\phi')/(1 - \sin\phi')$ )	$k_{p,med} =$	2.56	(-)	$k_{p,min} =$	2.56 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$ )	$\gamma =$	19.50	(kN/m <sup>3</sup> )		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	772	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 80904.22$  (kN)  $H1_{min} = 80904.22$  (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 27132.04$  (kN)  $H2_{min} = 27132.04$  (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 2695.96$  (kN)  $H3_{min} = 2695.96$  (kN)

$H_{med} = 2695.96$  (kN) palo lungo  $H_{min} = 2695.96$  (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 1585.86$  (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T = 1219.89$  (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 772.00$  (kN)

$FS = H_d / F_d = 1.58$

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

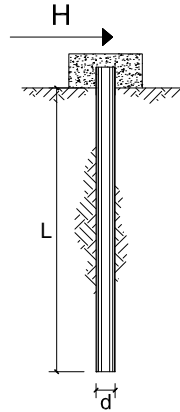
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10504001	A	106 di 108

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI**  
**PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: VI05 - SLV

TEORIA DI BASE:  
(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_e$	$\gamma_T$
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$		
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		⊗	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto: 
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2$$

Palo intermedio: 
$$H = \frac{1}{2}k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo: 
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

**DATI DI INPUT:**

Lunghezza del palo	L =	30.00	(m)		
Diametro del palo	d =	1.20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	4885.00	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\phi'_{med} =$	26.00	(°)	$\phi'_{min} =$	26.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d} =$	26.00	(°)	$\phi'_{min,d} =$	26.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ( $k_p = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$ )	$k_{p,med} =$	2.56	(-)	$k_{p,min} =$	2.56 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$ )	$\gamma =$	19.50	(kN/m <sup>3</sup> )		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	265	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 80904.22$  (kN)  $H1_{min} = 80904.22$  (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 27130.91$  (kN)  $H2_{min} = 27130.91$  (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 2683.53$  (kN)  $H3_{min} = 2683.53$  (kN)

$H_{med} = 2683.53$  (kN) palo lungo  $H_{min} = 2683.53$  (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 1578.54$  (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T = 1214.27$  (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 265.00$  (kN)

$FS = H_d / F_d = 4.58$

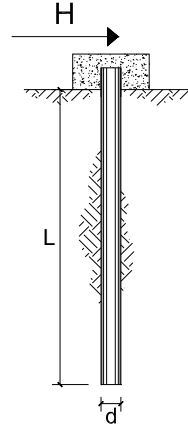
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI COESIVI**  
**PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: VI05 - SLV

**TEORIA DI BASE:**

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_{cu}$	$\gamma_T$
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$		
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		●	1.00	1.00	1.40	1.30



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

Palo corto: 
$$H = 9c_u d^2 \left( \frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio: 
$$H = -9c_u d^2 \left( \frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3}} + 4.5$$

Palo lungo: 
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

**DATI DI INPUT:**

Lunghezza del palo	L =	30.00	(m)			
Diametro del palo	d =	1.20	(m)			
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	4885.00	(kN m)			
Coesione non drenata	$c_{u, med} =$	50.00	(kPa)	$c_{u, min} =$	50.00	(kPa)
Coesione non drenata di progetto	$c_{u, med, d} =$	35.71	(kPa)	$c_{u, min, d} =$	35.71	(kPa)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	265	(kN)			
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)			

Palo corto:

$H1_{med} = 10877.14$  (kN)       $H1_{min} = 10877.14$  (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 4356.46$  (kN)       $H2_{min} = 4356.46$  (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 2137.48$  (kN)       $H3_{min} = 2137.48$  (kN)

$H_{med} = 2137.48$  (kN)      palo lungo       $H_{min} = 2137.48$  (kN)      palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_s; R_{min}/\xi_d) = 1257.34$  (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T = 967.18$  (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 265.00$  (kN)

$FS = H_d / F_d = 3.65$

## 11 STIMA DELLE INCIDENZE

Si stimano le seguenti incidenze di armatura per unità di volume:

- Paraghiaia  $180\text{kg/m}^3$
- Muro frontale  $100\text{kg/m}^3$
- Muri andatori  $100\text{kg/m}^3$
- Plinto di fondazione  $80\text{kg/m}^3$
- Pali di fondazione  $200\text{kg/m}^3$