

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J47109000030009

## U.O. INFRASTRUTTURE NORD

### PROGETTO DEFINITIVO

#### POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO-GENOVA QUADRUPPLICAMENTO MILANO-ROGOREDO-PAVIA FASE 2 – QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA

OPERE PRINCIPALI – CAVALCAFERROVIA

Nuovo Cavalcaferrovia SP40 Km. 12+350

Relazione di calcolo spalle

SCALA:

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
N M 0 Z	2 0	D	2 6	C L	I V 0 1 0 4	0 0 1	A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	CONSORZIO INTEGRATA	Novembre 2018	F.Coppini/A.Maran 	Novembre 2018	S. Borelli 	Novembre 2018	 ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD Dott. Ing. Francesco Borelli Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n. 23172 Sez. 4	

File: NM0Z20D26CLIV0104001A

n. Elab.:

## INDICE

1	PREMESSA .....	6
2	RIFERIMENTI NORMATIVI .....	11
2.1	NORMATIVA E ISTRUZIONI .....	11
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI .....	12
3.1	CALCESTRUZZO .....	12
3.2	ACCIAIO .....	12
3.2.1	<i>Acciaio per cemento armato</i> .....	12
4	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI .....	13
5	CARATTERISTICHE DELLE SPALLE .....	14
5.1	GEOMETRIA DELLE SPALLE .....	14
5.2	CARATTERISTICHE DEL TERRENO DEL RILEVATO A TERGO SPALLA .....	14
6	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO .....	15
6.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G1) .....	18
6.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2) .....	18
6.3	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO .....	18
6.3.1	<i>Schema di Carico 1</i> .....	19
6.3.2	<i>Schema di Carico 5</i> .....	19
6.3.3	<i>Schemi di carico adottati</i> .....	20
6.3.4	<i>Effetti dinamici</i> .....	21
6.4	AZIONI LONGITUDINALI DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE Q <sub>3</sub> .....	21
6.5	AZIONE DEL VENTO .....	21
6.6	AZIONE SISMICA .....	25
6.6.1	<i>Vita nominale</i> .....	25
6.6.2	<i>Classe d'uso</i> .....	25
6.6.3	<i>Periodo di riferimento</i> .....	26

6.6.4	Valutazione dei parametri di pericolosità sismica .....	26
6.6.5	Caratterizzazione sismica del terreno .....	27
6.6.5.1	Categorie di Sottosuolo.....	27
6.6.5.2	Condizioni topografiche.....	28
6.6.5.3	Amplificazione Stratigrafica e Topografica .....	28
6.6.6	Parametri sismici di calcolo.....	29
6.6.7	Definizione delle azioni sismiche derivanti dall'impalcato.....	33
6.7	RIEPILOGO DELLE AZIONI DEL TRAFFICO DELL'IMPALCATO .....	34
6.8	SPINTA STATICA DEL TERRENO .....	35
6.9	SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE E PERMANENTE .....	35
6.10	SOVRASPINTA SISMICA.....	36
6.11	FORZE DI INERZIA DOVUTE AL SISMA .....	37
6.12	RIEPILOGO DELLE AZIONI DERIVANTI DALLA SPALLA RISPETTO AL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE .....	38
6.12.1	Pesi propri spalla .....	38
6.12.2	Spinte spalla .....	38
6.12.3	Pesi + spinte spalla .....	38
6.12.4	Inerzie ed incremento di spinta sismica.....	39
6.13	RIEPILOGO DELLE AZIONI DERIVANTI DALL'IMPALCATO.....	39
6.13.1	Azioni ad intradosso baggiolo.....	39
6.13.2	Azioni a baricentro intradosso plinto .....	40
6.14	RIEPILOGO COMPLESSIVO DELLE AZIONI A BARICENTRO INTRADOSO PLINTO .....	40
7	COMBINAZIONI DI CARICO .....	42
7.1	COMBINAZIONI SLU .....	44
7.1.1	Combinazioni SLU STR.....	44
7.1.2	Combinazioni SLU GEO .....	44
7.2	COMBINAZIONI SLE.....	45
7.2.1	Combinazioni SLE RARA .....	45

7.2.2	Combinazioni SLE FREQUENTE .....	45
7.2.3	Combinazioni SLE QUASI PERMANENTE .....	46
7.3	COMBINAZIONI SISMICHE .....	46
7.3.1	Combinazioni SLV STR .....	46
7.3.2	Combinazioni SLV GEO .....	47
7.4	SOLLECITAZIONI COMBinate .....	47
8	CALCOLO SOLLECITAZIONI SUI SINGOLI PALI DI FONDAZIONE .....	49
9	VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI DI FONDAZIONE .....	53
9.1	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ALLO SLU .....	53
9.2	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ALLO SLE .....	55
9.2.1	Stato limite di formazione delle fessure .....	58
9.2.2	Verifica delle tensioni di esercizio .....	59
9.3	VERIFICA A TAGLIO .....	59
10	VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE .....	62
10.1	SOLLECITAZIONI .....	62
10.2	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE .....	63
10.2.1	SLU .....	64
10.2.2	SLE .....	65
10.2.2.1	Stato limite di formazione delle fessure .....	65
10.2.2.2	Verifica delle tensioni di esercizio .....	66
11	VERIFICA DEL MURO FRONTALE .....	67
11.1	SOLLECITAZIONI AL PIEDE PARAMENTO .....	67
11.2	SOLLECITAZIONI AL PIEDE PARAMENTO COMBinate .....	69
11.3	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE .....	73
11.3.1	SLU .....	73
11.3.2	SLE .....	76
11.3.2.1	Stato limite di formazione delle fessure .....	76
11.3.2.2	Verifica delle tensioni di esercizio .....	76

11.4	VERIFICA A TAGLIO.....	77
12	VERIFICA DEI MURI ANDATORI.....	79
12.1	SOLLECITAZIONI AL PIEDE DEL PARAMENTO.....	79
12.2	SOLLECITAZIONI AL PIEDE DEL PARAMENTO COMBinate.....	80
12.3	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE.....	81
	12.3.1 SLU.....	81
	12.3.2 SLE.....	82
	12.3.2.1 Stato limite di formazione delle fessure.....	83
	12.3.2.2 Verifica delle tensioni di esercizio.....	83
12.4	VERIFICA A TAGLIO.....	83
13	VERIFICA DEL MURO PARAGHIAIA.....	85
13.1	SOLLECITAZIONI AL PIEDE.....	85
13.2	SOLLECITAZIONI AL PIEDE DEL PARAMENTO COMBinate.....	87
13.3	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE.....	88
	13.3.1 SLU.....	88
	13.3.2 SLE.....	90
	13.3.2.1 Stato limite di formazione delle fessure.....	90
	13.3.2.2 Verifica delle tensioni di esercizio.....	91
13.4	VERIFICA A TAGLIO.....	91

## 1 PREMESSA

La presente relazione si riferisce alla WBS IV01 (IV01 - Nuovo cavalcaferrovia nella SP 40 al km 12+350).

Il presente documento costituisce la relazione di calcolo delle spalle dell'opera.

Il viadotto, di 1<sup>a</sup> Categoria, è costituito da n.8 impalcati in c.a.p., ciascuno dei quali è composto da n.8 travi longitudinali, da n.2 trasversi di campata e da n.2 trasversi di testata, sostenuti da n.2 spalle e n.7 pile.

Ciascuna campata del viadotto è in semplice appoggio.

La luce delle campate in asse pila è pari a 22.00m, mentre la luce degli impalcati misurata tra gli appoggi è pari a 19.80m.

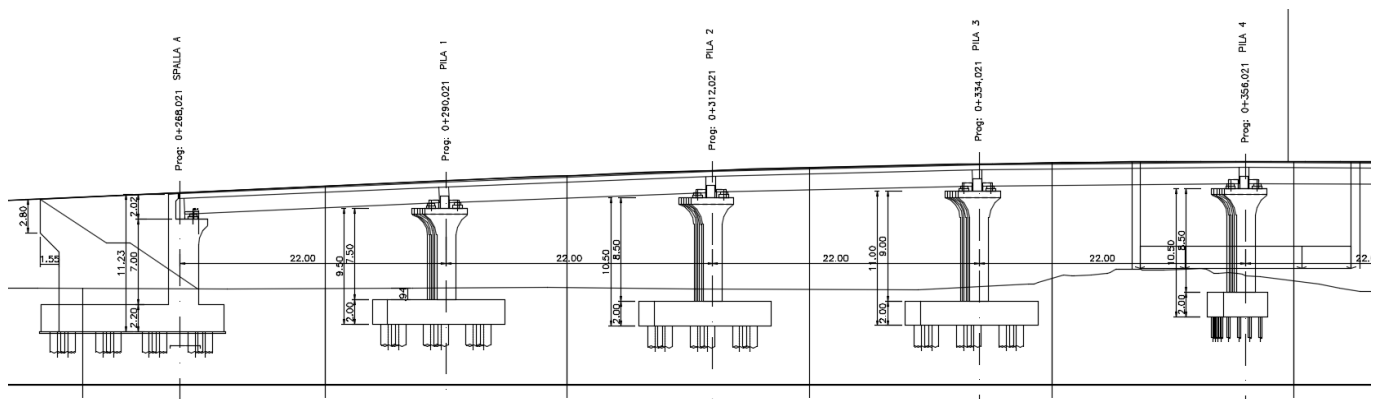
La lunghezza complessiva di ciascun impalcato è pari a 21.20m.

La palificata di ciascuna spalla è costituita da n.16 pali di diametro 1.2m e lunghezza 25m.

Il plinto di fondazione ha un'altezza di 2.2m, la dimensione in longitudinale di 13.58m e la direzione in obliquo di 13.00m.

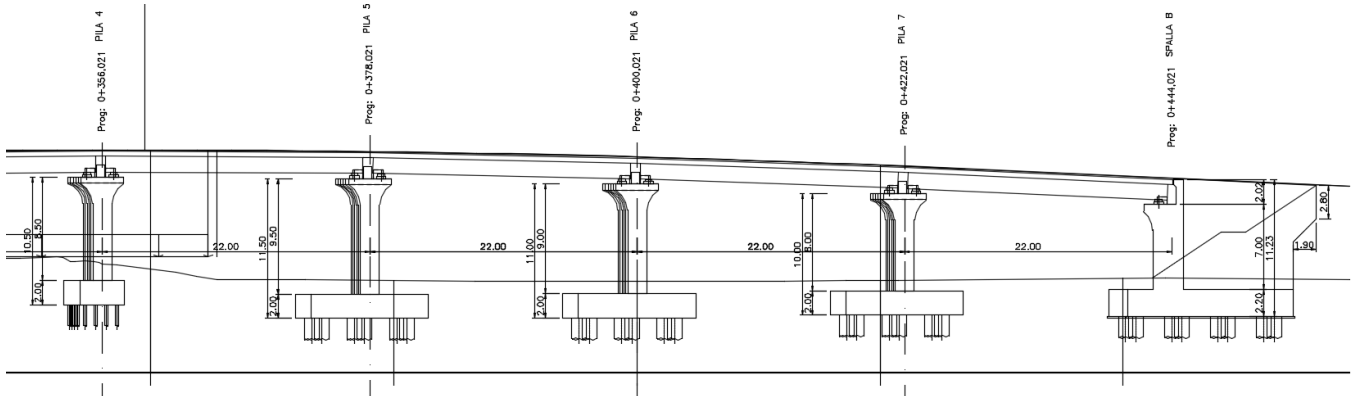
Le dimensioni delle strutture in elevazione delle spalle sono le seguenti:

paramento di testata:	spessore: 2.40m	altezza: 7.00m	lunghezza: 11.00m
muro paraghiaia:	spessore: 0.60m	altezza: 2.05m circa	lunghezza: 11.00m
muri andatori:	spessore: 1.10m	altezza: 9.00m circa	lunghezza: 9.60m circa

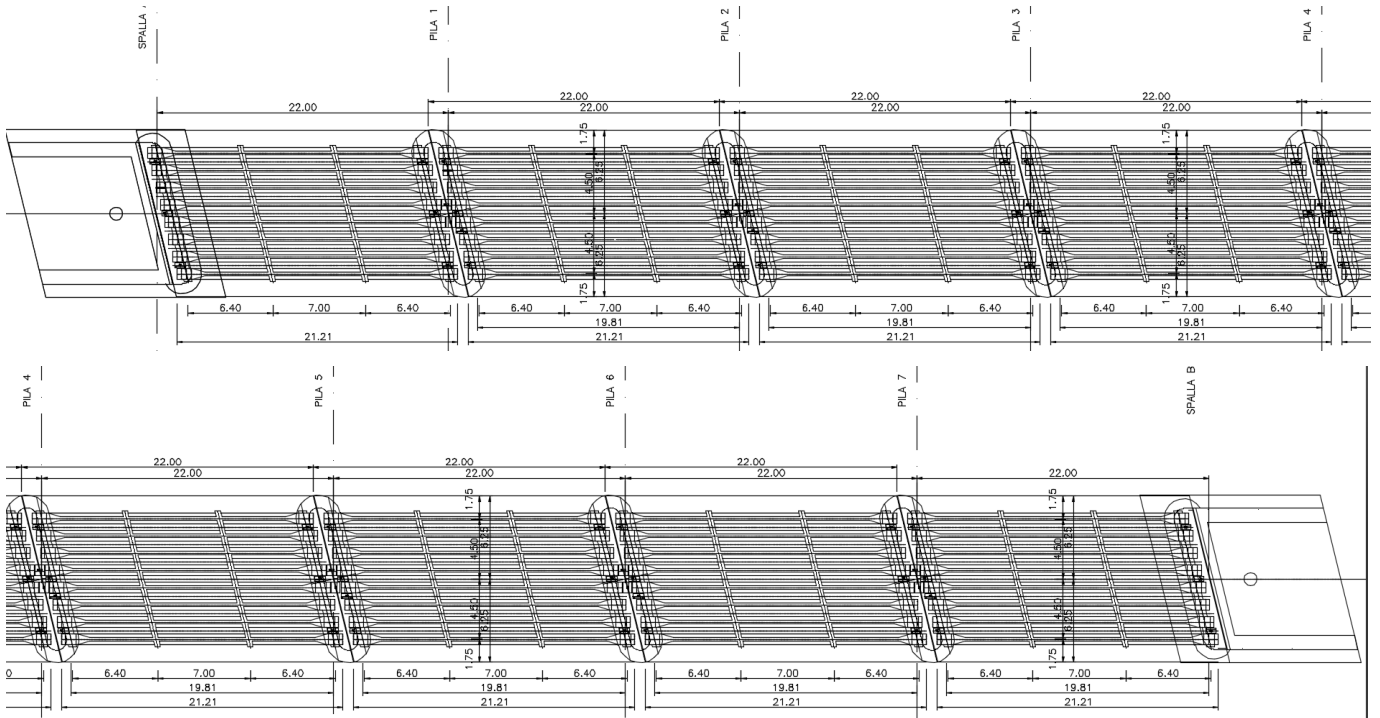


**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLIV0104001	A	7 di 92



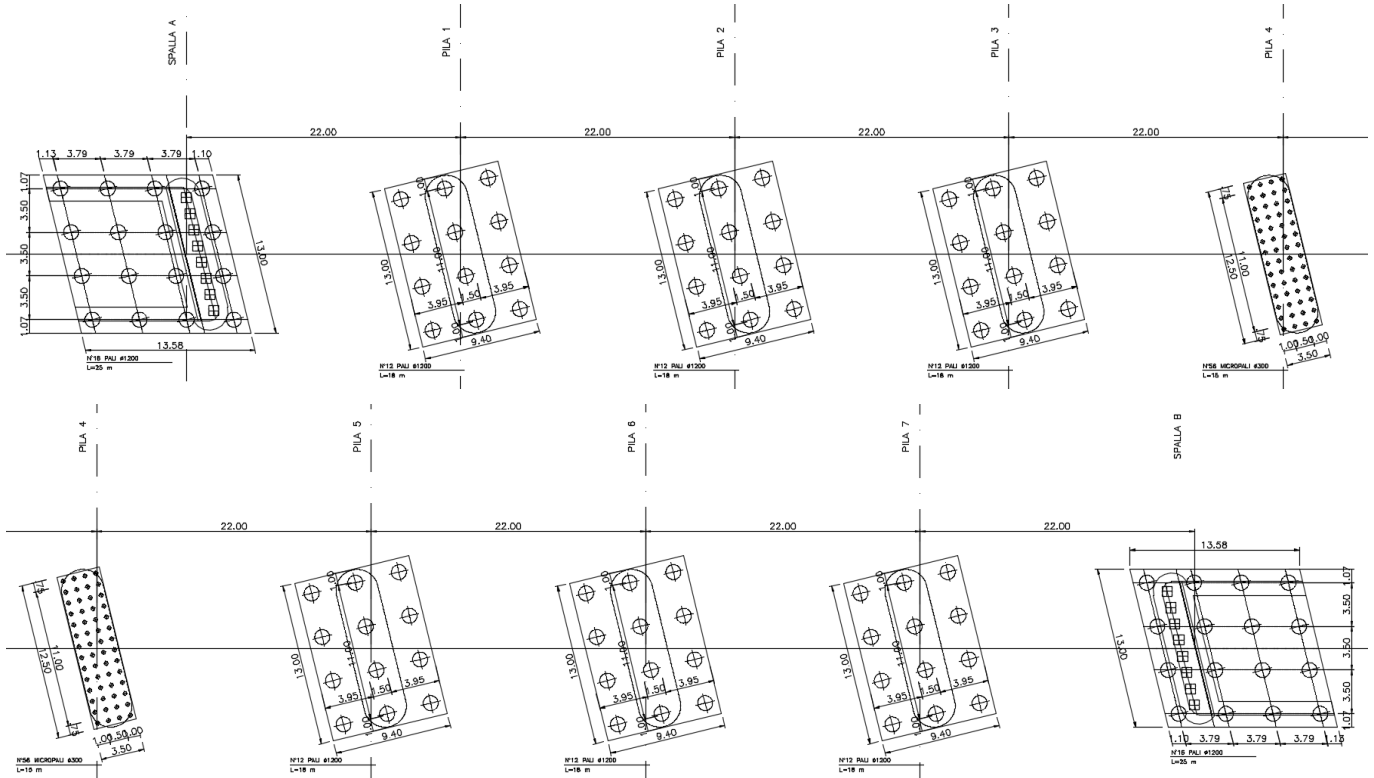
*Sezione longitudinale viadotto*



*Pianta impalcati del viadotto*

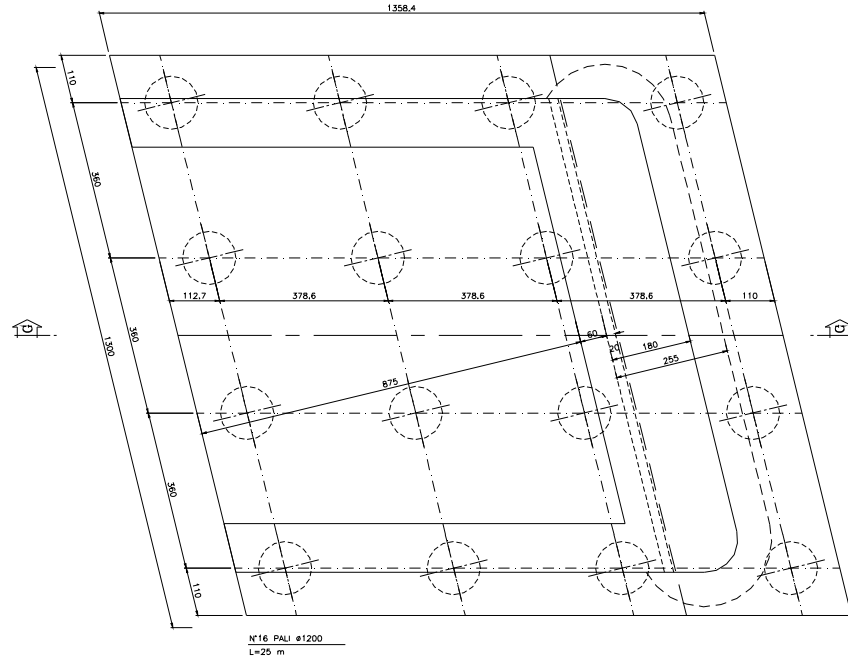
**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLIV0104001	A	8 di 92

