

allegato n.

13.1

titolo abbreviato:

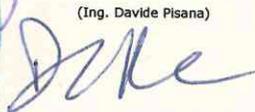
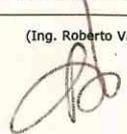
SP EX SS N 415 - LOTTO 3



PROVINCIA DI CREMONA  
SETTORE INFRASTRUTTURE STRADALI

S.P. ex S.S. n. 415 "PAULLESE"  
AMMODERNAMENTO TRATTO "CREMA-SPINO D'ADDA"

LOTTO N. 3 - "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA"  
LAVORI DI RADDOPPIO DEL PONTE SUL FIUME ADDA  
E DEI RELATIVI RACCORDI IN PROVINCIA DI CREMONA E LODI

emissione	descrizione	disegnato	data emissione
0	prima emissione		APRILE 2016
livello:		codice CUP:	
PROGETTO DEFINITIVO		G41B03000270002	
elaborato:		codice:	
O.A. N.3 - SOTTOPASSO PER BISNATE RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE		PS.SB.SP.00	
		allegato n.:	scala:
		13.1	
IL PROGETTISTA SPECIALISTICO	IL PROGETTISTA GENERALE	IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	data
(Ing. Fabio Scaroni)	(Ing. Davide Pisana)	(Ing. Roberto Vanzini)	27 MAG. 2016
  			
Percorso file: U:\lavori\09\Projects\SS415\PONTE SPINO\Definitivo_CR\00_COPERTINE.dwg			

PREMESSE .....	2
1 NORMATIVA .....	2
2 CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA .....	2
3 CRITERI E DEFINIZIONE DELL’ AZIONE SISMICA .....	2
4 COMBINAZIONI DI CARICO.....	6
4.1 <i>Combinazioni per la verifica allo SLU</i> .....	6
4.2 <i>Combinazioni per la condizione sismica</i> .....	8
4.3 <i>Combinazioni per la verifica allo SLE</i> .....	8
5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	8
5.1 <b>CALCESTRUZZO PER MAGRONE</b> .....	8
5.2 <b>CALCESTRUZZO</b> .....	8
5.3 <b>ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO</b> .....	9
6 DURABILITÀ DELLA STRUTTURA.....	9
6.1 <i>Copriferro minimo e copriferro nominale</i> .....	9
6.2 <i>Durabilità e prescrizioni sui materiali</i> .....	9
7 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE .....	11
8 GEOMETRIA DELLE OPERE .....	12
9 METODI DI CALCOLO.....	13
9.1 <b>CALCOLO STRUTTURALE</b> .....	13
9.2 <b>MODELLAZIONE ADOTTATA</b> .....	13
9.2.1 Modello ad elementi finiti .....	15
10 ANALISI DEI CARICHI .....	16
10.1 <b>ANALISI DEI CARICHI PORTALE APERTO SU PALI</b> .....	16
10.1.1 Pesi propri.....	16
10.1.2 Pesi permanenti verticali .....	16
10.1.3 Permanenti orizzontali – spinta del terreno.....	16
10.1.4 Pesi permanenti verticali su fondo .....	18
10.1.5 Carichi mobili verticali sulla soletta superiore.....	18
10.1.6 Spinta del sovraccarico sul rilevato.....	18
10.1.7 Carichi mobili verticali su strada inferiore.....	19
10.1.8 Frenamento.....	19
10.1.10 Azione sismica.....	20
10.1.11 Azioni termiche.....	21
10.1.12 Ritiro .....	21
11 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	22
11.1 <b>CONDIZIONI DI CARICO ADOTTATE</b> .....	22
11.1.1 Condizioni di carico elementari .....	22
11.2 <b>COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE</b> .....	22
12 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI .....	40
12.1 <b>PORTALE APERTO SU PALI (u.m. KN; m)</b> .....	40
12.1.1 SOLLECITAZIONI SLU (involuppo caso statico).....	40
12.1.2 SOLLECITAZIONI IN FASE SISMICA.....	42
12.1.3 SOLLECITAZIONI E DEFORMAZIONI IN ESERCIZIO - SLE (involuppi).....	44
12.2.4 SOLLECITAZIONI E DEFORMAZIONI IN CONDIZIONE - GEO (involuppo).....	50
13 MODALITÀ DI VERIFICA.....	52
13.1 <b>ELEMENTI IN C.A. – VERIFICHE A PRESSO-FLESSIONE SLU</b> .....	52
13.2 <b>VERIFICHE A TAGLIO SLU</b> .....	52
13.2.1 Sezioni prive di armatura trasversale.....	52
13.2.2 Sezioni con armatura trasversale.....	53
13.3 <b>VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE</b> .....	53
13.4 <b>STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO</b> .....	53
14 CALCOLO E VERIFICA DELLE SEZIONI.....	54
14.1 <i>Soletta sezione di mezzzeria</i> .....	54
14.2 <i>Soletta sezione all’appoggio</i> .....	56
14.3 <i>Palo portale L=12 mt.</i> .....	59
14.4 <i>Cordolo di testata</i> .....	61
15 VERIFICA CAPACITA’ PORTANTE .....	62
15.1 <i>Portata dei pali accostati del portale</i> .....	62
16 PALI AVENTI FUNZIONE DI MURO D’ALA.....	70
17 CORDOLO REGGIBARRIERA .....	80
18 DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2008 (punto 10).....	84

## PREMESSE

La presente relazione di calcolo riporta e commenta i dati ed i risultati relativi all'analisi del manufatto del tipo a portale aperto su pali da realizzarsi nell'ambito dell'intervento S.P. CR ex S.S. 415 "PAULLESE": Ammodernamento tratto Crema - Spino d'Adda LOTTO 3.

Tale manufatto è costituito da una serie di pali di diametro minimo pari ad 1.00 mt che svolgono funzione sia di presidio che di spalla/muro d'ala. L'impalcato si prevede gettato in opera avente spessore pari a 45 cm di cui 4 cm costituiti da una coppella prefabbricata. In fase di getto si prevede che la coppella sia adeguatamente puntellata e l'armatura della coppella verrà considerata collaborante in fase di esercizio. I pali accostati saranno rivestiti mediante un rivestimento costituito da coppelle in calcestruzzo di foggia simile a quella impiegata per la soletta al fine di garantire una finitura faccia a vista ed al contempo migliorare le prestazioni dell'opera.

Per la realizzazione dei muri d'ala si prevede di utilizzare pali del diametro minimo pari ad 1.00 mt che verranno di seguito rivestiti.

Le geometrie della struttura sono dettagliate negli appositi elaborati grafici. Qui di seguito, nelle illustrazioni via via riportate, si riportano le informazioni salienti.

## 1 NORMATIVA

**Legge 05.11.1971 n. 1086** : "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";

**Ministero delle infrastrutture e dei trasporti – D.M. 14/01/2008** : “ Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”

**Circolare 617 del 02/02/2009**: "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

## 2 CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA

Per la valutazione della sicurezza della struttura in oggetto (p.to 2.3 del D.M. 14 gennaio 2008) si adotta il metodo semiprobabilistico agli stati limite. La sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la “capacità” (ossia resistenza strutturale) e “domanda” (effetto dei carichi).

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza, la verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

## 3 CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

### Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, l'opera ricade all'interno del tipo di costruzione 2: “Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale” (paragrafo 2.4 delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni – D.M. 14 gennaio 2008”). La vita nominale risulta pertanto  $V_N \geq 50$  anni.

### Classi 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. Nel caso in oggetto, si fa riferimento alla Classe IV: “Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di

calamità... Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico".

### Periodo di riferimento per l'azione sismica

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, moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico assume un valore pari a 2.

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \text{ anni} \times 2 = 100 \text{ anni}$$

Le probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, sono pari al 10% nel caso dello stato limite SLV.

### Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima del terreno;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno  $T_R$  considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad:

- $a_g$  il valore previsto dalla pericolosità sismica;
- $F_0$  e  $T_C^*$  i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- La vita di riferimento  $V_R$  della costruzione;
- Le probabilità di superamento nella vita di riferimento  $P_{VR}$  associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni. 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:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{100}{\ln(1 - 0,1)} = 949 \text{ anni}$$

I valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine. L'accelerazione al sito  $a_g$  è espressa in  $g/10$ ;  $F_0$  è dimensionale,  $T_C^*$  è espresso in secondi.

### Categoria di sottosuolo

In base alla natura del terreno e ai parametri individuati, il suolo presente è classificabile in Categoria D: "Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  inferiori a 180m/s (ovvero  $NSPT_{30} < 15$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} < 70$  kPa nei terreni a grana fine)". Da ciò si ricava il parametro  $S = S_S \times S_T$  che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, essendo  $S_S$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed il  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica.

Con i seguenti parametri:

**Tipo costruzione (Art. 2.4.1)**

Tipo 1 ( $V_n \leq 10$  anni)

Tipo 2 ( $V_n >= 50$  anni)

Tipo 3 ( $V_n >= 100$  anni)

Vita Nominale  $V_n$  (anni):

**Classe d'uso (Art. 2.4.2)**

Classe I

Classe II

Classe III

Classe IV

Periodo di riferimento per l'azione sismica ( $>= 35$  anni):  $VR = V_n \cdot C_u = 50.00 \cdot 2.00 = 100.00$  anni

**Pvr % (Art. 3.2.1)**

SLO	81.00
SLD	63.00
SLV	10.00
SLC	5.00

**Periodo di ritorno  $T_r$  (anni)**

SLO	60.21
SLD	100.58
SLV	949.12
SLC	1949.57

**Posizione del sito**

Comune:

Longitudine:

Latitudine:

Isola:

**Nodi intorno al sito**

ID	Longitudine	Latitudine	Dist. sito (Km)
12486	9.4340	45.4170	0.5031
12485	9.3630	45.4140	5.3141
12707	9.3664	45.3640	7.4324
12708	9.4374	45.3670	5.1442

**Parametri di pericolosità sismica**

	$a_g$ (g/10)	$F_0$ (adim)	$TC^*$ (sec)
SLO	0.3257	2.5565	0.2178
SLD	0.3897	2.5798	0.2299
SLV	0.8227	2.6234	0.2984
SLC	1.0246	2.6469	0.3071

N.B. Dal valore tabellato, per ottenere  $a_g$  in (g), dividerlo per 10; per ottenerlo in  $m/sec^2$ , moltiplicarlo per 0.9806

gli spettri orizzontale e verticale ed i parametri di calcolo sono riassunti nei grafici seguenti (per strutture non isolate)

Spettro di risposta di progetto SLV orizzontale

ag= 0.0823 g; F0= 2.6234; TC\*= 0.2984 s;

TB= 0.2280 s; TC= 0.6830 s; TD= 1.9290 s; S= 1.8000 ; q= 1.0000

n	T(sec)	S(T) g	S(T) cm/sec <sup>2</sup>
1	0.000000	0.1481	145.2228
2	0.022800	0.1721	168.7982
3	0.045600	0.1962	192.3737
4	0.068400	0.2202	215.9491
5	0.091200	0.2442	239.5246
6	0.114000	0.2683	263.1001
7	0.136800	0.2923	286.6755
8	0.159600	0.3164	310.2510
9	0.182400	0.3404	333.8264
10	0.205200	0.3644	357.4019
11	0.228000	0.3885	380.9774
12	0.683000	0.3885	380.9774
13	0.807590	0.3286	322.2025
14	0.932180	0.2846	279.1387
15	1.056770	0.2511	246.2291
16	1.181360	0.2246	220.2610
17	1.305950	0.2032	199.2477
18	1.430540	0.1855	181.8946
19	1.555130	0.1706	167.3221
20	1.679720	0.1580	154.9113
21	1.804310	0.1471	144.2144
22	1.928900	0.1376	134.8994
23	1.929000	0.1376	134.8925
24	2.136100	0.1122	110.0041
25	2.343200	0.0932	91.4184
26	2.550300	0.0787	77.1737
27	2.757400	0.0673	66.0165
28	2.964500	0.0582	57.1149
29	3.171600	0.0509	49.8994
30	3.378700	0.0448	43.9696
31	3.585800	0.0398	39.0373
32	3.792900	0.0356	34.8907
33	4.000000	0.0320	31.3713

Spettro di risposta di progetto SLV verticale

ag= 0.0823 g; TC\*= 0.2984 s; Fv= 1.0160;

TB= 0.0500 s; TC= 0.1500 s; TD= 1.0000 s; Ss= 1.0000 ; q= 1.0000

n	T(sec)	S(T) g	S(T) cm/sec <sup>2</sup>
1	0.000000	0.0319	31.2458
2	0.005000	0.0370	36.3182
3	0.010000	0.0422	41.3907
4	0.015000	0.0474	46.4631
5	0.020000	0.0526	51.5355
6	0.025000	0.0577	56.6080
7	0.030000	0.0629	61.6804
8	0.035000	0.0681	66.7529
9	0.040000	0.0732	71.8253
10	0.045000	0.0784	76.8977
11	0.050000	0.0836	81.9702
12	0.150000	0.0836	81.9702
13	0.234990	0.0534	52.3236
14	0.319980	0.0392	38.4259
15	0.404970	0.0310	30.3616
16	0.489960	0.0256	25.0950
17	0.574950	0.0218	21.3854
18	0.659940	0.0190	18.6313
19	0.744930	0.0168	16.5056
20	0.829920	0.0165	16.1359
21	0.914910	0.0165	16.1359
22	0.999900	0.0165	16.1359
23	1.000000	0.0165	16.1359
24	1.300000	0.0165	16.1359
25	1.600000	0.0165	16.1359
26	1.900000	0.0165	16.1359
27	2.200000	0.0165	16.1359
28	2.500000	0.0165	16.1359
29	2.800000	0.0165	16.1359
30	3.100000	0.0165	16.1359
31	3.400000	0.0165	16.1359
32	3.700000	0.0165	16.1359
33	4.000000	0.0165	16.1359

Il calcolo dell'azione sismica viene eseguito con il metodo pseudostatico. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle masse connesse alla struttura per l'accelerazione spettrale (che, come detto, coincide con il valore di ancoraggio dello spettro).

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti (NT par. 7.11.6.2.1 e EC8-5 par.7.3.2.1), sono calcolate **in regime di spinta a riposo**, condizione che comporta il calcolo delle spinte in condizione sismica con l'incremento dinamico calcolato secondo la formula di Wood:

$$\Delta P_d = S \cdot (a_g/g) \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

## 4 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 e 5 delle NT.

### 4.1 Combinazioni per la verifica allo SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrate si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

-SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR)
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Trattandosi di opere interrato, le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni.

1. combinazione 1 → (A1+M1+R1) → STR
2. combinazione 2 → (A2+M2+R2) → GEO (carico limite)

*Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri del terreno*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1	1.25
Resistenza non drenata	$c'_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1	1

*Tabella 6.2.I/5.1.V - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni stradali*

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO $\gamma_F$	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanente	favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole		1.1	1.35	1.0
Permanente non strutturali	favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0(0.9)	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5 (1.1)	1.35	1.0 (1.3)
Variabili da traffico	favorevole	$\gamma_Q$	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.35	1.35	1.15
Variabili	favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.30

*Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per la resistenza del sistema*

VERIFICA	COEFF. PARZIALE (R1)	COEFF. PARZIALE (R2)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1.8$
Scorrimento	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1.1$

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

STR) ⇒  $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$  ⇒  $(\Phi_d' = \Phi_k')$

GEO) ⇒  $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$  ⇒  $(\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\phi))$

Per i valori dei coefficienti di combinazione  $\psi_0, \psi_1, \psi_2$ , si fa riferimento alla Tabella 5.1.VI – "Coefficienti per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali".

**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	0,00
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,00
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,00
	Schema 2	0,00	0,75	0,00
	2	0,00	0,00	0,00
	3	0,00	0,00	0,00

	4 (folla)	---	0,75	0,00
	5	0,00	0,00	0,00
Vento q5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,60	0,20	0,00
	Esecuzione	0,80	----	0,00
	Vento a ponte carico	0,60		
Neve q5	SLU e SLE	0,00	0,00	0,00
	esecuzione	0,80	0,60	0,50
Temperatura	Tk	0,60	0,60	0,50

#### 4.2 Combinazioni per la condizione sismica

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti (approccio 1):

$$\text{STR} \Rightarrow E+G_1+G_2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{GEO} \Rightarrow E+G_1+G_2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\phi))$$

Le verifiche agli stati limite ultimi § 7.11.1(NTC) devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nel Cap. 6.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1+G_2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Per quanto riguarda i valori del coefficiente  $\psi_{2i}$ , la norma propone nel caso di ponti, e più in generale per opere stradali, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi  $\psi_{2i} = 0.2$  (ponti stradali).

#### 4.3 Combinazioni per la verifica allo SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/stato tensionale) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente)} \Rightarrow G_1+G_2+\psi_{11} \cdot Q_{k1}+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Quasi permanente)} \Rightarrow G_1+G_2+\psi_{21} \cdot Q_{k1}+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Rara)} \Rightarrow G_1+G_2+Q_{k1}+\sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

### 5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali.

#### 5.1 CALCESTRUZZO PER MAGRONE

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C12/15.

