

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

VI06 – PONTE DI VIA ENRICO FERMI

Relazione di calcolo spalle

SCALA:

-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
NB1R	02	D	26	CL	VI0604	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: NB1R02D26CLVI0604001A

n. Elab.:

## INDICE

1	PREMESSA .....	5
2	RIFERIMENTI NORMATIVI .....	7
2.1	NORMATIVA E ISTRUZIONI .....	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI .....	9
3.1	CALCESTRUZZO .....	9
3.2	ACCIAIO.....	9
3.2.1	<i>Acciaio per cemento armato.....</i>	9
4	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI .....	10
5	CARATTERISTICHE DELLE SPALLE.....	11
5.1	GEOMETRIA DELLE SPALLE .....	11
6	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO .....	12
6.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G1).....	13
6.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2).....	13
6.3	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO.....	13
6.3.1	<i>Treno di carico LM 71.....</i>	13
6.3.2	<i>Treno di carico SW.....</i>	15
6.3.3	<i>Treno scarico.....</i>	16
6.3.4	<i>Effetto della sopraelevazione.....</i>	16
6.3.5	<i>Schemi di carico adottati.....</i>	16
6.3.6	<i>Effetti dinamici .....</i>	17
6.4	AZIONE LATERALE DI SERPEGGIO.....	18
6.5	FORZA CENTRIFUGA.....	18
6.6	AZIONI DI AVVIAMENTO E FRENATURA .....	18
6.7	AZIONE DEL VENTO.....	19
6.8	AZIONE SISMICA .....	22
6.8.1	<i>Vita nominale .....</i>	23
6.8.2	<i>Classe d'uso .....</i>	23

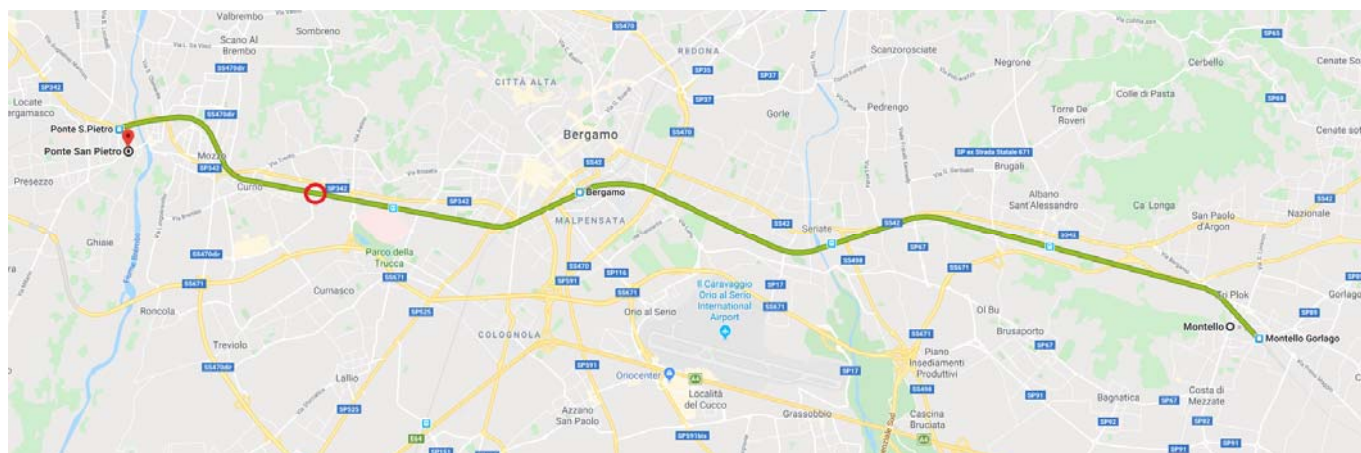
6.8.1	Periodo di riferimento .....	24
6.8.2	Valutazione dei parametri di pericolosità sismica .....	24
6.8.3	Caratterizzazione sismica del terreno .....	25
6.8.3.1	Categorie di Sottosuolo .....	25
6.8.3.2	Condizioni topografiche .....	25
6.8.3.3	Amplificazione Stratigrafica e Topografica .....	26
6.8.4	Parametri sismici di calcolo .....	27
6.8.5	Definizione delle azioni sismiche derivanti dall'impalcato .....	31
6.9	RESISTENZE PARASSITE NEI VINCOLI .....	31
6.10	RIEPILOGO DELLE AZIONI DEL TRAFFICO FERROVIARIO SULL'IMPALCATO .....	32
6.11	SPINTA STATICA DEL TERRENO .....	33
6.12	SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE E PERMANENTE .....	34
6.13	SPINTE SISMICHE .....	35
6.14	RIEPILOGO DELLE AZIONI .....	39
7	COMBINAZIONI DI CARICO .....	40
7.1.1	Combinazioni SLU .....	42
7.1.2	Combinazioni sismiche .....	44
7.1.3	Combinazioni SLE .....	44
8	VERIFICA DEL MURO FRONTALE .....	47
8.1	SOLLECITAZIONI AL PIEDE PARAMENTO .....	47
8.2	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE .....	53
8.2.1	Verifica a pressoflessione allo SLU .....	53
8.2.2	Verifica a pressoflessione allo SLE .....	53
8.2.3	Verifica delle tensioni di esercizio .....	53
8.2.1	Output delle verifiche .....	53
9	VERIFICA DEI PALI DI FONDAZIONE .....	58
9.1	SOLLECITAZIONI COMBinate .....	58

9.2	CALCOLO SOLLECITAZIONI IN TESTA AI PALI DI FONDAZIONE .....	59
9.3	VERIFICA DELLA PARATIA.....	66
9.3.1	<i>Software di calcolo</i> .....	66
9.3.2	<i>Carichi agenti sulla paratia</i> .....	66
9.3.2.1	<i>Spinta delle terre e dell'acqua</i> .....	67
9.3.2.2	<i>Carichi accidentali (<math>q_{acc}</math>)</i> .....	67
9.3.2.3	<i>Azioni sismiche</i> .....	67
9.3.3	<i>Combinazioni di carico</i> .....	68
9.3.4	<i>Modello di calcolo</i> .....	70
9.3.5	<i>Sintesi dei risultati</i> .....	75
9.3.6	<i>Verifiche strutturali dei pali di fondazione</i> .....	80
9.3.6.1	<i>Verifica a pressoflessione allo SLU</i> .....	80
9.3.6.2	<i>Verifica a pressoflessione allo SLE</i> .....	80
9.3.6.3	<i>Verifica delle tensioni di esercizio</i> .....	83
9.3.6.4	<i>Output delle verifiche</i> .....	83
9.3.7	<i>Verifiche di resistenza e stabilità dei puntelli</i> .....	88
9.3.8	<i>Verifica della trave di coronamento</i> .....	88
9.3.9	<i>Verifiche geotecniche in fase di esercizio (SLE)</i> .....	91
10	VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI DI FONDAZIONE .....	91
10.1	METODOLOGIA DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE .....	91
10.2	METODOLOGIA DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE .....	94
10.3	VERIFICHE GEOTECNICHE CARICHI VERTICALI .....	98
10.3.1	<i>Verifiche geotecniche carichi orizzontali</i> .....	100
11	STIMA DELLE INCIDENZE .....	102

## 1 PREMESSA

La presente relazione riguarda il calcolo e la verifica delle spalle per la nuova opera per la soppressione del passaggio a livello di via Enrico Fermi, nel comune di Curno (BG).

L'opera in esame, denominata VI06, ricade nell'appalto 2 del progetto di raddoppio ferroviario Ponte San Pietro – Bergamo – Montello ed è ubicata alla progressiva 4+286 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 17.5m. 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 impalcati 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.

L'opera costituisce la sostituzione di un passaggio a livello esistente con un sottovia, con deviazione e ribassamento della viabilità attuale. Pertanto, le modalità esecutive prevedono l'esecuzione dello scavo del sottovia tra due paratie di pali  $\varnothing 1.2m$ , con interruzione della viabilità ferroviaria, e la realizzazione degli impalcati metallici che appoggiano sul cordolo di sommità delle due paratie.

Ciascuna spalla, quindi, appoggia su una paratia di n.10 pali di diametro 1.2m e lunghezza 30m. Il paramento è quindi costituito dal cordolo di testata dei pali, che presenta un'altezza di 1m ed ha dimensioni in pianta di 12.3m x 2m, si innesta direttamente sui pali.

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

cordolo di testata:	spessore: 2.0m	altezza: 1.0m	lunghezza: 12.3m
muro paraghiaia:	spessore: 0.5m	altezza: 1.40m circa	lunghezza: 10.05m

## 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 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	$E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$ .

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

Nel seguito si riportano le tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame i relativi parametri geotecnici di calcolo, derivanti dalla relazione geotecnica. Le indagini di riferimento sono: PNBGF1008. La falda è ad una profondità media di 20 metri da p.c.

Strato	Profondità media	Profondità media	Descrizione	
	Da [m da p.c.]	A [m da p.c.]		
Ug2	0	3	S(L), L(S)	Sabbia limosa e limo sabbioso
Ug1	3	25	S(G), S,G	Sabbia ghiaiosa e sabbia con ghiaia
Ug3	25	30	A(S), A,S	Argilla sabbiosa e argilla con sabbia

Strato			Parametri di resistenza			Parametri di deformabilità					
	$\gamma_n$	$K_0$	$\phi'$	$c'$	$c_u$	$G_0$	$E_0$	$E_{op1}$	$E_{op2}$	$v'$	$k_v^{(*)}$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[m/s]
Ug2	19.5	0.56	26	0	30	32	80	8	12	0.25	1.00E-06
Ug1	20	0.38	35	0	-	120 - 160	300 - 400	30 - 40	40 - 60	0.25	1.00E-06
Ug3	19	0.60	24	0	50 - 100	60 - 80	150 - 200	15 - 20	22 - 30	0.25	1.00E-10

Note:

- Gli intervalli, dove presenti, fanno riferimento a valori crescenti con la profondità.
- (\*) per analisi di cedimento adottare cautelativamente i parametri di permeabilità verticale definiti in tabella; per analisi di stabilità adottare anche i parametri di permeabilità orizzontale  $k_h = 10 k_v$ , per tutti i materiali tranne Ug1 per cui adottare  $k_h = k_v$ .
- I moduli  $E_{op1}$  ed  $E_{op2}$  sono da adottarsi rispettivamente  $E_{op1}$  per problemi di "primo carico" (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati) ed  $E_{op2}$  per problemi di scarico e/o di scarico-ricarico (esempio: fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non).

## 5 CARATTERISTICHE DELLE SPALLE

### 5.1 Geometria delle spalle

Inclinazione spalla rispetto all'asse dell'impalcato: 14°.

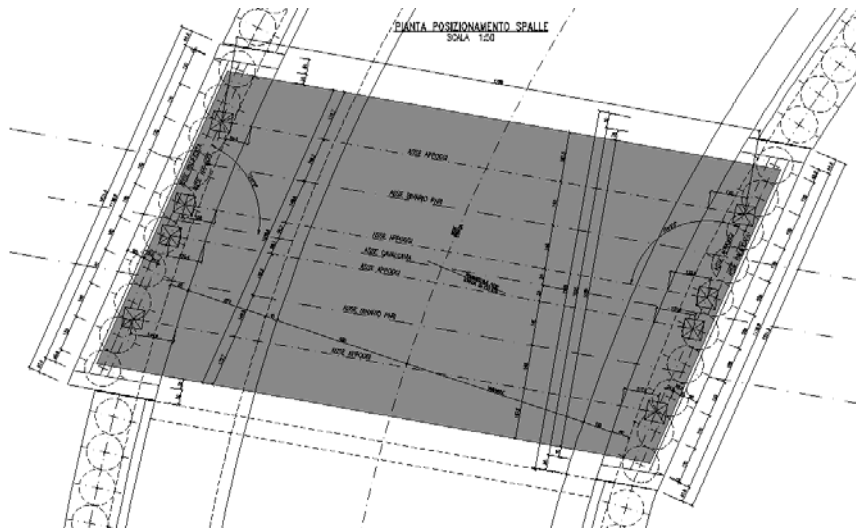


Figura 5-1 – Planimetria dell'opera

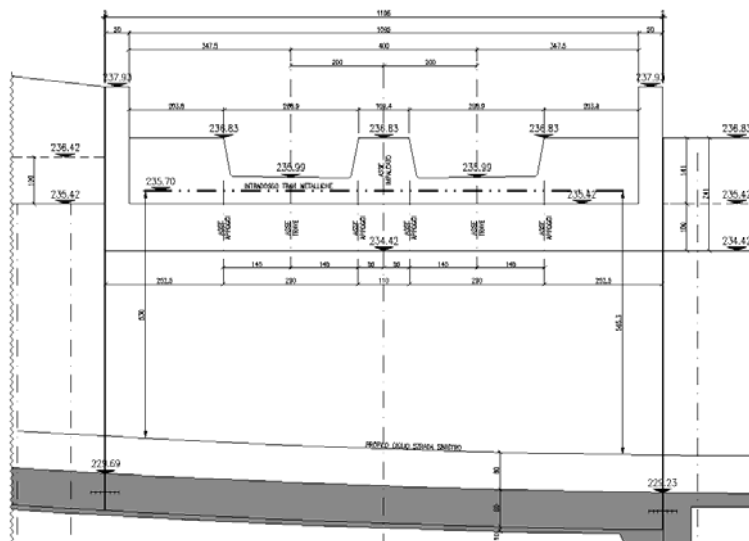


Figura 5-2 – Prospetto di una spalla

Gli appoggi sono disposti come segue.



## 6 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

Si riporta di seguito la convenzione utilizzata per le sollecitazioni:

Asse X: parallelo all'asse appoggi

Asse Y: ortogonale all'asse appoggi (positivo verso l'impalcato)

Asse Z: verticale (positivo verso l'alto)

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  $25\text{kN/m}^3$ ) 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:  $24\text{ kN/m}$ .

### 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:  $68\text{kN/m}$ .

### 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

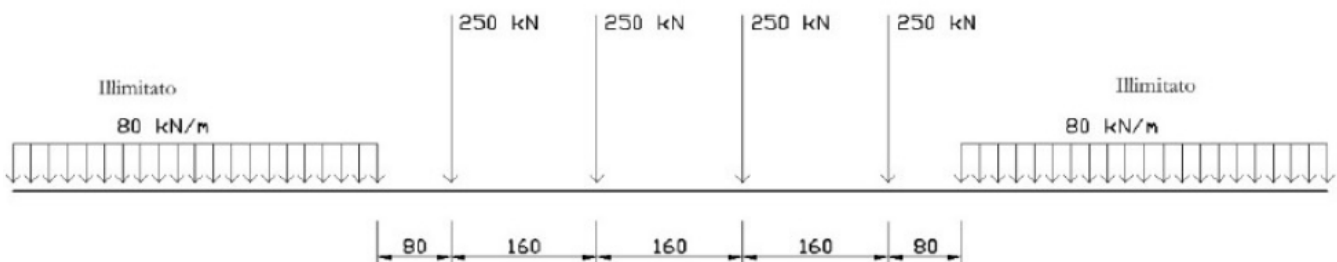
#### 6.3.1 Treno di carico LM 71

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	CLV10604001	A	14 di 102

- 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]

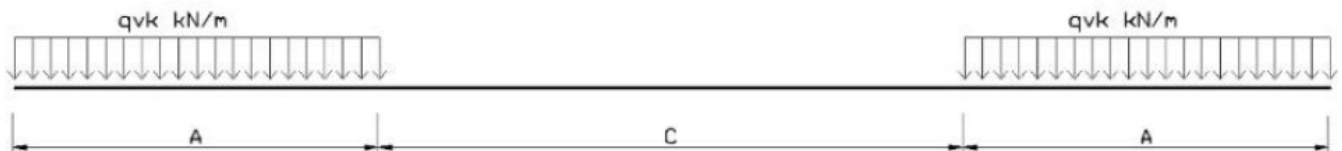
**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0604001	A	15 di 102

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	1300	104	0.08	-2.00	-1.92	1300	-2496	±	0
	SW/0	1282	0	0.00	-2.00	-2.00	1282	-2564	±	0
	SW/2	1316	0	0.00	-2.00	-2.00	1316	-2631	±	0
IMP. 2	LM71	1300	104	0.08	2.00	2.08	1300	2704	±	0
	SW/0	1282	0	0.00	2.00	2.00	1282	2564	±	0
	SW/2	1316	0	0.00	2.00	2.00	1316	2631	±	0

	N	M	Ex	M(s)	imp 1	imp 2
	[kN]	[kNm]	[m]	[kNm]		
1 TRAFFICO NORMALE 2 binari carichi	2600	208	0.08	0	LM71	+ SW/0
2 TRAFFICO NORMALE 1 binario carico	1300	2704	2.08	0	LM71	
3 TRAFFICO PESANTE 2 binari carichi	2616	135	0.05	0	SW/2	+ LM71
4 TRAFFICO PESANTE 1 binario carico	1316	2631	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	$Q_{lb,k}$	$35 \text{ [KN/m]} \times L \text{ [m]}$
--------------	------------	--

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.

Frenatura/Avviamento	$F_{LM71-SW/0}$	$F_{SW/2}$	$F_{AVV}$	
F=	407	648	672	kN

Le azioni sono state calcolate a partire dall'intera lunghezza del ponte pari a  $L=18.5m$ .

### 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					
	2 km	10 km	30 km	500m	750m	
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 CLVI0604001 A 21 di 102

**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	40 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>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 VI06 – PONTE DI VIA ENRICO FERMI					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLVI0604001	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 dal manuale di progettazione RFI, sulla base delle definizioni date dalle NTC 2018.

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	Coefficiente d'uso [CU]
GRANDI STAZIONI	C IV	2,00
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA	C III	1,50
ALTRE OPERE D'ARTE	C II	1,00

*Tabella 2.5.1.1.2-1 - Coefficienti d'uso per le infrastrutture ferroviarie*

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

### 6.8.1 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  $C_U$ :

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

### 6.8.2 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	$P_{VR}$ : probabilità di superamento nel periodo di riferimento
SLE	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
SLU	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%

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

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

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	712.5
	SLC	1462

*Valori in anni del periodo di ritorno TR al variare del periodo di riferimento VR*

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  $T_R = 712.5$  anni.

### 6.8.3 Caratterizzazione sismica del terreno

#### 6.8.3.1 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, tuttavia, in ossequio al DGR n.IX/2616 di Regione Lombardia del 30/11/2011, i valori di soglia per il fattore di amplificazione risultano superati, si assume la categoria di suolo più penalizzante, pertanto il terreno deve essere assunto di **categoria C**.

#### 6.8.3.2 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 superficiali*

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**.