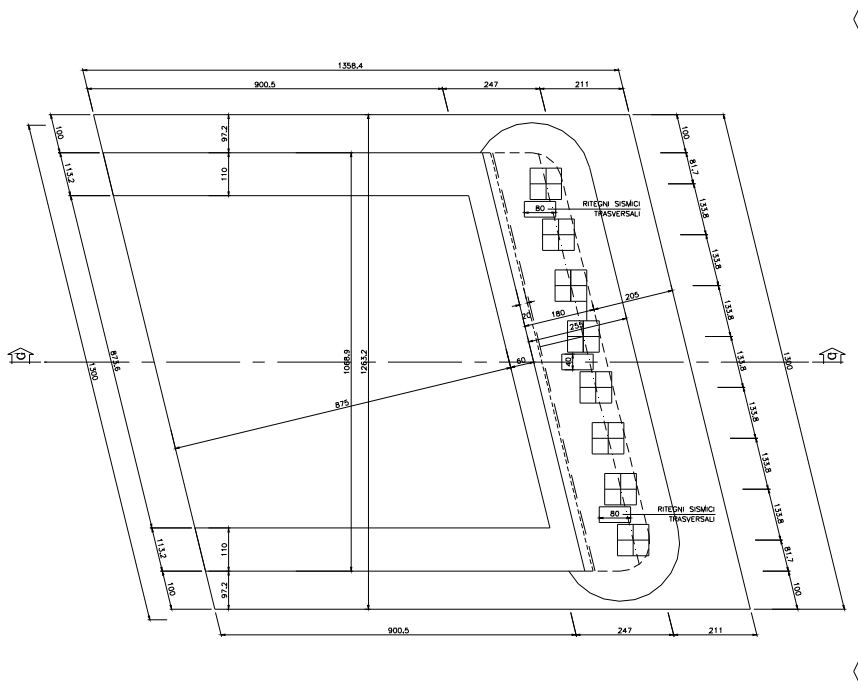


*Pianta fondazioni del viadotto*

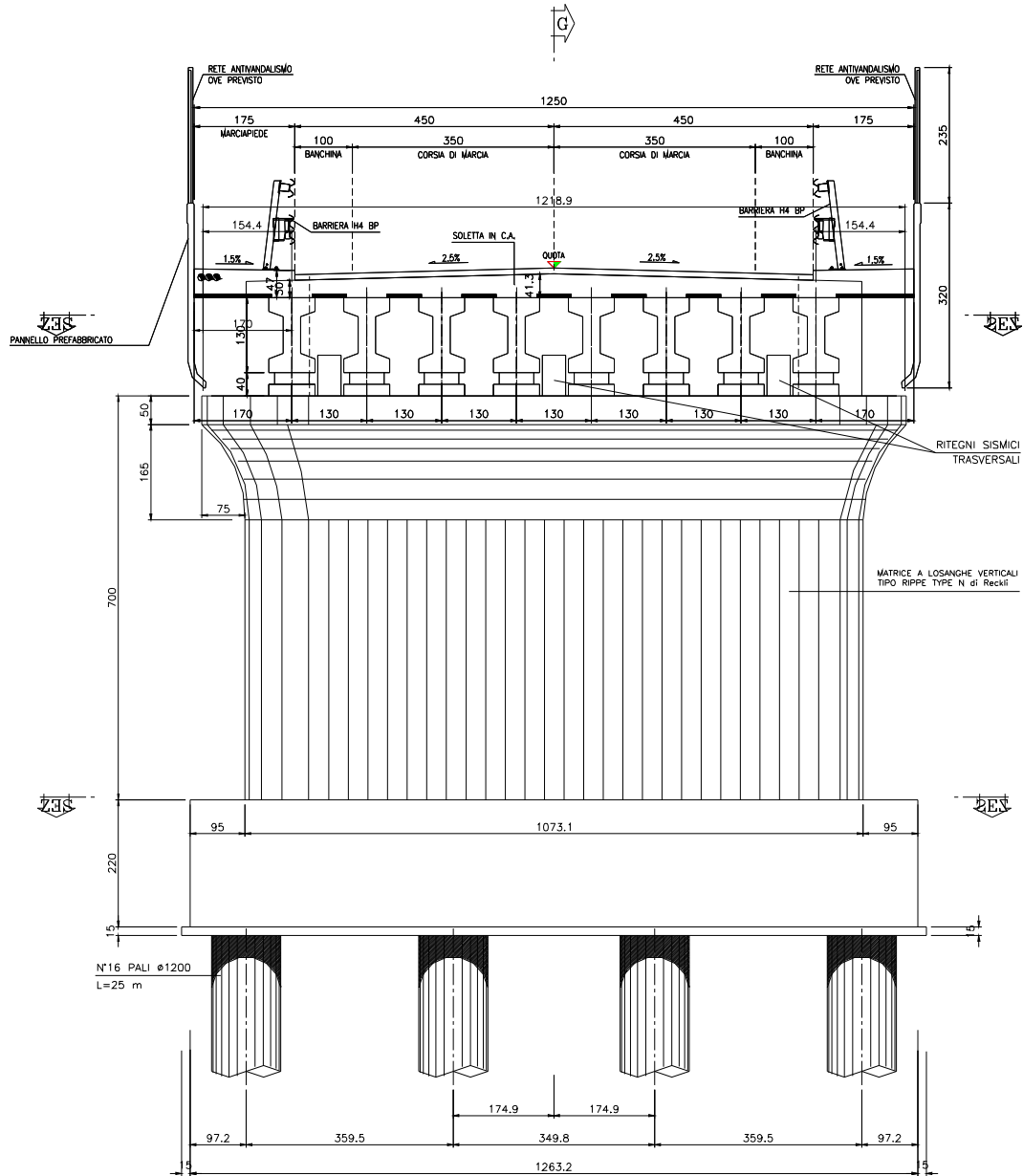





*Pianta delle fondazioni della spalla*



*Pianta del piano di appoggio dell'impalcato sulla spalla*



*Prospetto frontale della spalla*

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA</b> <b>QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA</b> <b>FASE 2 - QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA NMOZ	LOTTO 20	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLIV0104001	REV. A

## 2 RIFERIMENTI NORMATIVI

### 2.1 Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

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 messa in sicurezza sono ovviamente le normative ora vigenti per le strutture, e per i ponti ferroviari in particolare, elencate nel seguito.

- *Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17.01.2008 (NTC-2008);*
- *Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;*
- *RFI DTC SI PS MA IFS 001 A "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;*
- *Regolamento (UE) N. 1300/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per l’accessibilità del sistema ferroviario dell’Unione per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta;*
- *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;*
- *Regolamento (UE) N. 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità concernente la “sicurezza nelle gallerie ferroviarie” del sistema ferroviario dell’Unione europea;*
- *Regolamento (UE) 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi “controllo-comando e segnalamento” del sistema ferroviario nell’Unione europea.*

### 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)

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

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

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

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

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

#### 4 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Per l'opera in esame si ha quanto segue:

ZONA	SONDAGGIO DI RIFERIMENTO	PROFONDITA'	UNITA' TERRENO	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\Phi'$ [°]		$\Phi'$ [°]	$\Phi'$ [°]
						max	min		
8	PNMP21004	da 0 a 6m	Sg	20	17	25	25		25
		da 6m a 28m	S	20	17	30	22	30	30
		da 28m a 30m	Sg	20	17	30	30		30

PROFONDITA'	E' <sub>op</sub> [MPa]		Vs [m/s]		categoria	G <sub>0</sub> [MPa]	
	max	min	max	min	terreno	max	min
da 0 a 6m	6	6	113	113	C	26	26
da 6m a 28m	46	3	331	163		227	55
da 28m a 30m	47	47	254	254		133	133

Nspt:

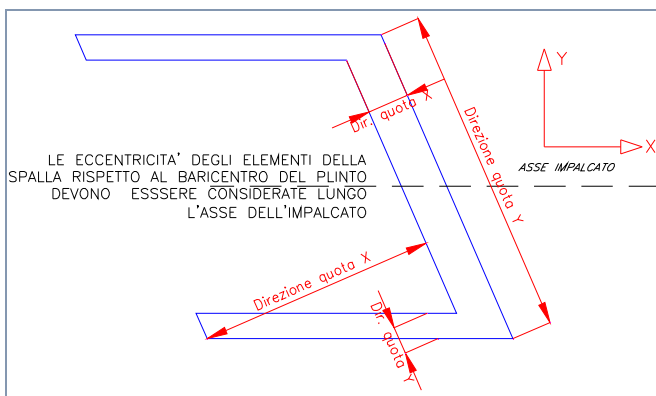
PROFONDITA'	Nspt
da 0 a 6m	7
da 6m a 28m	23
da 28m a 30m	44

## 5 CARATTERISTICHE DELLE SPALLE

### 5.1 Geometria delle spalle

Inclinazione spalla rispetto all'asse dell'impalcato: 36°.

	b [x] [m]	L [y] [m]	H [z] [m]	Eccentricità rispetto a baricentro plinto/palificata		
				e <sub>x</sub> [m]	e <sub>y</sub> [m]	e <sub>z</sub> [m]
Paragliaia	0,60	11,00	2,10	2,50	0,00	10,25
Paramento di testata	2,40	11,00	7,00	3,42	0,00	5,70
Muri andatori parte sup. DX	8,75	1,13	2,10	-1,15	0,00	10,25
Muri andatori parte inf. DX	8,75	1,13	7,00	-1,15	0,00	5,70
Orecchia DX	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	10,30
Muri andatori parte sup. SX	8,75	1,13	2,10	-3,48	0,00	10,25
Muri andatori parte inf. SX	8,75	1,13	7,00	-3,48	0,00	5,70
Orecchia SX	0,00	0,00	0,00		0,00	0,00
Plinto	13,22	13,00	2,20	0,00	0,00	1,10
Rinterro interno	8,75	8,74	9,10	-2,31	0,00	6,75
Rinterro laterale	13,22	2,00	5,00	0,00	0,00	4,70
Rinterro anteriore	2,07	11,00	1,00	7,24	0,00	2,70

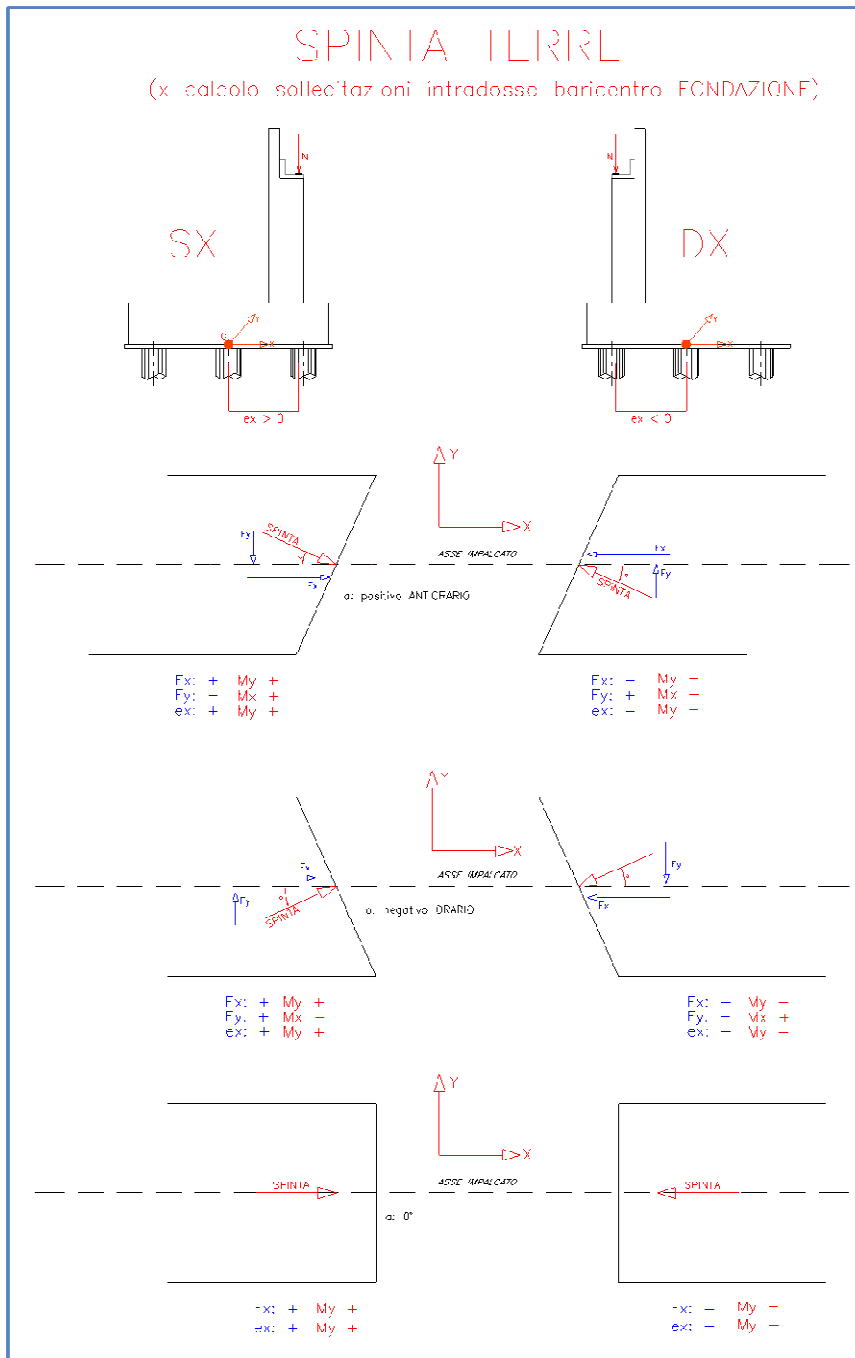


### 5.2 Caratteristiche del terreno del rilevato a tergo spalla

Densità di peso del cls	$\gamma_{cls}$	25	kN/m <sup>3</sup>
Densità di peso del terreno	$\gamma_{terreno}$	20	kN/m <sup>3</sup>
angolo d'attrito	$\phi_{t, STR}$	35°	
coefficiente di spinta	$K_0$	0.426	

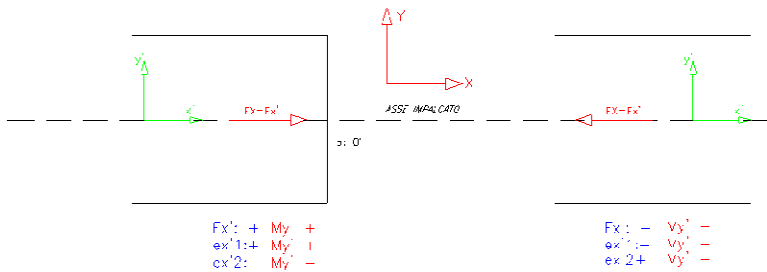
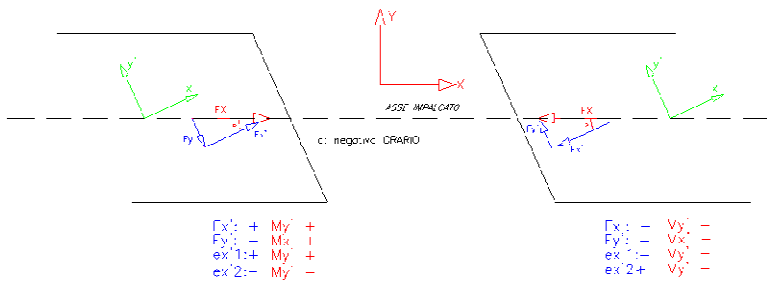
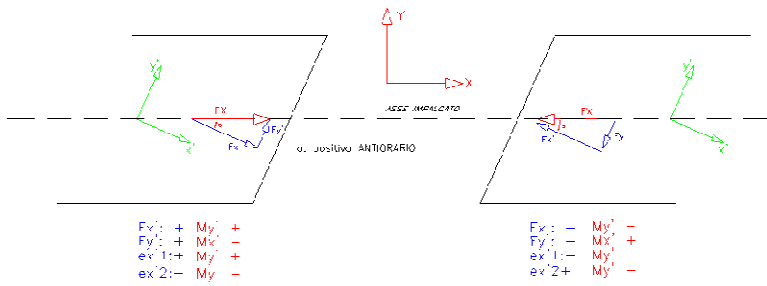
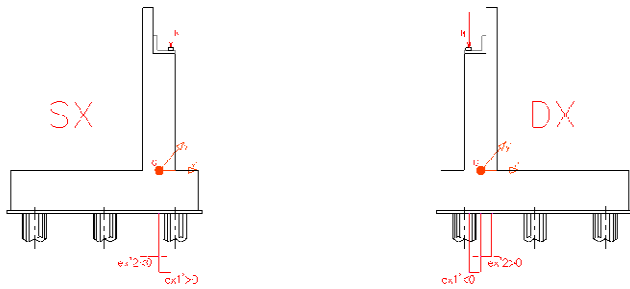
## 6 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

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



## FRFNATURA, ATTRITO SISMA LONGITUDINALE

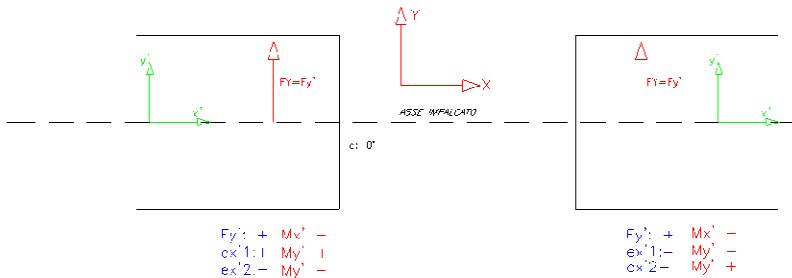
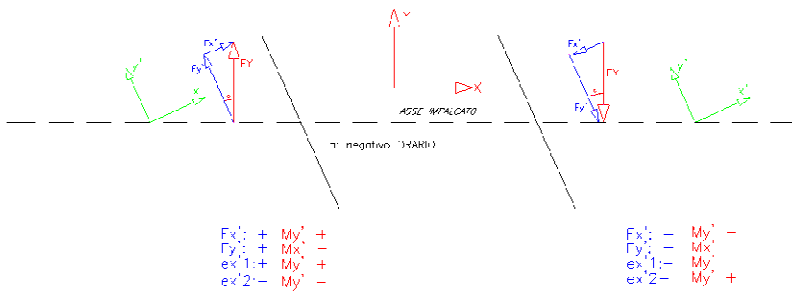
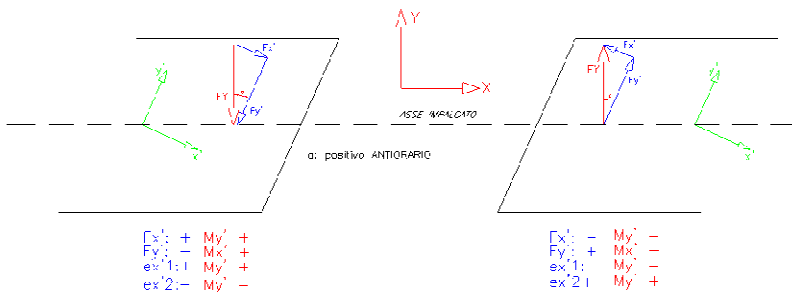
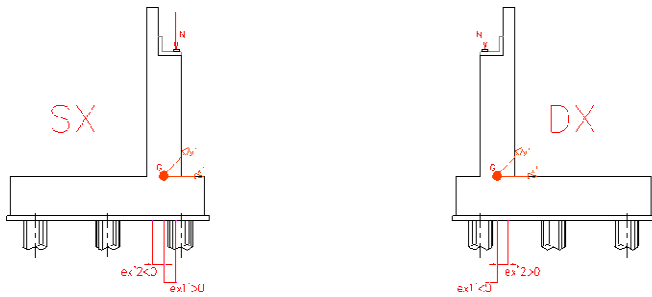
(x calcoli sollecitazioni PARAMENTO)

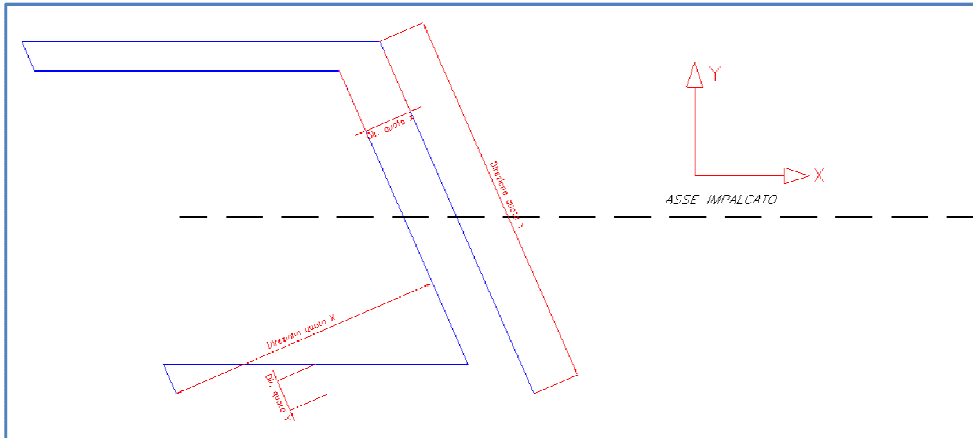




## VENTO SISMA TRASVERSALE

(x calcolo sollecitazioni PARAMENTO)





### 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 calcestruzzo di 25kN/mc) che i carichi trasmessi dall'impalcato.

Il peso a metro lineare del singolo impalcato è pari a: 257.5 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 (nero, barriere, velette, rete).

Il peso a metro lineare del permanente non strutturale del singolo impalcato è pari a: 45.00kN/m.