#### 5.2 CALCESTRUZZO

1) Per la realizzazione dei **pali** e delle **solette flottanti** si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe C25/30 che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cubica)	→	$R_{ck}$	= 30 MPa
Resistenza a compressione (cilindrica)	→	$f_{ck}$	= 25 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5$	= 14.17 MPa
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	= 2.56 MPa

Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm}$	= 1.79 MPa
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 1.20 MPa
Resistenza a compressione (comb. Rara)	→	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck}$	= 15 MPa
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	→	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck}$	= 11.25 MPa
Resistenza a compressione (comb. Rara – Ferrovie)	→	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck}$	= 11.25 MPa
Resistenza a compressione (comb. Quasi perm. – Ferrovie)	→	$\sigma_c = 0.4 * f_{ck}$	= 10 MPa

2) Per la realizzazione del **cordolo sommitale e soletta**, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe C32/40 che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cubica)	→	$R_{ck}$	= 40 MPa
Resistenza a compressione (cilindrica)	→	$f_{ck}$	= 32 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5$	= 18.1 MPa
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	= 3.02 MPa
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm}$	= 2.12 MPa
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 1.41 MPa
Resistenza a compressione (comb. Rara)	→	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck}$	= 19.2 MPa
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	→	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck}$	= 14.4 MPa
Resistenza a compressione (comb. Rara – Ferrovie)	→	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck}$	= 14.4 MPa
Resistenza a compressione (comb. Quasi perm. – Ferrovie)	→	$\sigma_c = 0.4 * f_{ck}$	= 12.8 MPa

### 5.3 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento $f_y$	$\geq 450$ MPa
Limite di rottura $f_t$	$\geq 540$ MPa
Allungamento totale al carico massimo $A_{gt}$	$\geq 7.5\%$
Rapporto $f_t/f_y$	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_y$ misurato / $f_y$ nom	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	→	$f_{yk} \geq$	450 MPa
Tensione caratteristica a rottura	→	$f_{tk} \geq$	540 MPa
Fattore di sicurezza acciaio	→	$\gamma_s =$	1.15
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	= 391.30 MPa
Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara)	→	$\sigma_c =$	$0.80 * f_{yk} = 360$ MPa
Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara – Ferrovie)	→	$\sigma_c =$	$0.65 * f_{yk} = 292.5$ MPa

## 6 DURABILITÀ DELLA STRUTTURA

### 6.1 Copriferro minimo e copriferro nominale

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale  $c_{nom}$  è somma di due contributi, il copriferro minimo  $c_{min}$  e la tolleranza di posizionamento  $h$ . Vale pertanto:  $c_{nom} = c_{min} + h$ .

La tolleranza di posizionamento delle armature  $h$ , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 5 mm. Considerata la Classe di esposizione ambientale dell'opera, si adotta un copriferro minimo pari a

**50 mm per i pali**

**40 mm per cordoli e soletta.**

### 6.2 Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal

Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

<u>Pali e solette flottanti</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC2
<u>Tutte le altre strutture</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XF4

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

Tabella 4.1.III: Descrizione delle condizioni ambientali

Le fondazioni dei muri si trovano in condizioni ambientali *Ordinarie*, le elevazioni in condizioni *Aggressive*.

Nella tabella 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w <sub>a</sub>	Stato limite	w <sub>a</sub>
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ w <sub>2</sub>	ap. fessure	≤ w <sub>3</sub>
		quasi permanente	ap. fessure	≤ w <sub>2</sub>	ap. fessure	≤ w <sub>2</sub>
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ w <sub>2</sub>	ap. fessure	≤ w <sub>2</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>

Tabella 4.1.IV: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

## 7 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Per gli strati di terreno che interessano lo scatolare e per il livello di falda, si assume quanto segue:

### Strato di ricoprimento e di rinfianco

Caratterizzazione materiali da rilevato/reinterri																
Parametri in condizioni drenate					Spinta a riposo			Spinta attiva			Spinta Passiva			Peso di volume		Permeabilità
$\phi'_k$	$\phi'_{dM1}$	$\phi'_{dM2}$	$E'_{25}$	$E_{UR}$	$K_{Dk}$	$K_{DM1}$	$K_{DM2}$	$K_{Ak}$	$K_{AM1}$	$K_{AM2}$	$K_{Pk}$	$K_{PM1}$	$K_{PM2}$	naturale $\gamma_n$	sommerso $\gamma'$	k
(°)	(°)	(°)	(Mpa)	(Mpa)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(m/s)
38	38	32	40	120	0.380	0.380	0.470	0.238	0.238	0.307	4.200	4.200	3.250	20	11	$1 \times 10^{-3} \pm 10^{-5}$

I coefficienti di spinta sono calcolati secondo la teoria di Caquot - Kerisel ipotizzando angolo d'attrito tra terreno e struttura di sostegno  $\delta = 0$  ed ipotizzando che il terreno a monte/valle del sostegno (rispettivamente per il calcolo di  $K_a$  e  $K_p$ ) sia orizzontale ( $\beta = 0$ ). Nel caso in cui tali ipotesi iniziali non siano rappresentative del problema in oggetto, i valori delle spinte dovranno essere calcolati nuovamente utilizzando la stessa teoria.

LEGENDA PARAMETRI	
$\phi'_k$	Angolo di resistenza al taglio caratteristico;
$\phi'_{dM1}$	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
$\phi'_{dM2}$	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
$E'_{25}$	Modulo elastico secante corrispondente alla mobilitazione del 25% della resistenza del terreno;
$E_{UR}$	Modulo elastico secante in ricarico;
$K_{Dk}$	Valore caratteristico del coefficiente di spinta a riposo;
$K_{DM1}$	Valore di progetto del coefficiente di spinta a riposo secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
$K_{DM2}$	Valore di progetto del coefficiente di spinta a riposo secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
$K_{Ak}$	Valore caratteristico del coefficiente di spinta attiva;
$K_{AM1}$	Valore di progetto del coefficiente di spinta attiva secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
$K_{AM2}$	Valore di progetto del coefficiente di spinta attiva secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
$K_{Pk}$	Valore caratteristico del coefficiente di spinta passiva;
$K_{PM1}$	Valore di progetto del coefficiente di spinta passiva secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
$K_{PM2}$	Valore di progetto del coefficiente di spinta passiva secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
$\gamma_n$	Peso di volume naturale;
$\gamma'$	Peso di volume sommerso;
k	Permeabilità;

### Strato di base

Il modello geotecnico è riferito ad una sezione trasversale rispetto all'asse principale della Paulese, i sondaggi si pongono in prossimità della suddetta sezione stradale.

Stratigrafia 2 Lato Lodi (Quota: 88.33 m s.l.m.m.)									
Litologia	Da	A	Dr	$\phi'$	E	G	Cu	C	M
	[m]	[m]	[%]	[°]	[MPa]	[MPa]	[kPa]	kPa	[MPa]
<b>Rilevato</b>	0.00	1.00	40	38	40				
<b>Ghiaia</b>	1.00	21.00	>50	38	40	190			

Per la parte spingente a ridosso dei pali insiste il terreno naturale esistente per la scarpata e del rilevato.

Per i pali del portale si adottano parametri geotecnici cautelativi e ridotti rispetto al modello geotecnico del terreno e nello specifico ai fini del calcolo delle spinte si adottano i seguenti parametri caratteristici "ridotti":

- peso specifico  $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$ ;
- angolo di attrito  $\phi = 30^\circ$ ;

Per la parte completamente immersa dei pali sia adottano i parametri geotecnici dello strato (ghiaia) come riportato in tabella.

Per i pali utilizzati quali muri andatori si adottano invece i parametri geotecnici come riportato in tabella.

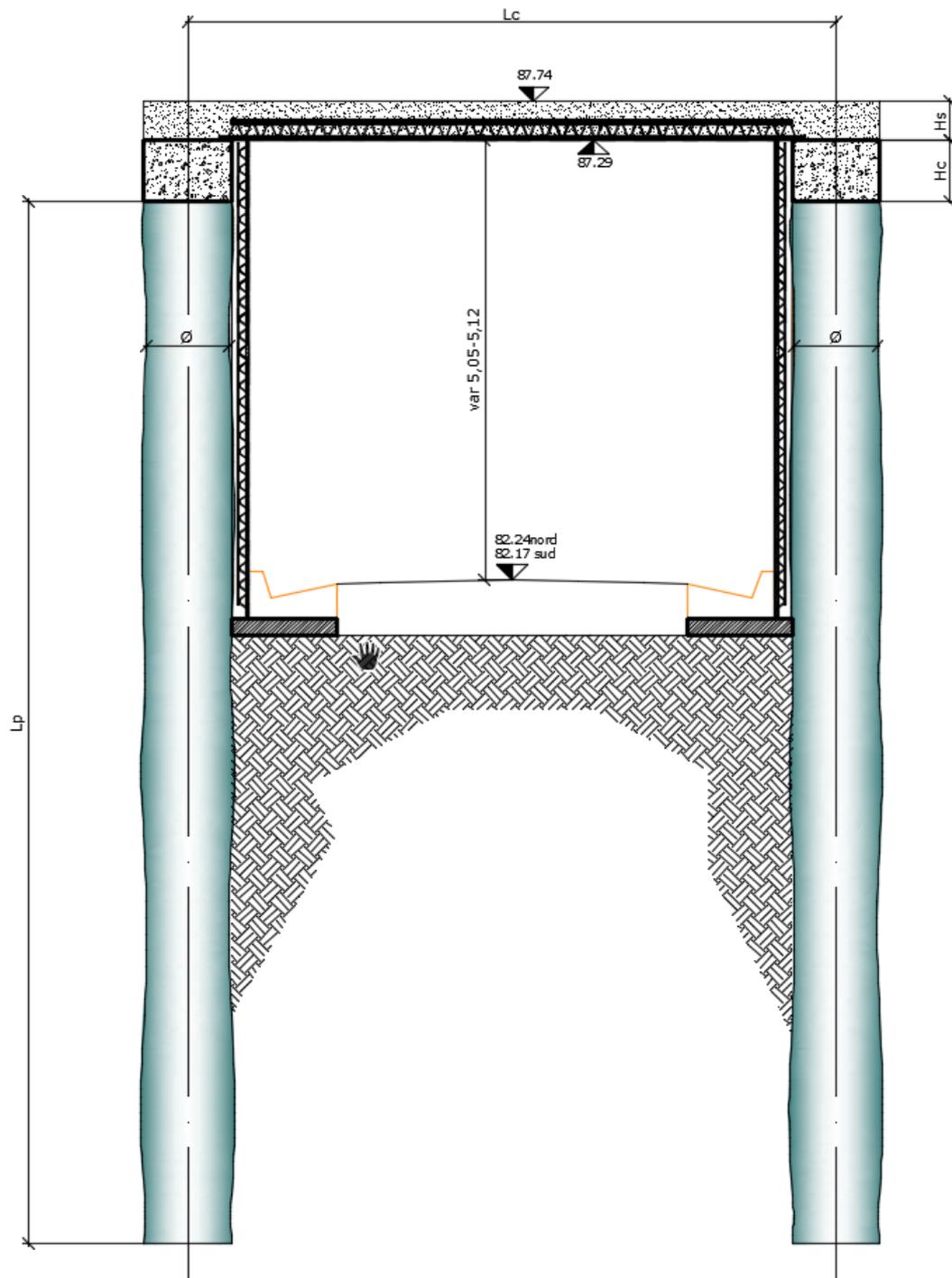
La soggiacenza della falda freatica è pari a: 74.63 m s.l.m.m

## 8 GEOMETRIA DELLE OPERE

La geometria del sottopasso è riportata nelle seguenti figure ove è possibile desumere le caratteristiche salienti da adottare nelle calcolazioni:

Si riportano le sezioni schematiche trasversali riportanti le geometrie delle strutture principali.

### PORTALE APERTO



$L_p = 12.00 \text{ m}$   
 $H_c = 0.70 \text{ m}$

$L_c = 7.40 \text{ m}$   
 $H_s = 0.45 \text{ m}$

$\Phi = 1.00 \text{ m}$   
altezza terrapieno = 0.35 – 1.22 m  
(medio di calcolo pari a 0.80 mt)

## 9 METODI DI CALCOLO

### 9.1 CALCOLO STRUTTURALE

Assumendo l'ipotesi di stato piano di deformazione, la tipologia strutturale adottata è quella di un portale aperto con piedritti costituiti da pali accostati

Il terreno in cui il portale è immerso è suddiviso in tre zone a cui è possibile assegnare differenti caratteristiche geotecniche:

- ricoprimento gravante direttamente sulla soletta superiore;
- rinfianco a sinistra ed a destra dei due piedritti;
- terreno di fondazione.

Per poter modellare la non linearità del terreno (annullamento delle reazioni di Winkler per spostamenti della fondazione e dei piedritti che comportino il distacco tra terreno e struttura) l'intera struttura del portale viene discretizzata in aste di piccola lunghezza.

Nei nodi delle piccole aste così generate vengono concentrate le reazioni unidirezionali elastiche del terreno. Vengono altresì introdotte aste rigide in corrispondenza dei nodi strutturali per rendere il modello resistente del portale più aderente al suo reale comportamento ed escludendo tali aste rigide dalle verifiche a presso-flessione e taglio effettuate invece per tutte le restanti aste deformabili.

L'analisi strutturale è condotta col metodo degli spostamenti nell'ambito della elasticità lineare. Viene altresì utilizzata la tecnica degli elementi finiti connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento generale. Le incognite del problema sono le componenti di spostamento dei nodi (3 per ogni nodo) riferite al sistema di riferimento generale.

Gli incogniti spostamenti vengono ottenuti risolvendo un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dalle forze di incastro perfetto concentrate nei nodi:

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{F}$$

in cui  $\mathbf{K}$  = matrice di rigidezza della struttura  
 $\mathbf{u}$  = vettore spostamenti nodali  
 $\mathbf{F}$  = vettore forze nodali

Ottenuti gli spostamenti vengono valutate le sollecitazioni nei singoli elementi riferite alla terna locale dell'elemento stesso.

La soletta è considerata isostatica (vincoli interni a cerniera sferica).

### 9.2 MODELLAZIONE ADOTTATA

La struttura viene schematizzata attraverso un modello analitico agli elementi finiti con elementi beam a 6 g.d.l.

L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici.

Per la modellazione dei pali, la stima di  $k_s$  (variabile in funzione della profondità) è stata effettuata sulla base della capacità portante delle fondazioni secondo la seguente formula:

$$k_s = A_s + B_s \times Z^n$$

Dove:

$$A_s = \text{costante, calcolata come segue } A_s = C \times (c \times N_c + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma);$$

$$B_s = \text{coefficiente funzione della profondità } B_s = C \times \gamma \times N_q$$

$Z$  = profondità in esame;

$A_s$  e  $B_s$  = funzione dei coefficienti di portanza;

$C = 40$  nel sistema internazionale SI;

$$n = \pi \times \tan \varphi$$

$$N_q = \exp[n \times (\tan^2(45^\circ + \varphi/2))]$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \cot \varphi$$

$$N_\gamma = 1.5 \times (N_q - 1) \times \tan \varphi$$

fattori di capacità portante	N <sub>c</sub>	$(N_c - 1) \cot \phi'$	
	N <sub>γ</sub>	$2(N_c + 1) \tan \phi'$	Vesic (1970)
	N <sub>q</sub>	$\tan^2(45 + \phi'/2) e^{\pi \tan \phi'}$	Prandtl (1921) Reissner (1924)
fattori correttivi	forma		Meyerhof (1963)
	s <sub>c</sub>	$1 + 0.2 k_p (B'/L')$	"
	s <sub>γ</sub>	$1 + 0.1 k_p (B'/L')$	"
	s <sub>q</sub>	$1 + 0.1 k_p (B'/L')$	"
	approfondimento		De Beer e Ladanyi (1961) Brinch-Hansen (1970) e Vesic (1973)
	d <sub>c</sub>	$d_q \cdot [(1 - d_q)/(N_c \tan \phi')]$	
	d <sub>q</sub>	$1 + [2 (D/B') \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2]$ per D/B' < 1 $1 + [2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \tan^{-1}(D/B')]$ per D/B' > 1	
	inclinazione carico		Vesic (1970)
	i <sub>c</sub>	$i_q \cdot [(1 - i_q)/(N_c \tan \phi')]$	"
	i <sub>γ</sub>	$[1 - (H/(N + B' L' c' \cot \phi'))]^{(m+1)}$	"
i <sub>q</sub>	$[1 - (H/(N + B' L' c' \cot \phi'))]^m$ m = $[2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$	"	
inclinazione fondazione		Brinch-Hansen (1970)	
b <sub>q</sub>	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	"	
b <sub>γ</sub>	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	"	
b <sub>c</sub>	$b_q \cdot [(1 - b_q)/(N_c \tan \phi')]$	"	
inclinazione piano campagna		Brinch-Hansen (1970)	
g <sub>q</sub>	$(1 - \tan \omega)^2$	"	
g <sub>γ</sub>	$(1 - \tan \omega)^2$	"	
g <sub>c</sub>	$g_q \cdot [(1 - g_q)/(N_c \tan \phi')]$	"	

Agli effetti delle caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

Essendo i pali previsti con un passo pari a 109 cm verrà studiata una sezione pari all'interasse dei pali

-una sezione rettangolare b x h = 109 x H<sub>s</sub> cm per la soletta superiore