### 6.8.3.3 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  $C_C = 1,428$

### 6.8.4 Parametri sismici di calcolo

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

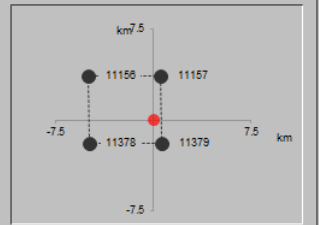
Ricerca per coordinate      LONGITUDINE:       LATITUDINE:

Ricerca per comune      REGIONE:       PROVINCIA:       COMUNE:


**Elaborazioni grafiche**  
 Grafici spettri di risposta  
 Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**  
 Tabella parametri

**Nodi del reticolo intorno al sito**



**Reticolo di riferimento**



**Controllo sul reticolo**  
 Sito esterno al reticolo  
 Interpolazione su 3 nodi  
 Interpolazione corretta

**Interpolazione**

...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) -  $V_N$         in fo

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$         in fo

**Valori di progetto**

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

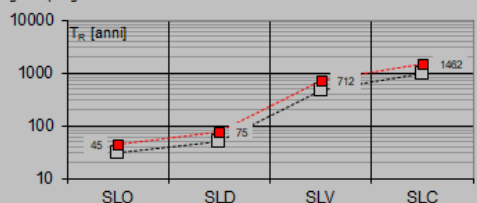
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$     in fo

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

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

**Elaborazioni**  
 Grafici parametri azione  
 Grafici spettri di risposta  
 Tabella parametri azione

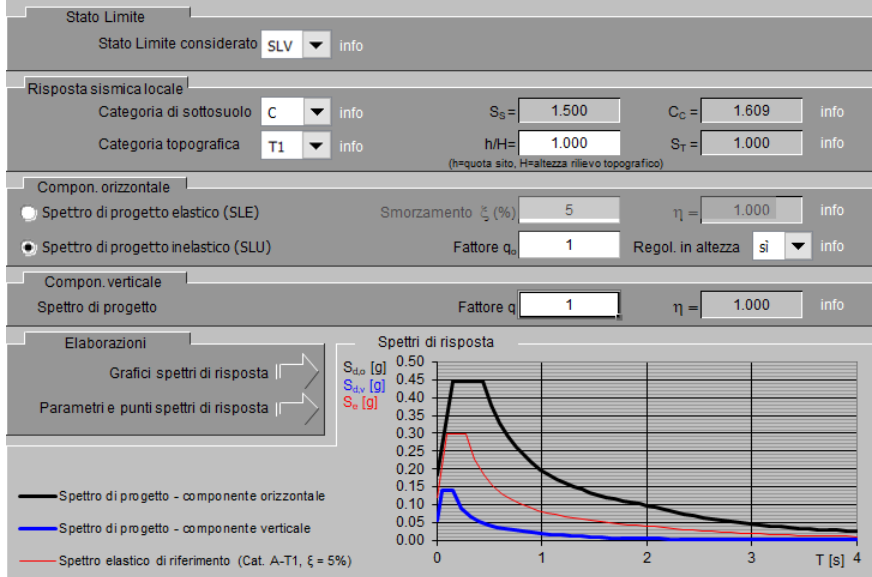
**Strategia di progettazione**



**LEGENDA GRAFICO**  
---□--- Strategia per costruzioni ordinarie  
---■--- Strategia scelta

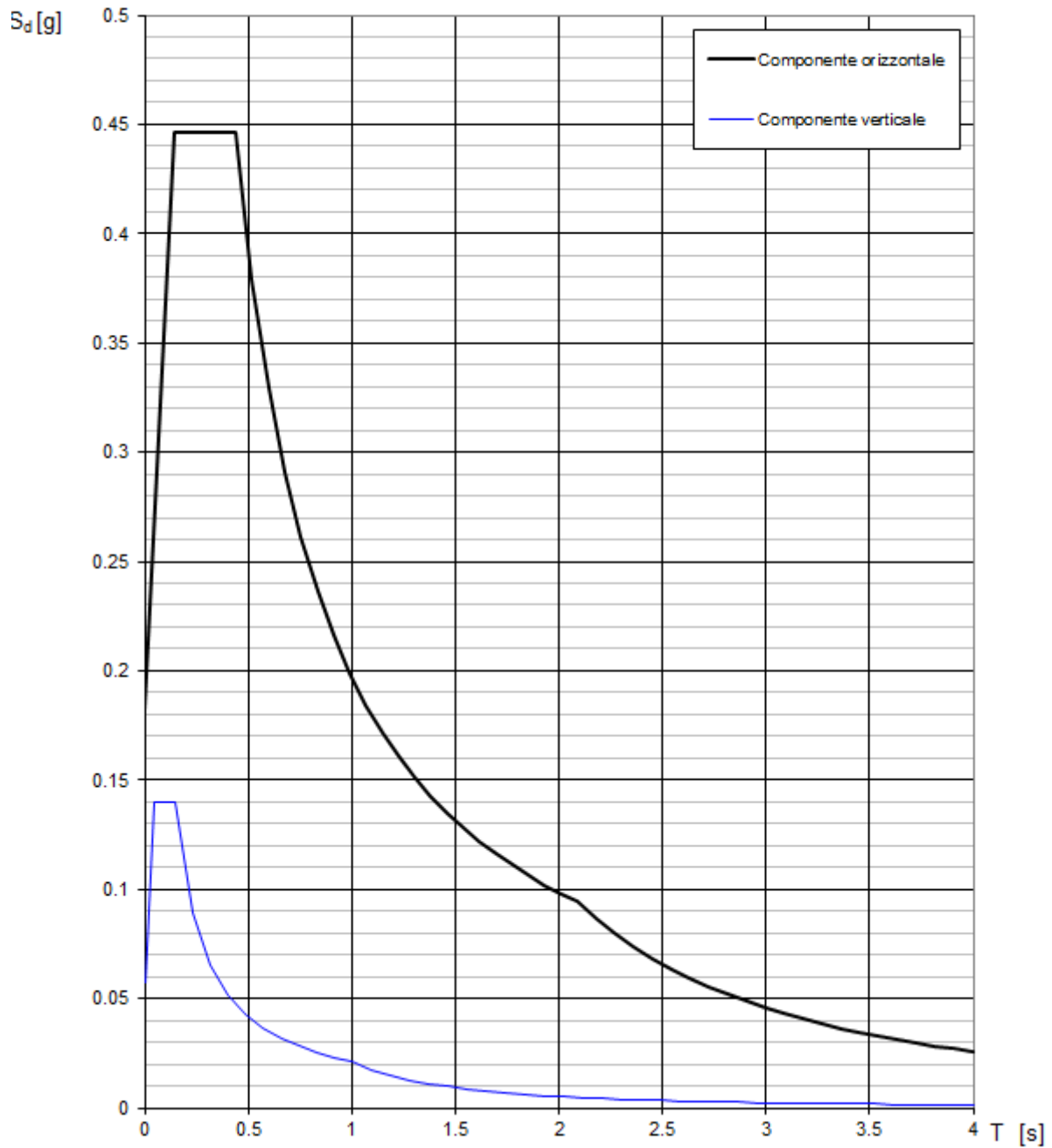
Scelta della strategia di progettazione (Fase 2)

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



*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
$a_g$	0.122 g
$F_o$	2.440
$T_C$	0.275 s
$S_S$	1.500
$C_C$	1.609
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.147 s
$T_C$	0.442 s
$T_D$	2.088 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  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	0.183
$T_B \leftarrow$	0.147	0.446
$T_C \leftarrow$	0.442	0.446
	0.520	0.379
	0.598	0.329
	0.677	0.291
	0.755	0.261
	0.834	0.236
	0.912	0.216
	0.990	0.199
	1.069	0.184
	1.147	0.172
	1.225	0.161
	1.304	0.151
	1.382	0.143
	1.461	0.135
	1.539	0.128
	1.617	0.122
	1.696	0.116
	1.774	0.111
	1.852	0.106
	1.931	0.102
	2.009	0.098
$T_D \leftarrow$	2.088	0.094
	2.179	0.087
	2.270	0.080
	2.361	0.074
	2.452	0.068
	2.543	0.064
	2.634	0.059
	2.725	0.055
	2.816	0.052
	2.907	0.049
	2.998	0.046
	3.089	0.043
	3.180	0.041
	3.271	0.038
	3.363	0.036
	3.454	0.034
	3.545	0.033
	3.636	0.031
	3.727	0.030
	3.818	0.028
	3.909	0.027
	4.000	0.026

*Spettro di progetto: valori*

### 6.8.5 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	1147.0 kN
Massa carichi permanenti impalcato	2664.0 kN
Massa carichi accidentali (20%)	523 kN
Massa sismica totale	4334 kN
Massa sismica/metro/trave	1990 kg
Sd(T1) - orizzontale	0.183 g
Sd(T1) - verticale	0.057 g
Forza sismica orizzontale	793 kN
Forza sismica verticale	247 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.

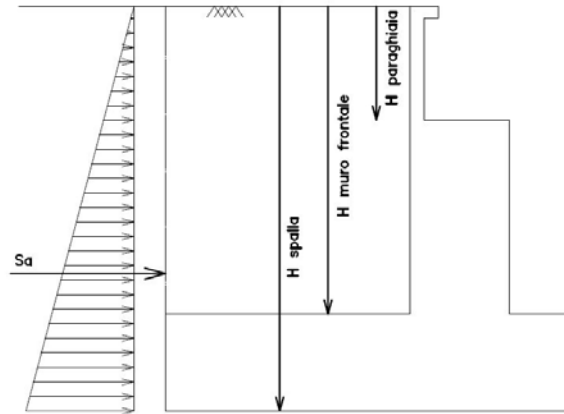
Ai fini delle analisi da condurre, dunque, sono stati individuati i seguenti gruppi di carico.



	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.

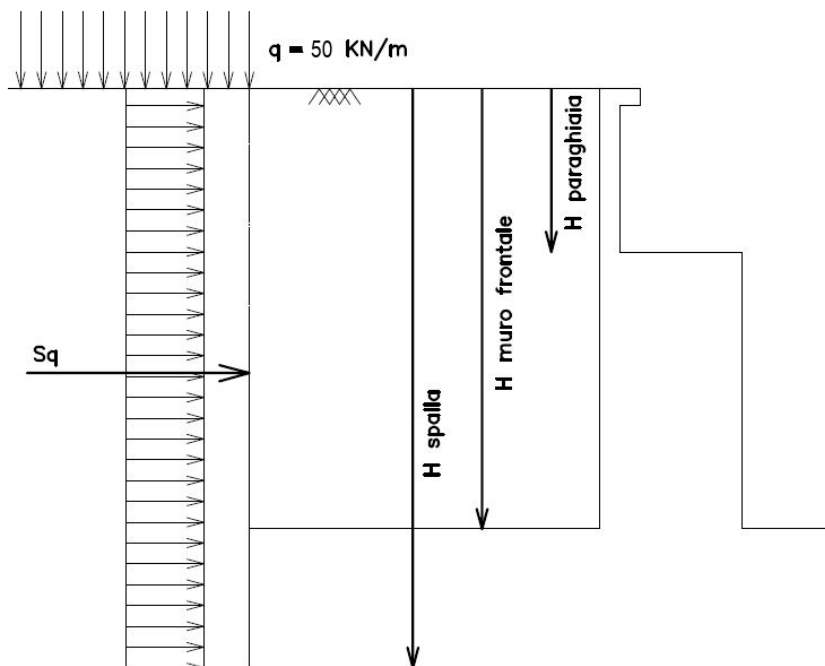


*Schema per il calcolo degli effetti della spinta statica del terreno*

### 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

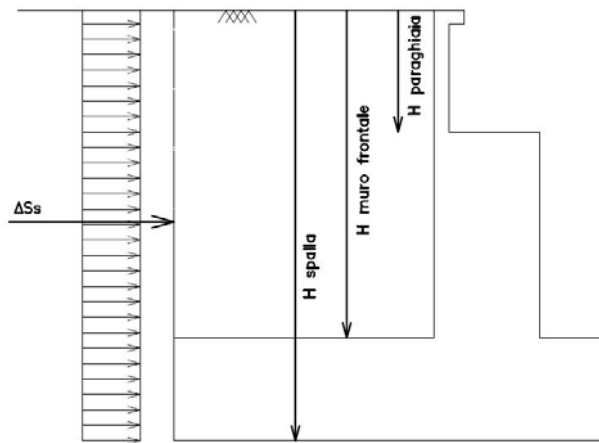
where:  
 $v_a$  is the wall motion to mobilise active earth pressure  
 $h$  is the height of the wall

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

$\gamma_t$	19.5	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico del terreno
$\phi'$	26	°	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
$h_{tm}$	1.41	m	altezza terreno di monte
$h_{tv}$	0.00	m	altezza terreno di valle
$k_0$	0.562	kN/m <sup>3</sup>	coefficiente di spinta a riposo
$k_a$	0.390	kN/m <sup>3</sup>	coefficiente di spinta attiva

Per la valutazione del coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche, a tergo del paraghiaia e della fondazione, 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	CLVI0604001	A	38 di 102

$a_g$	0.122	g	accelerazione orizzontale
Cat.	C	-	categoria sottosuolo
$S_s$	1.500	-	coefficiente amplificazione stratigrafica orizzontale
$S_T$	1.000	-	coefficiente amplificazione topografica orizzontale
$a_{max}$	0.183	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
$k_h$	0.183	-	coefficiente sismico orizzontale
$k_v$	0.092	-	coefficiente sismico verticale

	$k_h/(1\pm k_v)$	$\tan\theta$	$\theta$ (°)	K	$(1\pm k_v)K$
+	0.16766	0.16766	9.51764	0.5148	0.5619
-	0.20143	0.20143	11.3887	0.546	0.49604

## 6.14 Riepilogo delle azioni

Si riassumono tutte le sollecitazioni derivanti dai carichi descritti nei paragrafi precedenti.

Il sistema di riferimento utilizzato è riportato all'inizio del §6.

### 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	0.28	1.30	0	0	-574	-159	0	0
Paraghiaia p.p.	g1,2	-0.12	-0.50	1.70	0	0	-189	94	-24	0
Spalla p.p.	g1,3	0.00	0.00	0.50	0	0	-4	0	0	0
Plinto p.p.	g1,4	0.00	0.00	0.50	0	0	-401	0	0	0
Muri d'ala p.p.	g1,5	-0.12	-0.75	1.46	0	0	0	0	0	0
Pesi permanenti impalcato	g2,1	0.00	0.28	1.30	0	0	-1332	-370	0	0
Spalla spinta a riposo	g2,2	-0.19	-0.75	0.80	0	341	0	-273	0	-64
Spalla spinta attiva	g2,3	-0.19	-0.75	0.80	0	237	0	-189	0	-44
Peso terreno monte	g2,4	-0.19	-0.75	1.7	0	0	0	0	0	0
Peso terreno valle	g2,5	0.19	0.75	1.0	0	0	0	0	0	0
Accidentale LM71 + SW/0	q1,1	0.15	0.28	1.30	0	0	-2600	-723	386	0
Accidentale LM71	q1,2	2.21	0.28	1.30	0	0	-1300	-361	2873	0
Accidentale SW/2 + LM71	q1,3	0.12	0.28	1.30	0	0	-2616	-727	312	0
Accidentale SW/2	q1,4	2.13	0.28	1.30	0	0	-1316	-366	2799	0
Paraghiaia + spalla sovraccarico	q2	-0.07	0.00	1.20	0	728	0	-873	0	-48
Vento	q5	0.00	0.28	3.87	40	0	0	0	155	11
Frenatura LM71-SW/0	q3,1	0.00	0.28	1.30	197	790	65	-1009	256	55
Frenatura SW/2	q3,2	0.00	0.28	1.30	314	1258	103	-1606	408	87
Accelerazione	q3,3	0.00	0.28	1.30	325	1304	107	-1666	423	90
Serpeggio LM71-SW/0	q5,1	0.00	0.28	1.30	107	27	0	-35	139	30
Serpeggio SW/2	q5,2	0.00	0.28	1.30	97	24	0	-31	126	27
Variazioni termiche	q7	0.00	0.28	1.30	16	118	0	-153	20	4
Sisma Y	Ey,1	0.00	0.28	1.30	108	431	0	-561	140	30
Sisma X	Ex,1	0.00	0.28	1.30	202	108	0	-140	263	56
Sisma Z	Ez,1	0.00	0.28	1.30	0	0	138	38	0	0
Paraghiaia - Inerzie Z	Ez,2	-0.12	-0.50	1.70	0	0	0	0	0	0
Paraghiaia - Inerzie Y	Ey,2	-0.12	-0.50	1.70	0	35	0	-59	0	-4
Paraghiaia - Inerzie X	Ex,2	-0.12	-0.50	1.70	35	0	0	0	59	-17
Spalla sovraspinta dinamica +	Ey,3+	-0.19	-0.75	1.20	0	104	0	-125	0	-19
Spalla sovraspinta dinamica -	Ey,3-	-0.19	-0.75	1.20	0	64	0	-77	0	-12

## 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 <sub>1</sub>	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr <sub>2</sub>	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	gr <sub>3</sub>	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr <sub>4</sub>	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	F <sub>Wk</sub>	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 <sub>k</sub>	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	CLV10604001	A	43 di 102

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 CLV10604001 A 45 di 102

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	CLV10604001	A	46 di 102

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 DEL MURO FRONTALE

### 8.1 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	840	3500	-6989	-5884	2147	244
SLU str 2	450	2516	-5182	-4060	5069	136
SLU str 3	840	3500	-7012	-5890	2040	244
SLU str 4	436	2513	-5205	-4058	4928	132
SLU str 5	654	2754	-7050	-4932	1905	193
SLU str 6	357	2143	-5212	-3584	4948	110
SLU str 7	739	3094	-7045	-5371	1908	216
SLU str 8	427	2479	-5207	-4015	4917	130
SLU str 9	1157	5352	-6834	-8205	2383	332
SLU str 10	608	3442	-5104	-5221	5187	180
SLU str 11	1157	5352	-6857	-8212	2276	332
SLU str 12	601	3440	-5127	-5223	5063	178
SLU str 13	785	3861	-6957	-6301	1899	229
SLU str 14	422	2697	-5165	-4269	4945	129
SLU str 15	954	4539	-6924	-7173	2012	276
SLU str 16	584	3373	-5133	-5137	5041	173
SLU str 17	-103	-282	-7299	-1054	921	-17
SLU str 18	-22	625	-5337	-1645	4456	6
SLU str 19	-149	-635	-7322	-600	753	-53
SLU str 20	-82	268	-5360	-1183	4254	-34
SLU str 21	37	110	-7238	-1547	1102	-2
SLU str 22	25	645	-5306	-1662	4516	-5
SLU str 23	-48	-229	-7289	-1120	885	-25
SLU str 24	-74	302	-5357	-1227	4265	-32
SLU str 25	-776	-2565	-7454	1915	-129	-226
SLU str 26	-381	-693	-5414	69	3901	-117
SLU str 27	-776	-2565	-7477	1909	-236	-226
SLU str 28	-388	-695	-5437	67	3777	-119
SLU str 29	-404	-1073	-7332	10	354	-123
SLU str 30	-196	53	-5353	-884	4142	-66
SLU str 31	-573	-1751	-7411	870	27	-170

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0604001	A	48 di 102

SLU str 32	-372	-627	-5432	-19	3799	-115
SLU str 33	13	1179	-7144	-2821	720	-8
SLU str 34	13	1179	-5259	-2299	4325	-8
SLU str 35	13	1179	-7167	-2828	613	-8
SLU str 36	13	1179	-5282	-2306	4218	-8
SLU str 37	699	2867	-6266	-4860	1842	201
SLU str 38	386	2080	-4820	-3401	4180	114
SLU str 39	699	2867	-6285	-4865	1757	201
SLU str 40	375	2077	-4839	-3399	4067	111
SLU str 41	550	2270	-6315	-4098	1649	159
SLU str 42	312	1781	-4845	-3020	4083	93
SLU str 43	618	2542	-6311	-4450	1651	178
SLU str 44	368	2050	-4841	-3365	4058	109
SLU str 45	952	4349	-6142	-6717	2031	271
SLU str 46	513	2821	-4758	-4330	4274	149
SLU str 47	952	4349	-6161	-6722	1945	271
SLU str 48	507	2819	-4777	-4331	4175	148
SLU str 49	655	3156	-6240	-5193	1644	188
SLU str 50	364	2224	-4807	-3568	4081	108
SLU str 51	790	3698	-6214	-5891	1735	226
SLU str 52	494	2765	-4781	-4262	4158	144
SLU str 53	-56	-159	-6514	-996	861	-8
SLU str 54	9	567	-4944	-1469	3690	10
SLU str 55	-84	-371	-6533	-725	740	-30
SLU str 56	-30	352	-4963	-1191	3540	-15
SLU str 57	65	226	-6465	-1482	1018	11
SLU str 58	56	653	-4920	-1574	3750	8
SLU str 59	-3	-45	-6506	-1141	845	-8
SLU str 60	-23	379	-4960	-1226	3549	-13
SLU str 61	-585	-1914	-6638	1287	33	-169
SLU str 62	-269	-417	-5006	-190	3257	-82
SLU str 63	-585	-1914	-6657	1282	-52	-169
SLU str 64	-275	-418	-5025	-191	3158	-83
SLU str 65	-287	-721	-6541	-237	420	-87
SLU str 66	-121	180	-4957	-952	3451	-40
SLU str 67	-422	-1264	-6603	451	159	-124
SLU str 68	-262	-364	-5020	-260	3176	-79
SLU str 69	46	1080	-6390	-2502	712	6
SLU str 70	46	1080	-4882	-2084	3597	6