### 6.3 Azioni variabili da traffico

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

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

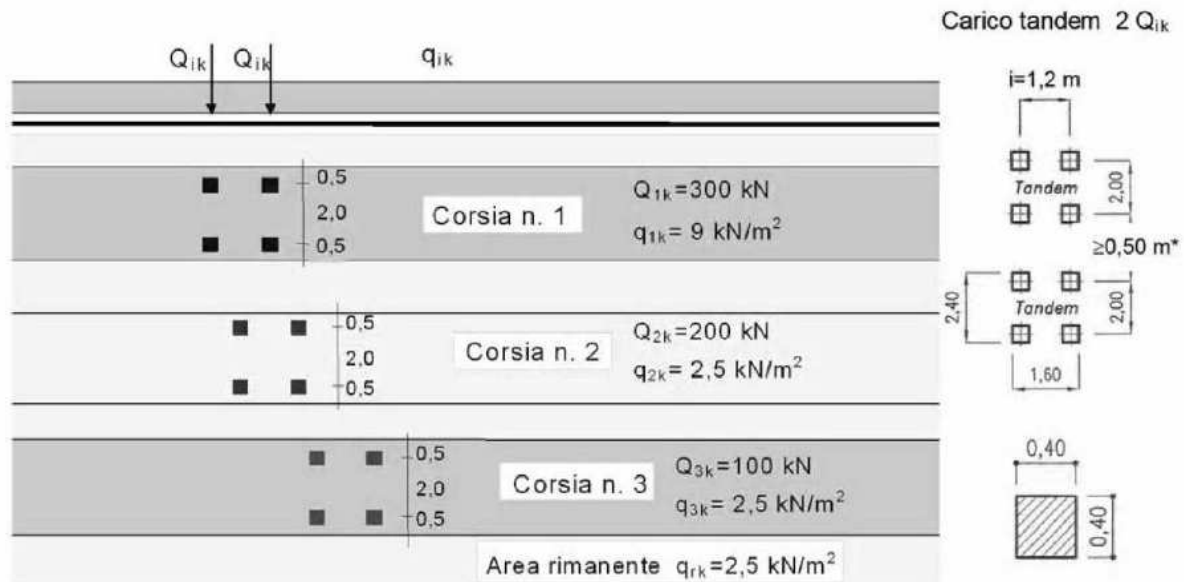
Schema di Carico 1 - è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti;

Schema di Carico 5 - è costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m<sup>2</sup>. Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m<sup>2</sup>;

### 6.3.1 Schema di Carico 1

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

- due assi in tandem  $Q_{ik}$  ciascuno da 300 kN disposti ad interasse longitudinale pari a 1,20m ed interasse trasversale pari a 2.0m;
- carico distribuito di 9.0 kN/m<sup>2</sup> in entrambe le direzioni e per una lunghezza illimitata.



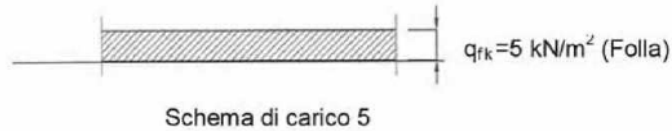
Schemi di carico 1

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

Nell'impalcato in esame sono state considerate n.3 colonne di carico.

### 6.3.2 Schema di Carico 5

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



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

### 6.3.3 Schemi di carico adottati

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

In particolare con la disposizione di n.3 colonne dello Schema di Carico 1 (vedi la figura al precedente paragrafo 6.3.1) e della disposizione dello Schema di Carico 5 in corrispondenza dei marciapiedi è stata effettuata la massimizzazione dell'azione verticale, mentre con la disposizione di n.1 colonna dello Schema di Carico 1 adiacente il marciapiede e la disposizione dello Schema di Carico 5 sullo stesso marciapiede è stata effettuata la massimizzazione del momento trasversale.


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

Gli scarichi sulla spalla dovuti ai singoli schemi di carico sono i seguenti:

Schema di carico 1  $Q_{1k}$        $(615(1)+410(2)+205(3))= 1230$  kN      (n) numero colonna di carico: 1,2,3  
 Schema di carico 1  $q_{1k}$        $(298(1)+83(2)+83(3))= 463$  kN  
 Schema di carico 5  $q_{fk}$        $(48(1)+48(2))=96$  kN      (n) numero marciapiede: 1,2

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

	Max N sulla spalla	Max Mx sulla spalla	
	Traffico	Traffico	
$Q_{1k}$	1230	615	kN
$q_{1k}$	463	298	kN
$q_{fk}$	96	48	kN
N	1790	961	kN
Mx	-1875	-2997	kNm

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA</b> <b>QUADRUPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA</b> <b>FASE 2 - QUADRUPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA NMOZ	LOTTO 20	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLIV0104001	REV. A

#### 6.3.4 Effetti dinamici

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

#### 6.4 Azioni longitudinali di frenamento o di accelerazione $q_3$ .

La forza di frenamento o di accelerazione  $q_3$  è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 \cdot (2Q1k) + 0,10q1k \cdot w_l \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

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

La forza pari a 420 kN, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

	Fx (kN)	My (kNm)	Mt (kNm)
Frenatura	420.0	927	1259

Le azioni sono state calcolate considerando una lunghezza di impalcato pari a  $L=22.00\text{m}$ .

#### 6.5 Azione del vento

Per la determinazione dell'azione dovuta al vento si fa riferimento al DM 14.1.2008 e relativa circolare. In particolare le istruzioni prevedono che la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni e sui loro elementi proceda secondo lo schema seguente:

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

Le analisi sono svolte considerando due condizioni di carico:

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

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

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

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

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

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

*Definizione della categoria di esposizione*

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

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

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

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLIV0104001	A	23 di 92

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

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

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
1	25	1000	0.01
$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])			100
$T_R$ (Tempo di ritorno)			75
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$v_b$ ( $T_R = 50$ [m/s])			25.000
$\alpha_R$ ( $T_R$ )			1.02346
$v_b$ ( $T_R$ ) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			25.586



$p$ (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
$q_b$ (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
$c_e$ (coefficiente di esposizione)
$c_p$ (coefficiente di forma)
$c_d$ (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

$$q_b = 409.17 \text{ N/mq}$$

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLIV0104001	A	24 di 92

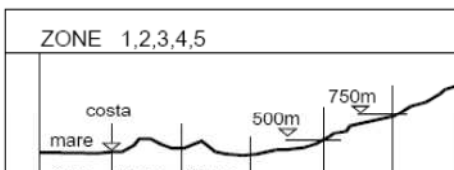
Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

Categoria di esposizione

**ZONE 1,2,3,4,5**

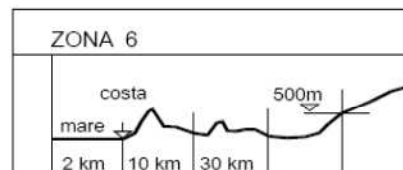


A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

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

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

**ZONA 6**



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


**ZONE 7,8**



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

\* Categoria II in zona 8  
Categoria III in zona 7

**ZONA 9**



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

Zona	Classe di rugosità	a <sub>s</sub> [m]
1	D	100

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

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

Cat. Esposiz.	k <sub>r</sub>	z <sub>0</sub> [m]	z <sub>min</sub> [m]	c <sub>t</sub>
II	0.19	0.05	4	1


q <sub>b</sub>	0.41	kN/mq	
C <sub>e</sub>	2.265		Coefficiente di esposizione
C <sub>p</sub>	1.2		Coefficiente di forma
C <sub>d</sub>	1		Coefficiente dinamico
P	1.11	kN/mq	Pressione del vento

In tal modo le azioni del vento e relativi momenti di trasporto al baricentro dell'impalcato sono i seguenti:

	Ponte scarico	Ponte carico
H vento	5.30	5.30 m
Ry vento/m	5.9	5.9 kN/m
Ry vento tot	65.0	65.0 kN
Mx tot	-198.2	-198.2 kNm

$$M_x = R \cdot (H_{\text{vento}}/2 + H_{\text{baggioli}} + H_{\text{apparecchiAppoggio}})$$



	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA</b> <b>QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA</b> <b>FASE 2 - QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA NMOZ	LOTTO 20	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLIV0104001	REV. A

## 6.6 Azione Sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2008), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 2008), 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. 2008, nel periodo di riferimento  $V_R$ , come definito nel § 2.4 del D.M. 2008.

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.

### 6.6.1 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  $V_N = 75$ .

### 6.6.2 Classe d’uso

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

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

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA</b> <b>QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA</b> <b>FASE 2 - QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA NMOZ	LOTTO 20	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLIV0104001	REV. A

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

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

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

Nel presente progetto si considera una **classe d'uso tipo III** con coefficiente d'uso  $C_U=1,5$ .

### 6.6.3 Periodo di riferimento

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

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

### 6.6.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

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

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

*Probabilità di superamento P<sub>VR</sub> al variare dello stato limite considerato*

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

da cui si ottiene la seguente tabella:

Stati limite		Valori in anni del periodo di ritorno T <sub>R</sub> al variare del periodo di riferimento V <sub>R</sub> (anni)
<b>SLE</b>	<b>SLO</b>	68
	<b>SLD</b>	113
<b>SLU</b>	<b>SLV</b>	1068
	<b>SLC</b>	2193

*Valori in anni del periodo di ritorno T<sub>R</sub> al variare del periodo di riferimento V<sub>R</sub>*

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati, il periodo T<sub>R</sub> in corrispondenza dello stato limite ultimo SLV è pari a T<sub>R</sub> = 1068 anni.

## 6.6.5 Caratterizzazione sismica del terreno

### 6.6.5.1 Categorie di Sottosuolo

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

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2008.

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

### 6.6.5.2 Condizioni topografiche

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

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

*Classificazione topografie superfici*

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

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

### 6.6.5.3 Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2008 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  $S_S = 1,50$  e  $C_C = 1,571$

### 6.6.6 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



Controllo sul reticolo:  Sito esterno al reticolo,  Interpolazione su 3 nodi,  Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

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

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

Individuazione della pericolosità del sito (Fase 1)

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

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

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- ... Strategia scelta

INTRO      FASE 1      **FASE 2**      FASE 3

Scelta della strategia di progettazione (Fase 2)

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

Stato Limite

Stato Limite considerato  info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo  info       $S_S = 1.500$        $C_C = 1.571$  info

Categoria topografica  info       $h/H = 0.000$        $S_T = 1.000$  info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

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

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

Compon. verticale

Spettro di progetto      Fattore  $q$         $\eta = 0.667$  info

Elaborazioni

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

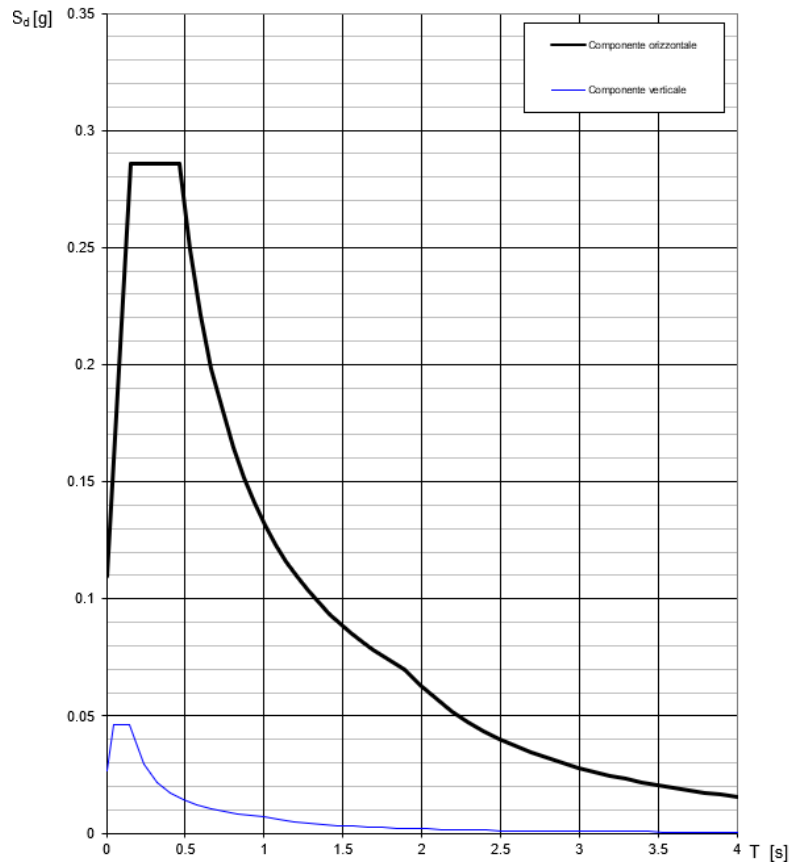
Spettri di risposta

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

INTRO      FASE 1      FASE 2      **FASE 3**

Determinazione dell'azione di progetto (Fase 3)

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



Spettro di progetto: grafico

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.073 g
$F_0$	2.606
$T_C$	0.295 s
$S_S$	1.500
$C_C$	1.571
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.154 s
$T_C$	0.463 s
$T_D$	1.893 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

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

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

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

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

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

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

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.110
$T_B$	0.154	0.286
$T_C$	0.463	0.286
	0.531	0.249
	0.599	0.221
	0.667	0.198
	0.736	0.180
	0.804	0.165
	0.872	0.152
	0.940	0.141
	1.008	0.131
	1.076	0.123
	1.144	0.116
	1.212	0.109
	1.280	0.103
	1.348	0.098
	1.416	0.094
	1.484	0.089
	1.552	0.085
	1.620	0.082
	1.688	0.078
	1.757	0.075
	1.825	0.073
$T_D$	1.893	0.070
	1.993	0.063
	2.093	0.057
	2.194	0.052
	2.294	0.048
	2.394	0.044
	2.495	0.040
	2.595	0.037
	2.695	0.035
	2.796	0.032
	2.896	0.030
	2.996	0.028
	3.097	0.026
	3.197	0.025
	3.298	0.023
	3.398	0.022
	3.498	0.020
	3.599	0.019
	3.699	0.018
	3.799	0.017
	3.900	0.016
	4.000	0.016

*Spettro di progetto: valori*



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

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

Peso intero impalcato		6562.0	kN	
$a_{max}=S^*a_g$		0.110	g	
Braccio		1.455	m	
	% sisma sulla spalla	F sisma (kN)	M (kNm)	
Sisma long X	1.0	719	1045	F <sub>x</sub> , M <sub>y</sub>
Sisma trasv Y	0.5	359	-523	F <sub>y</sub> , M <sub>x</sub>

## 6.7 Riepilogo delle azioni del traffico dell'impalcato

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

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

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

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

Disposizione di carico 1a (Nmax): Schema di Carico 1 (n.3 colonne di carico)

Schema di Carico 5 (su n.2 marciapiedi)

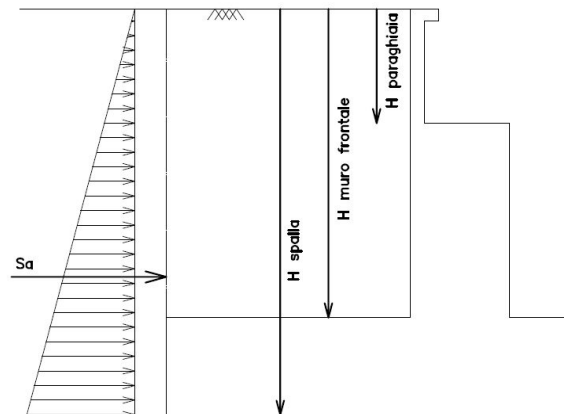
Disposizione di carico 1b (Nmin/M<sub>trasv</sub> max): Schema di Carico 1 (n.1 colonne di carico)

Schema di Carico 5 (su n.1 marciapiede)

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

## 6.8 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.



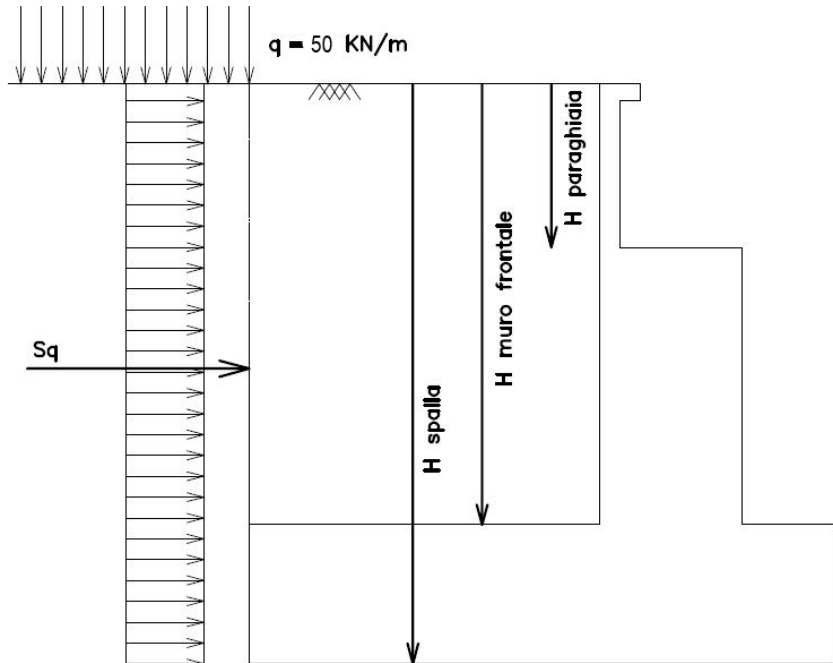
*Schema per il calcolo degli effetti della spinta statica del terreno*

Si deve notare che essendo presente una fondazione su pali si ipotizza che la spalla sia impedita di traslare rispetto al terreno. La spinta sia in condizioni di esercizio che in condizioni sismiche viene calcolata con il coefficiente di spinta in quiete  $k_0$  e non con il coefficiente di spinta attiva  $k_a$ .

## 6.9 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  $q=20\text{kN/m}^2$ .

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.

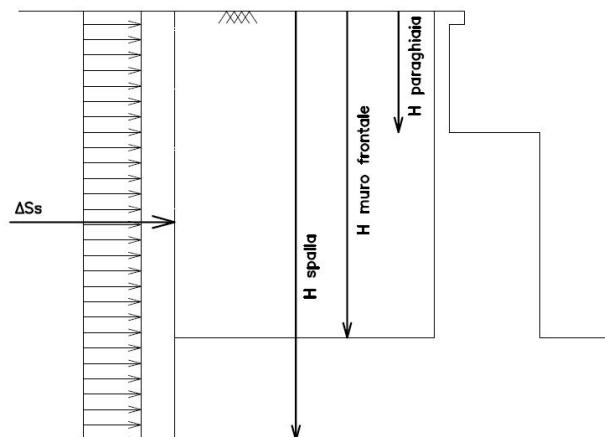


*Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale*

### 6.10 Sovrappinta sismica

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

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



*Schema per il calcolo degli effetti della sovrappinta sismica*

<b>Suolo</b>	suolo di fondazione	<b>C</b>
--------------	---------------------	----------

$a_g/g$	accelerazione massima al suolo	0.073g
$S_s$	fattore di amplificazione stratigrafica	1.5
$S_T$	fattore di amplificazione stratigrafica	1
$S=S_T \cdot S_s$	Fattore che tiene conto del profilo topografico	1.5
$a_{max}=S \cdot a_g$		0.110g
$\beta_m$	(coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito)	1
$k_h=\beta_m \cdot a_{max}/g$	Coefficiente sismico orizzontale	0.110
$k_v= 0.5 k_h$	Coefficiente sismico verticale	0.055

### 6.11 Forze di inerzia dovute al sisma

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

Le risultanti orizzontali e verticali sono rispettivamente pari ad  $F_h=k_h \cdot W$  e  $F_v=k_v \cdot W$ , dove i coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  sono calcolati come esposto al paragrafo 7.11.6 delle NTC08 risultando pari a  $k_h=\beta_m \cdot a_{max}/g$ ,  $k_v=\pm 0.5k_h$  con  $a_{max}=S_s \cdot S_T \cdot a_g$ .