-una sezione circolare di diametro pari a Φ cm per i pali

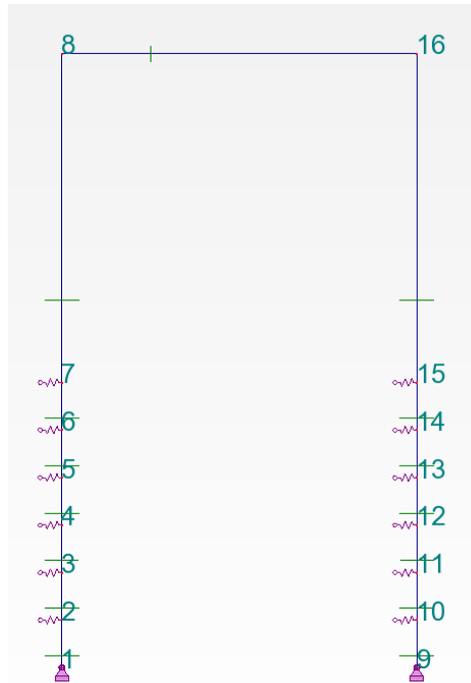
-una sezione rettangolare b x h = 109 x H<sub>c</sub> cm per i cordoli

Per le aste del reticolo si è assunto:

E<sub>c</sub> = 31475 / 33345 MPa ; modulo elastico del calcestruzzo (R<sub>ck</sub> = 30 / 40 MPa )

I carichi (riferiti ad una striscia unitaria) come definiti nel paragrafo seguente verranno moltiplicati per un fattore fisso pari a 1.09 (a cui poi verranno applicati i coefficienti di norma per gli S.L. considerati)

### 9.2.1 Modello ad elementi finiti



Dati - Nodi

Nodo	X (m)	Z (m)	Codice del vincolo	Vincoli
1	0,0	-6,00	bbf	Cerniera
2	0,0	-5,00	eff	spring
3	0,0	-4,00	eff	spring
4	0,0	-3,00	eff	spring
5	0,0	-2,00	eff	spring
6	0,0	-1,00	eff	spring
7	0,0	0,0	eff	spring
8	0,0	6,92		
9	7,40	-6,00	bbf	Cerniera
10	7,40	-5,00	eff	spring
11	7,40	-4,00	eff	spring
12	7,40	-3,00	eff	spring
13	7,40	-2,00	eff	spring
14	7,40	-1,00	eff	spring
15	7,40	0,0	eff	spring
16	7,40	6,92		

Dati - Barre

Elemento	Nodo 1	Nodo 2	Sezione	Materiali	Lunghezza (m)	Gamma (Deg)	Tipo di barra	Oggetto di costruzione
1	1	2	C C_1000	C25/30	1,00	0,0	Palo in CA	Elemento
2	2	3	C C_1000	C25/30	1,00	0,0	Palo in CA	Elemento
3	3	4	C C_1000	C25/30	1,00	0,0	Palo in CA	Elemento
4	4	5	C C_1000	C25/30	1,00	0,0	Palo in CA	Elemento
5	5	6	C C_1000	C25/30	1,00	0,0	Palo in CA	Elemento
6	6	7	C C_1000	C25/30	1,00	0,0	Palo in CA	Elemento
7	7	8	C C_1000	C25/30	6,92	0,0	Palo in CA	Elemento
8	9	10	C C_1000	C25/30	1,00	0,0	Palo in CA	Elemento
9	10	11	C C_1000	C25/30	1,00	0,0	Palo in CA	Elemento
10	11	12	C C_1000	C25/30	1,00	0,0	Palo in CA	Elemento
11	12	13	C C_1000	C25/30	1,00	0,0	Palo in CA	Elemento

Elemento	Nodo 1	Nodo 2	Sezione	Materiali	Lunghezza (m)	Gamma (Deg)	Tipo di barra	Oggetto di costruzione
12	13	14	C C_1000	C25/30	1,00	0,0	Palo in CA	Elemento
13	14	15	C C_1000	C25/30	1,00	0,0	Palo in CA	Elemento
14	15	16	C C_1000	C25/30	6,92	0,0	Palo in CA	Elemento
15	8	16	B R1000x450	C32/40	7,40	0,0	Trave in CA	Elemento

## 10 ANALISI DEI CARICHI

Nel presente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico per ciascuna struttura componente l'opera.

Si riporta per esteso l'analisi dei carichi del portale aperto su pali, mentre per le paratie di pali che svolgono funzione di muri d'ala si riporta la trattazione completa al successivo paragrafo 16.

### 10.1 ANALISI DEI CARICHI PORTALE APERTO SU PALI

#### 10.1.1 Pesì propri

Il peso proprio delle strutture è determinato automaticamente dal programma di calcolo e assegnato direttamente alle aste assunto come peso specifico dei materiali:

- calcestruzzo armato: **25.00 kN/m<sup>3</sup>**

Soletta superiore

- peso proprio 0.45 \* 25 **11.25 kN/m<sup>2</sup>**

Pali

- peso proprio  $\pi * 1.05^2/4 * 25$  **21.63kN/m**

**(considerato per i pali diametro maggiore per imperfezioni)**

Cordolo sommitale

- peso proprio 0.70\*1.00 \* 25 **17.50 kN/m**

Rivestimento pali

- peso proprio 0.20\* 25 **5.00 kN/m**

**(assimilato ad un getto compatto di cls di spessore pari a 0.20 mt)**

CONDIZIONE DI CARICO 'PESO\_PROPRIO'

#### 10.1.2 Pesì permanenti verticali

A favore di sicurezza, nella valutazione dei carichi permanenti sulla soletta superiore, si assume un peso specifico del ricoprimento uguale a 21 kN/m<sup>3</sup>. Tale peso specifico tiene conto sia del terreno di ricoprimento che della pavimentazione stradale, il cui spessore complessivo viene valutato mediamente pari a 0.80 mt.

La pressione sulla soletta di impalcato viene calcolata come prodotto tra il peso di volume del terreno per l'altezza del ricoprimento. Si ottiene quindi:

$$P_v = \gamma H = 21 * 0.80 = 16.80 \text{ kN/m}$$

CONDIZIONE DI CARICO 'PERM\_SUP'

#### 10.1.3 Permanenti orizzontali – spinta del terreno

A ridosso dei pali insiste il terreno naturale esistente per la scarpata e del rilevato. Si adottano parametri geocnici cautelativi e ridotti rispetto al modello geotecnico del terreno e nello specifico ai fini del calcolo delle spinte si adottano i seguenti parametri caratteristici "ridotti":

- peso specifico  $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$ ;

- angolo di attrito  $\phi=30^\circ$ ;

La spinta del terreno sui piedritti viene determinata con i metodi sotto riportati.

### Spinta attiva in assenza di falda

La spinta attiva viene calcolata sulla base della teoria di Rankine, trascurando quindi, a favore di sicurezza, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete. La pressione esercitata dal terrapieno, di peso di volume  $\gamma_t$ , ha quindi un andamento lineare che può descriversi con la seguente funzione, in cui  $z$  rappresenta l'affondamento rispetto al profilo del terrapieno:

$$q_{t\_A1} = K_A \gamma_t z$$

Considerando le caratteristiche geomeccaniche del terreno ed applicando la formula di Rankine si può ottenere il coefficiente di spinta attiva  $K_A = 0.333$ . Si ottiene quindi:

$$q_{t\_A1} = 0.333 * 20 \text{ KN/m}^3 * z = 6.66 \text{ KN/m}^3 * z$$

Lo start della  $z$  si considera coincidente con la quota del piano della pavimentazione finito e positivo a scendere

### Spinta attiva in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_t - \gamma_w$$

dove  $\gamma_t$  è il peso di volume saturo del terreno e  $\gamma_w$  è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

### Spinta a riposo in assenza di falda

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione  $K_0 = 1 - \sin \phi = 0.5$ , dove  $\phi$  rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco. La pressione esercitata dal terrapieno ha quindi un andamento lineare che può descriversi con la seguente funzione  $q_{t\_O1} = 0.5 * 20 \text{ KN/m}^3 * z = 10 \text{ KN/m}^3 * z$

Lo start della  $z$  si considera coincidente con la quota del piano della pavimentazione finito e positivo a scendere

**CONDIZIONE DI CARICO 'SP\_Terra' (SLU-SLE E SISMA) Spinta terre a riposo SX, attiva DX**

Per le combinazioni **GEO** il reinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche. Per tale materiale si assumono i seguenti parametri caratteristici:

- peso specifico  $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$ ;
  - angolo di attrito caratteristico  $\phi = 30^\circ$ ;
  - angolo di attrito di design  $\Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\phi) = \tan^{-1}(\tan 30 / 1.25) = 24.79^\circ$
- La spinta del terreno sui piedritti viene determinata con i metodi sotto riportati.

### Spinta attiva in assenza di falda(GEO)

La spinta attiva viene calcolata sulla base della teoria di Rankine, trascurando quindi, a favore di sicurezza, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete. La pressione esercitata dal terrapieno, di peso di volume  $\gamma_t$ , ha quindi un andamento lineare che può descriversi con la seguente funzione, in cui  $z$  rappresenta l'affondamento rispetto al profilo del terrapieno:

$$q_{t\_A1} = K_A \gamma_t z$$

Considerando le caratteristiche geomeccaniche del terreno (GEO) ed applicando la formula di Rankine si può ottenere il coefficiente di spinta attiva  $K_A = 0.409$ . Si ottiene quindi:

$$q_{t\_a1} = 0.409 * 20 \text{ KN/m}^3 * z = 8.18 \text{ KN/m}^3 * z$$

Lo start della  $z$  si considera coincidente con la quota del piano della pavimentazione finito e positivo a scendere

### Spinta attiva in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_t - \gamma_w$$

dove  $\gamma_t$  è il peso di volume saturo del terreno e  $\gamma_w$  è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Nel caso in questione considerata la soggiacenza della falda ed il piano di imposta della fondazione non vi è in nessun caso spinta attiva in presenza di falda.

### Spinta a riposo in assenza di falda (GEO)

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione  $K_0 = 1 - \sin \phi = 0.582$ , dove  $\phi$  rappresenta l'angolo d'attrito interno di design (GEO) del terreno di rinfianco. La pressione esercitata dal terrapieno ha quindi un andamento lineare che può descriversi con la seguente funzione

$$q_{t,01} = 0.582 * 20 \text{KN/m}^3 * z = 11.64 \text{KN/m}^3 * z$$

Lo start della z si considera coincidente con la quota del piano della pavimentazione finito e positivo a scendere  
CONDIZIONE DI CARICO 'SP\_Terra' (GEO) Spinta terre a riposo SX, attiva DX

### 10.1.4 Pesi permanenti verticali su fondo

$$P_v = \gamma H_{\text{int}} = 24 * 0.0 = 0.00 \text{ kN/m}$$

CONDIZIONE DI CARICO 'Perm\_inf'

### 10.1.5 Carichi mobili verticali sulla soletta superiore

Come azioni variabili da traffico gravante sulla soletta superiore si assume lo schema di carico 1. Il carico di normativa applicato è il  $Q_{1,k}$ , ossia il mezzo convenzionale da 600kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem), con interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e il carico ripartito  $q_{1,k}$  da 9 kN/m<sup>2</sup>.

Tale carico  $Q_{1,k}$  viene posizionato ortogonalmente all'asse del sottopasso e considerato concentrato senza distribuzione a favore della sicurezza.

Considerato che la modellazione adottata per schematizzare il portale aperto su pali è a travi accostate e non a piastra, non si considera la diffusione del carico fino al piano medio della soletta (a favore della sicurezza) e conseguentemente la diffusione dei carichi in direzione ortogonale secondo le linee di influenza. Tale semplice schematizzazione consente quindi il calcolo della strutture con ampi margini di sicurezza nei confronti delle azioni e delle sollecitazioni.

In direzione trasversale si considera la larghezza della corsia convenzionale:

$$L_{tr} = 3.00 \text{m}$$

Considerando una **striscia unitaria**, il valore del carico per ogni asse è pari a:

$$Q_{1,k,asse} = 300 \text{KN asse su 2 assi distanziati di 1.20 mt in senso longitudinale}$$

a tale carico va sommato il carico ripartito del  $q_{1,k,dis} = 9 \text{ kN/m}^2$

Si considerano tre casi di carico differenziati dalla posizione del carico tandem

- carico tandem posizionato intorno alla mezzeria
- carico tandem posizionato vicino all'appoggio di destra
- carico tandem assente

CONDIZIONE DI CARICO "Acc\_sup\_mez"

CONDIZIONE DI CARICO "Acc\_sup\_app"

CONDIZIONE DI CARICO "Acc\_sup"

### 10.1.6 Spinta del sovraccarico sul rilevato

In accordo con quanto riportato nella circolare n°617 al §5.1.3.3.7.1, il sovraccarico da considerare sul terrapieno adiacente la parete del portale su pali, è quello generato dallo schema di carico 1, dove il carico tandem è sostituito da un carico uniformemente distribuito su di un impronta pari a 3x2.2 mt.

Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore  $600/(3*2.2)=90,91 \text{ kN/m}^2$ .

Il carico uniformemente distribuito sulla corsia di carico  $q_{ik}=9 \text{ kN/m}^2$ , viene sommato al carico tandem uniformemente distribuito.

Mettendo in conto il ricoprimento della struttura con il rilevato stradale, il quale contribuisce a diffondere il carico fino al piano di estradosso soletta, il carico distribuito da utilizzare per il calcolo delle spinte agenti sulle pareti del portale aperto su pali risulta  $600/((3)*(2.2+2*0.8*\text{tg}30^\circ)) = 64.03 \text{ kN/m}^2$

Si ottengono quindi i seguenti sovraccarichi sulle pareti

Spinta attiva

$$Q_{acc\_A} = 64.03 * 0.333 = 21.32 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{acc\_A} = 9 * 0.333 = 2.997 \text{ kN/m}^2$$

Spinta a riposo

$$Q_{acc\_0} = 64.03 * 0.3843 = 24.61 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{acc\_0} = 9 * 0.3843 = 3.46 \text{ kN/m}^2$$

Si considerano due condizioni di carico, da combinare opportunamente con quelle relative al carico sull'impalcato (infatti il carico tandem non può gravare contemporaneamente sull'impalcato e sul rilevato):

- sovraccarico in presenza di carico tandem vicino al muro sinistro
- sovraccarico in assenza di carico tandem

(SLU-SLE E SISMA)

CONDIZIONE DI CARICO "SV\_Tand" Spinta sovraccarico a riposo SX, attiva DX

CONDIZIONE DI CARICO "SV\_NoTand" Spinta sovraccarico a riposo SX, attiva DX

In condizioni GEO le stesse divengono:

Spinta attiva

$$Q_{acc\_A} = 64.03 * 0.409 = 26.19 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{acc\_A} = 9 * 0.409 = 3.681 \text{ kN/m}^2$$

Spinta a riposo

$$Q_{acc\_0} = 64.03 * 0.582 = 37.27 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{acc\_0} = 9 * 0.582 = 5.24 \text{ kN/m}^2$$

Si considerano due condizioni di carico, da combinare opportunamente con quelle relative al carico sull'impalcato (infatti il carico tandem non può gravare contemporaneamente sull'impalcato e sul rilevato):

- sovraccarico in presenza di carico tandem vicino al muro sinistro
- sovraccarico in assenza di carico tandem

(GEO)

CONDIZIONE DI CARICO "SV\_Tand-GEO" Spinta sovraccarico a riposo SX, attiva DX

CONDIZIONE DI CARICO "SV\_NoTand-GEO" Spinta sovraccarico a riposo SX, attiva DX

## 10.1.7 Carichi mobili verticali su strada inferiore

Poste pari a 0 nella modellazione complessiva

CONDIZIONE DI CARICO "Acc\_inf"

## 10.1.8 Frenamento

Il carico frenante di normativa ( $q_3$ ) è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1, il quale viene ripartito sulla larghezza collaborante e sulla larghezza del portale aperto:

$$\text{Carico frenante } q_3 = 0.60 * 2 * 300 + 0.10 * 9 * 3 * (L_c + \emptyset / 2 + \emptyset / 2 = 7.4 + 0.5 + 0.5) = 382.68 \text{ kN}$$

L'azione di cui sopra, viene distribuita sulla soletta superiore del portale su pali; il valore della frenatura equivalente da applicare alla soletta, si ottiene distribuendo il valore del carico frenante, rispetto alla lunghezza della soletta e alla larghezza di diffusione del carico ( $L_{dt} = 3 + 2 * 0.8 * \text{tg}30^\circ = 3.92\text{m}$ ), con la seguente relazione:

$$q_{3,dis} = (382.68 / 8.4 / 3.92) = 11.62 \text{ kN/m}$$

Il carico agisce sulla soletta da sinistra a destra.

CONDIZIONE DI CARICO "Frenamenti"

## 10.1.10 Azione sismica

### a) Azione sismica dovuta alla massa della struttura

Il calcolo dell'azione sismica dovuto all'inerzia delle masse strutturali viene eseguito con il metodo pseudostatico. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una distribuzione di forze statiche equivalenti, pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

#### Verifiche allo Stato Limite Ultimo

L'azione sismica totale, che viene applicata come forza concentrata nel nodo in alto a sinistra del modello ad e.f., si calcola come segue:

CALCOLO MASSE PER AZIONE SISMICA (STRISCIA UNITARIA)

Masse strutturali

1) Massa impalcato (8.4\*0.45\*2.5) 9.45t

2) Massa metà superiore pali+rivestimento  $2*(3.14*1^2/4+0.2)*3*2.5$  14.78t

Masse permanenti

1) Rinterro su soletta (8.4x0.8x2,1 ton/mc) 14.11t

Masse accidentali

1) Traffico  $0.2*(60+2.7*8.4)/3$  5.51t

TOTALE 43.85t

ACCELERAZIONE SISMICA 0.123g

FORZA SISMICA TOTALE 53.94kN/m

### b) Azione sismica dovuta all'incremento della spinta delle terre

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti (NT par. 7.11.6.2.1 e EC8-5 par.7.3.2.1), sono calcolate **in regime di spinta a riposo**, condizione che comporta il calcolo delle spinte in condizione sismica con l'incremento dinamico calcolato secondo la formula di Wood:

La sovraspinta, che si considera uniformemente distribuita solo sul piedritto/palo di sinistra, si calcola come segue:

$$\Delta p_{slv} = 1m S \cdot (a_g/g) \cdot \gamma \cdot h_{tot} = 1.5 * 0.0823 * 20 * (6+1) = 17.28 \text{ kN/m allo SLV}$$

CONDIZIONE DI CARICO "Sisma\_SLV"

CONDIZIONE DI CARICO 'Sisma\_SLD'

### 10.1.11 Azioni termiche

Si è considerata una variazione di temperatura a farfalla di + o - 5° applicata alla sola soletta superiore, gli effetti sono stati combinati alle altre sollecitazioni già considerando il valore più sfavorevole nella combinazione.