**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0604001	A	49 di 102

SLU str 71	46	1080	-6409	-2507	627	6
SLU str 72	46	1080	-4901	-2089	3511	6
SISMA SLV 1	343	360	-2997	-955	498	0
SISMA SLV 2	343	360	-3048	-983	504	0
SISMA SLV 3	279	48	-2997	-575	414	0
SISMA SLV 4	279	48	-3048	-603	420	0
SISMA SLV 5	-279	145	-2997	-675	-219	0
SISMA SLV 6	-279	145	-3048	-703	-214	0
SISMA SLV 7	-343	-167	-2997	-296	-303	0
SISMA SLV 8	-343	-167	-3048	-324	-298	0
SISMA SLV 9	201	873	-2997	-1442	345	0
SISMA SLV 10	201	873	-3048	-1470	350	0
SISMA SLV 11	14	809	-2997	-1358	130	0
SISMA SLV 12	14	809	-3048	-1386	135	0
SISMA SLV 13	-14	-167	-2997	-177	65	0
SISMA SLV 14	-14	-167	-3048	-205	71	0
SISMA SLV 15	-201	-231	-2997	-93	-150	0
SISMA SLV 16	-201	-231	-3048	-121	-144	0
SISMA SLV 17	126	285	-2939	-824	241	0
SISMA SLV 18	61	-27	-2939	-444	157	0
SISMA SLV 19	-61	220	-2939	-740	25	0
SISMA SLV 20	-126	-92	-2939	-361	-58	0
SISMA SLV 21	126	285	-3107	-918	259	0
SISMA SLV 22	61	-27	-3107	-538	175	0
SISMA SLV 23	-61	220	-3107	-834	44	0
SISMA SLV 24	-126	-92	-3107	-455	-40	0
SLE r 1	578	2398	-4993	-4073	1479	168
SLE r 2	309	1719	-3746	-2816	3495	93
SLE r 3	578	2398	-5008	-4078	1406	168
SLE r 4	299	1717	-3762	-2814	3397	91
SLE r 5	450	1884	-5035	-3416	1313	132
SLE r 6	245	1462	-3767	-2487	3411	76
SLE r 7	508	2118	-5031	-3719	1315	149
SLE r 8	293	1694	-3764	-2784	3390	89
SLE r 9	797	3676	-4886	-5674	1642	228
SLE r 10	418	2358	-3693	-3616	3576	124
SLE r 11	797	3676	-4901	-5678	1568	228
SLE r 12	413	2357	-3708	-3617	3491	122
SLE r 13	540	2647	-4970	-4360	1309	157

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0604001	A	50 di 102

SLE r 14	290	1844	-3735	-2959	3409	88
SLE r 15	657	3115	-4947	-4962	1387	190
SLE r 16	402	2310	-3712	-3558	3475	119
SLE r 17	-72	-210	-5206	-742	634	-12
SLE r 18	-16	415	-3853	-1150	3072	3
SLE r 19	-103	-446	-5222	-440	520	-36
SLE r 20	-57	177	-3869	-842	2934	-24
SLE r 21	25	69	-5164	-1092	760	-1
SLE r 22	17	437	-3832	-1172	3115	-3
SLE r 23	-33	-165	-5199	-798	611	-17
SLE r 24	-51	201	-3867	-872	2942	-22
SLE r 25	-535	-1776	-5313	1295	-89	-156
SLE r 26	-263	-486	-3906	22	2690	-81
SLE r 27	-535	-1776	-5329	1291	-163	-156
SLE r 28	-268	-487	-3922	20	2605	-82
SLE r 29	-279	-748	-5229	-19	244	-85
SLE r 30	-135	29	-3864	-635	2857	-45
SLE r 31	-395	-1216	-5283	574	19	-117
SLE r 32	-257	-440	-3918	-39	2620	-79
SLE r 33	8	805	-5100	-1972	496	-5
SLE r 34	8	805	-3800	-1612	2983	-5
SLE r 35	8	805	-5115	-1976	423	-5
SLE r 36	8	805	-3815	-1616	2909	-5
SLE r 37	480	1963	-4494	-3369	1267	138
SLE r 38	265	1420	-3497	-2363	2880	78
SLE r 39	480	1963	-4507	-3373	1208	138
SLE r 40	257	1418	-3509	-2362	2802	76
SLE r 41	378	1552	-4528	-2844	1134	109
SLE r 42	213	1214	-3514	-2100	2813	64
SLE r 43	424	1739	-4525	-3086	1136	122
SLE r 44	252	1400	-3511	-2338	2796	75
SLE r 45	655	2985	-4408	-4650	1398	186
SLE r 46	352	1931	-3454	-3003	2945	102
SLE r 47	655	2985	-4421	-4653	1339	186
SLE r 48	348	1930	-3467	-3004	2876	101
SLE r 49	450	2162	-4476	-3599	1131	129
SLE r 50	250	1520	-3488	-2478	2811	74
SLE r 51	543	2536	-4458	-4080	1193	155
SLE r 52	339	1893	-3470	-2957	2864	99

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0604001	A	51 di 102

SLE r 53	-40	-124	-4665	-704	591	-6
SLE r 54	5	377	-3582	-1030	2541	6
SLE r 55	-59	-265	-4678	-524	508	-21
SLE r 56	-22	234	-3595	-845	2439	-11
SLE r 57	44	147	-4631	-1046	700	7
SLE r 58	37	441	-3565	-1109	2584	6
SLE r 59	-3	-41	-4659	-810	581	-5
SLE r 60	-17	252	-3593	-869	2445	-9
SLE r 61	-404	-1329	-4751	864	21	-117
SLE r 62	-187	-297	-3625	-154	2244	-56
SLE r 63	-404	-1329	-4763	861	-38	-117
SLE r 64	-191	-298	-3638	-156	2176	-57
SLE r 65	-199	-507	-4683	-187	287	-60
SLE r 66	-84	115	-3591	-680	2377	-28
SLE r 67	-292	-881	-4726	288	107	-86
SLE r 68	-181	-261	-3635	-203	2188	-55
SLE r 69	31	736	-4580	-1749	489	4
SLE r 70	31	736	-3540	-1461	2478	4
SLE r 71	31	736	-4592	-1753	430	4
SLE r 72	31	736	-3552	-1465	2419	4
SLE f 1	466	2010	-4494	-3430	1198	137
SLE f 2	251	1467	-3497	-2424	2810	77
SLE f 3	466	2010	-4507	-3434	1139	137
SLE f 4	243	1465	-3509	-2423	2733	75
SLE f 5	364	1599	-4528	-2905	1065	109
SLE f 6	200	1262	-3514	-2161	2744	63
SLE f 7	410	1786	-4525	-3147	1066	121
SLE f 8	239	1447	-3511	-2399	2727	74
SLE f 9	641	3032	-4408	-4711	1328	185
SLE f 10	338	1978	-3454	-3065	2876	101
SLE f 11	641	3032	-4421	-4715	1269	185
SLE f 12	334	1977	-3467	-3066	2807	100
SLE f 13	436	2209	-4476	-3660	1062	129
SLE f 14	236	1567	-3488	-2539	2742	73
SLE f 15	529	2583	-4458	-4142	1124	154
SLE f 16	325	1940	-3470	-3018	2795	98
SLE f 17	-54	-76	-4665	-765	522	-7
SLE f 18	-9	424	-3582	-1092	2472	5
SLE f 19	-85	-312	-4678	-462	422	-31

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0604001	A	52 di 102

SLE f 20	-48	186	-3595	-784	2354	-21
SLE f 21	18	99	-4631	-984	615	-3
SLE f 22	11	394	-3565	-1048	2498	-5
SLE f 23	-29	-88	-4659	-749	495	-16
SLE f 24	-43	205	-3593	-808	2360	-20
SLE f 25	-430	-1377	-4751	925	-65	-127
SLE f 26	-213	-344	-3625	-93	2159	-67
SLE f 27	-430	-1377	-4763	922	-124	-127
SLE f 28	-217	-345	-3638	-94	2090	-68
SLE f 29	-225	-554	-4683	-126	202	-70
SLE f 30	-110	67	-3591	-619	2292	-38
SLE f 31	-319	-928	-4726	349	22	-96
SLE f 32	-208	-308	-3635	-142	2102	-65
SLE f 33	4	689	-4580	-1688	404	-7
SLE f 34	4	689	-3540	-1400	2393	-7
SLE f 35	4	689	-4592	-1691	345	-7
SLE f 36	4	689	-3552	-1403	2334	-7
SLE qp	8	400	-2500	-782	48	6
SLE qp	-8	282	-2500	-629	28	-6

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	496	<b>-230</b>	-715	-483
	Nmin		-547	<b>-747</b>	-545
	Mmax		-529	-741	<b>-760</b>
<b>SLE r</b>	Nmax	496	<b>-175</b>	-509	-335
	Nmin		-393	<b>-531</b>	-377
	Mmax		-381	-527	<b>-526</b>
<b>SLE f</b>	Nmax	496	<b>-220</b>	-438	-130
	Nmin		-360	<b>-472</b>	-318
	Mmax		-350	-469	<b>-437</b>
<b>SLE qp</b>	SLE qp 1	496	-229	-234	-72
	SLE qp 2		-230	-233	-58

## 8.2 Verifica a pressoflessione

### 8.2.1 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.

### 8.2.2 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.

### 8.2.3 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:

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

### 8.2.1 Output delle verifiche

#### DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

NOME SEZIONE: VI06\_Paramento

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Pilastro
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Molto aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.81 MPa

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10604001	A	54 di 102

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. Frequenti:	19.920	MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
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
	Resist. a 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:	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:	164.0	cm
Barre inferiori:	5Ø24	(22.6 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	230.00	483.00	496.00	0.00
2	747.00	545.00	496.00	0.00
3	529.00	760.00	496.00	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	175.00	335.00
2	531.00	377.00

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10604001	A	55 di 102

3                      381.00                      526.00

**COMB. FREQUENTI (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	220.00	130.00 (2996.31)
2	472.00	318.00 (2680.70)
3	350.00	437.00 (1991.60)

**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	229.00	72.00 (18995.90)
2	234.00	72.00 (25299.65)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:                      3.8    cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali:                      20.1    cm  
Copriferro netto minimo staffe:                      2.6    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	230.00	483.00			3.042	136.8	---	---	45.2 (49.2)
2	S	747.00	545.00			3.336	131.3	---	---	45.2 (49.2)
3	S	529.00	760.00			2.201	133.5	---	---	45.2 (49.2)

**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
--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10604001	A	56 di 102

1	0.00041	164.0	0.00029	156.1	-0.00196	7.9
2	0.00052	164.0	0.00039	156.1	-0.00196	7.9
3	0.00048	164.0	0.00035	156.1	-0.00196	7.9

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

Diametro staffe:	12	mm	
Passo staffe:	20.0	cm	[Passo massimo di normativa = 25.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	11.3	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	
1	S	496.00	4744.86	1606.71	100.0	145.2	2.500	1.007	3.5
2	S	496.00	4750.91	1582.44	100.0	143.0	2.500	1.024	3.5
3	S	496.00	4746.84	1592.07	100.0	143.9	2.500	1.017	3.5

**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	1.46	164.0	0.00	124.9	-65.6	156.1	19.8	1975	22.6	21.1
2	S	1.43	164.0	0.00	88.5	-22.9	156.1	19.8	1975	22.6	21.1
3	S	2.25	164.0	0.00	118.9	-83.4	156.1	19.8	1975	22.6	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; $-(e1 + e2)/(2 \cdot e2)$ 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]



**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0604001	A	57 di 102

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00035	0.00011	0.50	0.60	0.000197 (0.000197)	584	0.115 (990.00)	1802.72
2	S	-0.00013	0.00011	0.50	0.60	0.000069 (0.000069)	584	0.040 (990.00)	2581.64
3	S	-0.00045	0.00017	0.50	0.60	0.000250 (0.000250)	584	0.146 (990.00)	1935.83

**COMBINAZIONI FREQUENTI 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	0.47	164.0	0.00	71.1	-4.9	156.1	19.8	1975	22.6	21.1
2	S	1.19	164.0	0.00	84.1	-17.0	156.1	19.8	1975	22.6	21.1
3	S	1.86	164.0	0.00	116.4	-63.5	156.1	19.8	1975	22.6	21.1

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00003	0.00004	0.50	0.60	0.000015 (0.000015)	584	0.009 (0.20)	2996.31
2	S	-0.00009	0.00009	0.50	0.60	0.000051 (0.000051)	584	0.030 (0.20)	2680.70
3	S	-0.00034	0.00014	0.50	0.60	0.000190 (0.000190)	584	0.111 (0.20)	1991.60

**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	0.28	164.0	0.00	6.6	0.0	156.1	2.4	238	22.6	21.1
2	S	0.28	164.0	0.00	5.0	0.1	156.1	1.8	175	22.6	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)	271	0.000 (0.20)	18995.90
2	S	0.00000	0.00002	0.50	0.40	0.000000 (0.000000)	259	0.000 (0.20)	25299.65

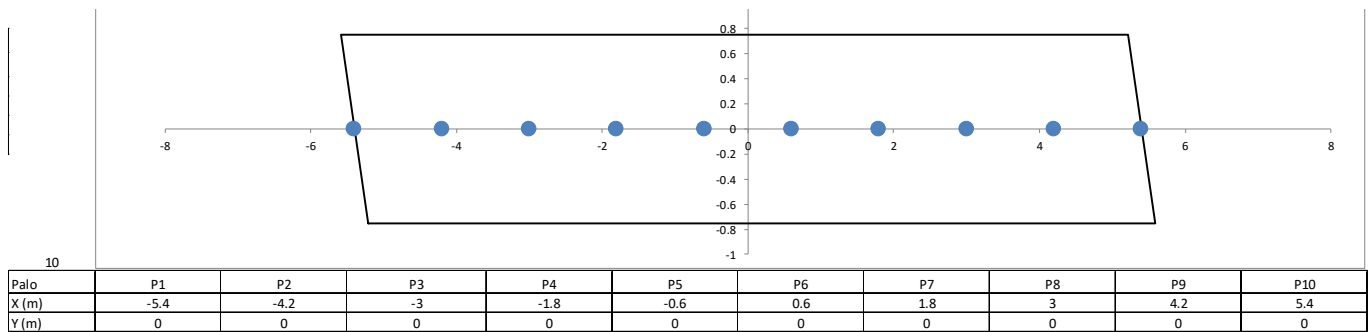
## 9 VERIFICA DEI PALI DI FONDAZIONE

### 9.1 Sollecitazioni combinate

Le sollecitazioni globali in testa alla palificata sono le stesse riportate al §8.1, non essendo presente un plinto di fondazione.

### 9.2 Calcolo sollecitazioni in testa ai pali di fondazione

A partire dalle sollecitazioni riportate al § **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** sono stati definiti le azioni normale e di taglio sui singoli pali della fondazione.



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		P7		P8		P9		P10	
	N (kN)	V (kN)	N (kN)	V (kN)	N (kN)	V (kN)	N (kN)	V (kN)	N (kN)	V (kN)	N (kN)	V (kN)	N (kN)	V (kN)	N (kN)	V (kN)	N (kN)	V (kN)	N (kN)	V (kN)
SLUstr 1	-621	360	-638	360	-656	360	-673	360	-690	360	-708	360	-725	360	-742	360	-760	360	-777	360
SLUstr 2	-300	256	-348	256	-397	256	-445	256	-494	256	-543	256	-591	256	-640	256	-688	256	-737	256
SLUstr 3	-628	360	-645	360	-661	360	-677	360	-693	360	-709	360	-726	360	-742	360	-758	360	-774	360
SLUstr 4	-308	255	-355	255	-402	255	-450	255	-497	255	-544	255	-592	255	-639	255	-686	255	-734	255
SLUstr 5	-638	283	-653	283	-668	283	-683	283	-698	283	-713	283	-727	283	-742	283	-757	283	-772	283
SLUstr 6	-308	217	-356	217	-403	217	-450	217	-498	217	-545	217	-592	217	-640	217	-687	217	-735	217
SLUstr 7	-638	318	-653	318	-667	318	-682	318	-697	318	-712	318	-727	318	-742	318	-757	318	-772	318
SLUstr 8	-308	252	-356	252	-403	252	-450	252	-497	252	-544	252	-592	252	-639	252	-686	252	-733	252
SLUstr 9	-587	548	-608	548	-630	548	-651	548	-673	548	-694	548	-716	548	-737	548	-759	548	-780	548
SLUstr 10	-283	350	-333	350	-384	350	-435	350	-485	350	-536	350	-587	350	-637	350	-688	350	-739	350
SLUstr 11	-594	548	-614	548	-635	548	-655	548	-676	548	-696	548	-716	548	-737	548	-757	548	-778	548

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10604001	A	60 di 102

SLUstr 12	-290	349	-340	349	-389	349	-439	349	-488	349	-538	349	-587	349	-637	349	-686	349	-736	349
SLUstr 13	-621	394	-638	394	-654	394	-671	394	-687	394	-704	394	-721	394	-737	394	-754	394	-770	394
SLUstr 14	-300	273	-348	273	-396	273	-444	273	-493	273	-541	273	-589	273	-637	273	-685	273	-734	273
SLUstr 15	-613	464	-630	464	-648	464	-666	464	-684	464	-701	464	-719	464	-737	464	-755	464	-772	464
SLUstr 16	-292	342	-341	342	-390	342	-439	342	-489	342	-538	342	-587	342	-637	342	-686	342	-735	342
SLUstr 17	-708	30	-713	30	-718	30	-723	30	-728	30	-733	30	-737	30	-742	30	-747	30	-752	30
SLUstr 18	-343	63	-385	63	-428	63	-470	63	-513	63	-555	63	-597	63	-640	63	-682	63	-725	63
SLUstr 19	-718	65	-721	65	-724	65	-728	65	-731	65	-734	65	-737	65	-740	65	-744	65	-747	65
SLUstr 20	-354	28	-394	28	-435	28	-475	28	-516	28	-556	28	-597	28	-637	28	-678	28	-718	28
SLUstr 21	-694	12	-700	12	-707	12	-714	12	-721	12	-727	12	-734	12	-741	12	-748	12	-754	12
SLUstr 22	-337	65	-380	65	-423	65	-466	65	-509	65	-552	65	-595	65	-638	65	-681	65	-724	65
SLUstr 23	-709	23	-713	23	-718	23	-722	23	-727	23	-731	23	-736	23	-740	23	-745	23	-750	23
SLUstr 24	-353	31	-394	31	-434	31	-475	31	-516	31	-556	31	-597	31	-637	31	-678	31	-719	31
SLUstr 25	-763	268	-759	268	-755	268	-751	268	-748	268	-744	268	-740	268	-736	268	-732	268	-728	268
SLUstr 26	-372	79	-410	79	-447	79	-485	79	-523	79	-560	79	-598	79	-636	79	-673	79	-711	79
SLUstr 27	-770	268	-765	268	-760	268	-755	268	-750	268	-745	268	-740	268	-735	268	-730	268	-725	268
SLUstr 28	-380	80	-416	80	-453	80	-489	80	-526	80	-562	80	-599	80	-635	80	-672	80	-708	80
SLUstr 29	-729	115	-730	115	-731	115	-732	115	-733	115	-734	115	-735	115	-736	115	-737	115	-738	115
SLUstr 30	-355	20	-395	20	-435	20	-475	20	-515	20	-556	20	-596	20	-636	20	-676	20	-716	20
SLUstr 31	-752	184	-749	184	-747	184	-745	184	-742	184	-740	184	-738	184	-735	184	-733	184	-731	184
SLUstr 32	-378	73	-415	73	-451	73	-488	73	-525	73	-562	73	-598	73	-635	73	-672	73	-709	73
SLUstr 33	-686	118	-692	118	-698	118	-705	118	-711	118	-718	118	-724	118	-731	118	-737	118	-744	118
SLUstr 34	-333	118	-376	118	-419	118	-462	118	-505	118	-547	118	-590	118	-633	118	-676	118	-719	118
SLUstr 35	-693	118	-698	118	-703	118	-709	118	-714	118	-720	118	-725	118	-730	118	-736	118	-741	118
SLUstr 36	-340	118	-382	118	-424	118	-466	118	-507	118	-549	118	-591	118	-633	118	-675	118	-716	118
SLUstr 37	-560	295	-574	295	-589	295	-604	295	-619	295	-634	295	-649	295	-664	295	-679	295	-694	295
SLUstr 38	-302	212	-342	212	-382	212	-422	212	-462	212	-502	212	-542	212	-582	212	-622	212	-662	212
SLUstr 39	-565	295	-579	295	-593	295	-607	295	-622	295	-636	295	-650	295	-664	295	-678	295	-692	295
SLUstr 40	-309	211	-348	211	-387	211	-426	211	-465	211	-503	211	-542	211	-581	211	-620	211	-659	211
SLUstr 41	-573	234	-586	234	-599	234	-612	234	-625	234	-638	234	-651	234	-664	234	-677	234	-690	234