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

## 6.12 Riepilogo delle azioni derivanti dalla spalla rispetto al baricentro della fondazione

### 6.12.1 Pesì propri spalla

	<b>N</b>	<b>F<sub>L</sub>=F<sub>X</sub></b>	<b>F<sub>T</sub>=F<sub>Y</sub></b>	<b>M<sub>Long</sub>=M<sub>y</sub></b>	<b>M<sub>Trasv</sub>=M<sub>x</sub></b>
	<b>[kN]</b>	<b>[kN]</b>	<b>[kN]</b>	<b>[kNm]</b>	<b>[kNm]</b>
Paraghiaia	347	0	0	866	0
Paramento di testata	4620	0	0	15819	0
Muri andatori parte sup. DX	519	0	0	-594,6	0
Muri andatori parte inf. DX	1730	0	0	-1982,0	0
Orecchia DX	0	0	0	0,0	0
Muri andatori parte sup. SX	519	0	0	-1804,1	0
Muri andatori parte inf. SX	1730	0	0	-6013,5	0
Orecchia SX	0	0	0	0,0	0
Plinto	9452	0	0	0,0	0
Rinterro interno	13912	0	0	-32157,8	0
Rinterro laterale	5288	0	0	0,0	0
Rinterro anteriore	456	0	0	3303,5	0

### 6.12.2 Spinte spalla

<b>SPINTE SPALLA</b>	<b>N</b>	<b>F<sub>L</sub>=F<sub>X</sub></b>	<b>F<sub>T</sub>=F<sub>Y</sub></b>	<b>M<sub>Long</sub>=M<sub>y</sub></b>	<b>M<sub>Trasv</sub>=M<sub>x</sub></b>
	<b>[kN]</b>	<b>[kN]</b>	<b>[kN]</b>	<b>[kNm]</b>	<b>[kNm]</b>
Spinta fino a estradosso	0,0	3773,8	920,0	19749,7	-4814,5
Spinta su plinto	0,0	2417,1	589,2	2563,3	-624,9
Carico accidentale su plinto 50kN/mq (Nacc)	1924,1			-4447,6	
Spinta carico accidentale 50kN/mq		1029,9	251,1	5819,1	-1418,5
Spinta carico accidentale su bandiera 10kN/mq		0,0		0,0	

### 6.12.3 Pesì + spinte spalla

	<b>N</b>	<b>F<sub>L</sub>=F<sub>X</sub></b>	<b>F<sub>T</sub>=F<sub>Y</sub></b>	<b>M<sub>Long</sub>=M<sub>y</sub></b>	<b>M<sub>Trasv</sub>=M<sub>x</sub></b>
	<b>[kN]</b>	<b>[kN]</b>	<b>[kN]</b>	<b>[kNm]</b>	<b>[kNm]</b>
Peso spalla	18916	0	0	6290	0
Rinterro interno	13912	0	0	-32158	0
Rinterro esterno	5744	0	0	3303	0
Spinta terre ( <b>per STR</b> )	0	6191	1509	22313	-5439
Spinta carico accidentale 50kPa ( <b>per STR</b> )	0	1030	251	5819	-1419

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLIV0104001	A	39 di 92

Spinta terre (per GEO)		6191	1509	22313	-5439
Spinta carico accidentale 50kPa (per GEO)	0	1030	251	5819	-1419

### 6.12.4 Inerzie ed incremento di spinta sismica

	<b>N</b>	<b>F<sub>L</sub>=F<sub>X</sub></b>	<b>F<sub>T</sub>=F<sub>Y</sub></b>	<b>M<sub>Long</sub>=M<sub>Y</sub></b>	<b>M<sub>Trasv</sub>=M<sub>X</sub></b>
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Inerzia spalla dir longitudinale	0	2071		7735	
Inerzia spalla dir trasversale			2071		-7735
Inerzia terreno (rinterro interno) dir longitudinale	0	1523		10283	
Inerzia terreno (rinterro interno) dir trasversale			1523		-10283
Incremento di spinta sismica (per STR)	0	1494	364	8443	-2058
Incremento di spinta sismica (per GEO)	0	1494	364	8443	-2058

### 6.13 Riepilogo delle azioni derivanti dall'impalcato

#### 6.13.1 Azioni ad intradosso baggiolo

	<b>N</b>	<b>F<sub>L</sub>=F<sub>X</sub></b>	<b>F<sub>T</sub>=F<sub>Y</sub></b>	<b>M<sub>Long</sub>=M<sub>Y</sub></b>	<b>M<sub>Trasv</sub>=M<sub>X</sub></b>	<b>M<sub>TORC</sub></b>
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
Peso proprio impalcato	2778,4					
Sovraccarichi permanenti impalcato	495,0					
Qik (massimo carico verticale)	1230,1				-1230,1	
qik (massimo carico verticale)	462,0				-643,5	
folla (massimo carico verticale)	96,3				0,0	
Qik (minimo carico verticale)	615,1				-1845,2	
qik (minimo carico verticale)	297,0				-891,0	
folla (minimo carico verticale)	48,1				-258,7	
Frenatura		419,4		926,9		1258,2
Vento a ponte scarico			64,8		-197,8	
Vento a ponte carico			64,8		-197,8	
Attrito dei vincoli (Qik (max N verticale))		49,2				
Attrito dei vincoli (qik (max N verticale))		18,5				
Attrito dei vincoli (folla (max N vert.))		3,9				
Attrito dei vincoli (Qik (max N verticale))		24,6				
Attrito dei vincoli (qik (min N verticale))		11,9				
Attrito dei vincoli (folla (min N vert.))		1,9				
Attrito dei vincoli (ponte scarico)		130,9				
Spettro X		716,9		1042,9		

Spettro Y			359,3		-522,7	
-----------	--	--	-------	--	--------	--

### 6.13.2 Azioni a baricentro intradosso plinto

	N [kN]	F <sub>L</sub> =F <sub>X</sub> [kN]	F <sub>T</sub> =F <sub>Y</sub> [kN]	M <sub>Long</sub> =M <sub>Y</sub> [kNm]	M <sub>Trasv</sub> =M <sub>X</sub> [kNm]	M <sub>TORC</sub> [kNm]
Peso proprio impalcato	2785	0	0	11752	0	0
Sovraccarichi permanenti impalcato	496	0	0	2094	0	0
Qik (massimo carico verticale)	1230	0	0	5191	-1230	0
qik (massimo carico verticale)	463	0	0	1954	-645	0
folla (massimo carico verticale)	96	0	0	407	0	0
Qik (minimo carico verticale)	615	0	0	2595	-1845	0
qik (minimo carico verticale)	298	0	0	1256	-893	0
folla (minimo carico verticale)	48	0	0	204	-259	0
Frenatura	0	420	0	4955	0	1259
Vento a ponte scarico	0	0	65	0	-822	0
Vento a ponte carico	0	0	65	0	-822	0
Attrito dei vincoli (Qik (max N verticale))	0	49	0	472	0	0
Attrito dei vincoli (qik (max N verticale))	0	19	0	178	0	0
Attrito dei vincoli (folla (max N vert.))	0	4	0	37	0	0
Attrito dei vincoli (Qik (max N verticale))	0	25	0	236	0	0
Attrito dei vincoli (qik (min N verticale))	0	12	0	114	0	0
Attrito dei vincoli (folla (min N vert.))	0	2	0	19	0	0
Attrito dei vincoli (ponte scarico)	0	131	0	1260	0	0
Spettro X	0	719	0	7943	0	0
Spettro Y	0	0	359	0	-3972	0

### 6.14 Riepilogo complessivo delle azioni a baricentro intradosso plinto


	N	F <sub>L</sub> =F <sub>X</sub>	F <sub>T</sub> =F <sub>Y</sub>	M <sub>Long</sub> =M <sub>Y</sub>	M <sub>Trasv</sub> =M <sub>X</sub>	M <sub>Tor</sub> =M <sub>Z</sub>	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
Sollecitazioni statiche impalcato	Peso proprio impalcato	2778	0	0	11725	0	0
	Sovraccarichi permanenti impalcato	495	0	0	2089	0	0
	Qik (massimo carico verticale)	1230	0	0	5191	-1230	0
	qik (massimo carico verticale)	462	0	0	1950	-644	0
	folla (massimo carico verticale)	96	0	0	406	0	0
	Qik (minimo carico verticale)	615	0	0	2596	-1845	0
	qik (minimo carico verticale)	297	0	0	1253	-891	0
	folla (minimo carico verticale)	48	0	0	203	-259	0
	Frenatura	0	419	0	4953	0	1258
	Vento a ponte scarico	0	0	65	0	-820	0



**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLIV0104001	A	41 di 92

	Vento a ponte carico	0	0	65	0	-820	0
	Attrito dei vincoli (Qik (max N verticale))	0	49	0	472	0	0
	Attrito dei vincoli (qik (max N verticale))	0	18	0	177	0	0
	Attrito dei vincoli (folla (max N vert.))	0	4	0	37	0	0
	Attrito dei vincoli (Qik (max N verticale))	0	25	0	236	0	0
	Attrito dei vincoli (qik (min N verticale))	0	12	0	114	0	0
	Attrito dei vincoli (folla (min N vert.))	0	2	0	18	0	0
	Attrito dei vincoli (ponte scarico)	0	131	0	1257	0	0
	Spettro X	0	717	0	7925	0	0
	Spettro Y	0	0	358	0	-3962	0
Sollecitazioni statiche spalla	Peso spalla	18916	0	0	6290	0	18916
	Rinterro interno	13912	0	0	-32158	0	13912
	Rinterro esterno	5744	0	0	3303	0	5744
	Spinta terre (per STR)	0	6191	1509	22313	-5439	0
	Carico accidentale su plinto 50kN/mq (Nacc)	1924	0	0	-4448	0	1924
	Spinta carico accidentale 50kPa + 10kPa su bandiera (per STR)	0	1030	251	5819	-1419	0
	Spinta terre (per GEO)	0	6191	1509	22313	-5439	0
	Spinta carico accidentale 50kPa +10kPa su bandiera (per GEO)	0	1030	251	5819	-1419	0
Sisma spalla	Inerzia spalla dir longitudinale	0	2071	0	7735	0	0
	Inerzia spalla dir trasversale	0	0	2071	0	-7735	0
	Inerzia terreno (rinterro interno) dir longitudinale	0	1523	0	10283	0	0
	Inerzia terreno (rinterro interno) dir trasversale	0	0	1523	0	-10283	0
	Incremento di spinta sismica (per STR)	0	1494	364	8443	-2058	0
	Incremento di spinta sismica (per GEO)	0	1494	364	8443	-2058	0

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA</b> <b>QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA</b> <b>FASE 2 - QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA NMOZ	LOTTO 20	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLIV0104001	REV. A

## 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-2008 al par.2.5.3:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento $q_5$	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_5$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	$T_k$	0,6	0,6	0,5

## 7.1 Combinazioni SLU

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 1.

Pertanto sono state definite due serie di combinazioni allo SLU secondo i coefficienti delle sue colonne A1 STR e A2 GEO della tabella 5.1.V delle NTC08.

### 7.1.1 Combinazioni SLU STR

Per ciascuna delle due disposizioni di carico definite in precedenza sono state definite n.12 combinazioni allo SLU di cui n.6 considerando l'assenza dell'accidentale a tergo della spalla e n.3 in cui, al fine considerare anche la condizione di minimo carico sulla fondazione, per i carichi permanenti è stato assunto un coefficiente di combinazione unitario.

Sono state definite n.3 combinazioni a ponte scarico di cui n.2 con l'azione del vento.

Pertanto complessivamente sono state definite 27 combinazioni SLU STR.

Di seguito si riportano i coefficienti utilizzati per ogni combinazione di carico:

Frenatura	g1	g2 impalcato	Rinterro	Schemi di carico 1 e 5	Vento	Attrito vincoli	Spinta terre	Accidenta le a tergo
1.35	1.35 1	1.35 1	1.35 1	1.35/1.0125/0.54 0 (PS)	0.9/1.5 1.5 (PS)	0.72	1.35	1.35/0

\*PS: ponte scarico

### 7.1.2 Combinazioni SLU GEO

Per ciascuna delle due disposizioni di carico definite in precedenza sono state definite n.6 combinazioni allo SLU, di cui n.3 considerando l'assenza dell'accidentale a tergo della spalla.

Sono state definite n2 combinazioni a ponte scarico di cui n.1 con l'azione del vento.

Pertanto complessivamente sono state definite 14 combinazioni SLU GEO.

Di seguito si riportano i coefficienti utilizzati per ogni combinazione di carico:

Frenatura	g1	g2 impalcato	Rinterro	Schemi di carico 1 e 5	Vento	Attrito vincoli	Spinta terre	Accidentale a tergo
1.15	1 1	1 1	1	1.15/0.863/0.46 0 (PS)	0.78/1.3 1.3 (PS)	0.6	1	1.15/0.46 0 (PS)

\*PS: ponte scarico

## 7.2 Combinazioni SLE

Analogamente a quanto fatto per gli SLU sono state definite le combinazioni di carico agli SLE.

### 7.2.1 Combinazioni SLE RARA

Per ciascuna delle due disposizioni di carico definite in precedenza sono state definite n.6 combinazioni allo SLE RARA.

Sono state definite n2 combinazioni a ponte scarico di cui n.1 con l'azione del vento.

Pertanto complessivamente sono state definite 14 combinazioni SLE RARA

Di seguito si riportano i coefficienti utilizzati per ogni combinazione di carico:

	g1	g2 impalcato	Rinterro	Schemi di carico 1 e 5	Vento	Attrito vincoli	Spinta terre	Accidentale a tergo
SLE RARA	1	1	1	1/0.75/0.40 0 (PS)	0.6/1 1 (PS)	0.6	1	1/0.40/0 0 (PS)

\*PS: ponte scarico

### 7.2.2 Combinazioni SLE FREQUENTE

Per ciascuna delle due disposizioni di carico definite in precedenza sono state definite n.2 combinazioni allo SLE FREQUENTE.

Ancora è stata definita una combinazione di carico a ponte scarico.

Pertanto complessivamente sono state definite 5 combinazioni SLE FREQUENTE

Di seguito si riportano i coefficienti utilizzati per ogni combinazione di carico:

	g1	g2 impalcato	Rinterro	Schemi di carico 1 e 5	Vento	Attrito vincoli	Spinta terre	Accidentale a tergo
SLE FREQUENTE	1	1	1	0.75/0.4 0 (PS)	0 0.2 (PS)	0.5	1	0.4 0 (PS)

\*PS: ponte scarico

### 7.2.3 Combinazioni SLE QUASI PERMANENTE

È stata definita 1 combinazione SLE QUASI PERMANENTE

Di seguito si riportano i coefficienti utilizzati:

	g1	g2 impalcato	Rinterro	Schemi di carico 1 e 5	Vento	Attrito vincoli	Spinta terre	Accidentale a tergo
SLE QUASI PERMANENTE	1	1	1	0	0	0	1	0

### 7.3 Combinazioni SISMICHE

Sono state definite le combinazioni sismiche sia per gli stati limite ultimi strutturali (SLV STR) che geotecnici (SLV GEO).

#### 7.3.1 Combinazioni SLV STR

Sono state definite n.2 combinazioni allo SLV STR nelle due direzioni del sisma.

Di seguito si riportano i coefficienti utilizzati per ogni combinazione di carico:

SISMA X

g1	g2 impalcato	Rinterro	Schemi di carico 1 e 5	Vento	Attrito vincoli	Spinta terre	Accidentale a tergo	Effetti Sisma in X	Effetti Sisma in Y
1	1	1	0	0	0	1	0	1	0.3

**SISMA Y**

g1	g2 impalcato	Rinterro	Schemi di carico 1 e 5	Vento	Attrito vincoli	Spinta terre	Accidentale a tergo	Effetti Sisma in X	Effetti Sisma in Y
1	1	1	0	0	0	1	0	0.3	1

**7.3.2 Combinazioni SLV GEO**

Sono state definite n.2 combinazioni allo SLV GEO nelle due direzione del sisma.

I coefficienti di combinazione utilizzati sono gli stessi definiti per le combinazioni SLV STR.

**7.4 Sollecitazioni combinate**

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

Combo	N [kN]	F <sub>L</sub> =F <sub>x</sub> [kN]	F <sub>T</sub> =F <sub>y</sub> [kN]	M <sub>Long</sub> =M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>Trasv</sub> =M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>Tor</sub> =M <sub>z</sub> [kNm]
SLU_STR_01	56491	8452	2037	19215	-7343	0
SLU_STR_02	46857	9894	2435	34812	-12526	0
SLU_STR_03	45739	9870	2435	29864	-14039	0
SLU_STR_04	44260	9894	2435	40816	-12526	0
SLU_STR_05	43142	9870	2435	35869	-14039	0
SLU_STR_06	61503	9894	2435	31749	-12526	0
SLU_STR_07	60385	9870	2435	26802	-14039	0
SLU_STR_08	58906	9894	2435	37753	-12526	0
SLU_STR_09	57787	9870	2435	32806	-14039	0
SLU_STR_010	44379	9623	2231	36481	-10440	1699
SLU_STR_011	43668	9601	2231	33262	-11197	1699
SLU_STR_012	43340	9623	2231	38883	-10440	1699
SLU_STR_013	42628	9601	2231	35663	-11197	1699
SLU_STR_014	59025	9623	2231	33419	-10440	1699
SLU_STR_015	58313	9601	2231	30199	-11197	1699
SLU_STR_016	57986	9623	2231	35820	-10440	1699
SLU_STR_017	57274	9601	2231	32601	-11197	1699
SLU_STR_018	44379	9057	2270	29795	-10932	0
SLU_STR_019	43668	9035	2270	26575	-11689	0
SLU_STR_020	43340	9057	2270	32196	-10932	0
SLU_STR_021	42628	9035	2270	28977	-11689	0
SLU_STR_022	59025	9057	2270	26732	-10932	0
SLU_STR_023	58313	9035	2270	23512	-11689	0

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

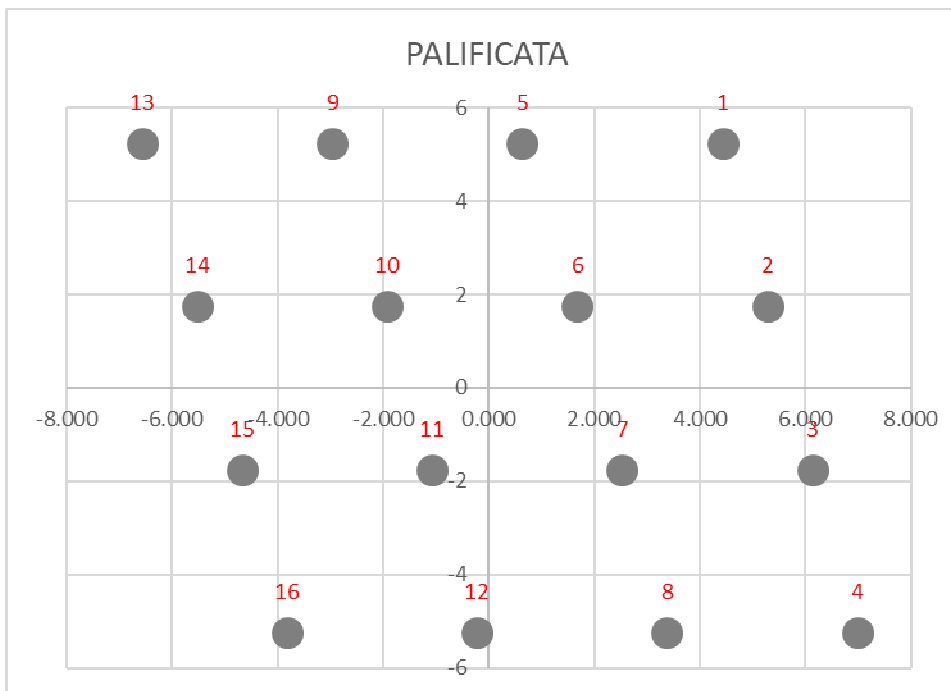
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLIV0104001	A	48 di 92

SLU_STR_024	57986	9057	2270	29134	-10932	0
SLU_STR_025	57274	9035	2270	25914	-11689	0
SLU_STR_026	41845	8452	2135	22277	-8573	0
SLU_STR_027	56491	8452	2135	19215	-8573	0
SLV_STR_01	41845	11997	3059	47948	-14091	0
SLV_STR_02	41845	7933	5572	23878	-28037	0
SLE_rara_01	41845	6270	1509	14317	-5439	0
SLE_rara_02	45558	7342	1799	23647	-9224	0
SLE_rara_03	44730	7322	1799	19962	-10345	0
SLE_rara_04	43634	7342	1799	28095	-9224	0
SLE_rara_05	42806	7322	1799	24409	-10345	0
SLE_rara_06	43722	7142	1649	24882	-7679	1258
SLE_rara_07	43195	7123	1649	22477	-8239	1258
SLE_rara_08	42953	7142	1649	26661	-7679	1258
SLE_rara_09	42425	7123	1649	24256	-8239	1258
SLE_rara_010	43722	6722	1674	19929	-8007	0
SLE_rara_011	43195	6703	1674	17524	-8567	0
SLE_rara_012	42953	6722	1674	21708	-8007	0
SLE_rara_013	42425	6703	1674	19303	-8567	0
SLE_rara_014	41845	6270	1574	14317	-6259	0
SLE_fre_01	43761	6704	1610	19919	-7187	0
SLE_fre_02	43214	6688	1610	17453	-7850	0
SLE_fre_03	42991	6704	1610	21698	-7187	0
SLE_fre_04	42445	6688	1610	19232	-7850	0
SLE_fre_05	41845	6256	1522	14191	-5603	0
SLE_QP_01	41845	6191	1509	13563	-5439	0
SLU_GEO_01	43769	7299	1760	15688	-6858	0
SLU_GEO_02	46115	7497	1848	24985	-9865	0
SLU_GEO_03	45162	7477	1848	20775	-11154	0
SLU_GEO_04	43902	7497	1848	30100	-9865	0
SLU_GEO_05	42950	7477	1848	25890	-11154	0
SLU_GEO_06	44004	7266	1675	26408	-8089	1447
SLU_GEO_07	43398	7247	1675	23669	-8733	1447
SLU_GEO_08	43119	7266	1675	28454	-8089	1447
SLU_GEO_09	42512	7247	1675	25715	-8733	1447
SLU_GEO_010	44004	6784	1709	20712	-8515	0
SLU_GEO_011	43398	6765	1709	17973	-9159	0
SLU_GEO_012	43119	6784	1709	22758	-8515	0
SLU_GEO_013	42512	6765	1709	20019	-9159	0
SLU_GEO_014	41845	6270	1593	14317	-6506	0
SLV_GEO_01	41845	11997	3059	47948	-14091	0
SLV_GEO_02	41845	7933	5572	23878	-28037	0



## 8 CALCOLO SOLLECITAZIONI SUI SINGOLI PALI DI FONDAZIONE

A partire dalle sollecitazioni riportate al §7.4 sono state definite le azioni agenti sui singoli pali della fondazione.