CONDIZIONE DI CARICO "Temp"

### 10.1.12 Ritiro

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la sola soletta superiore.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

dove:

$\epsilon_{cs}$  è la deformazione totale per ritiro

$\epsilon_{cd}$  è la deformazione per ritiro da essiccamento

$\epsilon_{ca}$  è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h * \epsilon_{c0}$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro  $h_0$ :

**Tabella 11.2.Va – Valori di  $\epsilon_{c0}$**

$f_{ck}$	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Si assume un  $f_{ck} = 32$  MPa e un'umidità relativa pari a 80% interpolando si ottiene un  $\epsilon_{c0}$  pari a -0,28‰

**Tabella 11.2.Vb – Valori di  $k_h$**

$H_0$ (mm)	$k_h$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥500	0,70

I valori intermedi dei parametri indicati in tabella si ottengono per l'interpolazione lineare.

Il valore  $h_0 > 500$  per cui  $k_h = 0,70$ :

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h * \epsilon_{c0} = 0,7 * (-0,28‰) = -0,196‰$$

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno  $\epsilon_{ca,\infty}$  può essere valutato mediante l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2,5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6} = -2,5 * (32 - 10) * 10^{-6} = -0,055‰ \quad (\text{con } f_{ck} \text{ in MPa})$$

Assumendo come umidità relativa

$U_r = 80\%$

Si ha il seguente valore del ritiro:

$$\epsilon_{cs} = -0,251‰$$

Trattandosi di un fenomeno lento si utilizza un modulo di elasticità pari a  $1/3 E_c = 33.345/3 = 11.115$  MPa.

CONDIZIONE DI CARICO "Ritiro"

## 11 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

### 11.1 CONDIZIONI DI CARICO ADOTTATE

#### 11.1.1 Condizioni di carico elementari

Le **condizioni elementari** di carico considerate sono di seguito riassunte:

PesoProprio  
 PermSup  
 SpTerra  
 PermInf  
 AccSupMez  
 AccSupApp  
 AccSup  
 SvTand  
 SvNoTand  
 AccInf  
 Frenamenti  
 SismaSLV  
 SismaSLD  
 Temperatura  
 Ritiro

La descrizione delle singole condizioni di carico è riportata nell'analisi dei carichi.

I carichi inseriti vengono già moltiplicati per un fattore costante pari a 1.09 come precedentemente chiarito al paragrafo 9.2

### 11.2 COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE

In conformità con quanto riportato al p.to 2.6.1 del D.M. 14 gennaio 2008, le condizioni di carico elementari sopra indicate sono combinate tra loro in modo da generare le massime sollecitazioni per lo SLU e SLE secondo l'approccio I, come da seguente prospetto.

- SLU:  $\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + \dots$
- SLE (frequente):  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$
- SLE (quasi permanente):  $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$
- SLV (sismica):  $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_1 + \psi_{22} Q_2 + \dots$

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1,35	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0,00	0,00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1,50	1,30
Variabili da traffico	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,35	1,15
Variazioni termiche	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00
Variazioni termiche	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,20	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri			M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{\tan\phi}$	1,00	1,25
Coesione efficace		$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata		$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale		$\gamma_{qu}$	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume		$\gamma_{G2fav}$	0,00	0,00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1,00	1,00

Per i valori dei coefficienti di combinazione  $\Psi_0, \Psi_1, \Psi_2$ , si fa riferimento alla Tabella 5.1.VI – "Coefficienti per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali".

**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	0,00
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,00
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,00
	Schema 2	0,00	0,75	0,00
	2	0,00	0,00	0,00
	3	0,00	0,00	0,00
	4 (folla)	---	0,75	0,00
	5	0,00	0,00	0,00
Vento q5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,60	0,20	0,00
	Esecuzione	0,80	----	0,00
	Vento a ponte carico	0,60		
Neve q5	SLU e SLE	0,00	0,00	0,00
	esecuzione	0,80	0,60	0,50
Temperatura	Tk	0,60	0,60	0,50

**Combinazioni SLU (STR 01-56) e sismiche (SIS01-08)**

*Combine, name=STR01	*Combine, name=STR21	*Combine, name=STR41
PesoProprio, 1.35	PesoProprio, 1.35	PesoProprio, 1.35
PermSup, 1.5	PermSup, 1.5	PermSup, 1.5
SpTerra, 1.35	SpTerra, 1.35	SpTerra, 1.35
PermInf, 0	PermInf, 0	PermInf, 1.5
AccSupMez, 1.35	AccSupMez, 0	AccSupMez, 1.35
AccSupApp, 0	AccSupApp, 0	AccSupApp, 0
AccSup, 0	AccSup, 1.0125	AccSup, 0
SvTand, 0	SvTand, 1.0125	SvTand, 0
SvNoTand, 1.35	SvNoTand, 0	SvNoTand, 1.35
AccInf, 0	AccInf, 0	AccInf, 1.35
Frenamenti, 0	Frenamenti, 1.35	Frenamenti, 0
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0	SismaSLD, 0
Temperatura, 0.72	Temperatura, 0.72	Temperatura, 0.72

SP CR ex SS415 "Paulese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
 Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
 SOTTOPASSO DI BISNATE: RELAZIONE DI CALCOLO

Ritiro, 0	Ritiro, 0	Ritiro, 1.2
*Combine, name=STR02	*Combine, name=STR22	*Combine, name=STR42
PesoProprio, 1.35	PesoProprio, 1.35	PesoProprio, 1.35
PermSup, 1.5	PermSup, 1.5	PermSup, 1.5
SpTerra, 1.35	SpTerra, 1.35	SpTerra, 1.35
PermInf, 0	PermInf, 0	PermInf, 1.5
AccSupMez, 1.35	AccSupMez, 0	AccSupMez, 1.35
AccSupApp, 0	AccSupApp, 0	AccSupApp, 0
AccSup, 0	AccSup, 1.0125	AccSup, 0
SvTand, 0	SvTand, 1.0125	SvTand, 0
SvNoTand, 1.35	SvNoTand, 0	SvNoTand, 1.35
AccInf, 0	AccInf, 0	AccInf, 1.35
Frenamenti, 0	Frenamenti, 1.35	Frenamenti, 0
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0	SismaSLD, 0
Temperatura, -0.72	Temperatura, -0.72	Temperatura, -0.72
Ritiro, 0	Ritiro, 0	Ritiro, 1.2
*Combine, name=STR03	*Combine, name=STR23	*Combine, name=STR43
PesoProprio, 1.35	PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.35
PermSup, 1.5	PermSup, 1.	PermSup, 1.5
SpTerra, 1	SpTerra, 1.35	SpTerra, 1.35
PermInf, 0	PermInf, 0	PermInf, 0
AccSupMez, 1.35	AccSupMez, 0	AccSupMez, 1.0125
AccSupApp, 0	AccSupApp, 0	AccSupApp, 0
AccSup, 0	AccSup, 1.0125	AccSup, 0
SvTand, 0	SvTand, 1.0125	SvTand, 0
SvNoTand, 1.35	SvNoTand, 0	SvNoTand, 1.0125
AccInf, 0	AccInf, 0	AccInf, 0
Frenamenti, 0	Frenamenti, 1.35	Frenamenti, 1.35
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0	SismaSLD, 0
Temperatura, 0.72	Temperatura, 0.72	Temperatura, 0.72
Ritiro, 0	Ritiro, 0	Ritiro, 1.2
*Combine, name=STR04	*Combine, name=STR24	*Combine, name=STR44
PesoProprio, 1.35	PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.35
PermSup, 1.5	PermSup, 1.	PermSup, 1.5
SpTerra, 1	SpTerra, 1.35	SpTerra, 1.35
PermInf, 0	PermInf, 0	PermInf, 0
AccSupMez, 1.35	AccSupMez, 0	AccSupMez, 1.0125

SP CR ex SS415 "Paulese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
 Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
 SOTTOPASSO DI BISNATE: RELAZIONE DI CALCOLO

AccSupApp, 0	AccSupApp, 0	AccSupApp, 0
AccSup, 0	AccSup, 1.0125	AccSup, 0
SvTand, 0	SvTand, 1.0125	SvTand, 0
SvNoTand, 1.35	SvNoTand, 0	SvNoTand, 1.0125
AccInf, 0	AccInf, 0	AccInf, 0
Frenamenti, 0	Frenamenti, 1.35	Frenamenti, 1.35
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0	SismaSLD, 0
Temperatura, -0.72	Temperatura, -0.72	Temperatura, -0.72
Ritiro, 0	Ritiro, 0	Ritiro, 1.2
*Combine, name=STR05	*Combine, name=STR25	*Combine, name=STR45
PesoProprio, 1.35	PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.35
PermSup, 1.5	PermSup, 1.	PermSup, 1.5
SpTerra, 1	SpTerra, 1.35	SpTerra, 1
PermInf, 0	PermInf, 1.5	PermInf, 0
AccSupMez, 0	AccSupMez, 0	AccSupMez, 1.0125
AccSupApp, 1.35	AccSupApp, 0	AccSupApp, 0
AccSup, 0	AccSup, 0	AccSup, 0
SvTand, 0	SvTand, 0	SvTand, 0
SvNoTand, 1.35	SvNoTand, 0	SvNoTand, 1.0125
AccInf, 0	AccInf, 1.35	AccInf, 0
Frenamenti, 0	Frenamenti, 1.35	Frenamenti, 1.35
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0	SismaSLD, 0
Temperatura, 0.72	Temperatura, 0.72	Temperatura, 0.72
Ritiro, 0	Ritiro, 0	Ritiro, 1.2
*Combine, name=STR06	*Combine, name=STR26	*Combine, name=STR46
PesoProprio, 1.35	PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.35
PermSup, 1.5	PermSup, 1.	PermSup, 1.5
SpTerra, 1	SpTerra, 1.35	SpTerra, 1
PermInf, 0	PermInf, 1.5	PermInf, 0
AccSupMez, 0	AccSupMez, 0	AccSupMez, 1.0125
AccSupApp, 1.35	AccSupApp, 0	AccSupApp, 0
AccSup, 0	AccSup, 0	AccSup, 0
SvTand, 0	SvTand, 0	SvTand, 0
SvNoTand, 1.35	SvNoTand, 0	SvNoTand, 1.0125
AccInf, 0	AccInf, 1.35	AccInf, 0
Frenamenti, 0	Frenamenti, 1.35	Frenamenti, 1.35
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0

SP CR ex SS415 "Paulese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
 Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
 SOTTOPASSO DI BISNATE: RELAZIONE DI CALCOLO

SismaSLD, 0	SismaSLD, 0	SismaSLD, 0
Temperatura, -0.72	Temperatura, -0.72	Temperatura, -0.72
Ritiro, 0	Ritiro, 0	Ritiro, 1.2
*Combine, name=STR07	*Combine, name=STR27	*Combine, name=STR47
PesoProprio, 1.35	PesoProprio, 1.35	PesoProprio, 1.35
PermSup, 1.5	PermSup, 1.5	PermSup, 1.5
SpTerra, 1.35	SpTerra, 1.35	SpTerra, 1
PermInf, 0	PermInf, 1.5	PermInf, 0
AccSupMez, 0	AccSupMez, 1.0125	AccSupMez, 0
AccSupApp, 0	AccSupApp, 0	AccSupApp, 1.0125
AccSup, 1.35	AccSup, 0	AccSup, 0
SvTand, 1.35	SvTand, 0	SvTand, 0
SvNoTand, 0	SvNoTand, 1.0125	SvNoTand, 1.0125
AccInf, 0	AccInf, 1.35	AccInf, 0
Frenamenti, 0	Frenamenti, 1.35	Frenamenti, 1.35
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0	SismaSLD, 0
Temperatura, 0.72	Temperatura, 0.72	Temperatura, 0.72
Ritiro, 0	Ritiro, 0	Ritiro, 1.2
*Combine, name=STR08	*Combine, name=STR28	*Combine, name=STR48
PesoProprio, 1.35	PesoProprio, 1.35	PesoProprio, 1.35
PermSup, 1.5	PermSup, 1.5	PermSup, 1.5
SpTerra, 1.35	SpTerra, 1.35	SpTerra, 1
PermInf, 0	PermInf, 1.5	PermInf, 0
AccSupMez, 0	AccSupMez, 1.0125	AccSupMez, 0
AccSupApp, 0	AccSupApp, 0	AccSupApp, 1.0125
AccSup, 1.35	AccSup, 0	AccSup, 0
SvTand, 1.35	SvTand, 0	SvTand, 0
SvNoTand, 0	SvNoTand, 1.0125	SvNoTand, 1.0125
AccInf, 0	AccInf, 1.35	AccInf, 0
Frenamenti, 0	Frenamenti, 1.35	Frenamenti, 1.35
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0	SismaSLD, 0
Temperatura, -0.72	Temperatura, -0.72	Temperatura, -0.72
Ritiro, 0	Ritiro, 0	Ritiro, 1.2
*Combine, name=STR09	*Combine, name=STR29	*Combine, name=STR49
PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.35	PesoProprio, 1.35
PermSup, 1.	PermSup, 1.5	PermSup, 1.5
SpTerra, 1.35	SpTerra, 1.35	SpTerra, 1.35

SP CR ex SS415 "Paulese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
 Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
 SOTTOPASSO DI BISNATE: RELAZIONE DI CALCOLO

PermInf, 0	PermInf, 0	PermInf, 0
AccSupMez, 0	AccSupMez, 1.35	AccSupMez, 0
AccSupApp, 0	AccSupApp, 0	AccSupApp, 0
AccSup, 1.35	AccSup, 0	AccSup, 1.0125
SvTand, 1.35	SvTand, 0	SvTand, 1.0125
SvNoTand, 0	SvNoTand, 1.35	SvNoTand, 0
AccInf, 0	AccInf, 0	AccInf, 0
Frenamenti, 0	Frenamenti, 0	Frenamenti, 1.35
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0	SismaSLD, 0
Temperatura, 0.72	Temperatura, 0.72	Temperatura, 0.72
Ritiro, 0	Ritiro, 1.2	Ritiro, 1.2
*Combine, name=STR10	*Combine, name=STR30	*Combine, name=STR50
PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.35	PesoProprio, 1.35
PermSup, 1.	PermSup, 1.5	PermSup, 1.5
SpTerra, 1.35	SpTerra, 1.35	SpTerra, 1.35
PermInf, 0	PermInf, 0	PermInf, 0
AccSupMez, 0	AccSupMez, 1.35	AccSupMez, 0
AccSupApp, 0	AccSupApp, 0	AccSupApp, 0
AccSup, 1.35	AccSup, 0	AccSup, 1.0125
SvTand, 1.35	SvTand, 0	SvTand, 1.0125
SvNoTand, 0	SvNoTand, 1.35	SvNoTand, 0
AccInf, 0	AccInf, 0	AccInf, 0
Frenamenti, 0	Frenamenti, 0	Frenamenti, 1.35
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0	SismaSLD, 0
Temperatura, -0.72	Temperatura, -0.72	Temperatura, -0.72
Ritiro, 0	Ritiro, 1.2	Ritiro, 1.2
*Combine, name=STR11	*Combine, name=STR31	*Combine, name=STR51
PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.35	PesoProprio, 1.
PermSup, 1.	PermSup, 1.5	PermSup, 1.
SpTerra, 1.35	SpTerra, 1	SpTerra, 1.35
PermInf, 1.5	PermInf, 0	PermInf, 0
AccSupMez, 0	AccSupMez, 1.35	AccSupMez, 0
AccSupApp, 0	AccSupApp, 0	AccSupApp, 0
AccSup, 0	AccSup, 0	AccSup, 1.0125
SvTand, 0	SvTand, 0	SvTand, 1.0125
SvNoTand, 0	SvNoTand, 1.35	SvNoTand, 0
AccInf, 1.35	AccInf, 0	AccInf, 0

SP CR ex SS415 "Paulese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
 Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
 SOTTOPASSO DI BISNATE: RELAZIONE DI CALCOLO

Frenamenti, 0	Frenamenti, 0	Frenamenti, 1.35
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0	SismaSLD, 0
Temperatura, 0.72	Temperatura, 0.72	Temperatura, 0.72
Ritiro, 0	Ritiro, 1.2	Ritiro, 1.2
*Combine, name=STR12	*Combine, name=STR32	*Combine, name=STR52
PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.35	PesoProprio, 1.
PermSup, 1.	PermSup, 1.5	PermSup, 1.
SpTerra, 1.35	SpTerra, 1	SpTerra, 1.35
PermInf, 1.5	PermInf, 0	PermInf, 0
AccSupMez, 0	AccSupMez, 1.35	AccSupMez, 0
AccSupApp, 0	AccSupApp, 0	AccSupApp, 0
AccSup, 0	AccSup, 0	AccSup, 1.0125
SvTand, 0	SvTand, 0	SvTand, 1.0125
SvNoTand, 0	SvNoTand, 1.35	SvNoTand, 0
AccInf, 1.35	AccInf, 0	AccInf, 0
Frenamenti, 0	Frenamenti, 0	Frenamenti, 1.35
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0	SismaSLD, 0
Temperatura, -0.72	Temperatura, -0.72	Temperatura, -0.72
Ritiro, 0	Ritiro, 1.2	Ritiro, 1.2
*Combine, name=STR13	*Combine, name=STR33	*Combine, name=STR53
PesoProprio, 1.35	PesoProprio, 1.35	PesoProprio, 1.
PermSup, 1.5	PermSup, 1.5	PermSup, 1.
SpTerra, 1.35	SpTerra, 1	SpTerra, 1.35
PermInf, 1.5	PermInf, 0	PermInf, 1.5
AccSupMez, 1.35	AccSupMez, 0	AccSupMez, 0
AccSupApp, 0	AccSupApp, 1.35	AccSupApp, 0
AccSup, 0	AccSup, 0	AccSup, 0
SvTand, 0	SvTand, 0	SvTand, 0
SvNoTand, 1.35	SvNoTand, 1.35	SvNoTand, 0
AccInf, 1.35	AccInf, 0	AccInf, 1.35
Frenamenti, 0	Frenamenti, 0	Frenamenti, 1.35
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0	SismaSLD, 0
Temperatura, 0.72	Temperatura, 0.72	Temperatura, 0.72
Ritiro, 0	Ritiro, 1.2	Ritiro, 1.2
*Combine, name=STR14	*Combine, name=STR34	*Combine, name=STR54
PesoProprio, 1.35	PesoProprio, 1.35	PesoProprio, 1.