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10604001	A	61 di 102

SLUstr 42	-309	181	-348	181	-387	181	-426	181	-465	181	-504	181	-543	181	-582	181	-621	181	-660	181
SLUstr 43	-573	262	-586	262	-599	262	-612	262	-625	262	-638	262	-651	262	-664	262	-677	262	-690	262
SLUstr 44	-309	208	-348	208	-387	208	-426	208	-465	208	-504	208	-543	208	-581	208	-620	208	-659	208
SLUstr 45	-532	445	-550	445	-569	445	-587	445	-605	445	-623	445	-642	445	-660	445	-678	445	-697	445
SLUstr 46	-289	287	-330	287	-372	287	-414	287	-455	287	-497	287	-538	287	-580	287	-622	287	-663	287
SLUstr 47	-538	445	-555	445	-573	445	-590	445	-607	445	-625	445	-642	445	-660	445	-677	445	-695	445
SLUstr 48	-295	287	-335	287	-376	287	-417	287	-457	287	-498	287	-539	287	-580	287	-620	287	-661	287
SLUstr 49	-560	322	-574	322	-588	322	-603	322	-617	322	-631	322	-646	322	-660	322	-674	322	-689	322
SLUstr 50	-302	225	-342	225	-382	225	-421	225	-461	225	-501	225	-540	225	-580	225	-620	225	-659	225
SLUstr 51	-553	378	-568	378	-583	378	-599	378	-614	378	-629	378	-644	378	-660	378	-675	378	-690	378
SLUstr 52	-296	281	-336	281	-377	281	-417	281	-458	281	-498	281	-539	281	-580	281	-620	281	-661	281
SLUstr 53	-629	17	-634	17	-639	17	-644	17	-649	17	-654	17	-659	17	-664	17	-669	17	-674	17
SLUstr 54	-337	57	-372	57	-407	57	-442	57	-477	57	-512	57	-547	57	-582	57	-617	57	-652	57
SLUstr 55	-636	38	-640	38	-644	38	-648	38	-651	38	-655	38	-659	38	-663	38	-667	38	-670	38
SLUstr 56	-345	35	-379	35	-412	35	-446	35	-480	35	-513	35	-547	35	-580	35	-614	35	-648	35
SLUstr 57	-617	24	-624	24	-630	24	-637	24	-643	24	-650	24	-657	24	-663	24	-670	24	-676	24
SLUstr 58	-332	66	-367	66	-403	66	-439	66	-474	66	-510	66	-546	66	-581	66	-617	66	-652	66
SLUstr 59	-629	4	-634	4	-639	4	-643	4	-648	4	-653	4	-658	4	-663	4	-668	4	-673	4
SLUstr 60	-344	38	-378	38	-412	38	-446	38	-479	38	-513	38	-547	38	-580	38	-614	38	-648	38
SLUstr 61	-673	200	-671	200	-669	200	-667	200	-665	200	-663	200	-661	200	-659	200	-657	200	-655	200
SLUstr 62	-360	50	-391	50	-422	50	-454	50	-485	50	-516	50	-548	50	-579	50	-611	50	-642	50
SLUstr 63	-678	200	-676	200	-673	200	-670	200	-667	200	-664	200	-662	200	-659	200	-656	200	-653	200
SLUstr 64	-366	50	-396	50	-427	50	-457	50	-487	50	-518	50	-548	50	-579	50	-609	50	-639	50
SLUstr 65	-645	78	-647	78	-649	78	-651	78	-653	78	-655	78	-657	78	-659	78	-661	78	-663	78
SLUstr 66	-346	22	-379	22	-413	22	-446	22	-479	22	-513	22	-546	22	-579	22	-612	22	-646	22
SLUstr 67	-663	133	-663	133	-662	133	-661	133	-661	133	-660	133	-659	133	-659	133	-658	133	-658	133
SLUstr 68	-364	45	-395	45	-426	45	-456	45	-487	45	-517	45	-548	45	-579	45	-609	45	-640	45
SLUstr 69	-611	108	-617	108	-623	108	-630	108	-636	108	-642	108	-649	108	-655	108	-661	108	-668	108
SLUstr 70	-329	108	-364	108	-400	108	-435	108	-471	108	-506	108	-542	108	-577	108	-613	108	-648	108
SLUstr 71	-616	108	-622	108	-627	108	-633	108	-638	108	-644	108	-649	108	-655	108	-660	108	-666	108

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10604001	A	62 di 102

SLUstr 72	-334	108	-369	108	-404	108	-438	108	-473	108	-508	108	-542	108	-577	108	-611	108	-646	108
SISMA 1	-276	50	-280	50	-285	50	-289	50	-294	50	-298	50	-303	50	-307	50	-312	50	-316	50
SISMA 2	-289	50	-293	50	-298	50	-302	50	-306	50	-311	50	-315	50	-320	50	-324	50	-329	50
SISMA 3	-280	28	-283	28	-287	28	-290	28	-294	28	-298	28	-301	28	-305	28	-309	28	-312	28
SISMA 4	-293	28	-296	28	-300	28	-303	28	-307	28	-310	28	-314	28	-318	28	-321	28	-325	28
SISMA 5	-308	31	-306	31	-303	31	-300	31	-297	31	-295	31	-292	31	-289	31	-286	31	-283	31
SISMA 6	-321	31	-319	31	-316	31	-313	31	-310	31	-307	31	-304	31	-302	31	-299	31	-296	31
SISMA 7	-312	38	-309	38	-305	38	-301	38	-298	38	-294	38	-290	38	-287	38	-283	38	-280	38
SISMA 8	-325	38	-322	38	-318	38	-314	38	-311	38	-307	38	-303	38	-299	38	-296	38	-292	38
SISMA 9	-283	90	-286	90	-289	90	-292	90	-294	90	-297	90	-300	90	-303	90	-306	90	-309	90
SISMA 10	-296	90	-299	90	-302	90	-304	90	-307	90	-310	90	-313	90	-316	90	-319	90	-322	90
SISMA 11	-293	81	-293	81	-294	81	-295	81	-296	81	-296	81	-297	81	-298	81	-299	81	-299	81
SISMA 12	-306	81	-306	81	-307	81	-308	81	-308	81	-309	81	-310	81	-310	81	-311	81	-312	81
SISMA 13	-295	17	-296	17	-296	17	-296	17	-296	17	-296	17	-296	17	-296	17	-296	17	-296	17
SISMA 14	-308	17	-309	17	-309	17	-309	17	-309	17	-309	17	-309	17	-309	17	-309	17	-309	17
SISMA 15	-305	31	-303	31	-301	31	-299	31	-297	31	-295	31	-293	31	-291	31	-289	31	-287	31
SISMA 16	-318	31	-316	31	-314	31	-312	31	-310	31	-308	31	-305	31	-303	31	-301	31	-299	31
SISMA 17	-272	31	-274	31	-276	31	-278	31	-280	31	-282	31	-284	31	-286	31	-288	31	-290	31
SISMA 18	-276	7	-277	7	-278	7	-279	7	-280	7	-282	7	-283	7	-284	7	-285	7	-286	7
SISMA 19	-282	23	-282	23	-281	23	-281	23	-281	23	-281	23	-281	23	-281	23	-280	23	-280	23
SISMA 20	-286	16	-285	16	-284	16	-283	16	-282	16	-281	16	-280	16	-278	16	-277	16	-276	16
SISMA 21	-315	31	-317	31	-319	31	-321	31	-323	31	-324	31	-326	31	-328	31	-330	31	-332	31
SISMA 22	-319	7	-320	7	-321	7	-322	7	-323	7	-324	7	-325	7	-326	7	-327	7	-328	7
SISMA 23	-325	23	-325	23	-324	23	-324	23	-324	23	-323	23	-323	23	-323	23	-322	23	-322	23
SISMA 24	-329	16	-328	16	-327	16	-325	16	-324	16	-323	16	-322	16	-321	16	-319	16	-318	16
SLEr1	-446	247	-458	247	-470	247	-482	247	-493	247	-505	247	-517	247	-529	247	-541	247	-553	247
SLEr2	-224	175	-258	175	-291	175	-325	175	-358	175	-391	175	-425	175	-458	175	-492	175	-525	175
SLEr3	-451	247	-462	247	-473	247	-484	247	-495	247	-506	247	-518	247	-529	247	-540	247	-551	247
SLEr4	-230	174	-262	174	-295	174	-327	174	-360	174	-393	174	-425	174	-458	174	-490	174	-523	174
SLEr5	-458	194	-468	194	-478	194	-488	194	-498	194	-509	194	-519	194	-529	194	-539	194	-549	194
SLEr6	-230	148	-263	148	-295	148	-328	148	-360	148	-393	148	-426	148	-458	148	-491	148	-524	148

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10604001	A	63 di 102

SLer7	-457	218	-467	218	-478	218	-488	218	-498	218	-508	218	-519	218	-529	218	-539	218	-549	218
SLer8	-230	172	-263	172	-295	172	-328	172	-360	172	-393	172	-425	172	-458	172	-490	172	-523	172
SLer9	-422	376	-437	376	-452	376	-467	376	-481	376	-496	376	-511	376	-526	376	-540	376	-555	376
SLer10	-212	240	-247	240	-282	240	-317	240	-352	240	-387	240	-422	240	-457	240	-491	240	-526	240
SLer11	-427	376	-441	376	-455	376	-469	376	-483	376	-497	376	-511	376	-525	376	-539	376	-553	376
SLer12	-218	239	-252	239	-286	239	-320	239	-354	239	-388	239	-422	239	-456	239	-490	239	-524	239
SLer13	-446	270	-457	270	-469	270	-480	270	-491	270	-503	270	-514	270	-526	270	-537	270	-548	270
SLer14	-224	187	-257	187	-291	187	-324	187	-357	187	-390	187	-423	187	-457	187	-490	187	-523	187
SLer15	-440	318	-452	318	-464	318	-477	318	-489	318	-501	318	-513	318	-525	318	-537	318	-550	318
SLer16	-219	235	-253	235	-286	235	-320	235	-354	235	-388	235	-422	235	-456	235	-490	235	-524	235
SLer17	-506	22	-509	22	-512	22	-516	22	-519	22	-522	22	-526	22	-529	22	-532	22	-536	22
SLer18	-254	42	-283	42	-312	42	-342	42	-371	42	-400	42	-429	42	-458	42	-488	42	-517	42
SLer19	-512	46	-515	46	-517	46	-519	46	-521	46	-523	46	-526	46	-528	46	-530	46	-532	46
SLer20	-261	19	-289	19	-317	19	-345	19	-373	19	-401	19	-429	19	-457	19	-485	19	-513	19
SLer21	-496	7	-500	7	-505	7	-510	7	-514	7	-519	7	-523	7	-528	7	-533	7	-537	7
SLer22	-250	44	-280	44	-309	44	-339	44	-368	44	-398	44	-428	44	-457	44	-487	44	-517	44
SLer23	-506	17	-509	17	-512	17	-515	17	-518	17	-522	17	-525	17	-528	17	-531	17	-534	17
SLer24	-261	21	-289	21	-317	21	-345	21	-373	21	-401	21	-429	21	-457	21	-485	21	-513	21
SLer25	-544	185	-541	185	-538	185	-536	185	-533	185	-530	185	-527	185	-525	185	-522	185	-519	185
SLer26	-274	55	-300	55	-326	55	-352	55	-378	55	-404	55	-430	55	-456	55	-482	55	-507	55
SLer27	-549	185	-545	185	-542	185	-538	185	-535	185	-531	185	-528	185	-524	185	-521	185	-517	185
SLer28	-279	56	-304	56	-329	56	-355	56	-380	56	-405	56	-430	56	-455	56	-480	56	-505	56
SLer29	-520	80	-521	80	-521	80	-522	80	-523	80	-523	80	-524	80	-525	80	-525	80	-526	80
SLer30	-262	14	-290	14	-317	14	-345	14	-373	14	-400	14	-428	14	-456	14	-483	14	-511	14
SLer31	-536	128	-534	128	-533	128	-531	128	-529	128	-528	128	-526	128	-524	128	-523	128	-521	128
SLer32	-278	51	-303	51	-329	51	-354	51	-379	51	-405	51	-430	51	-455	51	-480	51	-506	51
SLer33	-490	81	-495	81	-499	81	-503	81	-508	81	-512	81	-517	81	-521	81	-525	81	-530	81
SLer34	-247	81	-277	81	-306	81	-336	81	-365	81	-395	81	-424	81	-454	81	-483	81	-513	81
SLer35	-495	81	-499	81	-502	81	-506	81	-510	81	-513	81	-517	81	-521	81	-524	81	-528	81
SLer36	-252	81	-281	81	-310	81	-338	81	-367	81	-396	81	-425	81	-454	81	-482	81	-511	81
SLer37	-403	202	-414	202	-424	202	-434	202	-444	202	-455	202	-465	202	-475	202	-485	202	-496	202
SLer38	-226	145	-254	145	-281	145	-309	145	-336	145	-364	145	-391	145	-418	145	-446	145	-473	145
SLer39	-407	202	-417	202	-427	202	-436	202	-446	202	-456	202	-465	202	-475	202	-484	202	-494	202
SLer40	-230	144	-257	144	-284	144	-311	144	-338	144	-364	144	-391	144	-418	144	-445	144	-472	144
SLer41	-413	160	-422	160	-431	160	-440	160	-448	160	-457	160	-466	160	-475	160	-484	160	-493	160
SLer42	-231	123	-258	123	-284	123	-311	123	-338	123	-365	123	-392	123	-418	123	-445	123	-472	123
SLer43	-413	179	-421	179	-430	179	-439	179	-448	179	-457	179	-466	179	-475	179	-484	179	-493	179
SLer44	-231	142	-258	142	-284	142	-311	142	-338	142	-365	142	-391	142	-418	142	-445	142	-471	142
SLer45	-385	306	-397	306	-410	306	-422	306	-435	306	-447	306	-460	306	-472	306	-485	306	-497	306

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10604001	A	64 di 102

SLEr46	-217	196	-245	196	-274	196	-303	196	-331	196	-360	196	-388	196	-417	196	-446	196	-474	196
SLEr47	-389	306	-400	306	-412	306	-424	306	-436	306	-448	306	-460	306	-472	306	-484	306	-496	306
SLEr48	-221	196	-249	196	-277	196	-305	196	-333	196	-361	196	-389	196	-417	196	-445	196	-473	196
SLEr49	-403	221	-413	221	-423	221	-433	221	-443	221	-453	221	-462	221	-472	221	-482	221	-492	221
SLEr50	-226	154	-253	154	-281	154	-308	154	-335	154	-363	154	-390	154	-417	154	-444	154	-472	154
SLEr51	-399	259	-409	259	-420	259	-430	259	-441	259	-451	259	-462	259	-472	259	-482	259	-493	259
SLEr52	-222	192	-250	192	-277	192	-305	192	-333	192	-361	192	-389	192	-417	192	-445	192	-472	192
SLEr53	-451	13	-455	13	-458	13	-462	13	-465	13	-468	13	-472	13	-475	13	-478	13	-482	13
SLEr54	-250	38	-274	38	-298	38	-322	38	-346	38	-370	38	-394	38	-419	38	-443	38	-467	38
SLEr55	-456	27	-459	27	-461	27	-464	27	-467	27	-469	27	-472	27	-474	27	-477	27	-479	27
SLEr56	-255	24	-279	24	-302	24	-325	24	-348	24	-371	24	-394	24	-417	24	-441	24	-464	24
SLEr57	-443	15	-447	15	-452	15	-456	15	-461	15	-465	15	-470	15	-474	15	-479	15	-483	15
SLEr58	-246	44	-271	44	-295	44	-320	44	-344	44	-369	44	-393	44	-418	44	-442	44	-467	44
SLEr59	-451	4	-455	4	-458	4	-461	4	-464	4	-468	4	-471	4	-474	4	-478	4	-481	4
SLEr60	-255	25	-278	25	-301	25	-325	25	-348	25	-371	25	-394	25	-417	25	-441	25	-464	25
SLEr61	-481	139	-480	139	-479	139	-477	139	-476	139	-474	139	-473	139	-472	139	-470	139	-469	139
SLEr62	-266	35	-287	35	-309	35	-330	35	-352	35	-373	35	-395	35	-416	35	-438	35	-460	35
SLEr63	-485	139	-483	139	-481	139	-479	139	-477	139	-475	139	-473	139	-471	139	-469	139	-467	139
SLEr64	-270	35	-291	35	-312	35	-332	35	-353	35	-374	35	-395	35	-416	35	-437	35	-458	35
SLEr65	-463	54	-464	54	-465	54	-466	54	-468	54	-469	54	-470	54	-472	54	-473	54	-474	54
SLEr66	-256	14	-279	14	-302	14	-325	14	-348	14	-371	14	-394	14	-416	14	-439	14	-462	14
SLEr67	-475	93	-475	93	-474	93	-474	93	-473	93	-472	93	-472	93	-471	93	-471	93	-470	93
SLEr68	-269	32	-290	32	-311	32	-332	32	-353	32	-374	32	-395	32	-416	32	-437	32	-458	32
SLEr69	-439	74	-443	74	-447	74	-452	74	-456	74	-460	74	-465	74	-469	74	-473	74	-477	74
SLEr70	-244	74	-269	74	-293	74	-317	74	-342	74	-366	74	-391	74	-415	74	-439	74	-464	74
SLEr71	-443	74	-446	74	-450	74	-454	74	-457	74	-461	74	-465	74	-469	74	-472	74	-476	74
SLEr72	-248	74	-272	74	-296	74	-320	74	-343	74	-367	74	-391	74	-415	74	-439	74	-462	74
SLEf1	-407	206	-416	206	-426	206	-435	206	-445	206	-454	206	-464	206	-473	206	-483	206	-492	206
SLEf2	-229	149	-256	149	-283	149	-310	149	-336	149	-363	149	-390	149	-417	149	-444	149	-470	149
SLEf3	-411	206	-419	206	-428	206	-437	206	-446	206	-455	206	-464	206	-473	206	-482	206	-491	206
SLEf4	-234	149	-260	149	-286	149	-312	149	-338	149	-364	149	-390	149	-416	149	-442	149	-468	149
SLEf5	-416	164	-424	164	-432	164	-441	164	-449	164	-457	164	-465	164	-473	164	-481	164	-490	164
SLEf6	-234	128	-260	128	-286	128	-312	128	-338	128	-365	128	-391	128	-417	128	-443	128	-469	128
SLEf7	-416	183	-424	183	-432	183	-440	183	-448	183	-457	183	-465	183	-473	183	-481	183	-489	183
SLEf8	-234	147	-260	147	-286	147	-312	147	-338	147	-364	147	-390	147	-416	147	-442	147	-468	147
SLEf9	-388	310	-400	310	-411	310	-423	310	-435	310	-447	310	-459	310	-470	310	-482	310	-494	310
SLEf10	-220	201	-248	201	-276	201	-304	201	-332	201	-359	201	-387	201	-415	201	-443	201	-471	201
SLEf11	-392	310	-403	310	-414	310	-425	310	-437	310	-448	310	-459	310	-470	310	-481	310	-493	310
SLEf12	-224	201	-251	201	-279	201	-306	201	-333	201	-360	201	-388	201	-415	201	-442	201	-470	201



**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10604001	A	65 di 102

SLEf13	-407	225	-416	225	-425	225	-434	225	-443	225	-452	225	-461	225	-471	225	-480	225	-489	225
SLEf14	-229	158	-256	158	-282	158	-309	158	-336	158	-362	158	-389	158	-415	158	-442	158	-469	158
SLEf15	-402	264	-412	264	-421	264	-431	264	-441	264	-451	264	-461	264	-470	264	-480	264	-490	264
SLEf16	-225	197	-252	197	-279	197	-306	197	-333	197	-361	197	-388	197	-415	197	-442	197	-469	197
SLEf17	-454	9	-457	9	-460	9	-463	9	-465	9	-468	9	-471	9	-473	9	-476	9	-479	9
SLEf18	-253	42	-277	42	-300	42	-323	42	-347	42	-370	42	-393	42	-417	42	-440	42	-463	42
SLEf19	-460	32	-462	32	-464	32	-465	32	-467	32	-469	32	-470	32	-472	32	-474	32	-475	32
SLEf20	-259	19	-282	19	-304	19	-326	19	-348	19	-371	19	-393	19	-415	19	-438	19	-460	19
SLEf21	-447	10	-451	10	-454	10	-458	10	-461	10	-465	10	-469	10	-472	10	-476	10	-480	10
SLEf22	-250	39	-274	39	-298	39	-321	39	-345	39	-368	39	-392	39	-416	39	-439	39	-463	39
SLEf23	-455	9	-458	9	-460	9	-462	9	-465	9	-467	9	-470	9	-472	9	-474	9	-477	9
SLEf24	-259	21	-281	21	-304	21	-326	21	-348	21	-371	21	-393	21	-415	21	-438	21	-460	21
SLEf25	-485	144	-483	144	-481	144	-479	144	-476	144	-474	144	-472	144	-470	144	-467	144	-465	144
SLEf26	-269	40	-290	40	-311	40	-332	40	-352	40	-373	40	-394	40	-414	40	-435	40	-456	40
SLEf27	-489	144	-486	144	-484	144	-481	144	-478	144	-475	144	-472	144	-469	144	-466	144	-464	144
SLEf28	-274	41	-294	41	-314	41	-334	41	-354	41	-374	41	-394	41	-414	41	-434	41	-454	41
SLEf29	-466	60	-467	60	-467	60	-468	60	-468	60	-469	60	-469	60	-470	60	-470	60	-470	60
SLEf30	-260	13	-282	13	-304	13	-326	13	-348	13	-370	13	-392	13	-414	13	-436	13	-458	13
SLEf31	-479	98	-478	98	-476	98	-475	98	-473	98	-472	98	-471	98	-469	98	-468	98	-467	98
SLEf32	-273	37	-293	37	-313	37	-333	37	-353	37	-374	37	-394	37	-414	37	-434	37	-454	37
SLEf33	-442	69	-446	69	-449	69	-453	69	-456	69	-460	69	-463	69	-467	69	-470	69	-474	69
SLEf34	-248	69	-272	69	-295	69	-319	69	-342	69	-366	69	-389	69	-413	69	-436	69	-460	69
SLEf35	-446	69	-449	69	-452	69	-455	69	-458	69	-461	69	-464	69	-466	69	-469	69	-472	69
SLEf36	-252	69	-275	69	-298	69	-321	69	-344	69	-367	69	-390	69	-413	69	-436	69	-459	69
SLEqp	-251	40	-251	40	-250	40	-250	40	-250	40	-250	40	-250	40	-250	40	-250	40	-249	40
SLEqp	-252	28	-251	28	-251	28	-251	28	-250	28	-250	28	-250	28	-249	28	-249	28	-249	28

Le azioni minime e massime in testa ai pali sono le seguenti:

	<b>Nmax (kN)</b>	<b>Nmin (kN)</b>	<b>Vmax (kN)</b>
<b>SLU</b>	-283	-818	548
<b>SLV</b>	-272	-332	90
<b>SLE r</b>	-212	-566	376
<b>SLE f</b>	-220	-494	310
<b>SLE qp</b>	-249	-252	40

	<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 VI06 – PONTE DI VIA ENRICO FERMI					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLVI0604001	REV. A

### 9.3 Verifica della paratia

#### 9.3.1 Software di calcolo

Lo stato tenso-deformativo della paratia di sostegno della spalla e dello scavo è stato investigato mediante il software di calcolo PARATIE [Ce.A.S. s.r.l. - Milano].