Coordinate pali:

Palo	X (m)	Y (m)
1	4,425	5,2472
2	5,275	1,75
3	6,125	-1,75
4	6,975	-5,2472
5	0,633	5,2472
6	1,675	1,75
7	2,525	-1,75
8	3,375	-5,2472
9	-2,968	5,2472
10	-1,925	1,75
11	-1,075	-1,75
12	-0,225	-5,2472
13	-6,568	5,2472

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLIV0104001	A	50 di 92

14	-5,525	1,75
15	-4,675	-1,75
16	-3,825	-5,2472

Sforzo normale:  $N_{palo,i} = N/n.pali + M_y/\Sigma x^2 x_i + M_x/\Sigma y^2 y_i$

Taglio:  $T_{palo,i} = (F_x/n.pali + F_y/n.pali)^{0.5}$

Momento  $M_{palo,i} = T_{palo,i} \times \lambda \times C_M$

Con:  $\lambda = (E_p J/k_h)^{1/5}$

$C_M$  da calcolarsi in base a  $\lambda$ , tabella pag.476 "Viggiani":

L/l	$C_M$
2	1.06
3	0.97
4	0.93
$\geq 5$	0.93

$k_h$	1.5	kg/cm <sup>3</sup>
$\lambda$	2.92	m
L	25	m
L/ $\lambda$	8.57	-
$C_M$	0.93	-

Si riportano di seguito le azioni sui pali maggiormente sollecitati (pali di angolo) per tutte le combinazioni di carico esaminate:

	N P.1 [kN]	N P.4 [kN]	N P.16 [kN]	N P.13 [kN]	T P.4 [kN]	T P.16 [kN]	T P.13 [kN]	T P.4 [kN]	M P.1 [kN]	M P.4 [kN]	M P.13 [kN]	M P.16 [kN]
SLU_STR_01	3679	4170	3424	2920	543	543	543	543	1475	1475	1475	1475
SLU_STR_02	3213	4069	2719	1839	637	637	637	637	1728	1728	1728	1728
SLU_STR_03	3032	3908	2749	1853	635	635	635	635	1724	1724	1724	1724
SLU_STR_04	3146	4057	2474	1535	637	637	637	637	1728	1728	1728	1728
SLU_STR_05	2965	3896	2505	1549	635	635	635	635	1724	1724	1724	1724
SLU_STR_06	4080	4908	3676	2826	637	637	637	637	1728	1728	1728	1728
SLU_STR_07	3899	4747	3707	2841	635	635	635	635	1724	1724	1724	1724
SLU_STR_08	4013	4896	3431	2522	637	637	637	637	1728	1728	1728	1728

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLIV0104001	A	51 di 92

SLU_STR_09	3832	4735	3462	2537	635	635	635	635	1724	1724	1724	1724
SLU_STR_010	3130	3912	2496	1689	617	617	617	617	1675	1675	1675	1675
SLU_STR_011	3018	3803	2512	1705	616	616	616	616	1672	1672	1672	1672
SLU_STR_012	3103	3907	2398	1568	617	617	617	617	1675	1675	1675	1675
SLU_STR_013	2991	3798	2414	1583	616	616	616	616	1672	1672	1672	1672
SLU_STR_014	3996	4750	3454	2677	617	617	617	617	1675	1675	1675	1675
SLU_STR_015	3884	4641	3470	2692	616	616	616	616	1672	1672	1672	1672
SLU_STR_016	3970	4745	3356	2555	617	617	617	617	1675	1675	1675	1675
SLU_STR_017	3858	4636	3372	2571	616	616	616	616	1672	1672	1672	1672
SLU_STR_018	3013	3755	2599	1836	584	584	584	584	1584	1584	1584	1584
SLU_STR_019	2901	3646	2615	1852	582	582	582	582	1580	1580	1580	1580
SLU_STR_020	2986	3750	2501	1715	584	584	584	584	1584	1584	1584	1584
SLU_STR_021	2874	3641	2517	1730	582	582	582	582	1580	1580	1580	1580
SLU_STR_022	3880	4593	3556	2824	584	584	584	584	1584	1584	1584	1584
SLU_STR_023	3768	4484	3572	2839	582	582	582	582	1580	1580	1580	1580
SLU_STR_024	3853	4588	3458	2703	584	584	584	584	1584	1584	1584	1584
SLU_STR_025	3741	4479	3474	2718	582	582	582	582	1580	1580	1580	1580
SLU_STR_026	2786	3357	2493	1906	545	545	545	545	1479	1479	1479	1479
SLU_STR_027	3652	4196	3451	2894	545	545	545	545	1479	1479	1479	1479
SLV_STR_01	3075	4119	2259	1182	774	774	774	774	2100	2100	2100	2100
SLV_STR_02	2394	3815	2888	1451	606	606	606	606	1644	1644	1644	1644
SLE_rara_01	2726	3091	2535	2161	403	403	403	403	1094	1094	1094	1094
SLE_rara_02	3025	3638	2720	2092	472	472	472	472	1282	1282	1282	1282
SLE_rara_03	2891	3517	2743	2103	471	471	471	471	1279	1279	1279	1279
SLE_rara_04	2976	3629	2539	1867	472	472	472	472	1282	1282	1282	1282
SLE_rara_05	2841	3509	2562	1878	471	471	471	471	1279	1279	1279	1279
SLE_rara_06	2963	3521	2555	1981	458	458	458	458	1243	1243	1243	1243
SLE_rara_07	2880	3439	2568	1993	457	457	457	457	1240	1240	1240	1240
SLE_rara_08	2944	3517	2483	1891	458	458	458	458	1243	1243	1243	1243
SLE_rara_09	2860	3436	2495	1903	457	457	457	457	1240	1240	1240	1240
SLE_rara_010	2878	3404	2630	2091	433	433	433	433	1175	1175	1175	1175
SLE_rara_011	2795	3322	2643	2103	432	432	432	432	1172	1172	1172	1172
SLE_rara_012	2858	3400	2558	2001	433	433	433	433	1175	1175	1175	1175
SLE_rara_013	2775	3319	2570	2013	432	432	432	432	1172	1172	1172	1172
SLE_rara_014	2709	3108	2553	2143	404	404	404	404	1096	1096	1096	1096
SLE_fre_01	2898	3388	2615	2111	431	431	431	431	1169	1169	1169	1169
SLE_fre_02	2810	3306	2629	2121	430	430	430	430	1167	1167	1167	1167
SLE_fre_03	2878	3385	2543	2021	431	431	431	431	1169	1169	1169	1169
SLE_fre_04	2790	3303	2557	2031	430	430	430	430	1167	1167	1167	1167
SLE_fre_05	2721	3091	2540	2160	402	402	402	402	1092	1092	1092	1092
SLE_QP_01	2714	3072	2546	2179	398	398	398	398	1081	1081	1081	1081
SLU_GEO_01	2838	3276	2667	2218	469	469	469	469	1274	1274	1274	1274
SLU_GEO_02	3068	3720	2750	2081	483	483	483	483	1310	1310	1310	1310
SLU_GEO_03	2914	3582	2776	2093	481	481	481	481	1306	1306	1306	1306
SLU_GEO_04	3011	3709	2542	1822	483	483	483	483	1310	1310	1310	1310
SLU_GEO_05	2857	3572	2568	1834	481	481	481	481	1306	1306	1306	1306
SLU_GEO_06	2997	3585	2561	1954	466	466	466	466	1265	1265	1265	1265

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLIV0104001	A	52 di 92

SLU_GEO_07	2901	3493	2574	1967	465	465	465	465	1262	1262	1262	1262
SLU_GEO_08	2974	3581	2477	1850	466	466	466	466	1265	1265	1265	1265
SLU_GEO_09	2878	3489	2491	1863	465	465	465	465	1262	1262	1262	1262
SLU_GEO_010	2897	3452	2648	2079	437	437	437	437	1187	1187	1187	1187
SLU_GEO_011	2802	3359	2662	2092	436	436	436	436	1183	1183	1183	1183
SLU_GEO_012	2874	3448	2565	1976	437	437	437	437	1187	1187	1187	1187
SLU_GEO_013	2779	3355	2578	1988	436	436	436	436	1183	1183	1183	1183
SLU_GEO_014	2703	3113	2558	2138	404	404	404	404	1097	1097	1097	1097
SLV_GEO_01	3075	4119	2259	1182	774	774	774	774	2100	2100	2100	2100
SLV_GEO_02	2394	3815	2888	1451	606	606	606	606	1644	1644	1644	1644

Le azioni minime e massime sui pali sono le seguenti:

	N P.1	N P.4	N P.16	N P.13	T P.4	T P.16	T P.13	T P.4	M P.1	M P.4	M P.13	M P.16	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
SLU STR	MIN	2786	3357	2398	1535	543	543	543	543	1475	1475	1475	1475
SLU STR	MAX	4080	4908	3707	2920	637	637	637	637	1728	1728	1728	1728
SLV STR	MIN	2394	3815	2259	1182	606	606	606	606	1644	1644	1644	1644
SLV STR	MAX	3075	4119	2888	1451	774	774	774	774	2100	2100	2100	2100
SLE RARA	MIN	2709	3091	2483	1867	403	403	403	403	1094	1094	1094	1094
SLE RARA	MAX	3025	3638	2743	2161	472	472	472	472	1282	1282	1282	1282
SLE FREQ	MIN	2721	3091	2540	2021	402	402	402	402	1092	1092	1092	1092
SLE FREQ	MAX	2898	3388	2629	2160	431	431	431	431	1169	1169	1169	1169
SLE QP	MIN	2714	3072	2546	2179	398	398	398	398	1081	1081	1081	1081
SLE QP	MAX	2714	3072	2546	2179	398	398	398	398	1081	1081	1081	1081
SLU GEO	MIN	2703	3113	2477	1822	404	404	404	404	1097	1097	1097	1097
SLU GEO	MAX	3068	3720	2776	2218	483	483	483	483	1310	1310	1310	1310
SLV GEO	MIN	2394	3815	2259	1182	606	606	606	606	1644	1644	1644	1644
SLV GEO	MAX	3075	4119	2888	1451	774	774	774	774	2100	2100	2100	2100

## 9 VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI DI FONDAZIONE

Diametro del palo: 1200mm  
 Copriferro: 60mm  
 Armatura longitudinale: 45 $\phi$ 26  
 Staffatura:  $\phi$ 16 passo 15cm

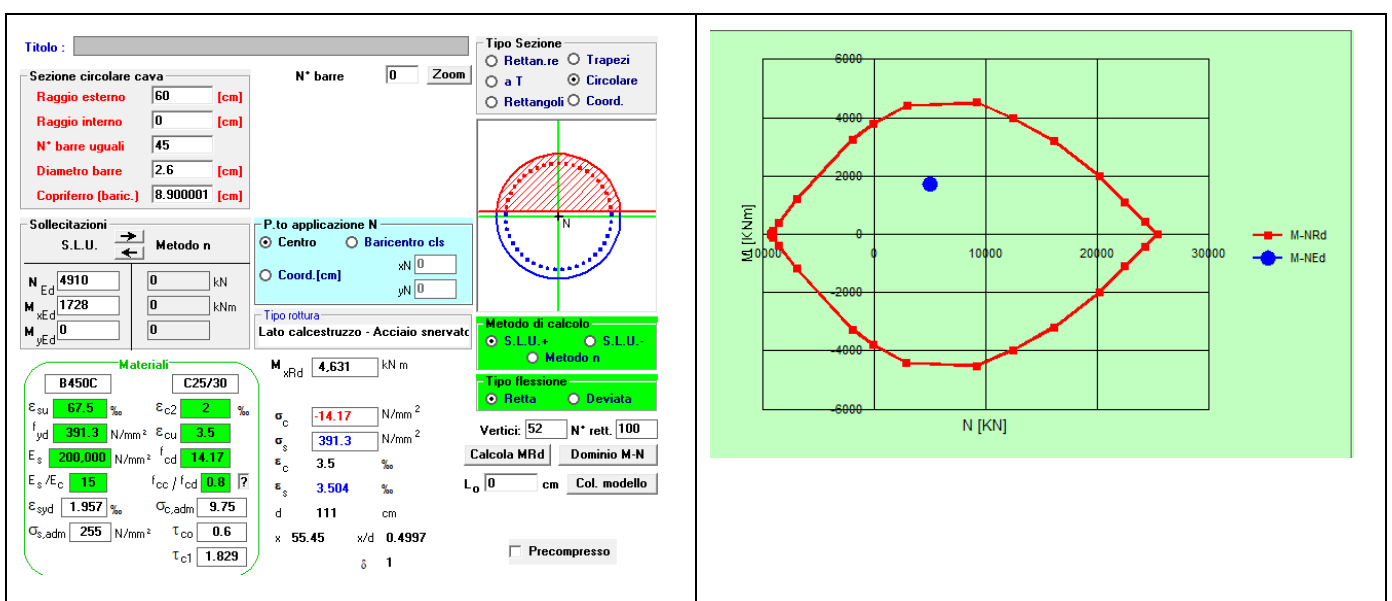
### 9.1 Verifica a pressoflessione allo SLU

Sono state verificate le condizioni di Nmin e Nmax per le combinazioni SLU STR e SLV STR.

Sollecitazioni di verifica:

	SLU STR	SLV STR
Nmax (kN)	4910	4120
M (kNm)	1728	2100
Nmin (kN)	1534	1181
M (kNm)	1728	2100

Verifiche:



**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLIV0104001	A	54 di 92

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

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 45  
Diametro barre: 2.6 [cm]  
Copriferro (baric.): 8.900001 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipologia Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>: 4120 [kN]  
 M<sub>xEd</sub>: 2100 [kNm]  
 M<sub>yEd</sub>: 0 [kNm]

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

**Materiali**  
 B450C C25/30  
 $\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  
 $E_s$ : 200.000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : 14.17  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8 [?]  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 9.75  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0.6  
 $\tau_{c1}$ : 1.829

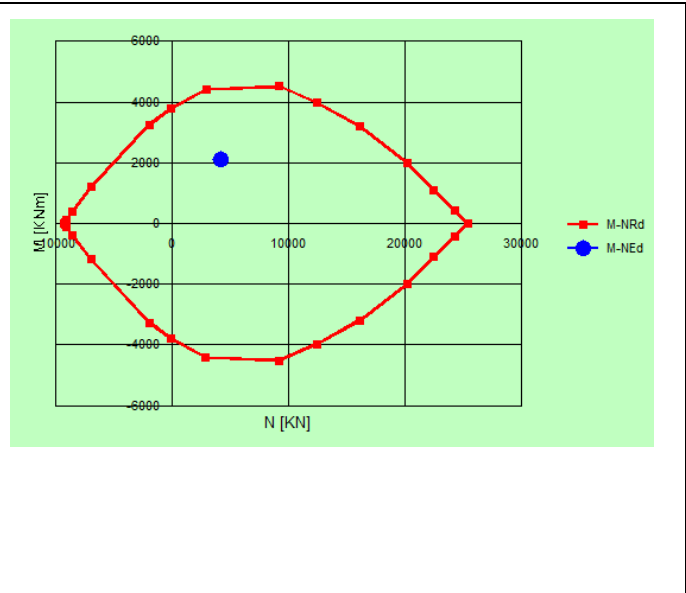
**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipologia flessione**  
 Retta  Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

**Lato calcestruzzo - Acciaio snervato**  
 M<sub>xRd</sub>: 4.565 kNm  
 $\sigma_c$ : -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$ : 3.5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 3.919 ‰  
 d: 111 cm  
 x: 52.36 x/d: 0.4718  
 $\delta$ : 1

Precompresso



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

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 45  
Diametro barre: 2.6 [cm]  
Copriferro (baric.): 8.900001 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipologia Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>: 1534 [kN]  
 M<sub>xEd</sub>: 1728 [kNm]  
 M<sub>yEd</sub>: 0 [kNm]

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

**Materiali**  
 B450C C25/30  
 $\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  
 $E_s$ : 200.000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : 14.17  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8 [?]  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 9.75  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0.6  
 $\tau_{c1}$ : 1.829

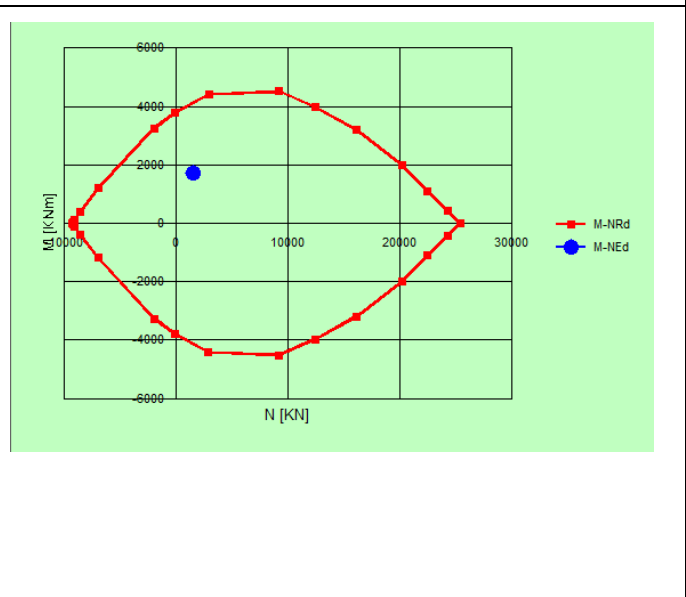
**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

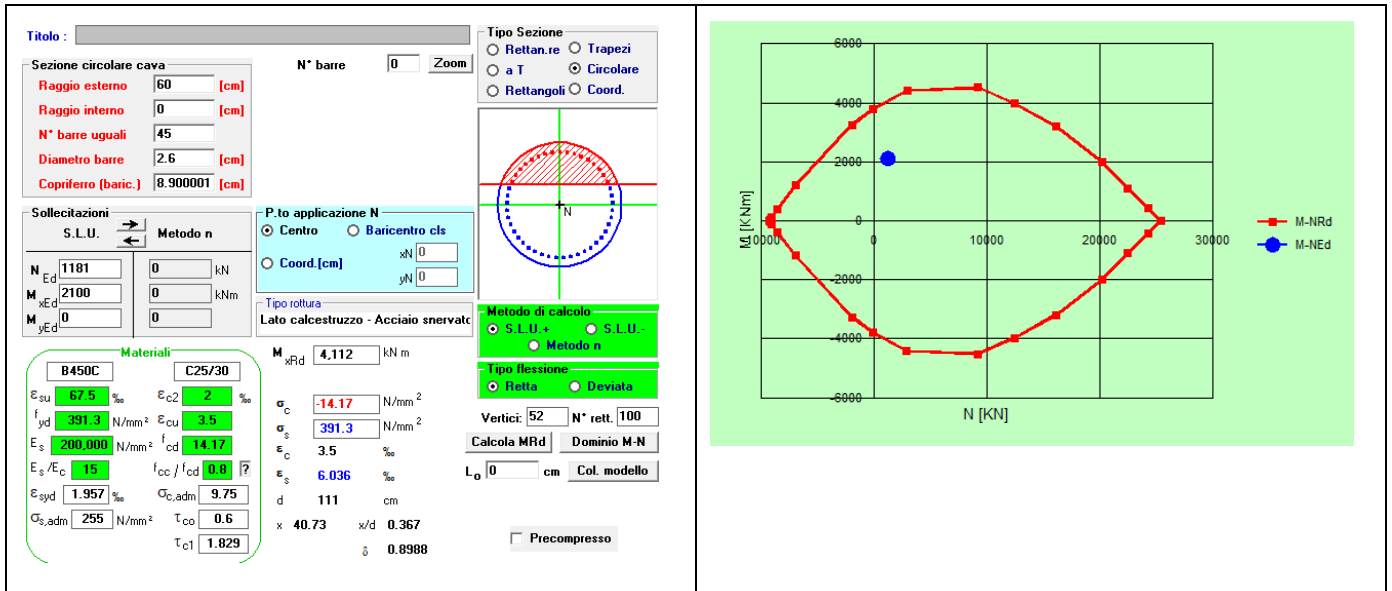
**Tipologia flessione**  
 Retta  Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

**Lato calcestruzzo - Acciaio snervato**  
 M<sub>xRd</sub>: 4.185 kNm  
 $\sigma_c$ : -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$ : 3.5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 5.71 ‰  
 d: 111 cm  
 x: 42.17 x/d: 0.38  
 $\delta$ : 0.915

Precompresso





## 9.2 Verifica a pressoflessione allo SLE

Sono state verificate le condizioni di Nmin e Nmax per le combinazioni SLE.

Sollecitazioni di verifica:

	SLE RARE	SLE FREQ	SLE QP
Nmax (kN)	3639	3390	3073
M (kNm)	1282	1169	1081
Nmin (kN)	3092	3092	3073
M (kNm)	1094	1092	1081

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:

$$W1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$W2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$W3 = 0.4 \text{ mm}$$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA</b> <b>QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA</b> <b>FASE 2 - QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA NMOZ	LOTTO 20	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLIV0104001	REV. A

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione dalla corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise secondo quanto riportato nella tabella seguente, estratta dalle NTC 2008:

**Tabella 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:

- combinazione frequente

Le armature sono classificate come “armature poco sensibili”.

Il valore di calcolo di apertura delle fessure  $W_K$  dovrà risultare:

- $w_K \leq w_1$  per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $w_K \leq w_2$  per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 14.1.2008;

con:  $w_1 = 0.2$  mm,  $w_2 = 0.3$  mm,  $w_3 = 0.4$  mm.