SP CR ex SS415 "Paulese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
 Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
 SOTTOPASSO DI BISNATE: RELAZIONE DI CALCOLO

PermSup, 1.5	PermSup, 1.5	PermSup, 1.
SpTerra, 1.35	SpTerra, 1	SpTerra, 1.35
PermInf, 1.5	PermInf, 0	PermInf, 1.5
AccSupMez, 1.35	AccSupMez, 0	AccSupMez, 0
AccSupApp, 0	AccSupApp, 1.35	AccSupApp, 0
AccSup, 0	AccSup, 0	AccSup, 0
SvTand, 0	SvTand, 0	SvTand, 0
SvNoTand, 1.35	SvNoTand, 1.35	SvNoTand, 0
AccInf, 1.35	AccInf, 0	AccInf, 1.35
Frenamenti, 0	Frenamenti, 0	Frenamenti, 1.35
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0	SismaSLD, 0
Temperatura, -0.72	Temperatura, -0.72	Temperatura, -0.72
Ritiro, 0	Ritiro, 1.2	Ritiro, 1.2
*Combine, name=STR15	*Combine, name=STR35	*Combine, name=STR55
PesoProprio, 1.35	PesoProprio, 1.35	PesoProprio, 1.35
PermSup, 1.5	PermSup, 1.5	PermSup, 1.5
SpTerra, 1.35	SpTerra, 1.35	SpTerra, 1.35
PermInf, 0	PermInf, 0	PermInf, 1.5
AccSupMez, 1.0125	AccSupMez, 0	AccSupMez, 1.0125
AccSupApp, 0	AccSupApp, 0	AccSupApp, 0
AccSup, 0	AccSup, 1.35	AccSup, 0
SvTand, 0	SvTand, 1.35	SvTand, 0
SvNoTand, 1.0125	SvNoTand, 0	SvNoTand, 1.0125
AccInf, 0	AccInf, 0	AccInf, 1.35
Frenamenti, 1.35	Frenamenti, 0	Frenamenti, 1.35
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0	SismaSLD, 0
Temperatura, 0.72	Temperatura, 0.72	Temperatura, 0.72
Ritiro, 0	Ritiro, 1.2	Ritiro, 1.2
*Combine, name=STR16	*Combine, name=STR36	*Combine, name=STR56
PesoProprio, 1.35	PesoProprio, 1.35	PesoProprio, 1.35
PermSup, 1.5	PermSup, 1.5	PermSup, 1.5
SpTerra, 1.35	SpTerra, 1.35	SpTerra, 1.35
PermInf, 0	PermInf, 0	PermInf, 1.5
AccSupMez, 1.0125	AccSupMez, 0	AccSupMez, 1.0125
AccSupApp, 0	AccSupApp, 0	AccSupApp, 0
AccSup, 0	AccSup, 1.35	AccSup, 0
SvTand, 0	SvTand, 1.35	SvTand, 0

SP CR ex SS415 "Paulese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
 Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
 SOTTOPASSO DI BISNATE: RELAZIONE DI CALCOLO

SvNoTand, 1.0125	SvNoTand, 0	SvNoTand, 1.0125
AccInf, 0	AccInf, 0	AccInf, 1.35
Frenamenti, 1.35	Frenamenti, 0	Frenamenti, 1.35
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0	SismaSLD, 0
Temperatura, -0.72	Temperatura, -0.72	Temperatura, -0.72
Ritiro, 0	Ritiro, 1.2	Ritiro, 1.2
*Combine, name=STR17	*Combine, name=STR37	****
PesoProprio, 1.35	PesoProprio, 1.	*Combine, name=SIS01
PermSup, 1.5	PermSup, 1.	PesoProprio, 1.
SpTerra, 1	SpTerra, 1.35	PermSup, 1.
PermInf, 0	PermInf, 0	SpTerra, 1.
AccSupMez, 1.0125	AccSupMez, 0	PermInf, 0.
AccSupApp, 0	AccSupApp, 0	SismaSLV, 1
AccSup, 0	AccSup, 1.35	SismaSLD, 0
SvTand, 0	SvTand, 1.35	Temperatura, 0.5
SvNoTand, 1.0125	SvNoTand, 0	Ritiro, 0
AccInf, 0	AccInf, 0	*Combine, name=SIS02
Frenamenti, 1.35	Frenamenti, 0	PesoProprio, 1.
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	PermSup, 1.
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0	SpTerra, 1.
Temperatura, 0.72	Temperatura, 0.72	PermInf, 0.
Ritiro, 0	Ritiro, 1.2	SismaSLV, 1
*Combine, name=STR18	*Combine, name=STR38	SismaSLD, 0
PesoProprio, 1.35	PesoProprio, 1.	Temperatura, -0.5
PermSup, 1.5	PermSup, 1.	Ritiro, 0
SpTerra, 1	SpTerra, 1.35	*Combine, name=SIS03
PermInf, 0	PermInf, 0	PesoProprio, 1.
AccSupMez, 1.0125	AccSupMez, 0	PermSup, 1.
AccSupApp, 0	AccSupApp, 0	SpTerra, 1.
AccSup, 0	AccSup, 1.35	PermInf, 1.
SvTand, 0	SvTand, 1.35	SismaSLV, 1
SvNoTand, 1.0125	SvNoTand, 0	SismaSLD, 0
AccInf, 0	AccInf, 0	Temperatura, 0.5
Frenamenti, 1.35	Frenamenti, 0	Ritiro, 0
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	*Combine, name=SIS04
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0	PesoProprio, 1.
Temperatura, -0.72	Temperatura, -0.72	PermSup, 1.
Ritiro, 0	Ritiro, 1.2	SpTerra, 1.

SP CR ex SS415 "Paulese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
 Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
 SOTTOPASSO DI BISNATE: RELAZIONE DI CALCOLO

*Combine, name=STR19	*Combine, name=STR39	PermInf, 1.
PesoProprio, 1.35	PesoProprio, 1.	SismaSLV, 1
PermSup, 1.5	PermSup, 1.	SismaSLD, 0
SpTerra, 1	SpTerra, 1.35	Temperatura, -0.5
PermInf, 0	PermInf, 1.5	Ritiro, 0
AccSupMez, 0	AccSupMez, 0	*Combine, name=SIS05
AccSupApp, 1.0125	AccSupApp, 0	PesoProprio, 1.
AccSup, 0	AccSup, 0	PermSup, 1.
SvTand, 0	SvTand, 0	SpTerra, 1.
SvNoTand, 1.0125	SvNoTand, 0	PermInf, 0.
AccInf, 0	AccInf, 1.35	SismaSLV, 1
Frenamenti, 1.35	Frenamenti, 0	SismaSLD, 0
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	Temperatura, 0.5
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0	Ritiro, 1
Temperatura, 0.72	Temperatura, 0.72	*Combine, name=SIS06
Ritiro, 0	Ritiro, 1.2	PesoProprio, 1.
*Combine, name=STR20	*Combine, name=STR40	PermSup, 1.
PesoProprio, 1.35	PesoProprio, 1.	SpTerra, 1.
PermSup, 1.5	PermSup, 1.	PermInf, 0.
SpTerra, 1	SpTerra, 1.35	SismaSLV, 1
PermInf, 0	PermInf, 1.5	SismaSLD, 0
AccSupMez, 0	AccSupMez, 0	Temperatura, -0.5
AccSupApp, 1.0125	AccSupApp, 0	Ritiro, 1
AccSup, 0	AccSup, 0	*Combine, name=SIS07
SvTand, 0	SvTand, 0	PesoProprio, 1.
SvNoTand, 1.0125	SvNoTand, 0	PermSup, 1.
AccInf, 0	AccInf, 1.35	SpTerra, 1.
Frenamenti, 1.35	Frenamenti, 0	PermInf, 1.
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 1
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0	SismaSLD, 0
Temperatura, -0.72	Temperatura, -0.72	Temperatura, 0.5
Ritiro, 0	Ritiro, 1.2	Ritiro, 1
		*Combine, name=SIS08
		PesoProprio, 1.
		PermSup, 1.
		SpTerra, 1.
		PermInf, 1.
		SismaSLV, 1
		SismaSLD, 0

SP CR ex SS415 "Paullese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d’Adda  
 Lotto n° 3 “NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA” – CUP G41B03000270002  
 SOTTOPASSO DI BISNATE: RELAZIONE DI CALCOLO

		Temperatura, -0.5
		Ritiro, 1

**Combinazioni SLE**

*Combine, name=RARA01, type=RARA	*Combine, name=RSIS01, type=RARA	*Combine, name=FREQ09, type=freq
PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.
PermSup, 1.	PermSup, 1.	PermSup, 1.
SpTerra, 1.	SpTerra, 1.	SpTerra, 1.
PermInf, 0	PermInf, 0	PermInf, 0
AccSupMez, 1.	AccSupMez, 0.	AccSupMez, 0.75
AccSupApp, 0	AccSupApp, 0	AccSupApp, 0
AccSup, 0	AccSup, 0	AccSup, 0
SvTand, 0	SvTand, 0	SvTand, 0
SvNoTand, 1.	SvNoTand, 0.	SvNoTand, 0.75
AccInf, 0	AccInf, 0	AccInf, 0
Frenamenti, 0	Frenamenti, 0	Frenamenti, 0
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 1	SismaSLD, 0
Temperatura, 0.6	Temperatura, 0.6	Temperatura, 0.6
Ritiro, 0	Ritiro, 0	Ritiro, 1
*Combine, name=RARA02, type=RARA	*Combine, name=RSIS02, type=RARA	*Combine, name=FREQ10, type=freq
PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.
PermSup, 1.	PermSup, 1.	PermSup, 1.
SpTerra, 1.	SpTerra, 1.	SpTerra, 1.
PermInf, 0	PermInf, 0	PermInf, 0
AccSupMez, 1.	AccSupMez, 0.	AccSupMez, 0.75
AccSupApp, 0	AccSupApp, 0	AccSupApp, 0
AccSup, 0	AccSup, 0	AccSup, 0
SvTand, 0	SvTand, 0	SvTand, 0
SvNoTand, 1.	SvNoTand, 0.	SvNoTand, 0.75
AccInf, 0	AccInf, 0	AccInf, 0
Frenamenti, 0	Frenamenti, 0	Frenamenti, 0
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 1	SismaSLD, 0
Temperatura, -0.6	Temperatura, -0.6	Temperatura, -0.6
Ritiro, 0	Ritiro, 0	Ritiro, 1
*Combine, name=RARA03, type=RARA	*Combine, name=RSIS03, type=RARA	*Combine, name=FREQ11, type=freq
PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.
PermSup, 1.	PermSup, 1.	PermSup, 1.

SP CR ex SS415 "Paullese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
 Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
 SOTTOPASSO DI BISNATE: RELAZIONE DI CALCOLO

SpTerra, 1.	SpTerra, 1.	SpTerra, 1.
PermInf, 0	PermInf, 1	PermInf, 0
AccSupMez, 0	AccSupMez, 0.	AccSupMez, 0
AccSupApp, 1.	AccSupApp, 0	AccSupApp, 0.75
AccSup, 0	AccSup, 0	AccSup, 0
SvTand, 0	SvTand, 0	SvTand, 0
SvNoTand, 1.	SvNoTand, 0.	SvNoTand, 0.75
AccInf, 0	AccInf, 0	AccInf, 0
Frenamenti, 0	Frenamenti, 0	Frenamenti, 0
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 1	SismaSLD, 0
Temperatura, 0.6	Temperatura, 0.6	Temperatura, 0.6
Ritiro, 0	Ritiro, 0	Ritiro, 1
*Combine, name=RARA04, type=RARA	*Combine, name=RSIS04, type=RARA	*Combine, name=FREQ12, type=freq
PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.
PermSup, 1.	PermSup, 1.	PermSup, 1.
SpTerra, 1.	SpTerra, 1.	SpTerra, 1.
PermInf, 0	PermInf, 1	PermInf, 0
AccSupMez, 0	AccSupMez, 0.	AccSupMez, 0
AccSupApp, 1.	AccSupApp, 0	AccSupApp, 0.75
AccSup, 0	AccSup, 0	AccSup, 0
SvTand, 0	SvTand, 0	SvTand, 0
SvNoTand, 1.	SvNoTand, 0.	SvNoTand, 0.75
AccInf, 0	AccInf, 0	AccInf, 0
Frenamenti, 0	Frenamenti, 0	Frenamenti, 0
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 1	SismaSLD, 0
Temperatura, -0.6	Temperatura, -0.6	Temperatura, -0.6
Ritiro, 0	Ritiro, 0	Ritiro, 1
*Combine, name=RARA05, type=RARA	*Combine, name=RSIS05, type=RARA	*Combine, name=FREQ13, type=freq
PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.
PermSup, 1.	PermSup, 1.	PermSup, 1.
SpTerra, 1.	SpTerra, 1.	SpTerra, 1.
PermInf, 0	PermInf, 0	PermInf, 0
AccSupMez, 0	AccSupMez, 0.	AccSupMez, 0
AccSupApp, 0.	AccSupApp, 0	AccSupApp, 0.
AccSup, 1.	AccSup, 0	AccSup, 0.75
SvTand, 1.	SvTand, 0	SvTand, 0.75
SvNoTand, 0	SvNoTand, 0.	SvNoTand, 0

SP CR ex SS415 "Paullese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
 Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
 SOTTOPASSO DI BISNATE: RELAZIONE DI CALCOLO

AccInf, 0	AccInf, 0	AccInf, 0
Frenamenti, 0	Frenamenti, 0	Frenamenti, 0
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 1	SismaSLD, 0
Temperatura, 0.6	Temperatura, 0.6	Temperatura, 0.6
Ritiro, 0	Ritiro, 1	Ritiro, 1
*Combine, name=RARA06, type=RARA	*Combine, name=RSIS06, type=RARA	*Combine, name=FREQ14, type=freq
PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.
PermSup, 1.	PermSup, 1.	PermSup, 1.
SpTerra, 1.	SpTerra, 1.	SpTerra, 1.
PermInf, 0	PermInf, 0	PermInf, 0
AccSupMez, 0	AccSupMez, 0.	AccSupMez, 0
AccSupApp, 0.	AccSupApp, 0	AccSupApp, 0.
AccSup, 1.	AccSup, 0	AccSup, 0.75
SvTand, 1.	SvTand, 0	SvTand, 0.75
SvNoTand, 0	SvNoTand, 0.	SvNoTand, 0
AccInf, 0	AccInf, 0	AccInf, 0
Frenamenti, 0	Frenamenti, 0	Frenamenti, 0
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 1	SismaSLD, 0
Temperatura, -0.6	Temperatura, -0.6	Temperatura, -0.6
Ritiro, 0	Ritiro, 1	Ritiro, 1
*Combine, name=RARA07, type=RARA	*Combine, name=RSIS07, type=RARA	*Combine, name=FREQ15, type=freq
PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.
PermSup, 1.	PermSup, 1.	PermSup, 1.
SpTerra, 1.	SpTerra, 1.	SpTerra, 1.
PermInf, 1.	PermInf, 1	PermInf, 1.
AccSupMez, 0.	AccSupMez, 0.	AccSupMez, 0.
AccSupApp, 0.	AccSupApp, 0	AccSupApp, 0.
AccSup, 0.	AccSup, 0	AccSup, 0.
SvTand, 0.	SvTand, 0	SvTand, 0.
SvNoTand, 0	SvNoTand, 0.	SvNoTand, 0
AccInf, 1.	AccInf, 0	AccInf, 0.75
Frenamenti, 0	Frenamenti, 0	Frenamenti, 0
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 1	SismaSLD, 0
Temperatura, 0.6	Temperatura, 0.6	Temperatura, 0.6
Ritiro, 0	Ritiro, 1	Ritiro, 1
*Combine, name=RARA08, type=RARA	*Combine, name=RSIS08, type=RARA	*Combine, name=FREQ16, type=freq