Tale software è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

Il problema è schematizzato nel piano, per cui viene analizzata una porzione di struttura di profondità unitaria. La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "trave su suolo elastico": le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno.

Il limite di questo schema sta nell'ammettere che ogni porzione di terreno, schematizzata da una molla, abbia comportamento del tutto indipendente dalle porzioni adiacenti; l'interazione fra le varie regioni di terreno è affidata alla rigidità flessionale della parete.

La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie puntonate viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di puntoni applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati.


Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson.

L'analisi ha lo scopo di indagare la risposta strutturale in termini di sollecitazioni e deformazioni laterali subite dalla parete e dalla soletta durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno. Per far questo, in corrispondenza di ogni nodo è necessario definire due soli gradi di libertà, cioè lo spostamento orizzontale e la rotazione attorno all'asse X ortogonale al piano della struttura (positiva se antioraria).

In questa impostazione particolare, inoltre, gli sforzi verticali nel terreno non sono per ipotesi influenzati dal comportamento deformativo orizzontale, ma sono una variabile del tutto indipendente, legata ad un calcolo basato sulle classiche ipotesi di distribuzione geostatica.

#### 9.3.2 Carichi agenti sulla paratia

Oltre ai carichi elencati nel §6, nell'analisi della paratia, che comprende anche le fasi esecutive della stessa, si sono adottati i carichi riportati nei punti seguenti.

 <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 VI06 – PONTE DI VIA ENRICO FERMI					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLVI0604001	REV. A

Nella verifica della paratia ai carichi orizzontali è stato trascurato, a favore di sicurezza, il contributo stabilizzante del carico verticale derivante dal peso degli impalcati e dei carichi permanenti portati dagli stessi, nonché del carico variabile dovuto al traffico ferroviario.

Sono stati invece considerati i carichi orizzontali agenti in corrispondenza degli appoggi, accelerazione e frenatura e resistenze parassite dei vincoli, nonché il momento destabilizzante risultante dall'eccentricità tra asse appoggi ed asse paratia.

#### 9.3.2.1 Spinta delle terre e dell'acqua

L'entità della spinta delle terre sui diaframmi è determinata fase per fase dal software di calcolo, a partire dal coefficiente di spinta a riposo

$$k_0 = 1 - \text{sen } \varphi$$

ed in considerazione dei coefficienti di spinta attiva e passiva dello strato Ug1, determinati di seguito:

$$k_a = \tan(45 - \varphi/2)^2$$

$$k_p = \tan(45 + \varphi/2)^2$$

#### 9.3.2.2 Carichi accidentali ( $q_{acc}$ )

Nella zona in adiacenza allo scavo, durante le fasi esecutive, sono stati considerati dei carichi accidentali di  $20\text{kN/m}^2$  su una fascia di 5m da entrambi i lati dello scavo. Tali carichi rappresentano il peso dei mezzi d'opera agenti sul terreno ed agiscono quindi anche in fase transitoria.

Nella fase di esercizio dell'opera si è invece considerato un carico di  $50\text{kN/m}^2$  di lunghezza indefinita, a tergo di entrambe le spalle.

#### 9.3.2.3 Azioni sismiche

I parametri sismici sono individuati al §6.8.

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

In base alle accelerazioni massime attese sul sito in esame si valutano, alla luce dei parametri valutati sopra nella condizione di S.L.V., i coefficienti di intensità sismica da utilizzarsi nelle analisi pseudo statiche, con le espressioni che seguono.

$$k_h = a_g / g \cdot S_s \cdot S_T \cdot \alpha \cdot \beta \quad k_v = 0.5 \cdot k_h$$

Nella precedente espressione, i coefficienti  $\alpha$  e  $\beta$  assumono i valori desunti dalle Figg. 7.11.2 e 7.11.3 delle NTC.

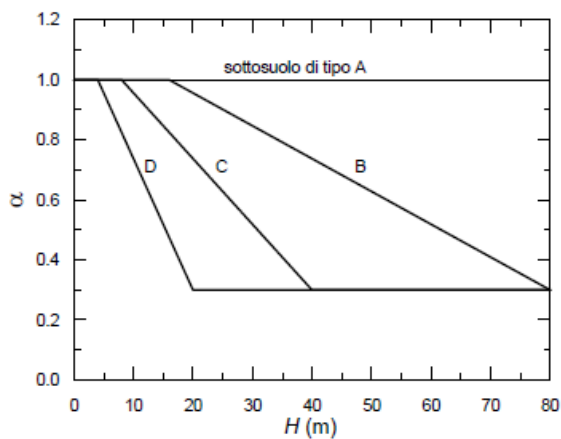


Fig. 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità  $\alpha$

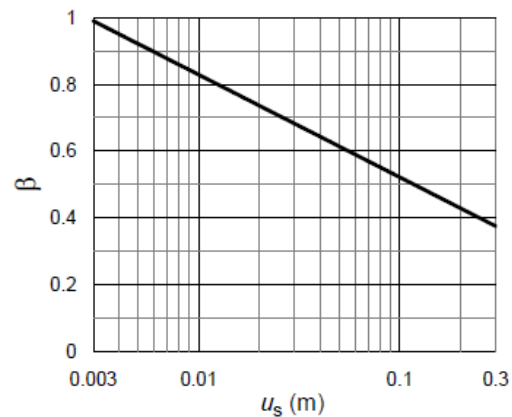


Fig. 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento  $\beta$ .

L'incremento di spinta è calcolato tramite la procedura automatica del software.

### 9.3.3 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:

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

	<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 VI06 – PONTE DI VIA ENRICO FERRMI					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLVI0604001	REV. A

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

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

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

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

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

Per le verifiche SLU si adottano i valori dei coefficienti parziali riportati nella seguente tabella.

**Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU**

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Q}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti  $G_1$ ;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali  $G_2$ ;

$\gamma_{Q}$  coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nella tabella seguente si riportano i coefficienti utilizzati per le azioni nelle combinazioni generate automaticamente dal software di calcolo.

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10604001	A	70 di 102

Attivo	Std	Collezione	Nome	Stato Limite	Descrizione	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_load_unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_load_favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load_unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_load_favour)	Carico Sismico (F_seism_load)	Pressioni Acqua Lago Monte (F_WaterDR)	Pressioni Acqua Lago Vale (F_WaterBez)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_LPL_GDStab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_LPL_GSstab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_LPL_QDStab)	Carichi Variabili Stabilizzanti (F_LPL_QSstab)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_HYD_GDStab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_HYD_GSstab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_HYD_QDStab)	Carichi Variabili Stabilizzanti (F_HYD_QSstab)	Deformazione anelastica (F_inelastic_strain)
						A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A
<input checked="" type="checkbox"/>			Nominal	UNDEFINED		1	1	1	1	<input checked="" type="checkbox"/>	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
<input checked="" type="checkbox"/>		NTC2018 (ITA)	NTC2018: SLE (Rara/Frequer	SERVICE		1	1	1	0	<input type="checkbox"/>	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
<input checked="" type="checkbox"/>		NTC2018 (ITA)	NTC2018: A1+M1+R1 (R3 p	ULTIMATE		1.3	1.3	1.3	0	<input type="checkbox"/>	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
<input checked="" type="checkbox"/>		NTC2018 (ITA)	NTC2018: A2+M2+R1	ULTIMATE		1	1	1.3	0	<input type="checkbox"/>	1	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1	1	1
<input checked="" type="checkbox"/>		NTC2018 (ITA)	NTC2018: SISMICA STR	ULTIMATE		1	1	1	0	<input checked="" type="checkbox"/>	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
<input checked="" type="checkbox"/>		NTC2018 (ITA)	NTC2018: SISMICA GEO	ULTIMATE		1	1	1	0	<input checked="" type="checkbox"/>	1	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1	1	1

Le sollecitazioni di verifica riportate nel seguito sono date dall'involuppo delle azioni più gravose risultanti dall'analisi statica, nelle combinazioni seguenti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R1)
- Sismica STR
- Sismica GEO

### 9.3.4 Modello di calcolo


Come già descritto in precedenza, il software utilizzato, consente di modellare lo scavo e le opere di sostegno e puntellazione durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale, in modo da valutarne l'evoluzione dello stato deformativo e sollecitativo.

Di seguito si riportano le fasi di calcolo modellate:

**FASE 0:** si realizza l'opera di sostegno costituita da una paratia di pali  $\phi 1.2\text{m}$  con interasse  $i = 1.2\text{m}$ . La quota di testa è impostata all'altezza del piano campagna. L'altezza totale delle paratie, distanza tra piano campagna (piano del ferro) ed estremità inferiore dei pali è pari a 22m. A tergo dell'opera di sostegno si ipotizza un sovraccarico accidentale caratteristico pari a  $20\text{kN/m}^2$ , come descritto in precedenza. La falda si trova a 20m di profondità rispetto al piano campagna, come da ipotesi di calcolo

**FASE 1:** si effettua uno scavo di 2.5m, necessario al posizionamento dei puntelli.

**FASE 2:** posizionamento dei puntelli provvisori costituiti da profili HEB600 con passo 3m.

	<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 VI06 – PONTE DI VIA ENRICO FERMI					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLVI0604001	REV. A

**FASE 3:** si effettua, per step successivi, lo scavo fino a scendere alla quota di intradosso della soletta inferiore, situata a H dal piano campagna.

**FASE 4:** viene realizzato il solettone inferiore, di spessore variabile a seconda della profondità della rampa. Questo elemento, nel modello globale, è considerato un puntone, quindi non si considera incastrato alla paratia di diaframmi, ma solamente in accosto ad essa.

**FASE 5:** Rimozione della puntellazione superiore. In questa fase vengono applicati al rilevato i carichi di esercizio ( $50\text{kN/m}^2$ ). Inoltre all'altezza degli appoggi dell'impalcato vengono applicati i carichi orizzontali derivanti dalle azioni agenti sugli impalcato metallici (accelerazione/frenatura e resistenze parassite dei vincoli), considerandoli ripartiti sulla larghezza della spalla. Oltre ai carichi orizzontali si applica un momento concentrato dato dalla eccentricità del carico verticale applicato sull'asse appoggi, rispetto all'asse pali.

**FASE 6:** si applicano le azioni dovute all'azione del sisma SLV. Il sisma è stato applicato tramite la procedura automatica del software Paratie Plus. I carichi accidentali da traffico sul rilevato sono applicati al 20% del loro valore nominale.

Di seguito si riportano le fasi definite durante il calcolo.