Il valore di calcolo è dato da:

$$W_K = 1.7 W_m$$

dove  $W_m$  rappresenta l'ampiezza media delle fessure calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura  $\epsilon_{sm}$  per la media fra le fessure  $\Delta_m$ .

Per il calcolo delle grandezze descritte vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

Secondo la simbologia dell'EC2 l'ampiezza  $W_K$  vale:

$$W_K = \beta S_{rm} \epsilon_{sm}$$

in cui:

$S_{rm}$ : interasse medio finale delle lesioni (fessurazione stabilizzata);



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

$\beta$ : coefficiente che trasforma l'ampiezza media delle lesioni nel valore di calcolo pari ad un valore compreso fra 1.30 ed 1.70 relativamente a spessori variabili fra 300 mm e 800 mm;

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

$$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s (1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{ST} / \sigma_s)^2)$$

con:

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

$\sigma_{ST}$ : tensione nell'armatura tesa calcolata considerando la sezione fessurata (II stadio) considerando la condizione di carico che causa la prima fessurazione;

$\beta_1 = 1$  per barre ad aderenza migliorata;

$\beta_2$  coefficiente dipendente dalla durata del carico;

L'espressione di  $S_{rm}$  accolta dalla normativa italiana è la seguente:

$$S_{rm} = 2(c+s/10) + K_1 K_2 \phi / \rho_r$$

c: copriferro

s: interasse delle barre

$K_1$ : 0.40 (barre ad aderenza migliorata)

$K_2$ : 0.125 (flessione pura) – 0.25 (trazione pura)

Il controllo dell'ampiezza delle lesioni consiste nell'accertare la validità della seguente disuguaglianza:

$$W_K < W_{lim}$$

in cui:

$W_K$ : è l'ampiezza di calcolo della lesione;

$W_{lim}$ : è il valore nominale limite dell'ampiezza dalla lesione che è specificato dalle norme in base alle condizioni ambientali.

### 9.2.1 Stato limite di formazione delle fessure

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

$$\sigma_f = f_{ctm} / 1,2 = 2.56 / 1.2 = - 2.13 \text{ MPa.}$$

Comb. Comb.

N<sub>max</sub> N<sub>min</sub>

$\sigma_{c\_FREQUENTE}$  (MPa) -2.285 -2.18

Si supera lo stato limite di formazione delle fessure per la condizione N<sub>max</sub>: occorre procedere alla verifica dello stato limite di apertura delle fessure:

c	76	mm
s	71	mm
k <sub>2</sub>	0.4	-
k <sub>3</sub>	0.125	-
φ	26	mm
A <sub>s</sub>	531.0	mm <sup>2</sup>
h <sub>eff</sub>	271	mm
A <sub>eff</sub>	19241	mm <sup>2</sup>
ρ	0.02760	-
s <sub>rm</sub>	213.3	mm
f <sub>ctm</sub>	21.32	kg/cm <sup>2</sup>
σ <sub>s</sub>	409.6	kg/cm <sup>2</sup>
σ <sub>sr</sub>	458.5	kg/cm <sup>2</sup>
β <sub>1</sub>	1	-
β <sub>2</sub>	0.5	-
(1-β <sub>1</sub> β <sub>2</sub> (σ <sub>sr</sub> /σ <sub>s</sub> ) <sup>2</sup> )	0.37	-
E	2100000	kg/cm <sup>2</sup>
ε <sub>sr</sub>	0.0000780	-
w <sub>m</sub>	0.0166	mm
w <sub>k</sub>	0.0283	mm
<b>w limite</b>	<b>0.2</b>	mm
<b>Verifica</b>	<b>OK</b>	

### 9.2.2 Verifica delle tensioni di esercizio

Si procede inoltre con la verifica tensionale.

Deve risultare:

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

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

In particolare si ha che:

	Comb.	Comb.
	N <sub>max</sub>	N <sub>min</sub>
$\sigma_{c\_RARA}$ (MPa)	8.0	6.8
$\sigma_{c\_QuasiPERM}$ (MPa)	6.7	6.7

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

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

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

Si ha:

	Comb.	Comb.
	N <sub>max</sub>	N <sub>min</sub>
$\sigma_{s\_RARA}$ (MPa)	-46.6	-40.1

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

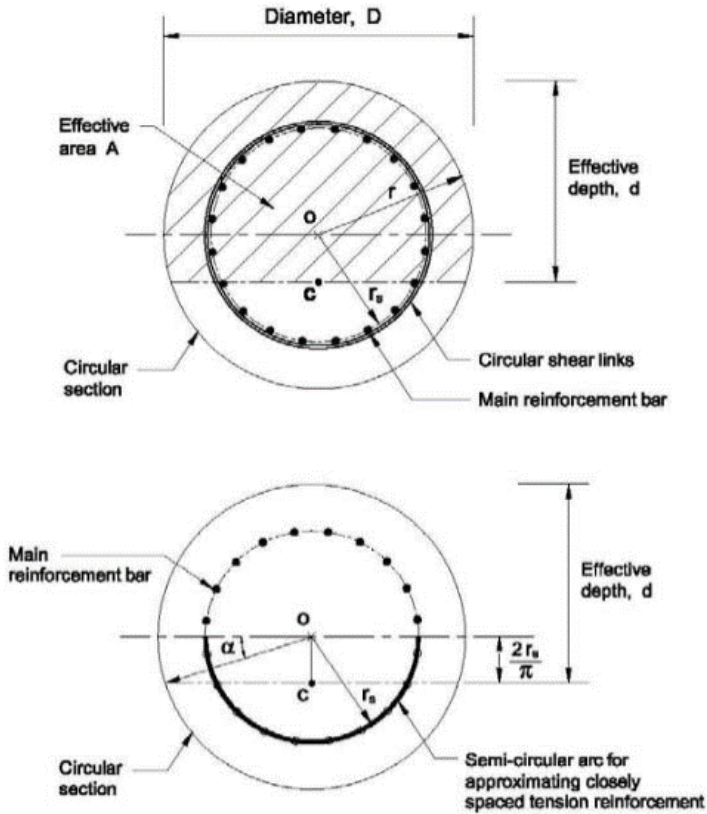
### 9.3 Verifica a taglio

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

Per il calcolo della resistenza si fa riferimento al paragrafo 4.1.2.1.3.2 NTC08 (Elementi dotati di armature resistenti a taglio).

L'altezza utile "d" è stimata secondo il paragrafo 7.9.5.2.2 NTC08:

$$d = r + 2 r_s / \pi \quad \text{con } r_s \text{ raggio della circonferenza su cui è distribuita l'armatura}$$



Armatura trasversale: staffatura passo 15 cm diametro  $\emptyset 16$ .

Massima azione tagliante: **774 kN**

Con riferimento alla precedente figura si ha:

Diametro palo	1200	mm	
r	600	mm	
$r_s$	511	mm	Raggio della parte confinata dall'armatura trasversale. $r_s = r - \text{copr.}$
$\sin \alpha$	0.542		$\sin \alpha = (2 r_s) / (\pi r)$
$\alpha$	0.573	rad	
$A_{tot}$	1130400	mm <sup>2</sup>	Area totale della sezione circolare: $A_{tot} = \pi r^2$
A	935668	mm <sup>2</sup>	Area della sezione rettangolare equivalente: $A = r^2 (\pi/2 + \alpha + \sin \alpha \cos \alpha)$
d	925.5	mm	Altezza utile equivalente: $d = r (1 + \sin \alpha)$
b	1011.0	mm	Larghezza equivalente: $b = A/d$
h	1118.1	mm	Altezza equivalente: $h = A_{tot}/b$

Senza specifica armatura a taglio

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLIV0104001	A	61 di 92

Altezza utile (d)	925	mm	
k	1.46		
$f_{ck}$	24.90	MPa	
$A_{sl}$	239.6	cmq	
$b_w$	1.01	m	
$r_l$	0.02000	-	
$S_{cp}$	0.0	MPa	
$V_{min}$	0.310	MPa	
V1	605.1	kN	
V2	289.7	kN	
Taglio resistente = max (V1;V2)	<b>605.1</b>		
Taglio agente	774.0	kN	
NON SODDISFA	<b>FS</b>	<b>0.78</b>	È necessario disporre specifica armatura a taglio

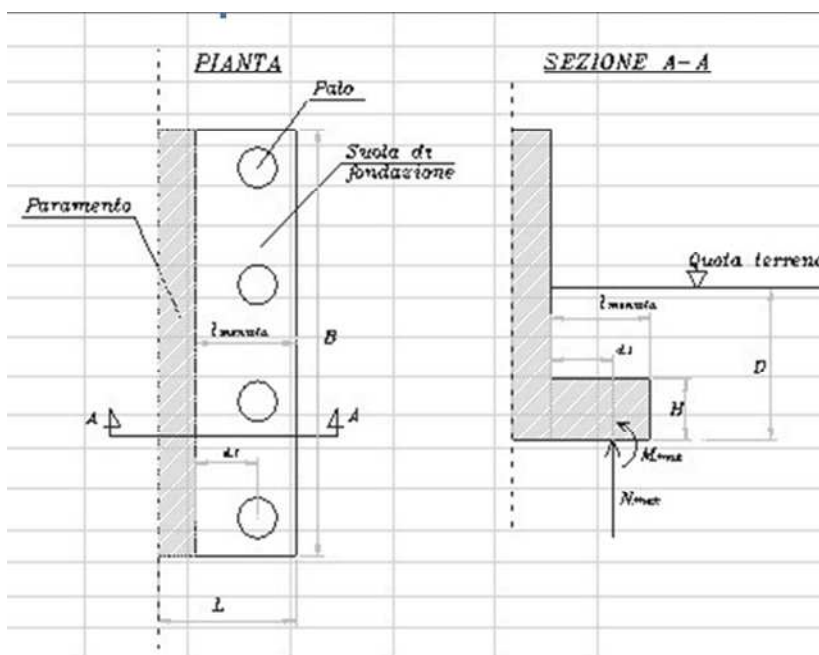
Con specifica armatura a taglio

$f_{yd}$	391.3	MPa	
$f'_{cd} = 0.5f_{cd}$	7.1	MPa	
n. braccia	2		
$\emptyset$	16	mm	
$A_{sw}$	401.92	mm <sup>2</sup>	
Passo	0.15	m	
$V_{Rsd}$	873.3	kN	
$V_{Rcd}$	5941.0	kN	
$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}; V_{Rcd})$	<b>873.3</b>	kN	
Taglio agente	774.0	kN	
Verifica soddisfatta	<b>FS</b>	<b>1.13</b>	

## 10 VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE

### 10.1 Sollecitazioni

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



Le azioni del palo sono riferite al palo maggiormente sollecitato posto davanti del muro di testata.

Tali azioni sono state ottenute decurtando il carico verticale relativo al peso del plinto e del rinterro.

Sono state valutate le azioni relative al valore massimo e minimo del carico del palo.

Il carico minimo è stato ottenuto ponendo pari a 1 i valori dei coefficienti di combinazioni A1 STR dei carichi permanenti.

$L_{\text{mensola}}$	2.1 m	
$d_1$	1 m	distanza pali dal setto
$i$	3.6 m	interasse pali

$N_{\text{MAX,P}}$	$V_P$	$N_{\text{MIN,P}}$	$V_P$	$N_p$ = azione assiale sul palo
[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	$V_p$ = azione orizzontale sul palo

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLIV0104001	A	63 di 92

SLU STR	4112	637	2196	637
SLV STR	3530	774	1804	774
SLE RARA	3048	472	2119	472
SLE FREQ	2799	431	2131	431
SLE Q.P.	2482	398	2124	398

Sollecitazioni all'incastro della mensola:

	$N_{MAX}$			$N_{MIN}$		
	M	N (>0 traz)	V	M	N (>0 traz)	V
	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]
	$=N_p \times d_1$	$=V_p$	$=N_p$	$=N_p \times d_1$	$=V_p$	$=N_p$
SLU STR	4112	637	4112	2196	637	2196
SLV STR	3530	774	3530	1804	774	1804
SLE RARA	3048	472	3048	2119	472	2119
SLE FREQ	2799	431	2799	2131	431	2131
SLE Q.P.	2482	398	2482	2124	398	2124

Sollecitazioni all'incastro della mensola a metro lineare:

Lunghezza di ripartizione 2.9 m

	$N_{MAX}$			$N_{MIN}$		
	M	N (>0 traz)	V	M	N (>0 traz)	V
	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]
	$=N_p \times d_1$	$=V_p$	$=N_p$	$=N_p \times d_1$	$=V_p$	$=N_p$
SLU STR	1418.1	219.6	1418.1	757.2	219.6	757.2
SLV STR	1217.1	266.9	1217.1	622.0	266.9	622.0
SLE RARA	1051.2	162.9	1051.2	730.6	162.9	730.6
SLE FREQ	965.1	148.6	965.1	734.8	148.6	734.8
SLE Q.P.	855.9	137.3	855.9	732.6	137.3	732.6

## 10.2 Verifica a pressoflessione

Spessore: 220cm

Copriferro: 40mm

Armatura longitudinale estradosso:  $\phi 26/15$

Armatura longitudinale intradosso:  $\phi 26/15$

In direzione trasversale viene disposta una armatura  $\phi 26/15$  sia all'estradosso che all'intradosso.

A livello intermedio viene disposta una maglia  $\phi 16/40 \times 40$

### 10.2.1 SLU

Per la verifica in direzione longitudinale allo SLU si ricorre al meccanismo di tirante – puntone.

Si fa riferimento ad una sezione di larghezza unitaria: 100cm x 220cm.

Il dimensionamento viene condotto per il palo maggiormente sollecitato.

Essendo tale palo un palo di spigolo la sua azione, al fine di riportarla ad un carico a metro lineare, è stata divisa per la seguente distanza: 2.9m (distanza tra bordo fondazione e interasse pali in direzione trasversale (Y)).

#### Tirante-Puntone

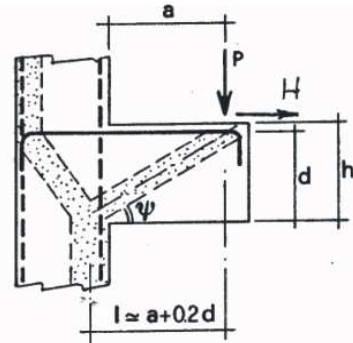


Figura 15: meccanismo di tirante-puntone

Le forze che entrano in gioco sono:

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

Si verificano due meccanismi:

Resistenza dell'armatura a trazione (tirante)

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

Resistenza biella di calcestruzzo (puntone)

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

Dimensioni sezione di verifica

B	1 m
H	2.2 m
c	0.04 m

**TIRANTE - PUNTONE Nmax (Armature intradosso)**

**SLU STR SLV STR**



**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLIV0104001	A	65 di 92

P (kN)	4112	3530	Reazione palo		
H (kN)	637	774	Azione tagliante orizzontale		
Azioni a ml di fondazione					
P/ml (kN/m)	1418.1	1217.1			
H/ml (kN/m)	219.6	266.9			
A <sub>s</sub>	3538	mm <sup>2</sup> /m	φ	26	/ 15
f <sub>yd</sub>	391.3	MPa	φ	0	/ 20
d	2.15	m			
a	1	m			
l=a+0.2d	1.43	m			
R <sub>s</sub> (kN/m)	1871.08	1871.01	Resistenza tirante armatura = (A <sub>s</sub> *f <sub>yd</sub> -H)*0.9*d/L		
<b>R<sub>s</sub>&gt;=P</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>			
<b>FS=</b>	<b>1.32</b>	<b>1.54</b>			
f <sub>cd</sub>	14.11	MPa			
λ=L/d	0.67				
b	1	m			
c	1.5				
R <sub>c</sub>	12594.2	kN/m	Resistenza biella calcestruzzo = 0.4*b*d*f <sub>cd</sub> *c/(1+λ <sup>2</sup> )		
<b>R<sub>c</sub>&gt;=R<sub>s</sub></b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>			
<b>FS=</b>	<b>6.73</b>	<b>6.73</b>			

### 10.2.2SLE

Sono state verificate le condizioni di N<sub>min</sub>, N<sub>max</sub> per le combinazioni SLE RARE, FREQUENTI E QUASI PERMANENTI per il tramite delle sollecitazioni riportate al § 10.1..

Per i criteri di verifica si rimanda a quanto descritto al §9.2.

#### 10.2.2.1 Stato limite di formazione delle fessure

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

$$\sigma_f = f_{ctm} / 1,2 = 2.56 / 1,2 = - 2.13 \text{ MPa.}$$

Comb. Comb.

N<sub>max</sub> N<sub>min</sub>

$$\sigma_{c\_Freq} \text{ (MPa)} \quad -1.13 \quad -0.87$$

Non supera lo stato limite di formazione delle fessure: non occorre procedere alla verifica dello stato limite di apertura delle fessure.

#### 10.2.2.2 Verifica delle tensioni di esercizio

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

Deve risultare:

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

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

In particolare si ha:

	Comb.	Comb.
	N <sub>max</sub>	N <sub>min</sub>
$\sigma_{c\_RARA}$ (MPa)	2.12	1.43
$\sigma_{c\_QuasiPERM}$ (MPa)	1.72	1.46

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

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

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

Si ha:

	Comb.	Comb.
	N <sub>max</sub>	N <sub>min</sub>
$\sigma_{s\_RARA}$ (MPa)	-170.02	-124.86

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

## 11 VERIFICA DEL MURO FRONTALE

### 11.1 Sollecitazioni al piede paramento

Nella seguente tabella sono riportate le azioni elementari agenti sul muro frontale per le diverse condizioni di carico esaminate in precedenza.

		N	F <sub>L</sub> =F <sub>X</sub>	F <sub>T</sub> =F <sub>Y</sub>	M <sub>Long</sub> =M <sub>Y</sub>	M <sub>Trasv</sub> =M <sub>X</sub>
g1	Peso proprio impalcato	2785	0	0	2228	0
g2	Sovraccarichi permanenti impalcato	496	0	0	397	0
Schema di carico 1	Qik (massimo carico verticale)	1230	0	0	984	-1230
Schema di carico 1	qik (massimo carico verticale)	463	0	0	370	-645
Schema di carico 5	folla (massimo carico verticale)	96	0	0	77	0
Schema di carico 1	Qik (minimo carico verticale)	615	0	0	492	-1845
Schema di carico 1	qik (minimo carico verticale)	298	0	0	238	-893
Schema di carico 5	folla (minimo carico verticale)	48	0	0	39	-259
q3	Frenatura	0	420	0	3864	0
q5,scarico	Vento a ponte scarico	0	0	65	0	-653
q5,carico	Vento a ponte carico	0	0	65	0	-653
Q4	Centrifuga	0	0	0	0	0
q7	Attrito dei vincoli (Qik (massimo carico verticale))	0	49	0	344	0
q7	Attrito dei vincoli (qik (massimo carico verticale))	0	19	0	130	0
q7	Attrito dei vincoli (folla (massimo carico verticale))	0	4	0	27	0
q7	Attrito dei vincoli (Qik (minimo carico verticale))	0	25	0	172	0
q7	Attrito dei vincoli (qik (minimo carico verticale))	0	12	0	83	0
q7	Attrito dei vincoli (folla (minimo carico verticale))	0	2	0	14	0
q7	Attrito dei vincoli (ponte scarico)	0	131	0	919	0
q6,orizz,x	Spettro X	0	719	0	6075	0
q6,orizz,y	Spettro Y	0	0	359	0	-523
g1	Peso spalla (PARAGHIAIA+PARAMENTO)	4967	0	0	-321	0
g1	Rinterro interno	0	0	0	0	0
g1	Rinterro esterno	0	0	0	0	0
g1	Spinta terre (per STR)	0	3086	0	9362	0
q1k	Carico accidentale su plinto 50kN/mq (Nacc)	0	0	0	0	0
q1k	Spinta carico accidentale 50kN/mq	0	854	0	3884	0

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLIV0104001	A	68 di 92

g1	Spinta terre (per GEO)	0	0	0	0	0
q1k	Spinta carico accidentale 50kPa +10kPa su bandiera(per GEO)	0	0	0	0	0
q6	Inerzia spalla dir longitudinale (PARAGHIAIA+PARAMENTO)	0	528	-129	2017	492
q6	Inerzia spalla dir trasversale (PARAGHIAIA+PARAMENTO)	0	129	528	492	-2017
q6	Inerzia terreno (rinterro interno) dir longitudinale	0	0	0	0	0
q6	Inerzia terreno (rinterro interno) dir trasversale	0	0	0	0	0
q6	Incremento di spinta sismica (per STR)	0	793	0	3606	0
q6	Incremento di spinta sismica (per GEO)	0	0	0	0	0

## 11.2 Sollecitazioni al piede paramento combinate

Si riportano di seguito le sollecitazioni delle diverse combinazioni di carico ottenute a partire dalle sollecitazioni indicate al § precedente.