SP CR ex SS415 "Paullese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
 Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
 SOTTOPASSO DI BISNATE: RELAZIONE DI CALCOLO

PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.
PermSup, 1.	PermSup, 1.	PermSup, 1.
SpTerra, 1.	SpTerra, 1.	SpTerra, 1.
PermInf, 1.	PermInf, 1	PermInf, 1.
AccSupMez, 0.	AccSupMez, 0.	AccSupMez, 0.
AccSupApp, 0.	AccSupApp, 0	AccSupApp, 0.
AccSup, 0.	AccSup, 0	AccSup, 0.
SvTand, 0.	SvTand, 0	SvTand, 0.
SvNoTand, 0	SvNoTand, 0.	SvNoTand, 0
AccInf, 1.	AccInf, 0	AccInf, 0.75
Frenamenti, 0	Frenamenti, 0	Frenamenti, 0
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 1	SismaSLD, 0
Temperatura, -0.6	Temperatura, -0.6	Temperatura, -0.6
Ritiro, 0	Ritiro, 1	Ritiro, 1
*Combine, name=RARA09, type=RARA	*Combine, name=FREQ01, type=freq	*Combine, name=QPER01, type=qperm
PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.
PermSup, 1.	PermSup, 1.	PermSup, 1.
SpTerra, 1.	SpTerra, 1.	SpTerra, 1.
PermInf, 0	PermInf, 0	PermInf, 0
AccSupMez, 1.	AccSupMez, 0.75	AccSupMez, 0
AccSupApp, 0	AccSupApp, 0	AccSupApp, 0
AccSup, 0	AccSup, 0	AccSup, 0
SvTand, 0	SvTand, 0	SvTand, 0
SvNoTand, 1.	SvNoTand, 0.75	SvNoTand, 0
AccInf, 0	AccInf, 0	AccInf, 0
Frenamenti, 0	Frenamenti, 0	Frenamenti, 0
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0	SismaSLD, 0
Temperatura, 0.6	Temperatura, 0.6	Temperatura, 0.5
Ritiro, 1	Ritiro, 0	Ritiro, 0
*Combine, name=RARA10, type=RARA	*Combine, name=FREQ02, type=freq	*Combine, name=QPER02, type=qperm
PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.
PermSup, 1.	PermSup, 1.	PermSup, 1.
SpTerra, 1.	SpTerra, 1.	SpTerra, 1.
PermInf, 0	PermInf, 0	PermInf, 0
AccSupMez, 1.	AccSupMez, 0.75	AccSupMez, 0
AccSupApp, 0	AccSupApp, 0	AccSupApp, 0
AccSup, 0	AccSup, 0	AccSup, 0

SP CR ex SS415 "Paullese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d’Adda  
 Lotto n° 3 “NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA” – CUP G41B03000270002  
 SOTTOPASSO DI BISNATE: RELAZIONE DI CALCOLO

SvTand, 0	SvTand, 0	SvTand, 0
SvNoTand, 1.	SvNoTand, 0.75	SvNoTand, 0
AccInf, 0	AccInf, 0	AccInf, 0
Frenamenti, 0	Frenamenti, 0	Frenamenti, 0
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0	SismaSLD, 0
Temperatura, -0.6	Temperatura, -0.6	Temperatura, -0.5
Ritiro, 1	Ritiro, 0	Ritiro, 0
*Combine, name=RARA11, type=RARA	*Combine, name=FREQ03, type=freq	*Combine, name=QPER03, type=qperm
PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.
PermSup, 1.	PermSup, 1.	PermSup, 1.
SpTerra, 1.	SpTerra, 1.	SpTerra, 1.
PermInf, 0	PermInf, 0	PermInf, 1
AccSupMez, 0	AccSupMez, 0	AccSupMez, 0
AccSupApp, 1.	AccSupApp, 0.75	AccSupApp, 0
AccSup, 0	AccSup, 0	AccSup, 0
SvTand, 0	SvTand, 0	SvTand, 0
SvNoTand, 1.	SvNoTand, 0.75	SvNoTand, 0
AccInf, 0	AccInf, 0	AccInf, 0
Frenamenti, 0	Frenamenti, 0	Frenamenti, 0
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0	SismaSLD, 0
Temperatura, 0.6	Temperatura, 0.6	Temperatura, 0.5
Ritiro, 1	Ritiro, 0	Ritiro, 0
*Combine, name=RARA12, type=RARA	*Combine, name=FREQ04, type=freq	*Combine, name=QPER04, type=qperm
PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.
PermSup, 1.	PermSup, 1.	PermSup, 1.
SpTerra, 1.	SpTerra, 1.	SpTerra, 1.
PermInf, 0	PermInf, 0	PermInf, 1
AccSupMez, 0	AccSupMez, 0	AccSupMez, 0
AccSupApp, 1.	AccSupApp, 0.75	AccSupApp, 0
AccSup, 0	AccSup, 0	AccSup, 0
SvTand, 0	SvTand, 0	SvTand, 0
SvNoTand, 1.	SvNoTand, 0.75	SvNoTand, 0
AccInf, 0	AccInf, 0	AccInf, 0
Frenamenti, 0	Frenamenti, 0	Frenamenti, 0
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0	SismaSLD, 0
Temperatura, -0.6	Temperatura, -0.6	Temperatura, -0.5

SP CR ex SS415 "Paullese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
 Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
 SOTTOPASSO DI BISNATE: RELAZIONE DI CALCOLO

Ritiro, 1	Ritiro, 0	Ritiro, 0
*Combine, name=RARA13, type=RARA	*Combine, name=FREQ05, type=freq	*Combine, name=QPER05, type=qperm
PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.
PermSup, 1.	PermSup, 1.	PermSup, 1.
SpTerra, 1.	SpTerra, 1.	SpTerra, 1.
PermInf, 0	PermInf, 0	PermInf, 0
AccSupMez, 0	AccSupMez, 0	AccSupMez, 0
AccSupApp, 0.	AccSupApp, 0.	AccSupApp, 0
AccSup, 1.	AccSup, 0.75	AccSup, 0
SvTand, 1.	SvTand, 0.75	SvTand, 0
SvNoTand, 0	SvNoTand, 0	SvNoTand, 0
AccInf, 0	AccInf, 0	AccInf, 0
Frenamenti, 0	Frenamenti, 0	Frenamenti, 0
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0	SismaSLD, 0
Temperatura, 0.6	Temperatura, 0.6	Temperatura, 0.5
Ritiro, 1	Ritiro, 0	Ritiro, 1
*Combine, name=RARA14, type=RARA	*Combine, name=FREQ06, type=freq	*Combine, name=QPER06, type=qperm
PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.
PermSup, 1.	PermSup, 1.	PermSup, 1.
SpTerra, 1.	SpTerra, 1.	SpTerra, 1.
PermInf, 0	PermInf, 0	PermInf, 0
AccSupMez, 0	AccSupMez, 0	AccSupMez, 0
AccSupApp, 0.	AccSupApp, 0.	AccSupApp, 0
AccSup, 1.	AccSup, 0.75	AccSup, 0
SvTand, 1.	SvTand, 0.75	SvTand, 0
SvNoTand, 0	SvNoTand, 0	SvNoTand, 0
AccInf, 0	AccInf, 0	AccInf, 0
Frenamenti, 0	Frenamenti, 0	Frenamenti, 0
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0	SismaSLD, 0
Temperatura, -0.6	Temperatura, -0.6	Temperatura, -0.5
Ritiro, 1	Ritiro, 0	Ritiro, 1
*Combine, name=RARA15, type=RARA	*Combine, name=FREQ07, type=freq	*Combine, name=QPER07, type=qperm
PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.
PermSup, 1.	PermSup, 1.	PermSup, 1.
SpTerra, 1.	SpTerra, 1.	SpTerra, 1.
PermInf, 1.	PermInf, 1.	PermInf, 1
AccSupMez, 0.	AccSupMez, 0.	AccSupMez, 0

SP CR ex SS415 "Paullese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
 Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
 SOTTOPASSO DI BISNATE: RELAZIONE DI CALCOLO

AccSupApp, 0.	AccSupApp, 0.	AccSupApp, 0
AccSup, 0.	AccSup, 0.	AccSup, 0
SvTand, 0.	SvTand, 0.	SvTand, 0
SvNoTand, 0	SvNoTand, 0	SvNoTand, 0
AccInf, 1.	AccInf, 0.75	AccInf, 0
Frenamenti, 0	Frenamenti, 0	Frenamenti, 0
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0	SismaSLD, 0
Temperatura, 0.6	Temperatura, 0.6	Temperatura, 0.5
Ritiro, 1	Ritiro, 0	Ritiro, 1
*Combine, name=RARA16, type=RARA	*Combine, name=FREQ08, type=freq	*Combine, name=QPER08, type=qperm
PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.	PesoProprio, 1.
PermSup, 1.	PermSup, 1.	PermSup, 1.
SpTerra, 1.	SpTerra, 1.	SpTerra, 1.
PermInf, 1.	PermInf, 1.	PermInf, 1
AccSupMez, 0.	AccSupMez, 0.	AccSupMez, 0
AccSupApp, 0.	AccSupApp, 0.	AccSupApp, 0
AccSup, 0.	AccSup, 0.	AccSup, 0
SvTand, 0.	SvTand, 0.	SvTand, 0
SvNoTand, 0	SvNoTand, 0	SvNoTand, 0
AccInf, 1.	AccInf, 0.75	AccInf, 0
Frenamenti, 0	Frenamenti, 0	Frenamenti, 0
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0	SismaSLD, 0
Temperatura, -0.6	Temperatura, -0.6	Temperatura, -0.5
Ritiro, 1	Ritiro, 0	Ritiro, 1

**Combinazioni GEO**

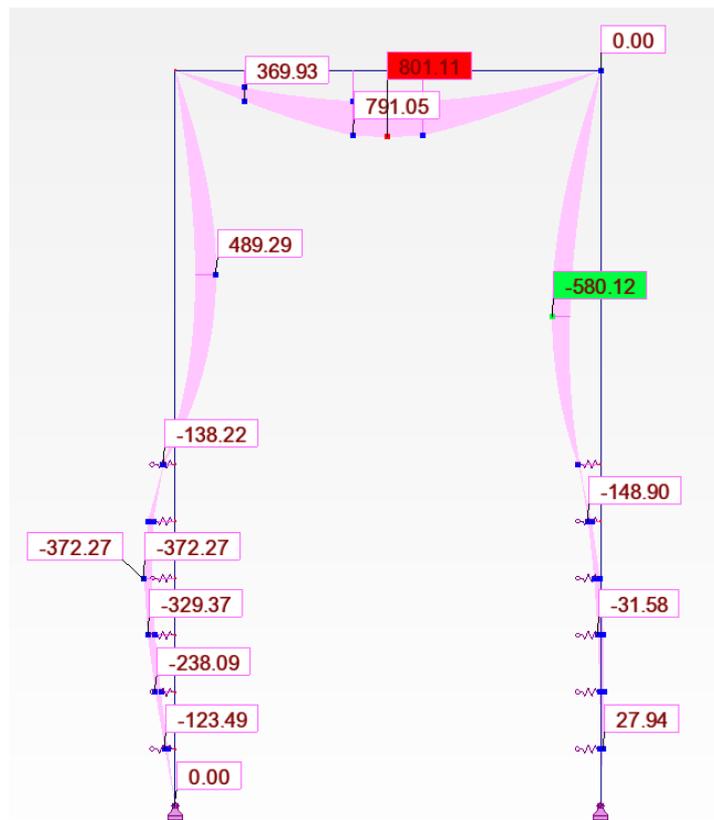
*Combine, name=GEO01	*Combine, name=GEO03
PesoProprio, 1.00	PesoProprio, 1.00
PermSup, 1.30	PermSup, 1.30
SpTerra(GEO), 1.30	SpTerra(GEO), 1.30
PermInf, 1.30	PermInf, 1.30
AccSupMez, 1.15	AccSupMez, 0
AccSupApp, 0	AccSupApp, 1.5
AccSup, 0	AccSup, 0
SvTand, 0	SvTand, 0
SvNoTand, 1.15	SvNoTand, 1.15
AccInf, 1.15	AccInf, 1.15
Frenamenti, 1.15	Frenamenti, 1.15
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0
Temperatura, 0.1	Temperatura, 0.1
Ritiro, 1	Ritiro, 1
*Combine, name=GEO02	*Combine, name=GEO04
PesoProprio, 1.00	PesoProprio, 1.00
PermSup, 1.30	PermSup, 1.30
SpTerra(GEO), 1.30	SpTerra(GEO), 1.30
PermInf, 1.30	PermInf, 1.30
AccSupMez, 1.15	AccSupMez, 0
AccSupApp, 0	AccSupApp, 1.5
AccSup, 0	AccSup, 0
SvTand, 1.15	SvTand, 1.15
SvNoTand, 0	SvNoTand, 0
AccInf, 1.15	AccInf, 1.15
Frenamenti, 1.15	Frenamenti, 1.15
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
SismaSLD, 0	SismaSLD, 0
Temperatura, 0.1	Temperatura, 0.1
Ritiro, 1	Ritiro, 1

## 12 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

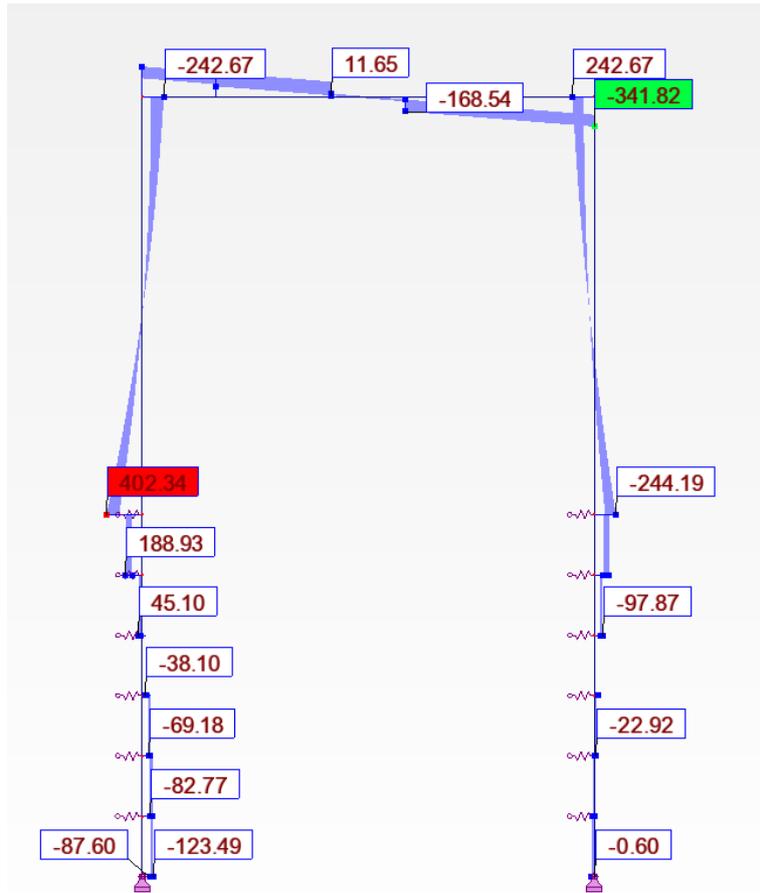
### 12.1 PORTALE APERTO SU PALI (u.m. KN; m)

Per brevità ri riportano i grafici di inviluppo di seguito riportati

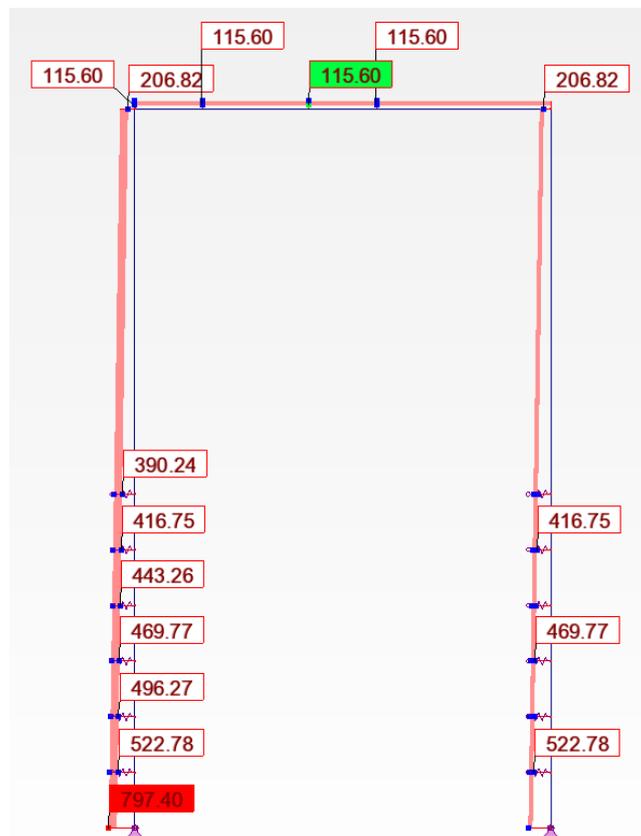
#### 12.1.1 SOLLECITAZIONI SLU (inviluppo caso statico)