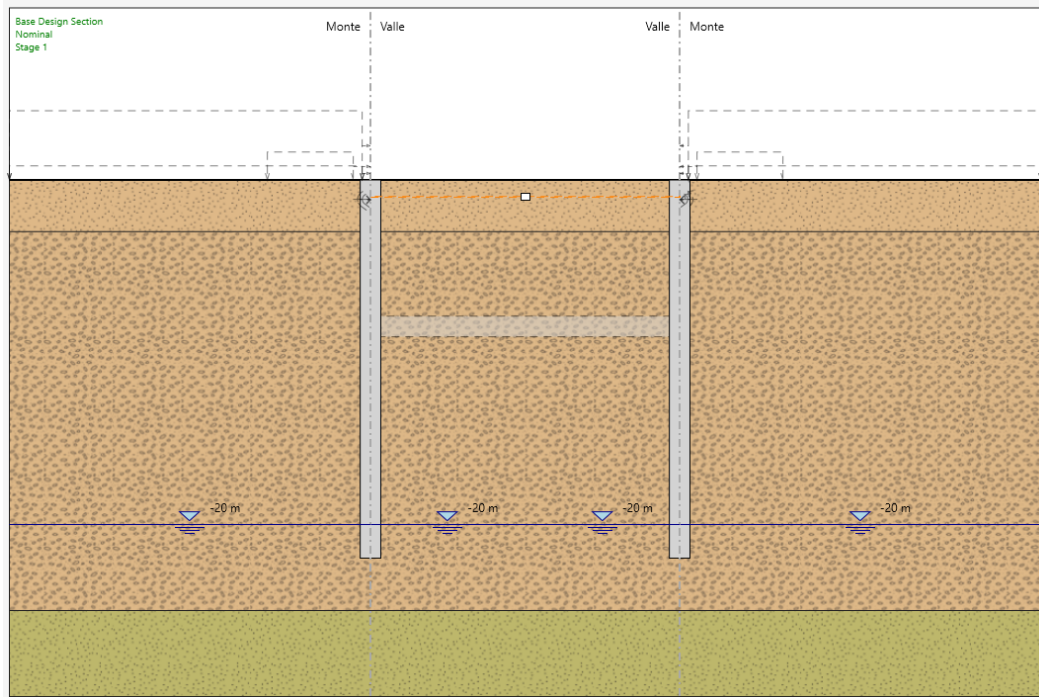


Figura 3: Fasi realizzative: Fase 0

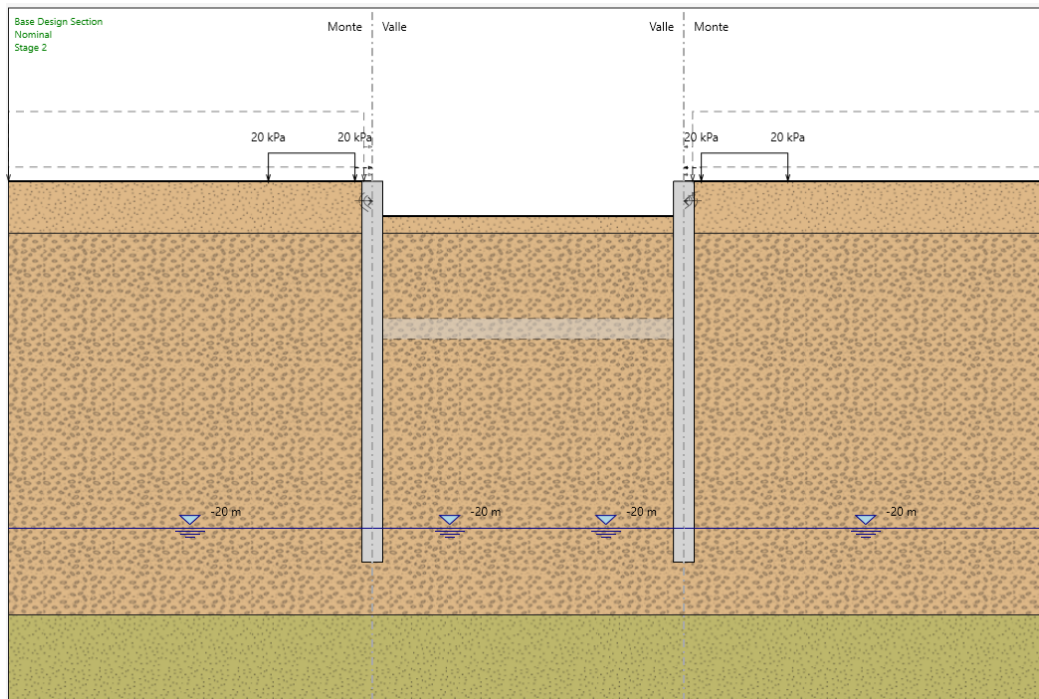


Figura 4: Fasi realizzative: Fase 1



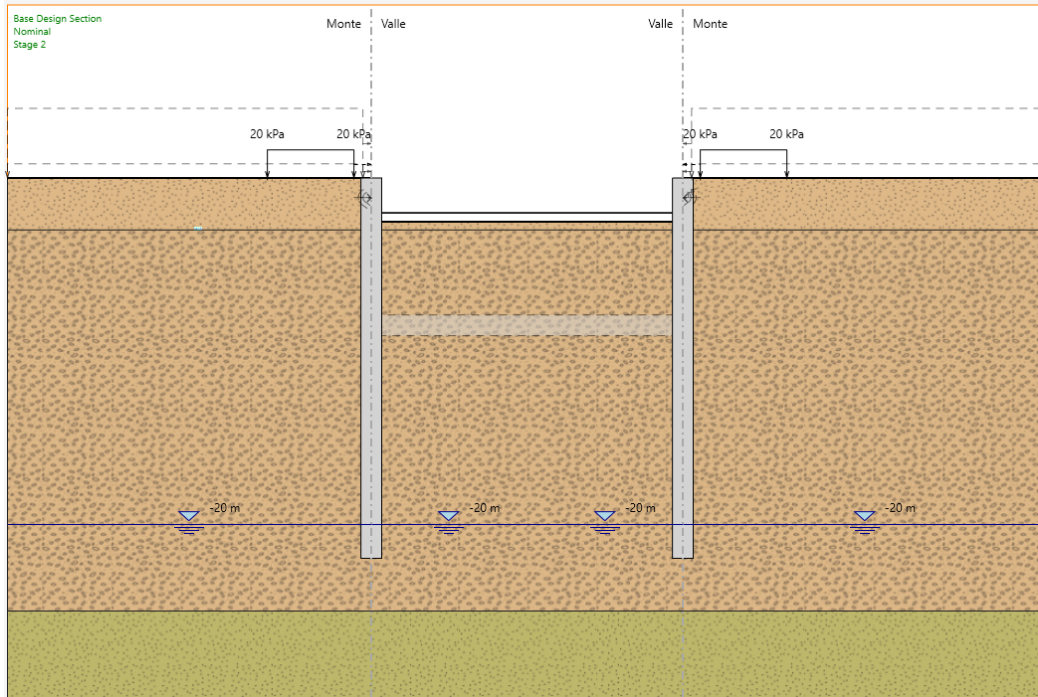


Figura 5: Fasi realizzative: Fase 2

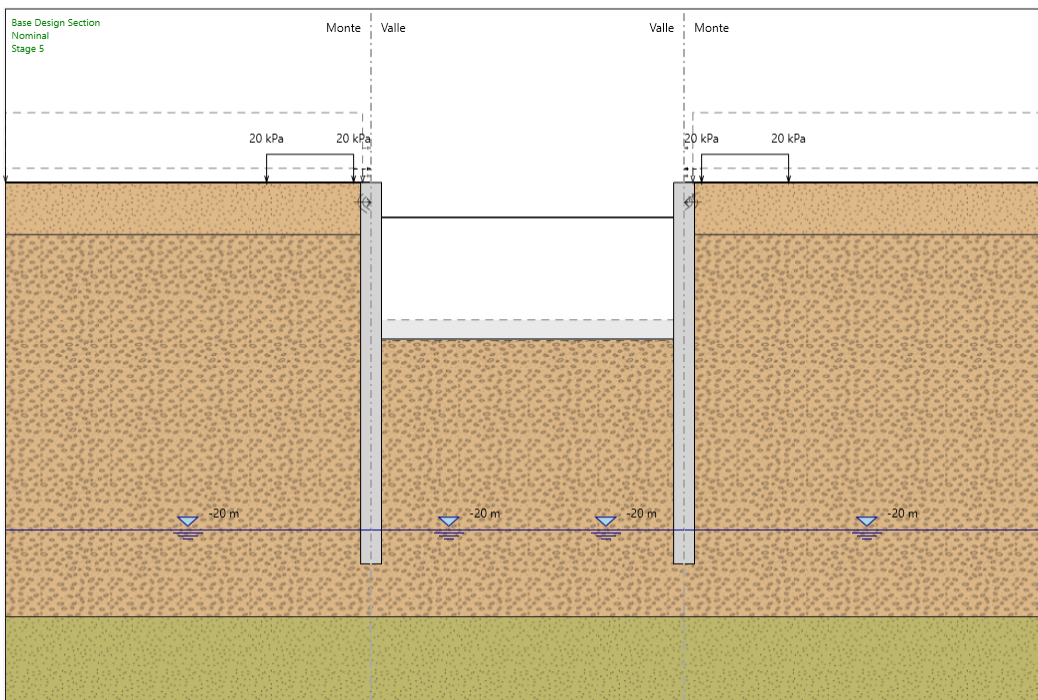


Figura 6: Fasi realizzative: Fase 3

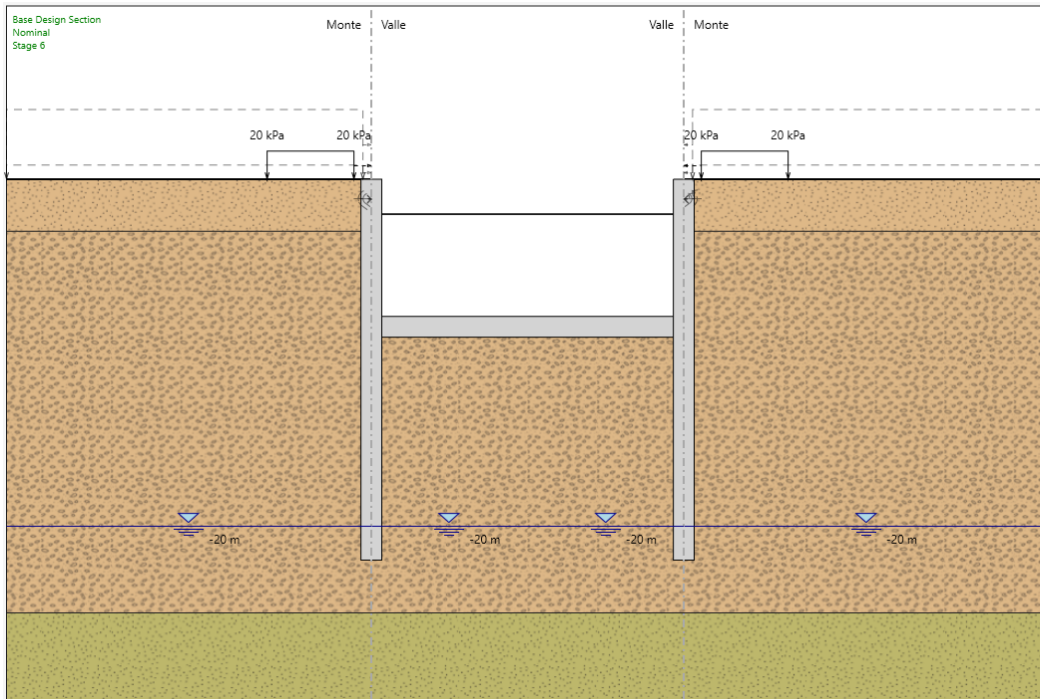


Figura 7: Fasi realizzative: Fase 4

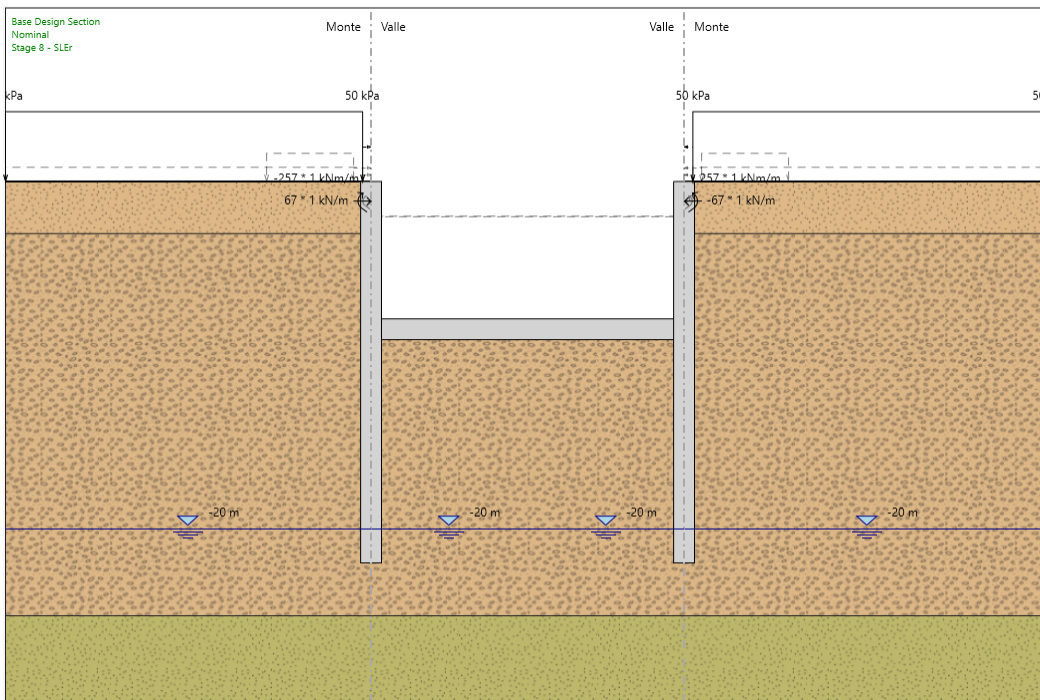


Figura 8: Fasi realizzative: Fase 5

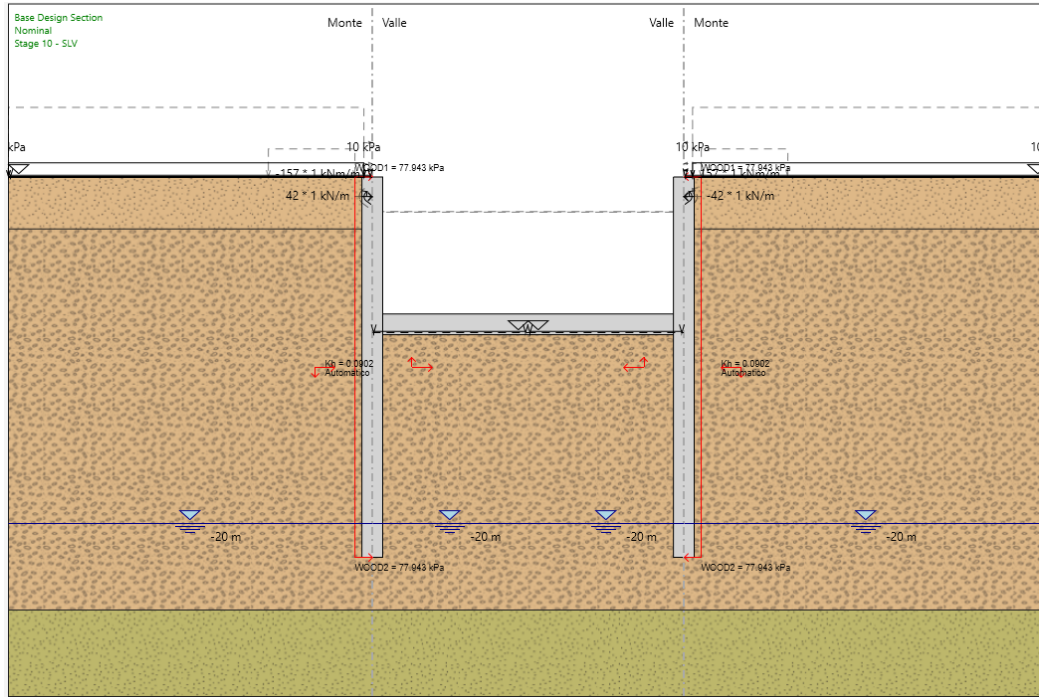


Figura 9: Fasi realizzative: Fase 6

### 9.3.5 Sintesi dei risultati

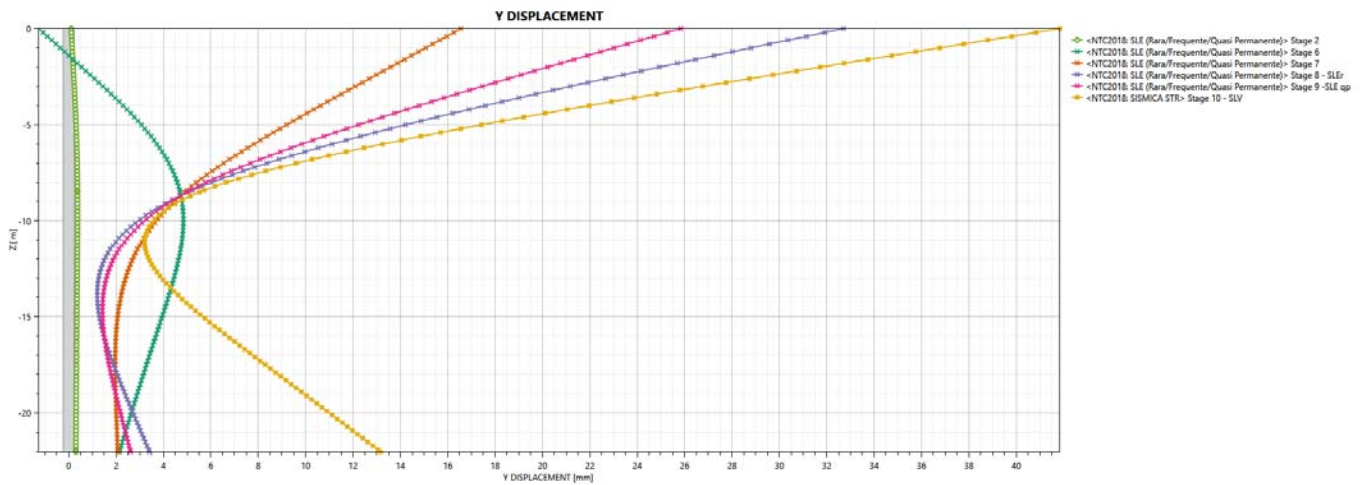


Figura 10: Spostamenti nominali della paratia nelle principali fasi

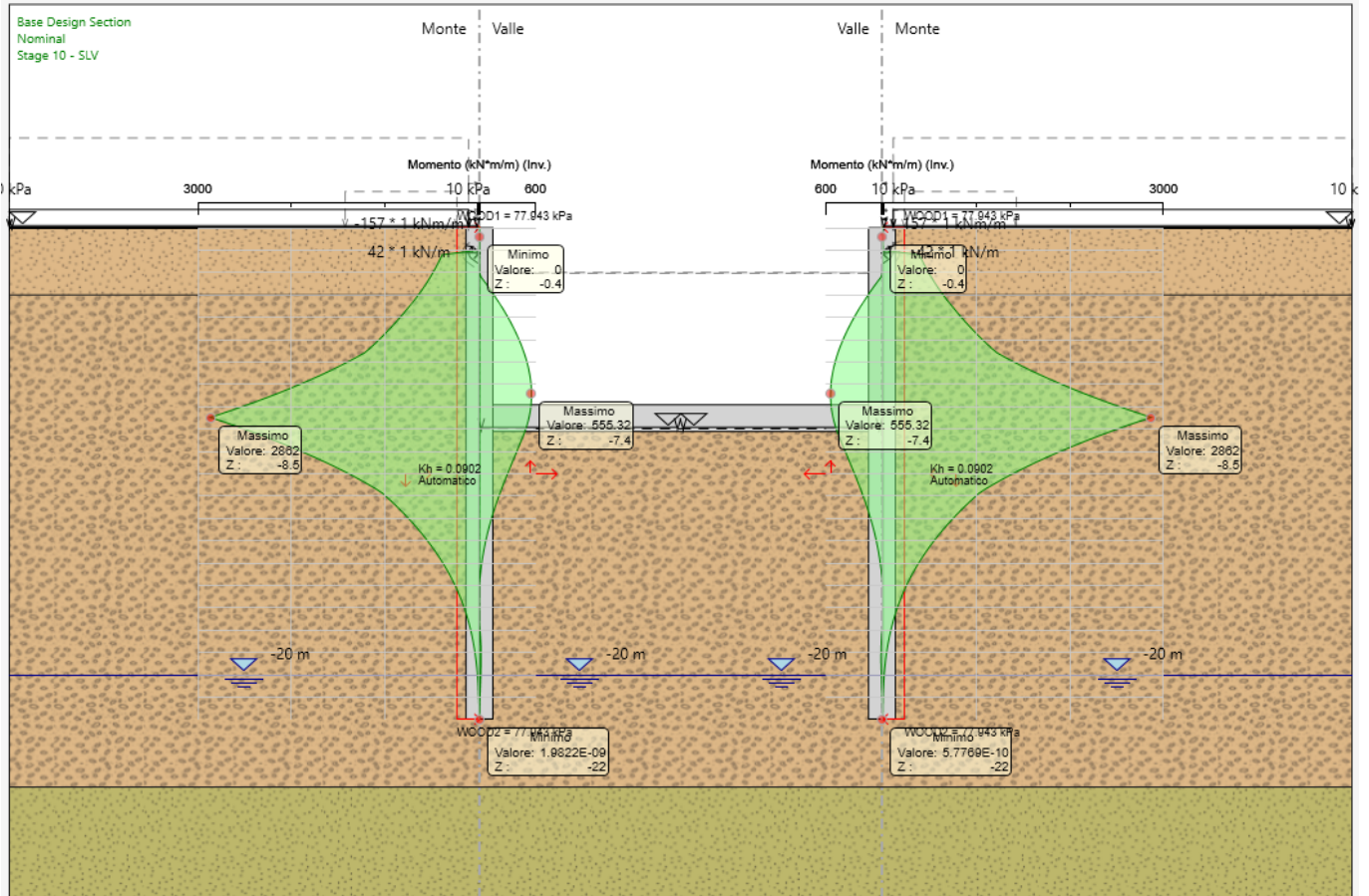


Figura 11: Involuppo dei momenti agli SLU/SLV (per tutti gli stage)

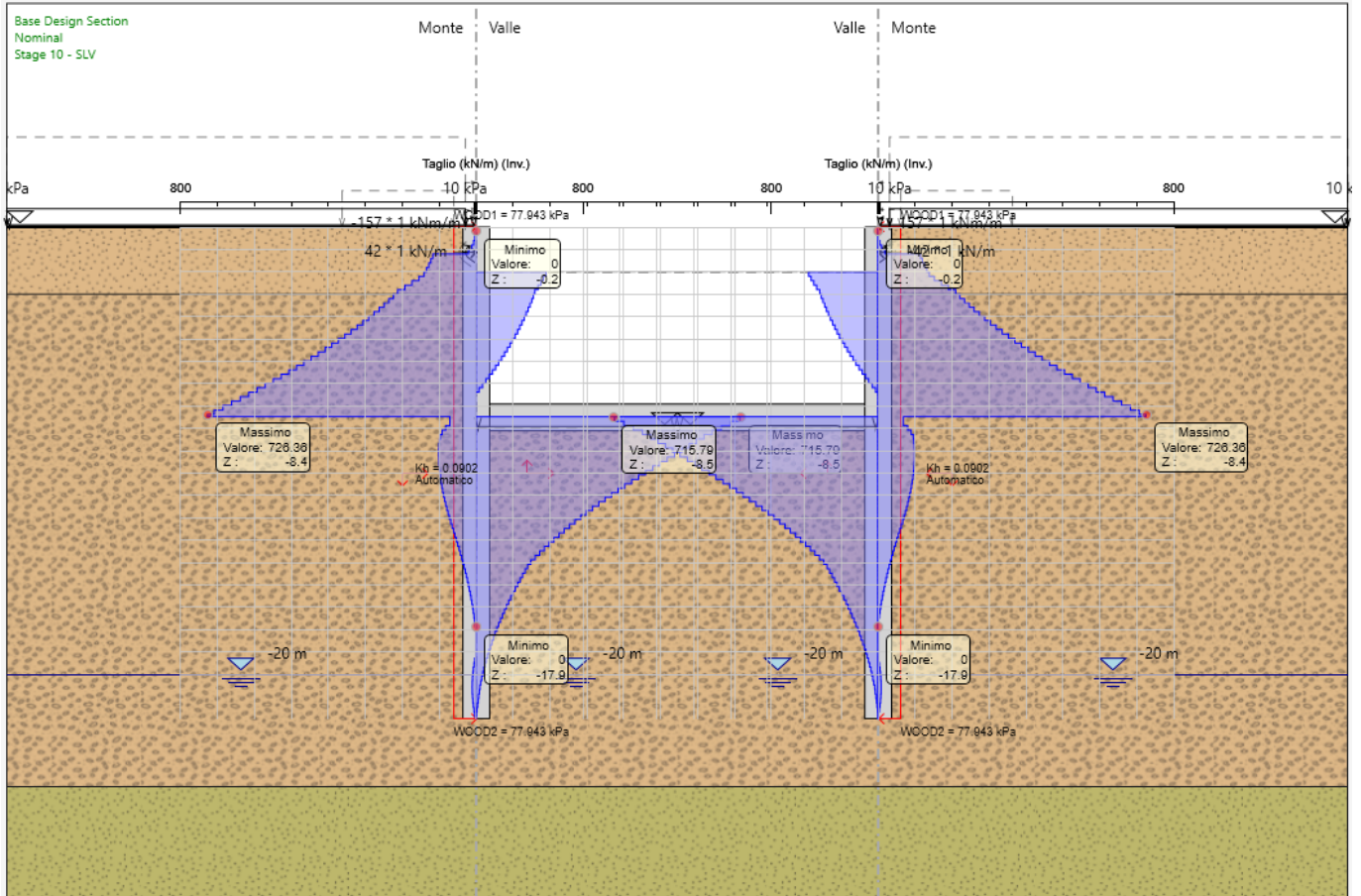


Figura 12: Involuppo del taglio agli SLU/SLV (per tutti gli stage)