	N	$F_L=F_x$	$F_T=F_y$	$M_{Long}=M_y$	$M_{Trasv}=M_x$
Combo	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLU_STR_01	11134	4261	0	16410	0
SLU_STR_02	10663	5465	58	23141	-3119
SLU_STR_03	9545	5441	58	22079	-4634
SLU_STR_04	10663	5465	58	23141	-3119
SLU_STR_05	9545	5441	58	22079	-4634
SLU_STR_06	13550	5465	58	23947	-3119
SLU_STR_07	12431	5441	58	22885	-4634
SLU_STR_08	13550	5465	58	23947	-3119
SLU_STR_09	12431	5441	58	22885	-4634
SLU_STR_010	9743	5337	58	24455	-2181
SLU_STR_011	9031	5315	58	23728	-2938
SLU_STR_012	9743	5337	58	24455	-2181
SLU_STR_013	9031	5315	58	23728	-2938
SLU_STR_014	12630	5337	58	25262	-2181
SLU_STR_015	11918	5315	58	24535	-2938
SLU_STR_016	12630	5337	58	25262	-2181
SLU_STR_017	11918	5315	58	24535	-2938
SLU_STR_018	9743	4771	0	19239	-1594
SLU_STR_019	9031	4748	0	18512	-2350
SLU_STR_020	9743	4771	0	19239	-1594
SLU_STR_021	9031	4748	0	18512	-2350
SLU_STR_022	12630	4771	0	20045	-1594
SLU_STR_023	11918	4748	0	19318	-2350
SLU_STR_024	12630	4771	0	20045	-1594
SLU_STR_025	11918	4748	0	19318	-2350
SLU_STR_026	9743	4771	97	19239	-2573
SLU_STR_027	9031	4748	97	18512	-3330
SLU_STR_028	9743	4771	97	19239	-2573
SLU_STR_029	9031	4748	97	18512	-3330
SLU_STR_030	12630	4771	97	20045	-2573
SLU_STR_031	11918	4748	97	19318	-3330
SLU_STR_032	12630	4771	97	20045	-2573

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLIV0104001	A	70 di 92

SLU_STR_033	11918	4748	97	19318	-3330
SLU_STR_034	8247	4261	97	15604	-980
SLU_STR_035	11134	4261	97	16410	-980
SLV_STR_01	8247	5164	137	23511	-270
SLV_STR_02	8247	3827	849	15667	-2392
SLU_STR_01	11134	4261	0	16410	0
SLU_STR_02	10663	5465	58	23141	-3119
SLU_STR_03	9545	5441	58	22079	-4634
SLU_STR_04	10663	5465	58	23141	-3119
SLU_STR_05	9545	5441	58	22079	-4634
SLU_STR_06	13550	5465	58	23947	-3119
SLU_STR_07	12431	5441	58	22885	-4634
SLU_STR_08	13550	5465	58	23947	-3119
SLU_STR_09	12431	5441	58	22885	-4634
SLU_STR_010	9743	5337	58	24455	-2181
SLU_STR_011	9031	5315	58	23728	-2938
SLU_STR_012	9743	5337	58	24455	-2181
SLU_STR_013	9031	5315	58	23728	-2938
SLU_STR_014	12630	5337	58	25262	-2181
SLU_STR_015	11918	5315	58	24535	-2938
SLU_STR_016	12630	5337	58	25262	-2181
SLU_STR_017	11918	5315	58	24535	-2938
SLU_STR_018	9743	4771	0	19239	-1594
SLU_STR_019	9031	4748	0	18512	-2350
SLU_STR_020	9743	4771	0	19239	-1594
SLU_STR_021	9031	4748	0	18512	-2350
SLU_STR_022	12630	4771	0	20045	-1594
SLU_STR_023	11918	4748	0	19318	-2350
SLU_STR_024	12630	4771	0	20045	-1594
SLU_STR_025	11918	4748	0	19318	-2350
SLU_STR_026	9743	4771	97	19239	-2573
SLU_STR_027	9031	4748	97	18512	-3330
SLU_STR_028	9743	4771	97	19239	-2573
SLU_STR_029	9031	4748	97	18512	-3330
SLU_STR_030	12630	4771	97	20045	-2573
SLU_STR_031	11918	4748	97	19318	-3330
SLU_STR_032	12630	4771	97	20045	-2573
SLU_STR_033	11918	4748	97	19318	-3330
SLU_STR_034	8247	4261	97	15604	-980

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLIV0104001	A	71 di 92

SLU_STR_035	11134	4261	97	16410	-980
SLV_STR_01	8247	5164	137	23511	-270
SLV_STR_02	8247	3827	849	15667	-2392
SLE_rara_01	8247	3165	0	12217	0
SLE_rara_02	10037	4062	39	17833	-2267
SLE_rara_03	9208	4042	39	17031	-3389
SLE_rara_04	10037	4062	39	17833	-2267
SLE_rara_05	9208	4042	39	17031	-3389
SLE_rara_06	9355	3967	39	18805	-1572
SLE_rara_07	8828	3948	39	18252	-2133
SLE_rara_08	9355	3967	39	18805	-1572
SLE_rara_09	8828	3948	39	18252	-2133
SLE_rara_010	9355	3547	39	14941	-1572
SLE_rara_011	8828	3528	39	14388	-2133
SLE_rara_012	9355	3547	39	14941	-1572
SLE_rara_013	8828	3528	39	14388	-2133
SLE_rara_014	9355	3547	65	14941	-1834
SLE_rara_015	8828	3528	65	14388	-2394
SLE_rara_016	9355	3547	65	14941	-1834
SLE_rara_017	8828	3528	65	14388	-2394
SLE_rara_018	8247	3165	65	12217	-653
SLE_fre_01	9394	3529	0	14846	-1181
SLE_fre_02	8847	3513	0	14293	-1845
SLE_fre_03	9394	3529	0	14846	-1181
SLE_fre_04	8847	3513	0	14293	-1845
SLE_fre_05	8247	3152	13	12125	-131
SLE_QP_01	8247	3086	0	11666	0
SLU_GEO_01	8247	79	0	2855	0
SLU_GEO_02	10305	122	51	4802	-2666
SLU_GEO_03	9353	102	51	3901	-3956
SLU_GEO_04	10305	122	51	4802	-2666
SLU_GEO_05	9353	102	51	3901	-3956
SLU_GEO_06	9521	602	51	8602	-1867
SLU_GEO_07	8915	583	51	7986	-2512
SLU_GEO_08	9521	602	51	8602	-1867
SLU_GEO_09	8915	583	51	7986	-2512
SLU_GEO_010	9521	119	51	4159	-1867
SLU_GEO_011	8915	101	51	3542	-2512
SLU_GEO_012	9521	119	51	4159	-1867

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLIV0104001	A	72 di 92

SLU_GEO_013	8915	101	51	3542	-2512
SLU_GEO_014	9521	119	84	4159	-2207
SLU_GEO_015	8915	101	84	3542	-2851
SLU_GEO_016	9521	119	84	4159	-2207
SLU_GEO_017	8915	101	84	3542	-2851
SLU_GEO_018	8247	79	84	2855	-849
SLV_GEO_01	8247	1286	137	10543	-270
SLV_GEO_02	8247	503	849	5223	-2392



### 11.3 Verifica a pressoflessione

Spessore muro:	240cm
Copriferro:	50mm
Armatura verticale zona tesa:	$\phi 26/20 + \phi 20/20$
Armatura verticale zona compressa:	$\phi 26/20 + \phi 20/20$
Armatura orizzontale su ambo i lati:	$\phi 20/20$

A livello intermedio viene disposta una doppia maglia  $\phi 16/40 \times 40$

A partire dalle sollecitazioni riportate al §11.2 è possibile calcolare le sollecitazioni per unità di lunghezza del muro frontale con cui vengono svolte le verifiche riportate nel seguito.

#### 11.3.1SLU

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

Sollecitazioni di verifica:

	$N_{\max}$	$N_{\min}$	$M_{\max}$
N (kN/m)	1550	944	1445
M (kNm/m)	2740	1785	2890

Verifiche:

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLIV0104001	A	74 di 92

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

N° figure elementari  Zoom    N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	240	1	15.71	8.3
			2	26.55	11.9
			3	26.55	228
			4	15.71	232

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

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  kNm

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

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

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

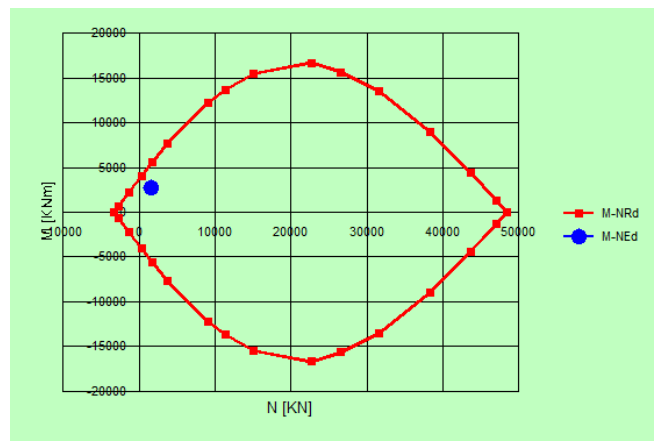
**Tipo Sezione**  
 Rettan.re     Trapezi  
 a T     Circolare  
 Rettangoli     Coord.

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

**Tipo flessione**  
 Retta     Deviata

N° rett.   
Calcola MRd    Dominio M-N  
L<sub>0</sub>  cm    Col. modello

Precompresso



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

N° figure elementari  Zoom    N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	240	1	15.71	8.3
			2	26.55	11.9
			3	26.55	228
			4	15.71	232

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

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  kNm

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

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

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

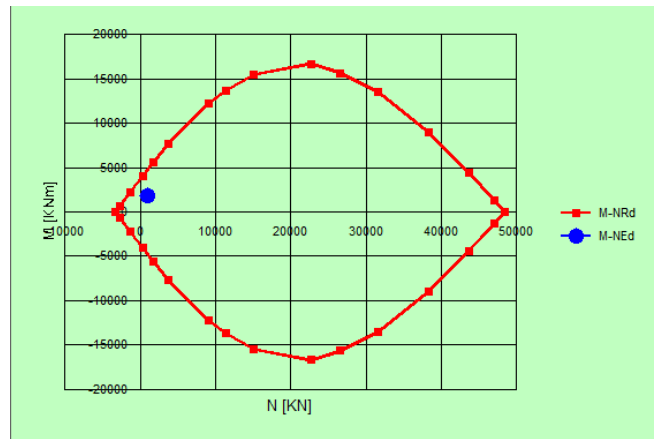
**Tipo Sezione**  
 Rettan.re     Trapezi  
 a T     Circolare  
 Rettangoli     Coord.

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

**Tipo flessione**  
 Retta     Deviata

N° rett.   
Calcola MRd    Dominio M-N  
L<sub>0</sub>  cm    Col. modello

Precompresso



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

N° figure elementari  Zoom  N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	240	1	15.71	8.3
			2	26.55	11.9
			3	26.55	228
			4	15.71	232

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

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  kNm

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

**Tipo sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

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

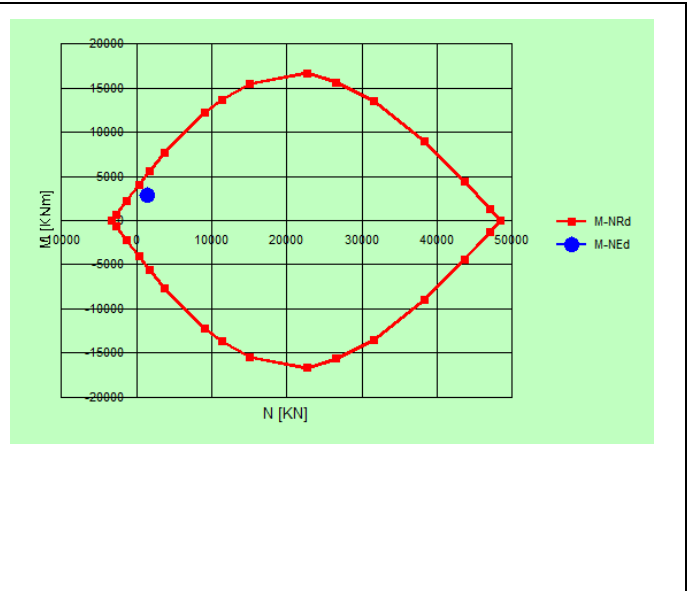
**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

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

M<sub>xRd</sub>  kN m  
σ<sub>c</sub>  N/mm²  
σ<sub>s</sub>  N/mm²  
ε<sub>c</sub>  ‰  
ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x  x/d   
δ

**Lato calcestruzzo - Acciaio snervato**  
N° rett.   
L<sub>0</sub>  cm Col. modello

Precompresso



### 11.3.2SLE

Sono state verificate le condizioni di  $N_{min}$ ,  $N_{max}$  e  $M_{max}$  per le combinazioni SLE RARE, FREQUENTI E QUASI PERMANENTI.

Sollecitazioni di verifica:

#### SLE RARE

	$N_{max}$	$N_{min}$	$M_{max}$
N (kN/m)	1148	944	1070
M (kNm/m)	2040	1785	2152

#### SLE FREQUENTI

	$N_{max}$	$N_{min}$	$M_{max}$
N (kN/m)	1075	944	1075
M (kNm/m)	1699	1785	1699

#### SLE QUASI PERMANENTI (unica combinazione)

N (kN/m)	944
M (kNm/m)	1335

Per i criteri di verifica si rimanda a quanto già descritto al §9.2.

#### 11.3.2.1 Stato limite di formazione delle fessure

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

$$\sigma_f = f_{ctm} / 1,2 = 3,1 / 1,2 = - 2,58 \text{ MPa.}$$

	Comb.	Comb.	Comb.
	$N_{max}$	$N_{min}$	$M_{max}$
$\sigma_{c\_Freq}^-$ (MPa)	-1.14	-1.27	-1.14

Non si supera lo stato limite di formazione delle fessure: non occorre procedere alla verifica dello stato limite di apertura delle fessure.

#### 11.3.2.2 Verifica delle tensioni di esercizio

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

Deve risultare:

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

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

In particolare si ha che:

	Comb.	Comb.	Comb.
	N <sub>max</sub>	N <sub>min</sub>	M <sub>max</sub>
$\sigma_{c\_RARA}$ (MPa)	3.63	3.19	3.85
$\sigma_{c\_QuasiPERM}$ (MPa)	2.32		

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

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

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

Si ha:

	Comb.	Comb.	Comb.
	N <sub>max</sub>	N <sub>min</sub>	M <sub>max</sub>
$\sigma_{s\_RARA}$ (MPa)	-109.17	-101.05	-127.96

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

#### 11.4 Verifica a taglio

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

Per il calcolo della resistenza si fa riferimento al paragrafo 4.1.2.1.3 NTC08 (Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti).

Massima azione di taglio: 625 kN/m (SLU\_STR\_06)

Senza specifica armatura a taglio

Altezza utile (d)	2324	mm
k	1.29	
$f_{ck}$	33.20	MPa
$A_{sl}$	42.4	cmq
$b_w$	1.00	m
$r_i$	0.00182	-
$S_{cp}$	0.0	MPa

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLIV0104001	A	78 di 92

$V_{min}$	0.297	MPa
V1	657.3	kN
V2	689.4	kN
Taglio resistente = max (V1;V2)	<b>689.4</b>	kN
Taglio agente	625.0	kN
Verifica soddisfatta	<b>FS</b>	<b>1.10</b>

## 12 VERIFICA DEI MURI ANDATORI

### 12.1 Sollecitazioni al piede del paramento

Nella seguente tabella sono riportate le azioni elementari agenti sul muro frontale per le diverse condizioni di carico esaminate in precedenza.

Il valore del momento derivante dallo schema di una mensola incastrata è stato ridotto di un fattore pari a 0.5 per tener conto dell'effetto piastra dato dal vincolo di incastro del muro andatore con il muro di testata e con la fondazione.

Sollecitazioni complessive al piede:

	N	F	M
	[kN]	[kN]	[kNm]
Peso proprio	2248	0	0
Spinta Terreno STR	0	3179	4821
Spinta Terreno GEO	0	3811	5781
Spinta accidentale STR	0	699	1589
Spinta accidentale GEO	0	838	1906
Inerzia	0	246	560
Incremento di spinta sismica STR	0	816	1857
Incremento di spinta sismica GEO	0	816	1857

Dividendo per la lunghezza del muro andatore si hanno le sollecitazioni per unità di lunghezza:

	N	F	M
	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
Peso proprio	250	0	0
Spinta Terreno STR	0	353	536
Spinta Terreno GEO	0	423	642
Spinta accidentale STR	0	78	177
Spinta accidentale GEO	0	93	212
Inerzia	0	27	62
Incremento di spinta sismica STR	0	91	206
Incremento di spinta sismica GEO	0	91	206

## 12.2 Sollecitazioni al piede del paramento combinate

Si riportano di seguito le sollecitazioni delle diverse combinazioni di carico ottenute a partire dalle sollecitazioni indicate al § precedente.

Coefficienti di combinazione:

	SLU STR	SLU GEO	SLV STR	SLV GEO	RARA	FREQUENTE	QUASI PERM
Peso proprio	1.3	1	1	1	1	1	1
Spinta Terreno STR	1.35		1		1	1	1
Spinta Terreno GEO		1		1			
Spinta accidentale STR	1.45		1		1	0.5	
Spinta accidentale GEO		1.25		1			
Inerzia			1	1			
Incremento di spinta sismica STR			1				
Incremento di spinta sismica GEO				1			

Sollecitazioni al piede per unità di lunghezza:

	N	F	M
	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
SLU STR	325	589	979
SLU GEO	250	540	907
SLV STR	250	549	981
SLV GEO	250	634	1122
RARA	250	431	712
FREQUENTE	250	392	624
QUASI PERM	250	353	536



### 12.3 Verifica a pressoflessione

Spessore muro:	110cm
Copriferro:	50mm
Armatura verticale lato rilevato:	φ22/10 (φ22/5 nell'ultimo metro del muro)
Armatura verticale lato esterno:	φ22/20
Armatura orizzontale lato rilevato:	φ22/10
Armatura orizzontale lato esterno:	φ16/20

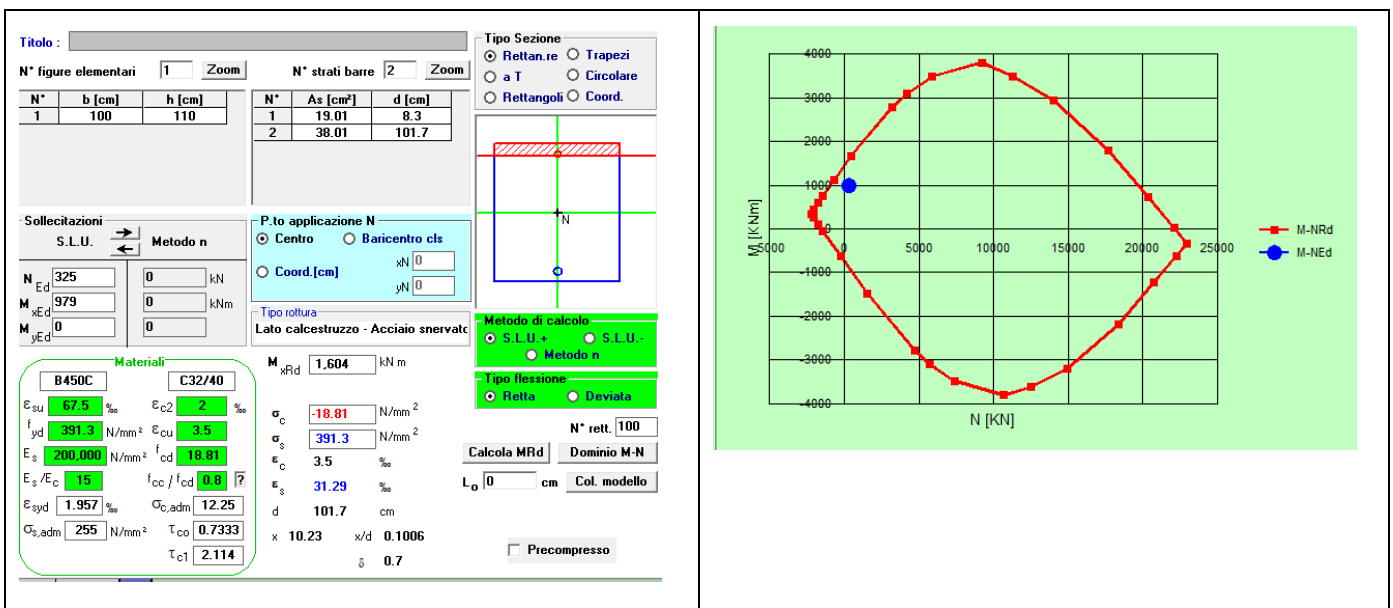
#### 12.3.1SLU

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

Sollecitazioni di verifica:

	$N_{max}$	$N_{min}$	$M_{max}$
N (kN/m)	325	250	250
M (kNm/m)	979	907	1122

Verifiche:



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

N° figure elementari  Zoom    N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	110	1	19.01	8.3
			2	38.01	101.7

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

N<sub>Ed</sub> 250    0 kN  
M<sub>xEd</sub> 907    0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0    0

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

**Materiali:** B450C    C32/40

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰    ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm²    ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm²    f<sub>cd</sub> 18.81  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15    f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8 [?]  
ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰    σ<sub>c,adm</sub> 12.25  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm²    τ<sub>co</sub> 0.7333  
τ<sub>c1</sub> 2.114

M<sub>xRd</sub> 1.569 kNm  
σ<sub>c</sub> -18.81 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 32.3 ‰  
d 101.7 cm  
x 9.944    x/d 0.09777  
δ 0.7

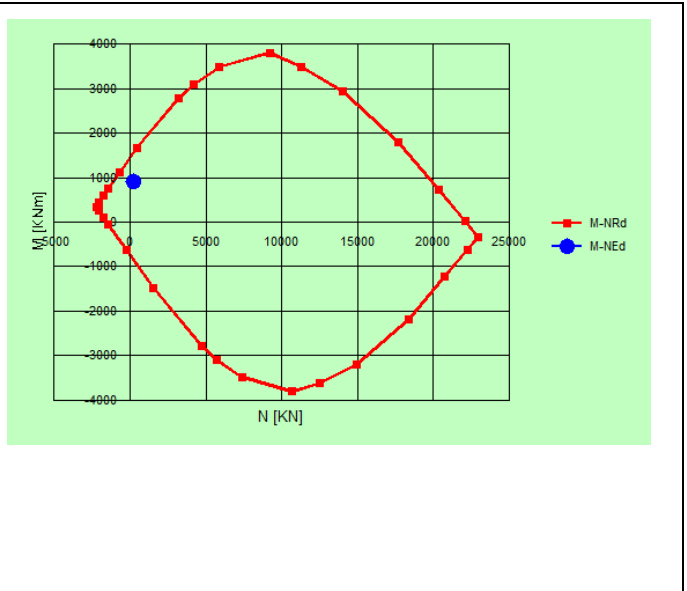
**Tipo Sezione:**  Rettan.re     Trapezi  
 a T     Circolare  
 Rettangoli     Coord.