Momenti allo SLU

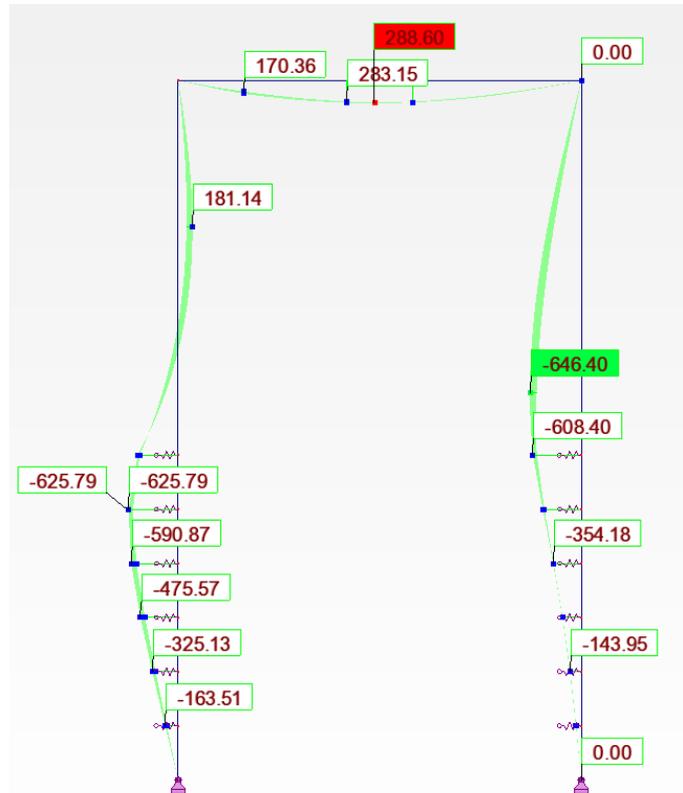


Tagli allo SLU

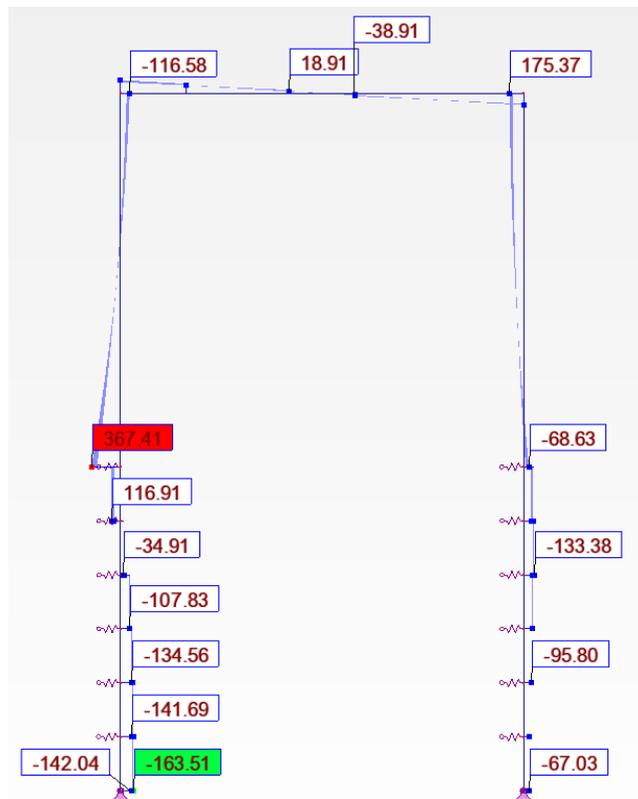


Azione Assiale allo SLU

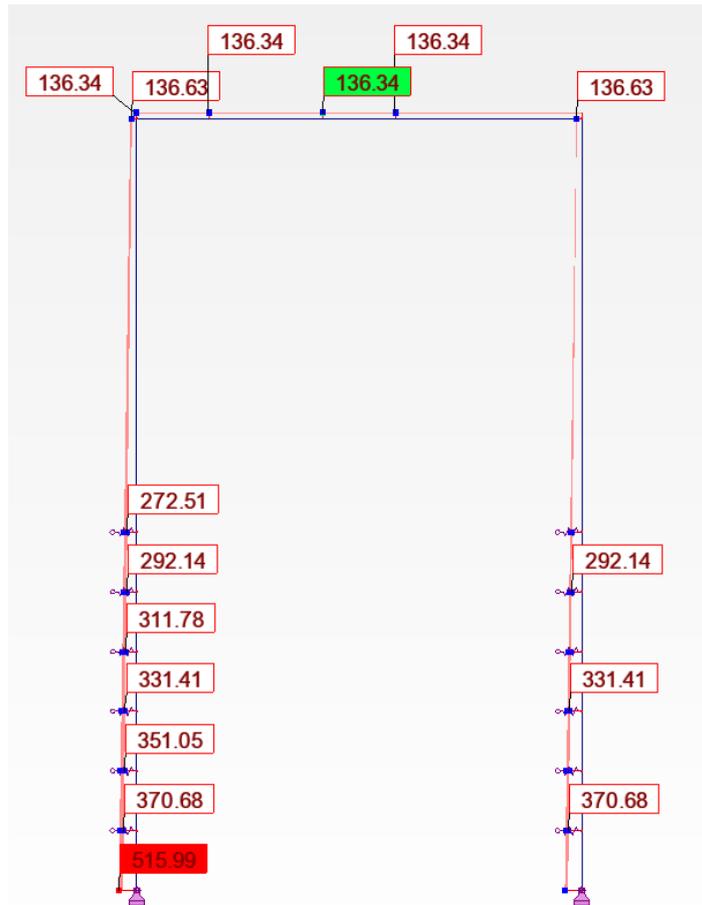
## 12.1.2 SOLLECITAZIONI IN FASE SISMICA



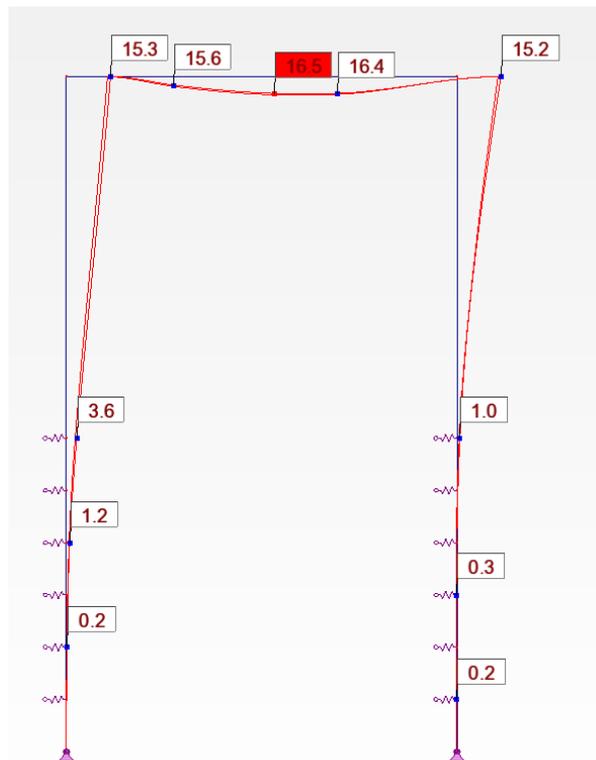
Momenti in fase sismica SLV



Tagli in fase sismica SLV

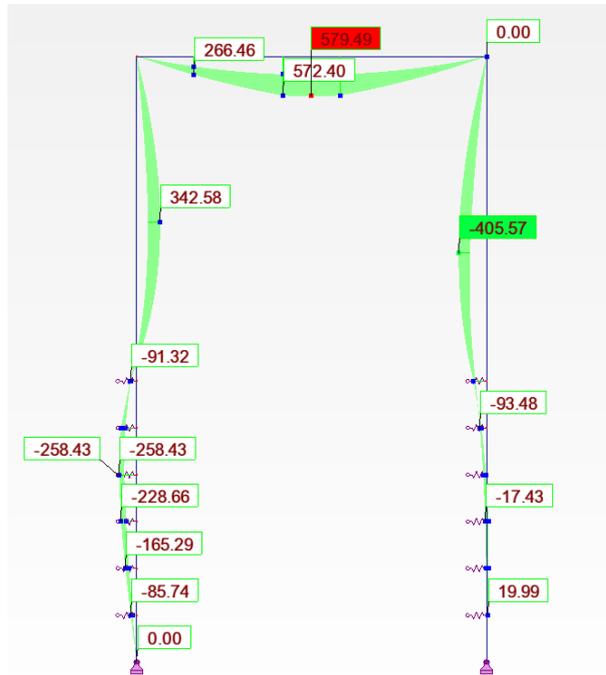


Azione Assiale in fase simica SLV

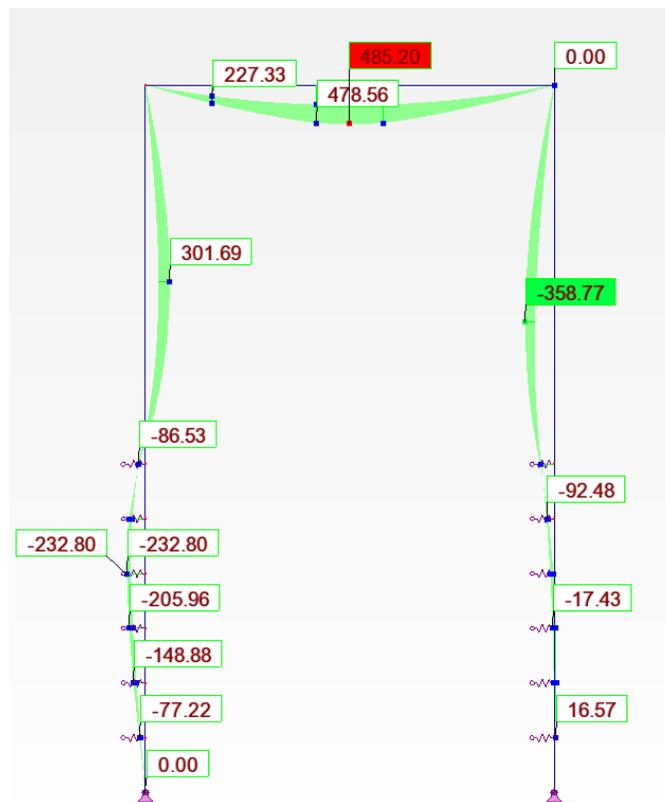


Deformata in fase sismica SLV (mm)

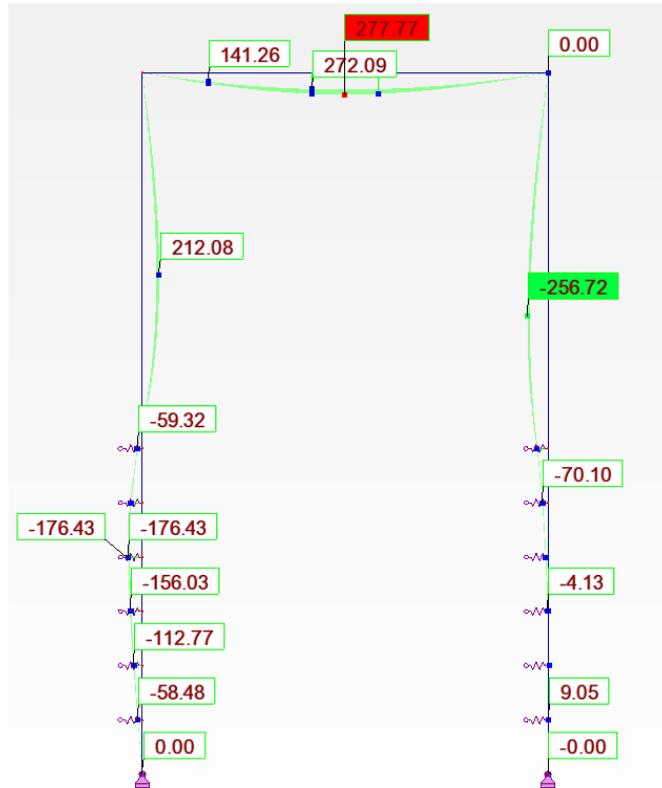
### 12.1.3 SOLLECITAZIONI E DEFORMAZIONI IN ESERCIZIO - SLE (involuppi)