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0604001	A	78 di 102

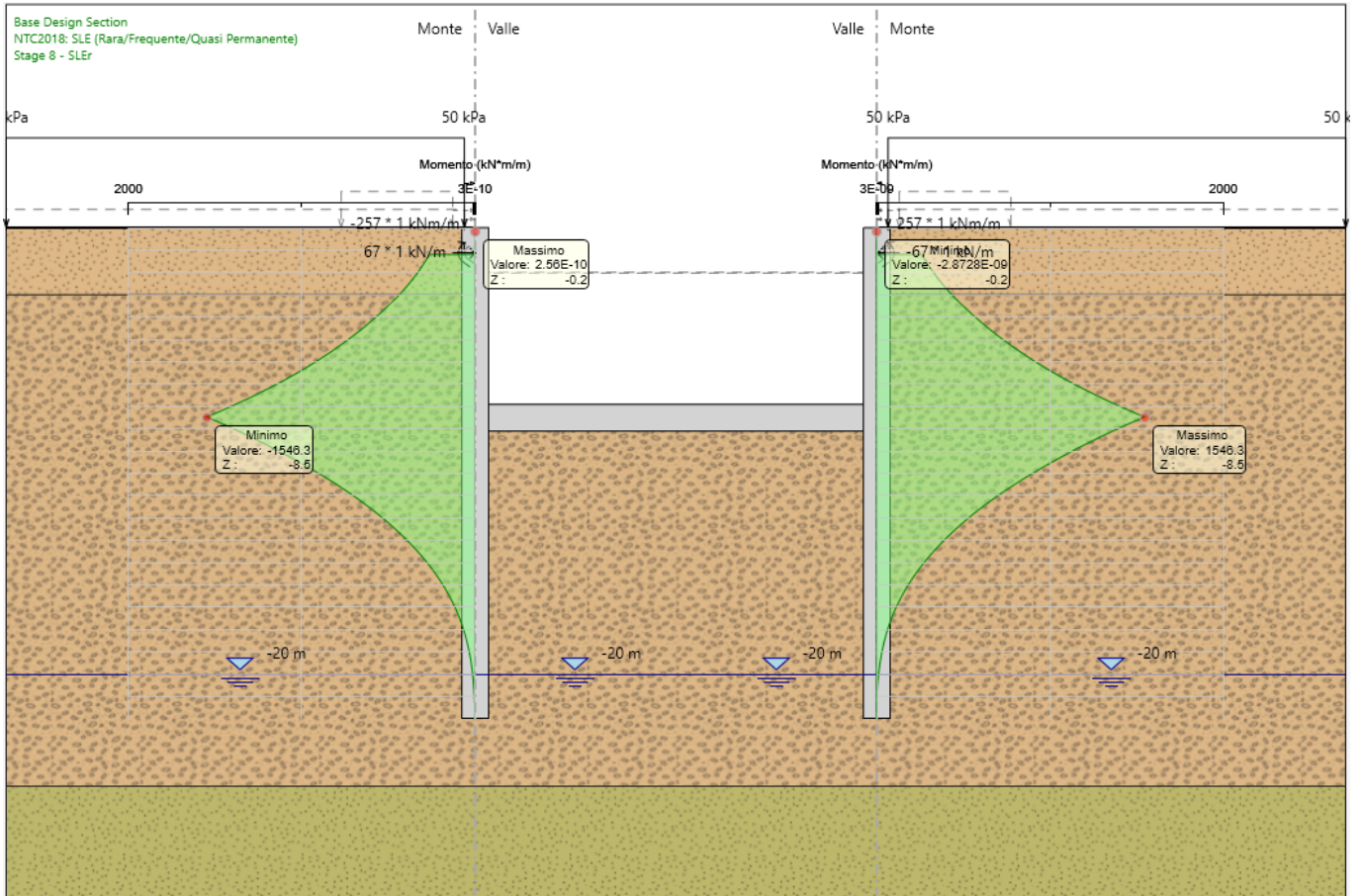


Figura 13: Diagramma dei momenti agli SLE r (in fase di esercizio)

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0604001	A	79 di 102

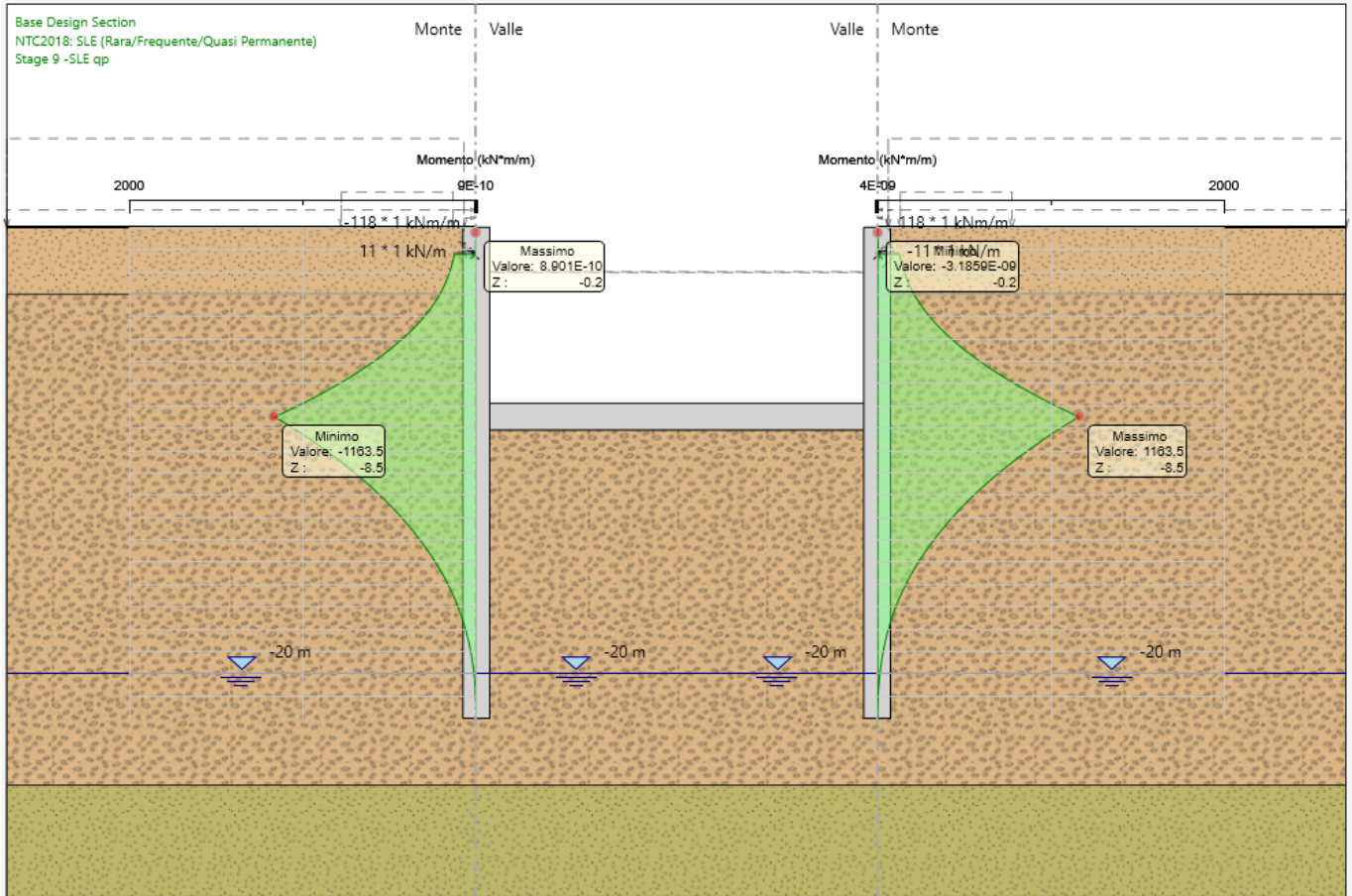


Figura 14: Diagramma dei momenti agli SLE qp (in fase di esercizio)

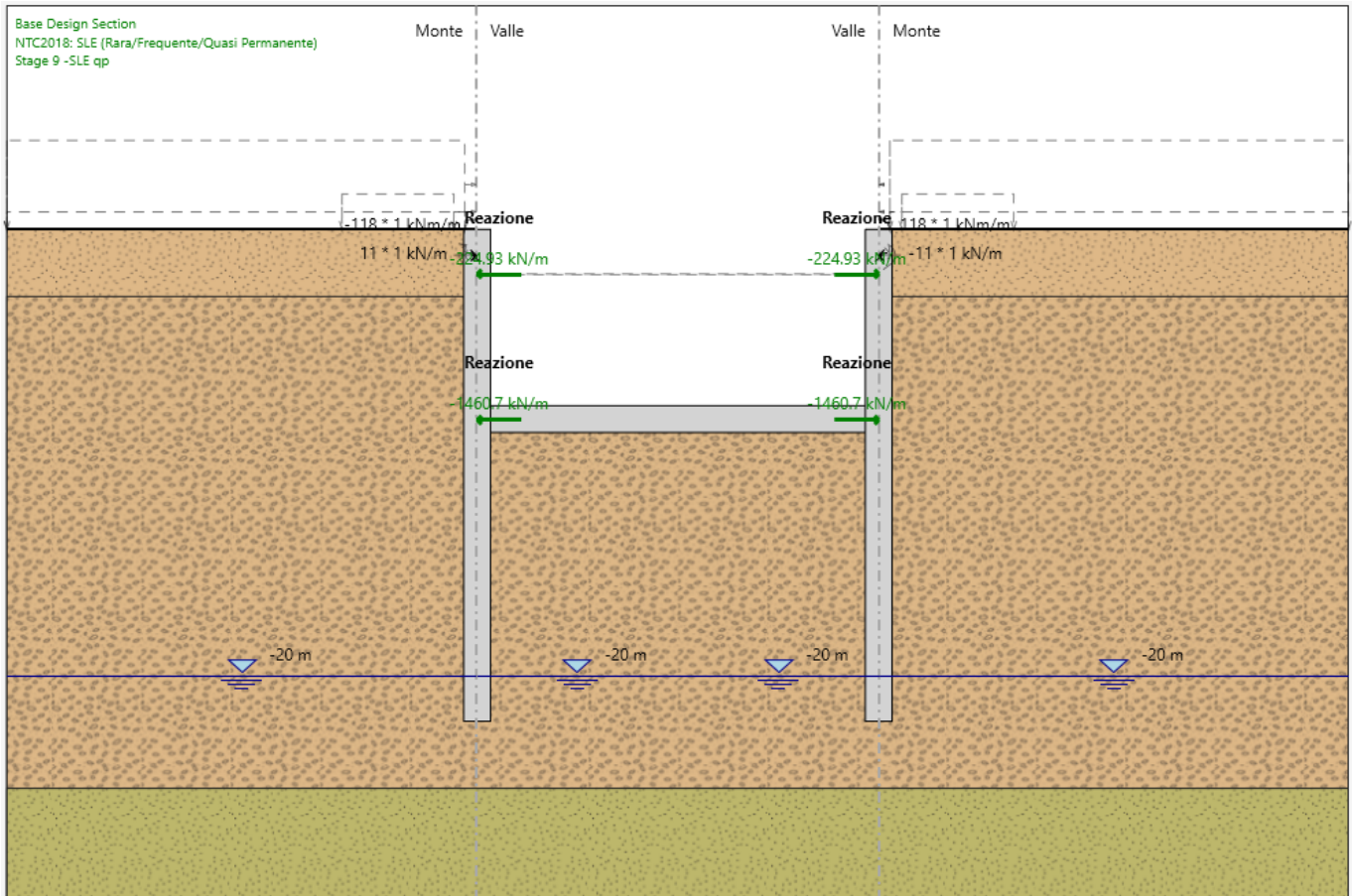


Figura 15: Involuppo delle reazioni vincolari allo SLU/SLV (tutte le fasi)

### 9.3.6 Verifiche strutturali dei pali di fondazione

#### 9.3.6.1 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.

#### 9.3.6.2 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:

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

in cui:

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0604001	A	82 di 102

$\Delta_{sm}$ : 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:

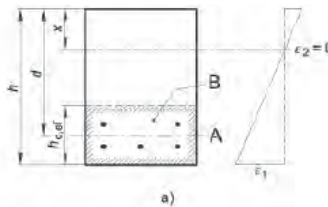
$\sigma_s$  tensione nell'armatura tesa calcolata considerando la sezione fessurata (II stadio);

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

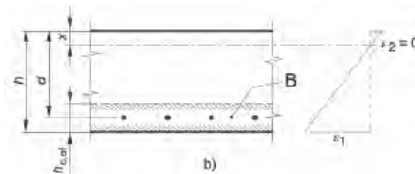
$\rho_{eff}$  è pari a  $A_s/A_{c,eff}$

$A_{c,eff}$  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;

#### 9.3.6.3 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.

#### 9.3.6.4 Output delle verifiche

Le armature considerate per i pali sono:

Longitudinali: 45 $\phi$ 26 + 45 $\phi$ 26 (secondo strato)

Armature a taglio:  $\phi$ 12/20cm

Si riporta l'output del software di verifica RC-sec.

**DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.**  
**NOME SEZIONE: VI06\_palo 1200\_spalle**

Descrizione Sezione:  
Metodo di calcolo resistenza: Resistenze in campo sostanzialmente elastico  
Tipologia sezione: Sezione generica di Trave

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10604001	A	84 di 102

Normativa di riferimento: N.T.C.  
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
 Condizioni Ambientali: Molto aggressive  
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia  
 Riferimento alla sismicità: Zona non sismica

**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
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.:	Bilineare 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
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	50.9	45	26
2	0.0	0.0	46.7	45	26

**ARMATURE A TAGLIO**

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10604001	A	85 di 102

Diametro staffe: 12 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	283.00	2648.00	0.00	508.00	0.00
2	272.00	3442.00	0.00	871.00	0.00
3	818.00	2648.00	0.00	508.00	0.00
4	332.00	3442.00	0.00	871.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	212.00	1855.00	0.00
2	566.00	1855.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	249.00	1397.00 (823.92)	0.00 (0.00)
2	252.00	1397.00 (824.23)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.8 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 1.6 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 6.6 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10604001	A	86 di 102

My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	283.00	2648.00	0.00	282.78	4919.90	0.00	1.86	223.0(16.7)
2	S	272.00	3442.00	0.00	272.21	4917.21	0.00	1.43	223.0(16.7)
3	S	818.00	2648.00	0.00	818.07	5054.79	0.00	1.91	223.0(16.7)
4	S	332.00	3442.00	0.00	331.89	4932.36	0.00	1.43	223.0(16.7)

**METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
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	0.00162	0.453	0.0	60.0	0.00132	-3.6	50.8	-0.00196	0.0	-50.9
2	0.00162	0.453	0.0	60.0	0.00132	-3.6	50.8	-0.00196	0.0	-50.9
3	0.00169	0.464	0.0	60.0	0.00139	-3.6	50.8	-0.00196	0.0	-50.9
4	0.00163	0.454	0.0	60.0	0.00133	-3.6	50.8	-0.00196	0.0	-50.9

**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	0.000032251	-0.000314921	0.453	1.000
2	0.000000000	0.000032238	-0.000315586	0.453	1.000
3	0.000000000	0.000032911	-0.000281310	0.464	1.000
4	0.000000000	0.000032311	-0.000311845	0.454	1.000

**VERIFICHE A TAGLIO**

Diam. Staffe:	12 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] = proiez. 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

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10604001	A	87 di 102

E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
 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	508.00	2297.73	1777.36	93.0	110.5	2.500	1.018	6.2	21.7(0.0)
2	S	871.00	2296.18	1777.36	93.0	110.5	2.500	1.017	10.6	21.7(0.0)
3	S	508.00	2373.15	1777.36	93.0	110.5	2.500	1.051	6.2	21.7(0.0)
4	S	871.00	2304.63	1777.36	93.0	110.5	2.500	1.021	10.6	21.7(0.0)

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

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
 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	7.54	0.0	0.0	-141.3	0.0	-50.9	1563	106.2
2	S	7.68	0.0	0.0	-133.5	0.0	-50.9	1515	106.2

**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	5.72	0.0	0.0	-104.4	0.0	-50.9	1563	106.2
2	S	5.72	0.0	0.0	-104.4	0.0	-50.9	1563	106.2

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

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm

Ver. Esito della verifica  
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
 k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2\*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
 wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max\*(e\_sm - e\_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
 My fess. 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	-0.00060	0	0.500	26.0	78	0.00041 (0.00031)	330	0.137 (0.20)	823.92	0.00

2 S -0.00060 0 0.500 26.0 78 0.00041 (0.00031) 330 0.137 (0.20) 824.23 0.00

### 9.3.7 Verifiche di resistenza e stabilità dei puntelli

È prevista una puntellazione provvisoria costituita da una trave HEA 600 ogni 3m.

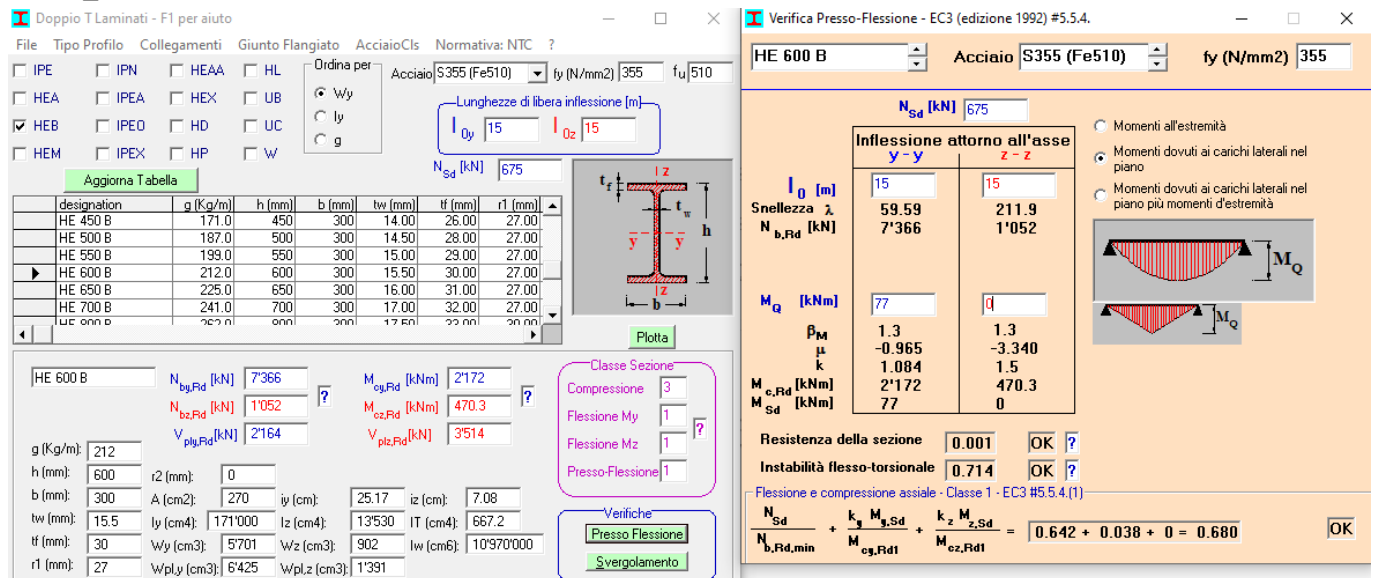
La massima compressione su un puntello, ricavata dalle reazioni riportate al §9.3.4, è pari a:

$$N_{Ed} = 225 \cdot 3 = 675 \text{ kN}$$

Mentre il momento agente sull'asta è quello dovuto unicamente al peso proprio del profilo, pari a 2.1kN/m:

$$M_{Ed} = 1.3 \cdot 2.1 \cdot 15^2 / 8 = 77 \text{ kNm}$$

Essendo 15m la massima distanza tra i diaframmi. La verifica a pressoflessione è condotta tramite il software Profili\_V6.