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

**Tipo flessione:**  Retta     Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd    Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm    Col. modello

Precompresso



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

N° figure elementari  Zoom    N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	110	1	19.01	8.3
			2	38.01	101.7

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

N<sub>Ed</sub> 250    0 kN  
M<sub>xEd</sub> 1122    0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0    0

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

**Materiali:** B450C    C32/40

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰    ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm²    ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm²    f<sub>cd</sub> 18.81  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15    f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8 [?]  
ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰    σ<sub>c,adm</sub> 12.25  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm²    τ<sub>co</sub> 0.7333  
τ<sub>c1</sub> 2.114

M<sub>xRd</sub> 1.569 kNm  
σ<sub>c</sub> -18.81 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 32.3 ‰  
d 101.7 cm  
x 9.944    x/d 0.09777  
δ 0.7

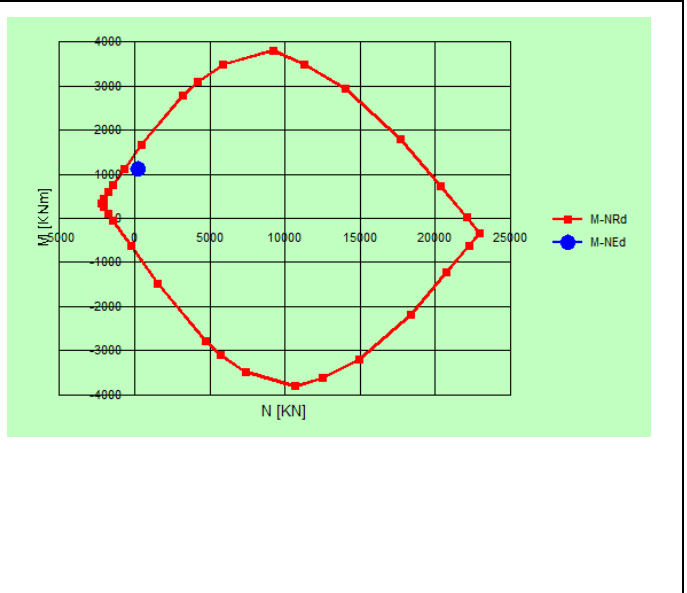
**Tipo Sezione:**  Rettan.re     Trapezi  
 a T     Circolare  
 Rettangoli     Coord.

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

**Tipo flessione:**  Retta     Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd    Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm    Col. modello


Precompresso



### 12.3.2SLE

Sollecitazioni di verifica:

	N	M
	[kN/m]	[kNm/m]
RARA	250	712
FREQUENTE	250	624
QUASI PERM	250	536

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA</b> <b>QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA</b> <b>FASE 2 - QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</b>	COMMESSA NMOZ	LOTTO 20	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLIV0104001	REV. A

Per i criteri di verifica si rimanda a quanto già descritto al §9.2.

### 12.3.2.1 Stato limite di formazione delle fessure

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

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1,2 = 3.1 / 1.2 = - 2.58 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{c\_Freq} \text{ (MPa)} \quad -2.40$$

Non si supera lo stato limite di formazione delle fessure: non occorre procedere alla verifica dello stato limite di apertura delle fessure.

### 12.3.2.2 Verifica delle tensioni di esercizio

Si procede inoltre con la verifica tensionale.

Deve risultare:

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

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

In particolare si ha che:

$$\sigma_{c\_RARA} \text{ (MPa)} \quad 5.11$$

$$\sigma_{c\_QuasiPERM} \text{ (MPa)} \quad 3.87$$

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

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

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

Si ha:

$$\sigma_{s\_RARA} \text{ (MPa)} \quad -172.5$$

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

## 12.4 Verifica a taglio

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

Per il calcolo della resistenza si fa riferimento al paragrafo 4.1.2.1.3 NTC08 (Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti).

Massima azione di taglio:  $634 \times 0.8 = 507.2$  kN/m (si assume un fattore riduttivo dell'azione del taglio pari a 0.8 per tener conto dell'effetto piastra)

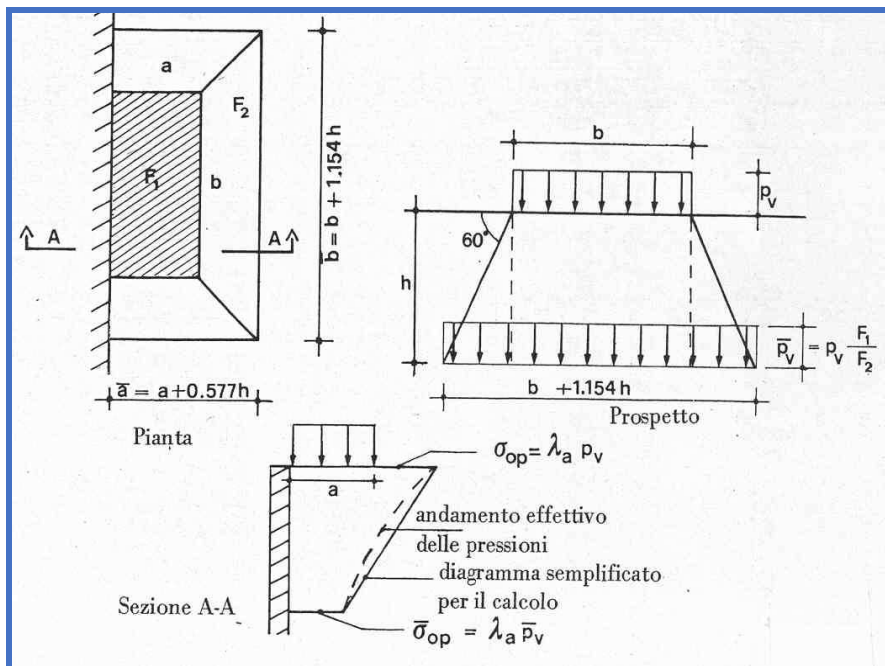
Senza specifica armatura a taglio

Altezza utile (d)	1017	mm
k	1.44	
$f_{ck}$	33.20	MPa
$A_{sl}$	76.2	cmq
$b_w$	1.00	m
$r_l$	0.00750	-
$S_{cp}$	0.2	MPa
$V_{min}$	0.350	MPa
V1	549.0	kN
V2	355.7	kN
Taglio resistente = max (V1;V2)	<b>549.0</b>	kN
Taglio agente	507.2	kN
Verifica soddisfatta	<b>FS</b>	<b>1.08</b>

## 13 VERIFICA DEL MURO PARAGHIAIA

### 13.1 Sollecitazioni al piede

La diffusione delle azioni sul muro paraghiaia è stata effettuata sulla base del seguente schema:



Pertanto le larghezze di diffusione dei carichi accidentali e le relative pressioni sono le seguenti:

Larghezza trasversale carico verticale da traffico su rilevato	b	3	m
Larghezza longitudinale carico verticale da traffico su rilevato	a	2.2	m
Altezza paraghiaia	h	2.1	m
Spessore paraghiaia	sp	0.6	m
Larghezza trasversale diffusa carico verticale da traffico su rilevato	B	5.42	m
Larghezza longitudinale diffusa carico verticale da traffico su rilevato	A	3.41	m
Carico accidentale a tergo (TSL)	Q <sub>1k</sub>	600	kN
Carico accidentale a tergo (UDL)	q <sub>1k</sub>	9	kN/m <sup>2</sup>
Pressione verticale carico tandem Q <sub>1k</sub> sup	Q <sub>v_sup</sub>	90.91	kN/m <sup>2</sup>
Pressione verticale carico tandem Q <sub>1k</sub> inf	Q <sub>v_inf</sub>	32.43	kN/m <sup>2</sup>
Pressione orizzontale carico tandem Q <sub>1k</sub> sup	Q <sub>o_sup</sub>	38.77	kN/m <sup>2</sup>
Pressione orizzontale carico tandem Q <sub>1k</sub> inf	Q <sub>o_inf</sub>	13.83	kN/m <sup>2</sup>
Pressione orizzontale carico uniforme q <sub>1k</sub>	q <sub>o_sup</sub>	3.84	kN/m <sup>2</sup>

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLIV0104001	A	86 di 92

Larghezza applicazione carico di frenatura	$b_F$	2.4	m
Larghezza trasversale diffusa su base paraghiaia per frenatura	$B_F$	6.60	m
Larghezza di muro collaborante per frenatura	$B_C$	6.31	m

Conseguentemente è possibile calcolare le sollecitazioni al piede del paraghiaia considerando uno schema di mensola incastrata di larghezza unitaria:

<b>Condizioni elementari di carico</b> <b>(striscia di larghezza unitaria)</b>	<b>N</b>	<b><math>F_l=F_{x'}</math></b>	<b><math>F_t=F_{y'}</math></b>	<b><math>M_{Long}=M_{y'}</math></b>	<b><math>M_{Trasv}=M_{x'}</math></b>
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Peso proprio paraghiaia	31.5				
Spinta terre		18.8		13.2	
Carico acc vert su paraghiaia (diffuso)+frenatura	45.5	27.3		57.3	
Spinta carico accidentale (TSL) a tergo		35.2		39.3	
Spinta carico accidentale (UDL) a tergo		8.1		8.5	
Inerzia longitudinale paraghiaia		3.4		3.6	
Incremento di spinta sismica		4.8		5.1	

### 13.2 Sollecitazioni al piede del paramento combinate

Si riportano di seguito le sollecitazioni delle diverse combinazioni di carico ottenute a partire dalle sollecitazioni indicate al § precedente.

I coefficienti di combinazione sono i seguenti:

	SLU_STR			SLV_STR	SLE_rara			SLE_freq	SLE_QP_01
	permanenti SLU_STR_01	mobile SLU_STR_02	frenatura SLU_STR_03	Sisma_STR SLV_STR_01	permanenti SLE_rara_01	mobile SLE_rara_02	frenatura SLE_rara_03	mobile fond. SLE_fre_01	permanenti SLE_QP_01
Peso proprio paraghiaia	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
Spinta terre	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
Carico acc vert su paragh.(diffuso)+frenatura	0	0	1.35	0	0	0	1	0	0
Spinta carico accidentale (TSL) a tergo	0	1.35	1.0125	0	0	1	0.75	0.75	0
Spinta carico accidentale (UDL) a tergo	0	1.35	0.54	0	0	1	0.4	0.4	0
Inerzia longitudinale paraghiaia	0	0	0	1	0	0	0	0	0
Incremento di spinta sismica	0	0	0	1	0	0	0	0	0

Si giunge alle seguenti sollecitazioni combinate al piede del paraghiaia:

Combo	N [kN]	$F_L=F_X$ [kN]	$F_T=F_Y$ [kN]	$M_{Long}=M_{y'}$ [kNm]	$M_{Trasv}=M_{x'}$ [kNm]
SLU_STR_01	43	25	0	18	0
SLU_STR_02	43	84	0	82	0
SLU_STR_03	104	102	0	139	0
SLV_STR_01	32	27	0	22	0
SLE_rara_01	32	19	0	13	0
SLE_rara_02	32	62	0	61	0
SLE_rara_03	77	76	0	103	0
SLE_fre_01	32	48	0	46	0
SLE_QP_01	32	19	0	13	0

### 13.3 Verifica a pressoflessione

Spessore muro:	60cm
Copriferro:	50mm
Armatura verticale lato rilevato:	φ20/20
Armatura verticale lato esterno:	φ20/20
Armatura orizzontale lato rilevato:	φ20/20
Armatura orizzontale lato esterno:	φ20/20

#### 13.3.1SLU

Sono state verificate le combinazioni SLU e SLV.

Sollecitazioni di verifica:

	N (kN/m)	M (kNm/m)
SLU_STR_01	43	18
SLU_STR_02	43	82
SLU_STR_03	104	139
SLV_STR_01	32	22

Si riportano di seguito le verifiche più gravose:



**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLIV0104001	A	89 di 92

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

N° figure elementari  Zoom  N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	15.71	8
			2	15.71	52

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

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  kNm

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

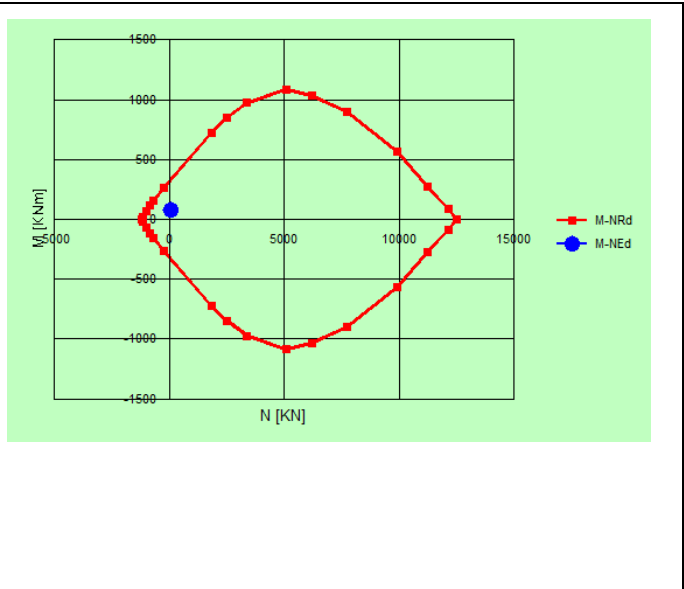
**Materiali**  
B450C C32/40  
ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18.81 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12.25 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.7333  
τ<sub>c1</sub> 2.114

M<sub>xRd</sub> 331.5 kNm  
σ<sub>c</sub> -18.01 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 25.47 ‰  
d 52 cm  
x 6.283 x/d 0.1208  
δ 0.7

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd  Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  Precompresso



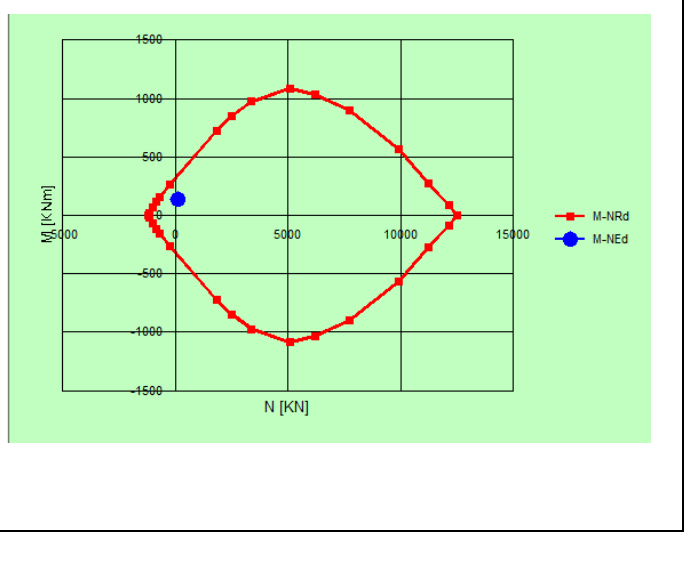
**Materiali**  
B450C C32/40  
ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18.81 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12.25 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.7333  
τ<sub>c1</sub> 2.114

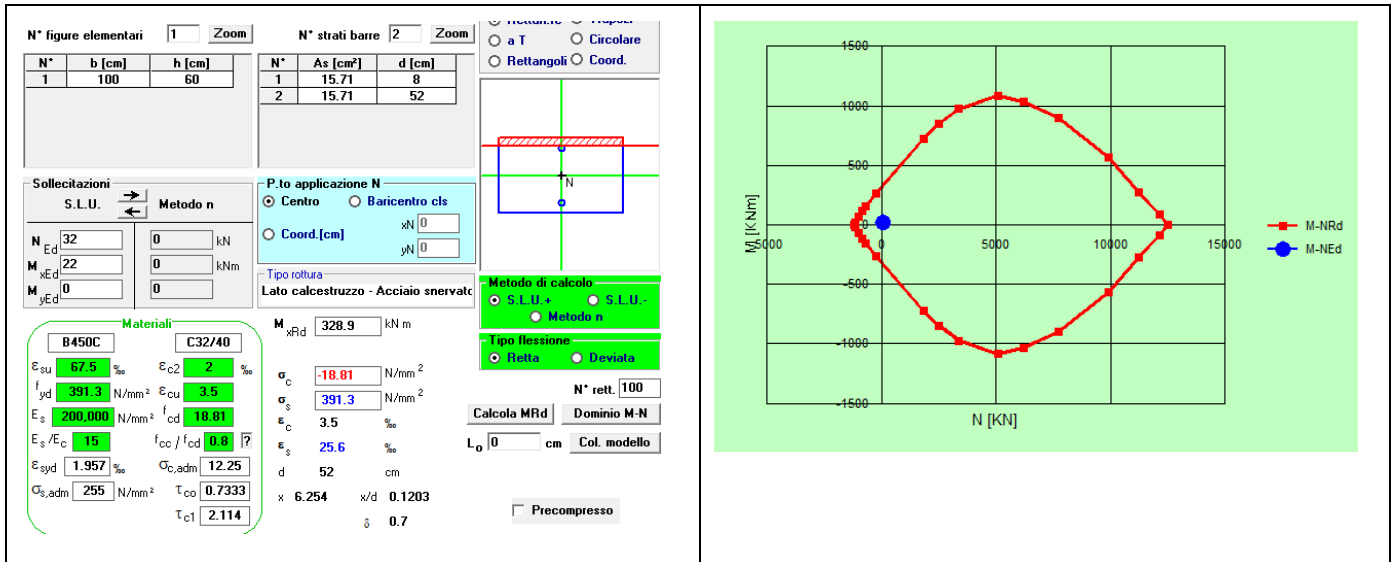
M<sub>xRd</sub> 345.6 kNm  
σ<sub>c</sub> -18.01 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 24.72 ‰  
d 52 cm  
x 6.448 x/d 0.124  
δ 0.7

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd  Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  Precompresso





### 13.3.2SLE

Sollecitazioni di verifica:

	N (kN/m)	M (kNm/m)
SLE_rara_01	32	13
SLE_rara_02	32	61
SLE_rara_03	77	103
SLE_fre_01	32	46
SLE_QP_01	32	13

Per i criteri di verifica si rimanda a quanto già descritto al §9.2.

#### 13.3.2.1Stato limite di formazione delle fessure

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

$$\sigma_f = f_{ctm} / 1,2 = 3.1 / 1.2 = - 2.58 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{c\_Freq} \text{ (MPa)} \quad -0.63$$

Non si supera lo stato limite di formazione delle fessure:non occorre procedere alla verifica dello stato limite di apertura delle fessure.

### 13.3.2.2 Verifica delle tensioni di esercizio

Si procede inoltre con la verifica tensionale.

Deve risultare:

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

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

In particolare si ha:

	Comb 1	Comb 2	Comb 3
$\sigma_{c\_Rara}$ (MPa)	0.38	1.79	3.04
$\sigma_{c\_QuasiPerm}$ (MPa)	0.38		

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

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

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

Si ha:

	Comb 1	Comb 2	Comb 3
$\sigma_{s\_Rara}$ (MPa)	-8.43	-72.15	-115.00

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

## 13.4 Verifica a taglio

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

Per il calcolo della resistenza si fa riferimento al paragrafo 4.1.2.1.3 NTC08 (Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti).

Massima azione di taglio: 139 kN/m

Senza specifica armatura a taglio

Altezza utile (d)	520	mm
k	1.62	
$f_{ck}$	33.20	MPa
$A_{sl}$	15.8	cmq

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOZ	20	D 26	CLIV0104001	A	92 di 92

$b_w$	1.00	m
$r_i$	0.00303	-
$S_{cp}$	0.0	MPa
$V_{min}$	0.416	MPa
V1	218.2	kN
V2	216.3	kN
Taglio resistente = max (V1;V2)	<b>218.2</b>	kN
Taglio agente	139.0	kN
Verifica soddisfatta	<b>FS</b>	<b>1.57</b>