The screenshot shows the software interface for 'Verifica Presso-Flessione - EC3 (edizione 1992) #5.5.4'. The main window displays the following data:

- Section:** HE 600 B, Acciaio S355 (Fe510),  $f_y$  (N/mm<sup>2</sup>) 355
- Design Load:**  $N_{Sd}$  [kN] 675
- Free Lengths:**  $l_{0y}$  [m] 15,  $l_{0z}$  [m] 15
- Section Properties:**

designation	g [Kg/m]	h [mm]	b [mm]	tw [mm]	tf [mm]	r1 [mm]
HE 450 B	171.0	450	300	14.00	26.00	27.00
HE 500 B	187.0	500	300	14.50	28.00	27.00
HE 550 B	199.0	550	300	15.00	29.00	27.00
HE 600 B	212.0	600	300	15.50	30.00	27.00
HE 650 B	225.0	650	300	16.00	31.00	27.00
HE 700 B	241.0	700	300	17.00	32.00	27.00
- Design Values:**

$N_{b,Rd}$ [kN]	7366	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	2172
$N_{bz,Rd}$ [kN]	1'052	$M_{cz,Rd}$ [kNm]	470.3
$V_{pl,Rd}$ [kN]	2'164	$V_{plz,Rd}$ [kN]	3'514
- Classifications:**
  - Classe Sezione: Compressione 3
  - Flessione My: 1
  - Flessione Mz: 1
  - Presso-Flessione: 1
- Verification Results:**

Resistenza della sezione	0.001
Instabilità flessio-torsionale	0.714
- Final Check:**

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = 0.642 + 0.038 + 0 = 0.680$$

### 9.3.8 Verifica della trave di coronamento

Dove è prevista la puntellazione provvisoria delle paratie, la trave di coronamento dei puntelli funge anche da trave di ripartizione. Lo schema adottato nel calcolo delle sollecitazioni è quello di trave continua con passo appoggi costante pari a 3m. A favore di sicurezza il momento flettente è calcolato sulla campata terminale.

$$q = 225 \text{ kN/m}$$



**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

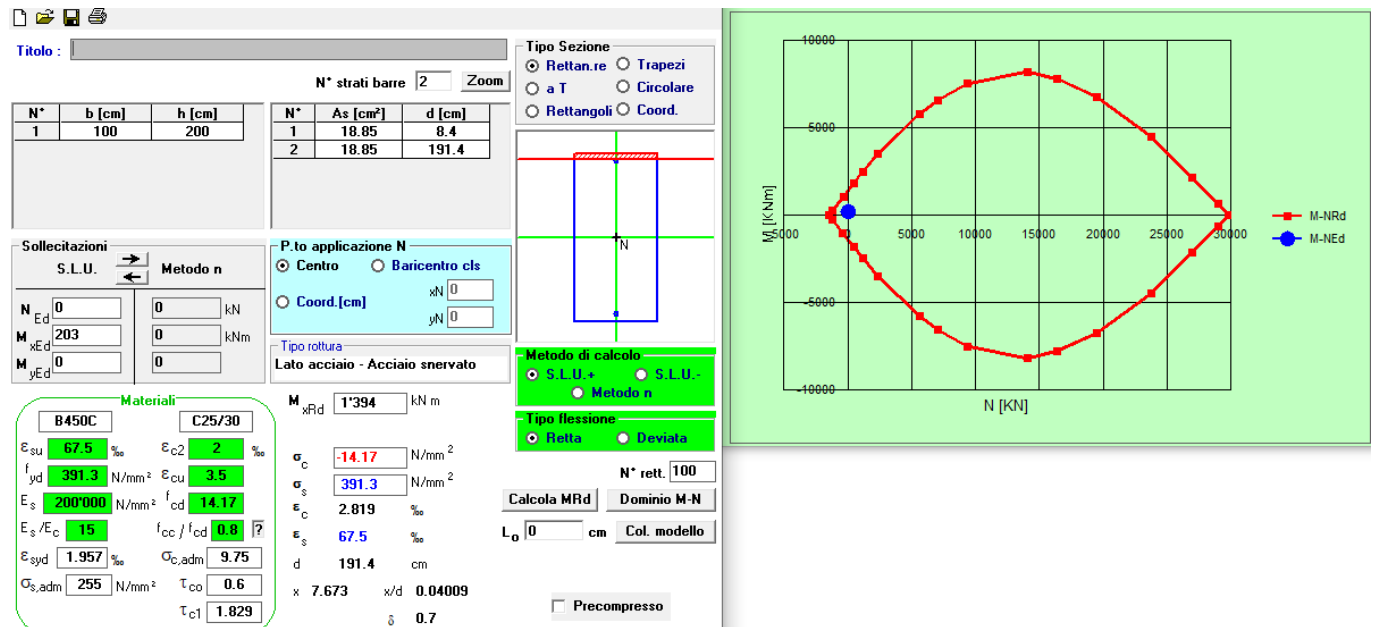
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10604001	A	89 di 102

$$M = q \cdot L^2 / 10 = 203 \text{ kNm}$$

$$V = q \cdot L / 2 = 338 \text{ kN}$$

Trattandosi di uno schema di calcolo valido solamente in fase transitoria, la verifica è condotta unicamente allo SLU, per la sezione con altezza minore. Si riporta l'output del software VCA SLU per la verifica a flessione.

Si dispongono 6 $\phi$ 20 longitudinali internamente ed esternamente.



La verifica a taglio è svolta con un apposito foglio di calcolo. Non si evidenzia la necessità di disporre apposita armatura a taglio.

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10604001	A	90 di 102

• **Caratteristiche della sezione**

$b_w = 2000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 1000$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 75$	mm copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 29.05$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 6 \quad \emptyset \quad 20$		$= 18.85 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \quad \emptyset \quad 0$		$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 925$	mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \quad \emptyset \quad 0$		$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 16.46$	MPa resist. di calcolo			$18.85 \text{ cm}^2$

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

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 338.0 \text{ kN}$$

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

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.465 < 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.334$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.001 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

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

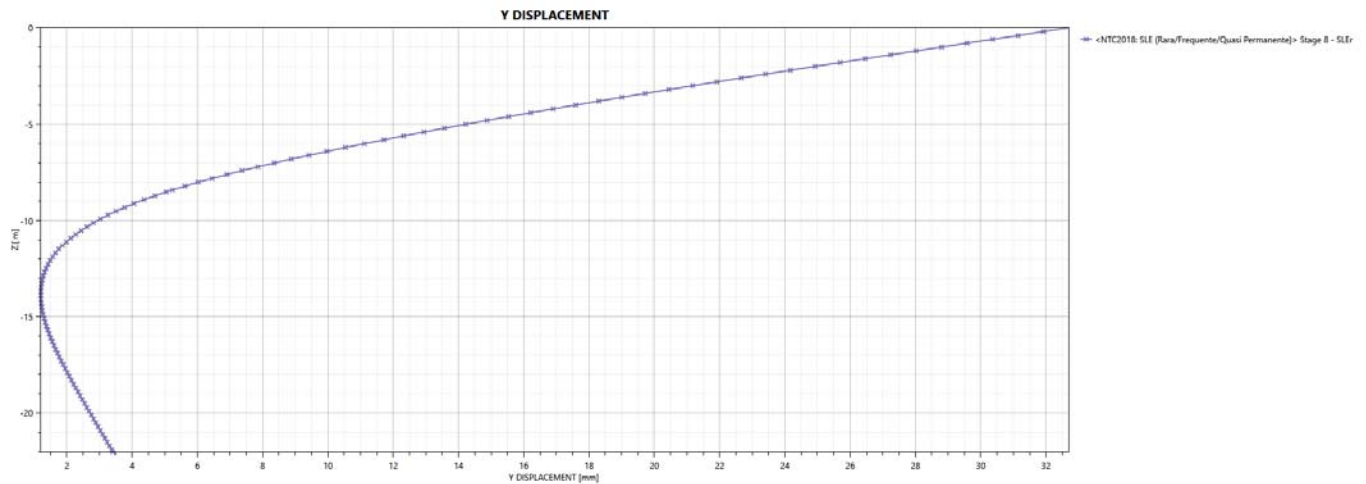
$$V_{Rd} = 467.0 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 618.8 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 618.8 \text{ kN} \quad \text{assunto pari alla resistenza minima}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

### 9.3.9 Verifiche geotecniche in fase di esercizio (SLE)

Si riportano i diagrammi dello spostamento orizzontale della paratia in fase di esercizio, in combinazione SLE rara.



Il massimo spostamento orizzontale in fase di esercizio, risulta circa 32mm che, con riferimento all'altezza totale dello scavo H=9m, è pari a H/281. Tale valore è quindi compatibile con la funzionalità dell'opera.

## 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	$\gamma_r$	$\gamma_r$	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	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

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

$q_{li} = k \mu \sigma'_v$  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

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

D: diametro palo

$\Delta H$ : spessore strato i-esimo

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

#### Portanza di base

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

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

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

Nel caso specifico, trattandosi di una paratia, la portata dei singoli pali può essere influenzata dalla vicinanza reciproca tra i pali stessi. La letteratura tecnica (Vesic, 1968) indica che in presenza di terreni incoerenti di buona qualità e privi di frazione fina, come nel caso in esame, il fattore di efficienza della palificata risulta generalmente maggiore all'unità. Nel progetto è quindi a favore di sicurezza assumere tale fattore pari a 1.

## 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 caratteristico tramite il coefficiente parziale

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

Il valore caratteristico deve essere determinato come:

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

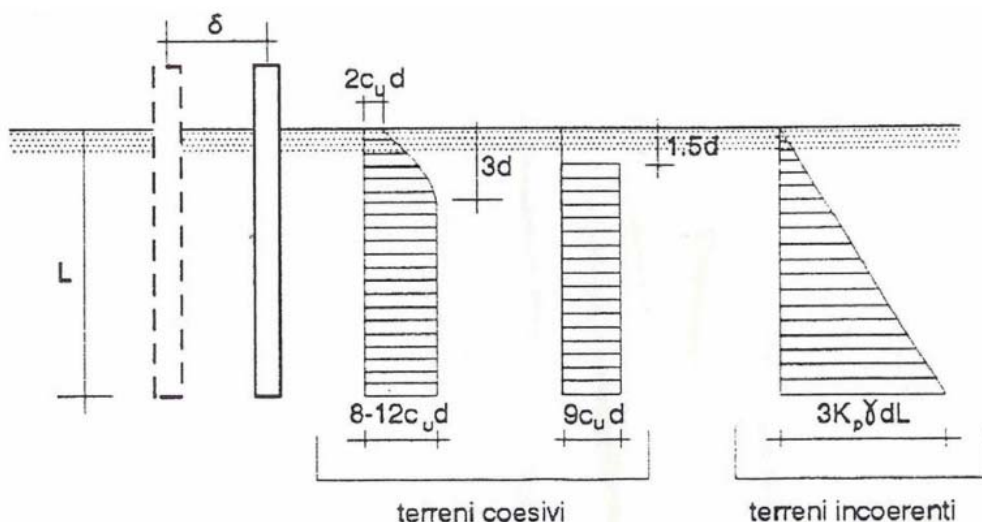
in cui i valori  $\xi_3, \xi_4$  sono fattori che dipendono dal numero di verticali indagate.

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:

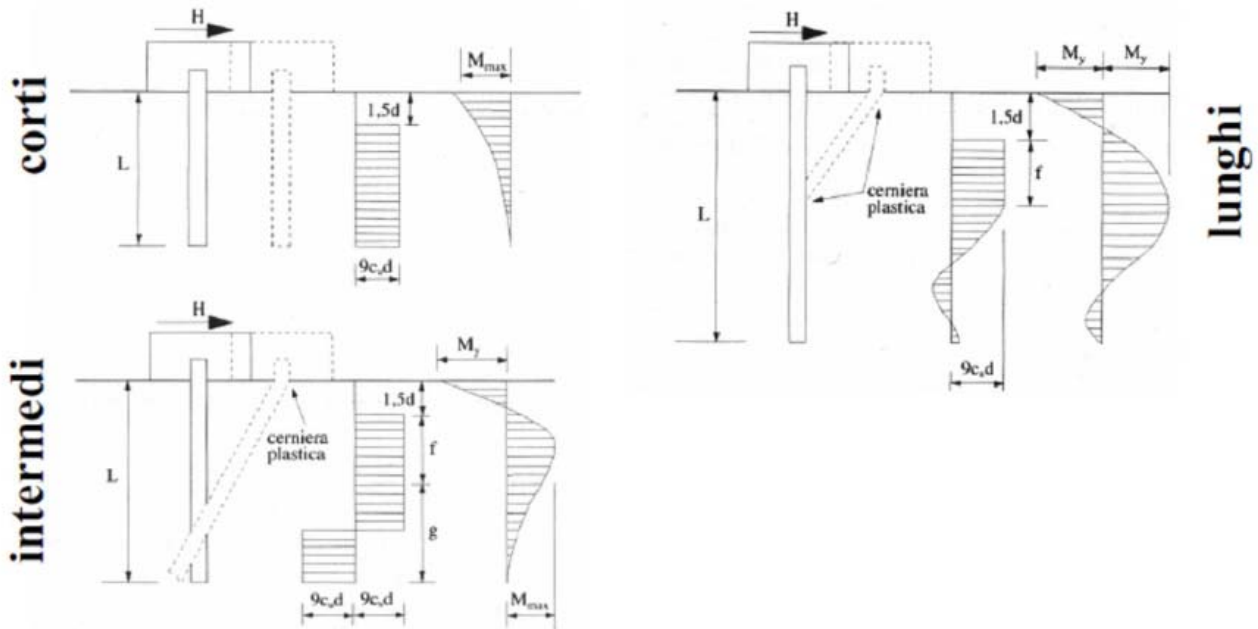
Terreni coesivi

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





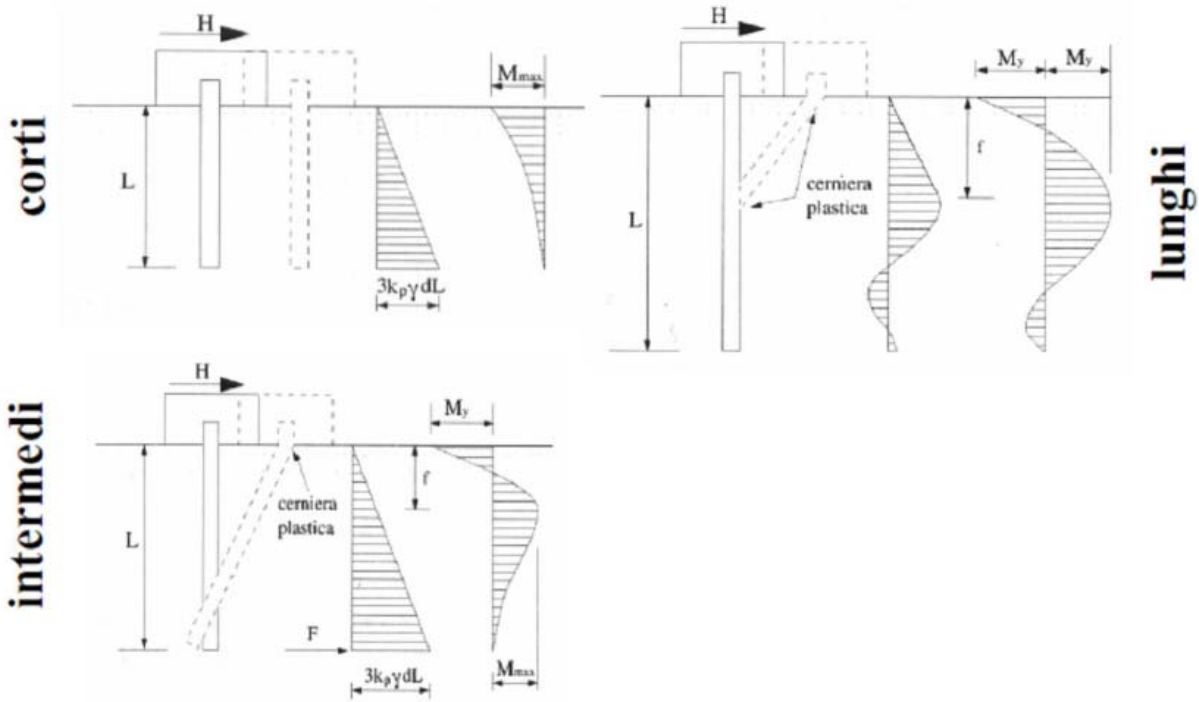
Carico limite trasversale: terreni coesivi

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 carichi verticali

In questo paragrafo sono riportate le verifiche di portata verticale dei pali maggiormente sollecitati effettuata tramite un apposito foglio di calcolo.

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

SLU STR: A1+M1+R3

Il valore di compressione di input, deriva dal calcolo svolto in precedenza e comprende già il coefficienti parziali sulle azioni (A1), pertanto sarà moltiplicato per 1.

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA NB1R    LOTTO 02    CODIFICA D 26    DOCUMENTO CLV10604001    REV. A    FOGLIO 99 di 102

A favour of sicurezza, per la portata verticale si considera resistente solamente la parte di palo completamente immersa nel terreno.

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

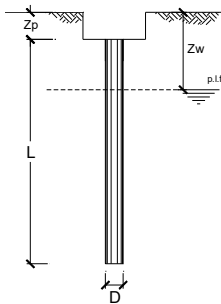
CANTIERE: V06

OPERA:

**DATI DI INPUT:**

 Diametro del Palo (D): 1.20 (m)    Area del Palo (Ap): 1.131 (m<sup>2</sup>)  
 Quota testa Palo dal p.c. (z<sub>p</sub>): 0.00 (m)    Quota falda dal p.c. (z<sub>w</sub>): 11.00 (m)  
 Carico Assiale Permanente (G): 818 (kN)    Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)  
 Numero di strati 1  $\frac{1}{2}$     Lpalo = 13.00 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\gamma_{s,acc}$
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DMB8		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.35	1.15	1.25



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

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno		
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'_{med}$ (kPa)	$\phi'_{med}$ (°)
1	13.00	sabbia ghiaiosa	20.00		35.0

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
0.43	0.70		0.00

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

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno		
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'_{min}$ (kPa)	$\phi'_{min}$ (°)
1	13.00	sabbia ghiaiosa	20.00		35.0

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
0.43	0.70		0.00

**RISULTATI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media				minima (solo SLU)					
			Qs1 (kN)	Nq (-)	Nc (kPa)	qb (kN)	Qs1 (kN)	Nq (-)	Nc (kPa)	qb (kN)		
1	13.00	sabbia ghiaiosa	1879.8	17.61	0.00	4227.6	4781.3	1879.8	17.61	0.00	4227.6	4781.3

**CARICO ASSIALE AGENTE**
 $N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$   
 $N_d = 818.0$  (kN)

**CAPACITA' PORTANTE MEDIA**

 base  $R_{b,cal med} = 4781.3$  (kN)  
 laterale  $R_{s,cal med} = 1879.8$  (kN)  
 totale  $R_{c,cal med} = 6661.1$  (kN)

**CAPACITA' PORTANTE MINIMA**

 base  $R_{b,cal min} = 4781.3$  (kN)  
 laterale  $R_{s,cal min} = 1879.8$  (kN)  
 totale  $R_{c,cal min} = 6661.1$  (kN)

**CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA**
 $R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal med}/\xi_b; R_{b,cal min}/\xi_b) = 2812.5$  (kN)  
 $R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal med}/\xi_s; R_{s,cal min}/\xi_s) = 1105.8$  (kN)  
 $R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 3918.3$  (kN)

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**
 $R_{c,d} = R_{b,k} \cdot \gamma_b + R_{s,k} \cdot \gamma_s$   
 $R_{c,d} = 3044.9$  (kN)     $F_s = R_{c,d} / N_d = 3.72$

### 10.3.1 Verifiche geotecniche carichi orizzontali

In questo paragrafo sono riportate le verifiche di portata orizzontale dei pali maggiormente sollecitati effettuata tramite un apposito foglio di calcolo.

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

SLU STR:           A1+M1+R3

Il valore di input di taglio in testa al palo, deriva dal calcolo svolto in precedenza e comprende già il coefficienti parziali sulle azioni (A1), pertanto sarà moltiplicato per 1.

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0604001	A	101 di 102

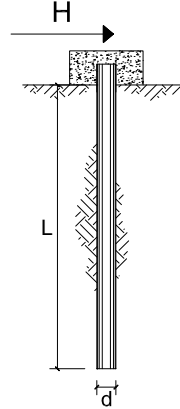
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI**  
**PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: VI06

**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
definiti dal progettista			●	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: 
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2$$

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

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

**DATI DI INPUT:**

Lunghezza del palo	L =	20.00	(m)			
Diametro del palo	d =	1.20	(m)			
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	4917.00	(kN m)			
Angolo di attrito del terreno	$\phi'_{med} =$	35.00	(°)	$\phi'_{min} =$	35.00	(°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d} =$	35.00	(°)	$\phi'_{min,d} =$	35.00	(°)
Coeff. di spinta passiva ( $k_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$ )	$k_{p,med} =$	3.69	(-)	$k_{p,min} =$	3.69	(-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$ )	$\gamma =$	20.00	(kN/m <sup>3</sup> )			
Carico Assiale Permanente (G):	G =	548	(kN)			
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)			

Palo corto:

$H1_{med} =$	53138.48	(kN)	$H1_{min} =$	53138.48	(kN)
--------------	----------	------	--------------	----------	------

Palo intermedio:

$H2_{med} =$	17958.68	(kN)	$H2_{min} =$	17958.68	(kN)
--------------	----------	------	--------------	----------	------

Palo lungo:

$H3_{med} =$	3069.99	(kN)	$H3_{min} =$	3069.99	(kN)
--------------	---------	------	--------------	---------	------

$H_{med} =$	3069.99	(kN)	palo lungo	$H_{min} =$	3069.99	(kN)	palo lungo
-------------	---------	------	------------	-------------	---------	------	------------

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) =$	1918.74	(kN)
---	---------	------

$H_d = H_k / \gamma_T =$	1475.95	(kN)
--------------------------	---------	------

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$	548.00	(kN)
---	--------	------

$FS = H_d / F_d =$	2.69
--------------------	------

## 11 STIMA DELLE INCIDENZE

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

- Paraghiaia  $180\text{kg/m}^3$
- Muro frontale  $100\text{kg/m}^3$
- Pali di fondazione  $350\text{kg/m}^3$