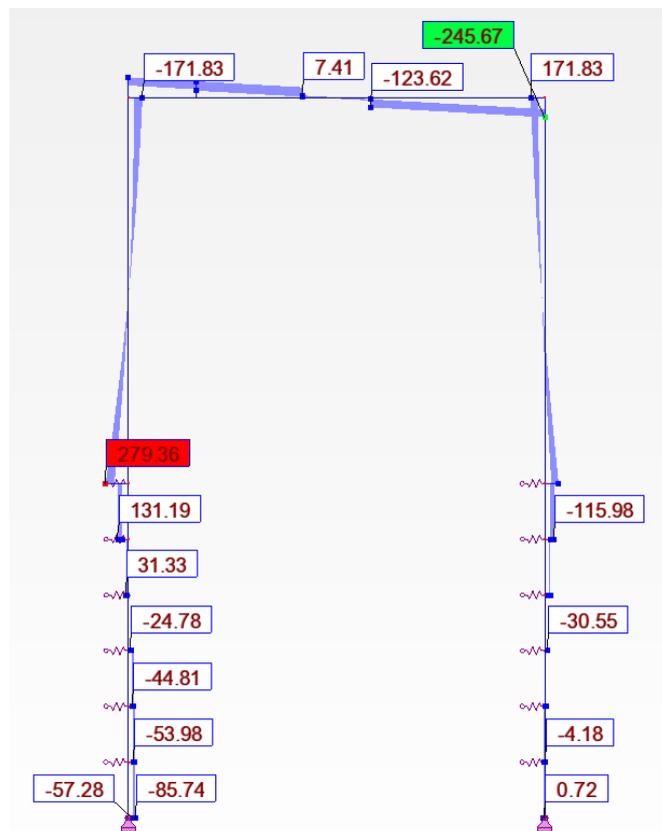
Momenti SLE condizione RARA



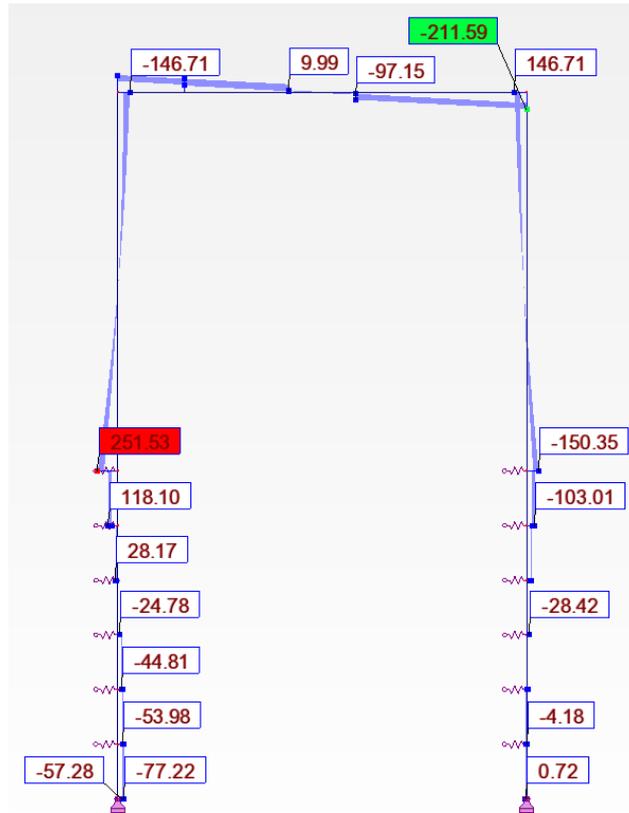
Momenti SLE condizione FREQUENTE



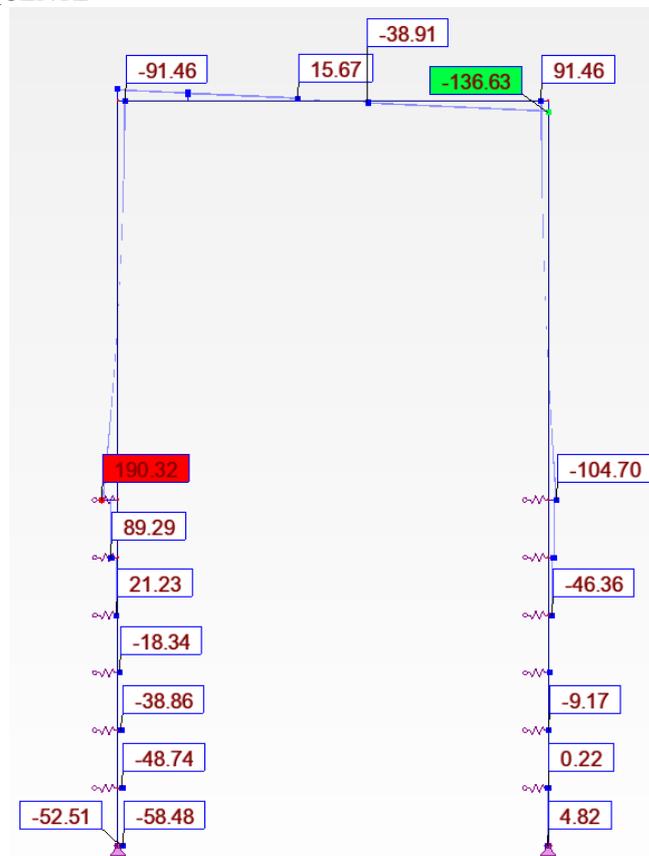
Momenti SLE condizione QUASI PERMANENTE



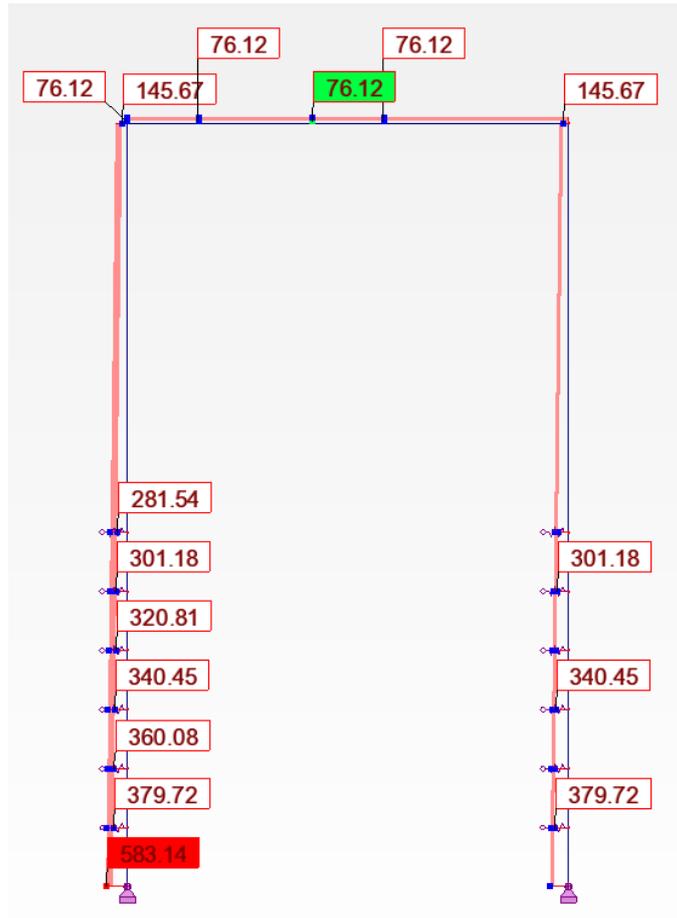
Tagli SLE condizione RARA



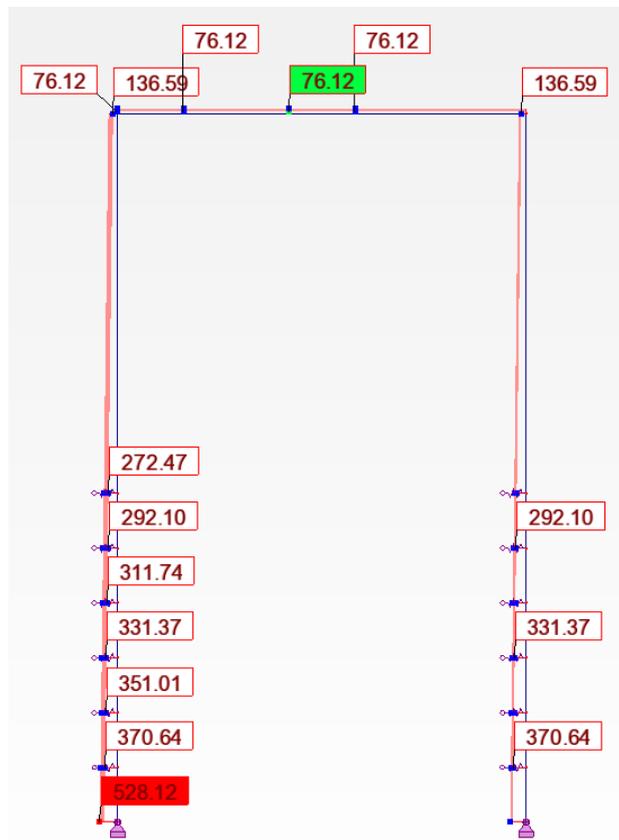
Tagli SLE condizione FREQUENTE



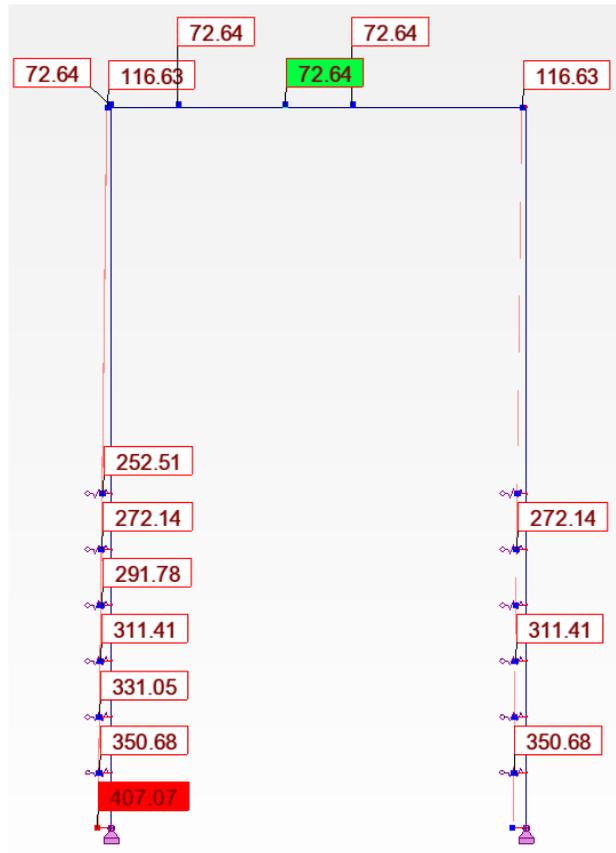
Tagli SLE condizione QUASI PERMANENTE



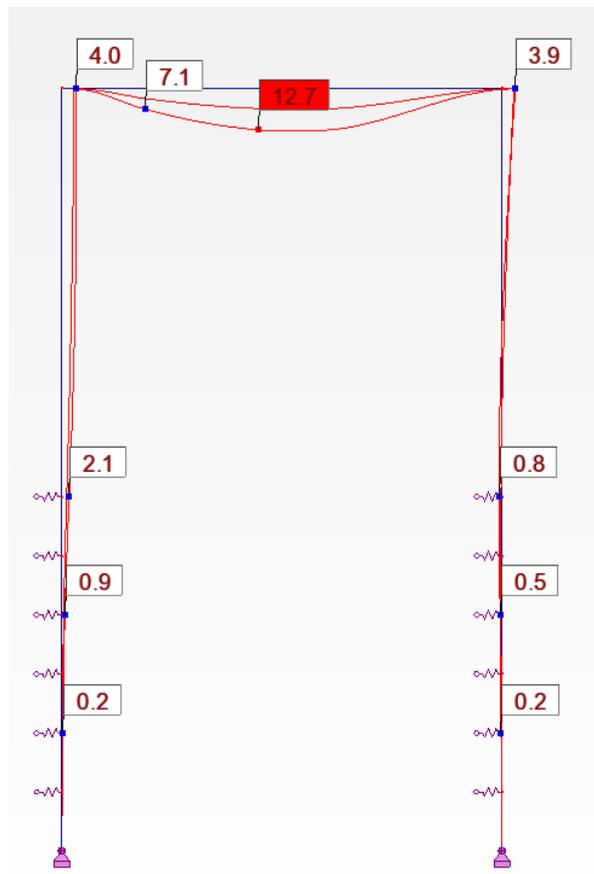
Azione Assiale SLE condizione RARA



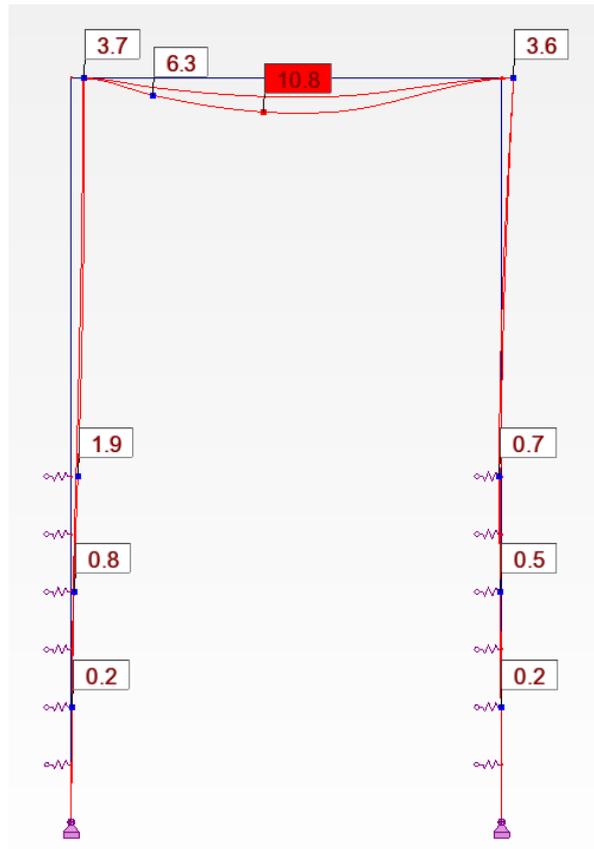
Azione Assiale SLE condizione FREQUENTE



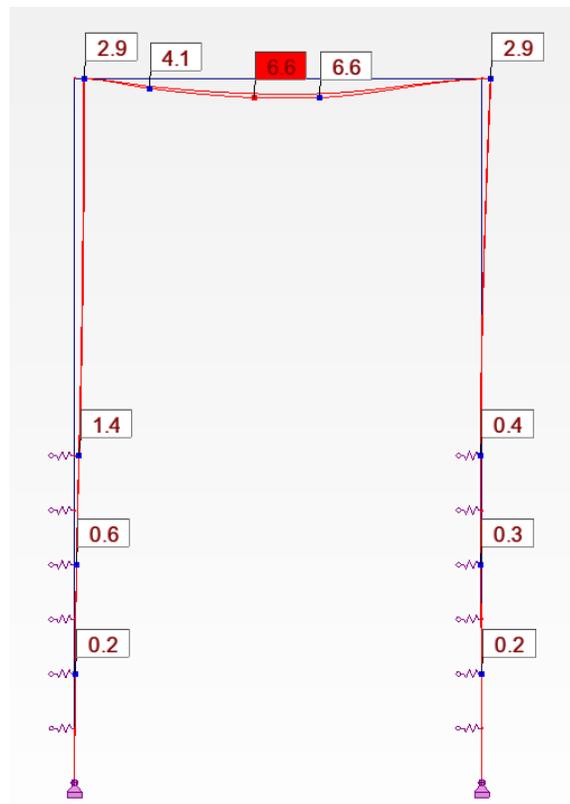
Azione Assiale SLE condizione QUASI PERMANENTE



Deformata SLE condizione RARA (mm)

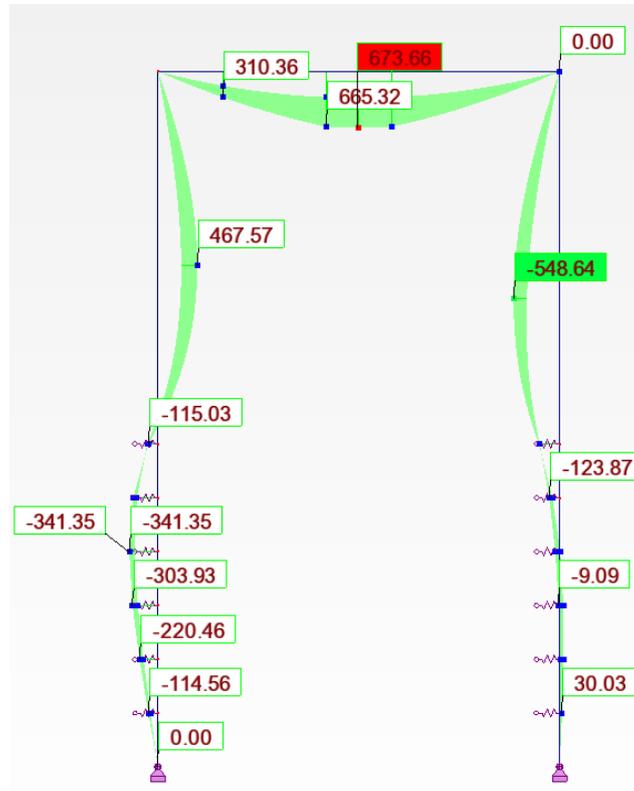


Deformata SLE condizione FREQUENTE (mm)

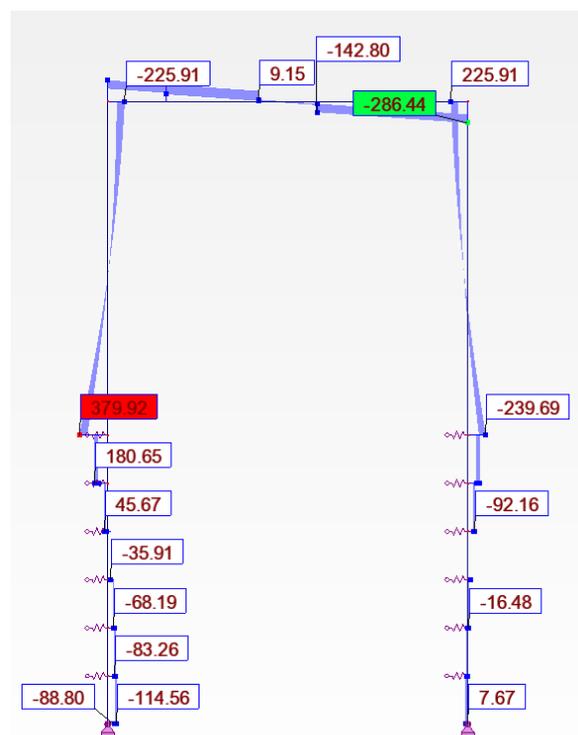


Deformata SLE condizione QUASI PERMANENTE (mm)

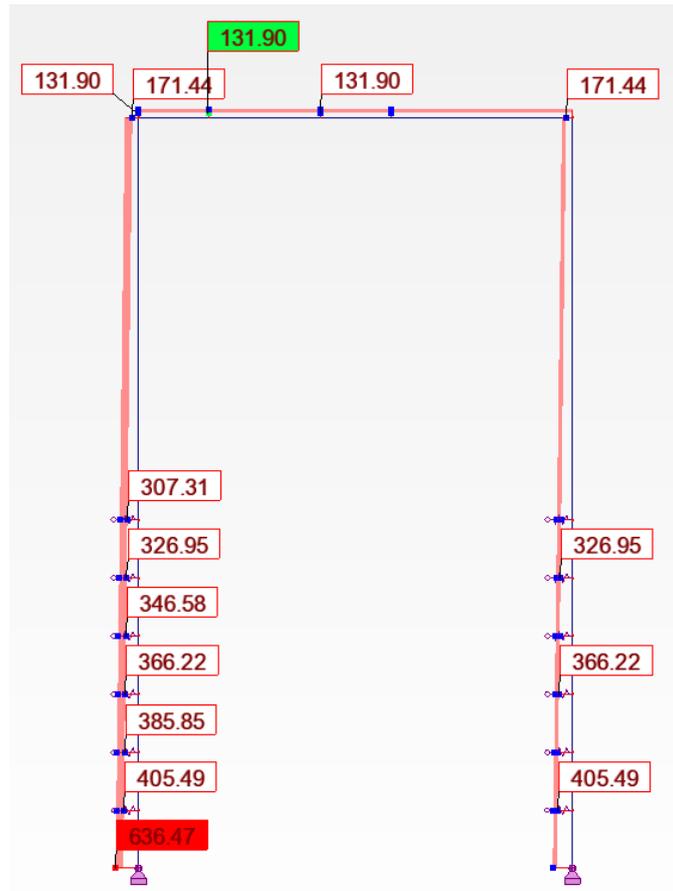
## 12.2.4 SOLLECITAZIONI E DEFORMAZIONI IN CONDIZIONE - GEO (inviluppo)



Momenti in combinazione GEO



Taglio in combinazione GEO



Azione Assiale in combinazione GEO

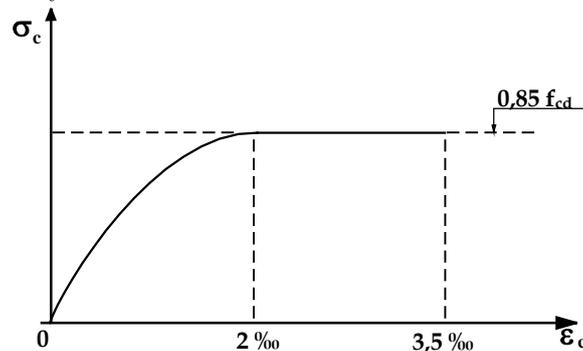
## 13 MODALITÀ DI VERIFICA

### 13.1 ELEMENTI IN C.A. – VERIFICHE A PRESSO-FLESSIONE SLU.

Il calcolo dei diagrammi di interazione azione assiale (N) - momento flettente (M) è effettuato rispettando le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- deformazione massima del calcestruzzo compresso pari a  $-0.0035$  nel caso di flessione semplice e composta con asse neutro reale, e variabile dal valore predetto a  $-0.002$  quando l'asse neutro, esterno alla sezione, tende all'infinito;
- deformazione massima dell'armatura tesa  $+0.01$ .

Per quanto riguarda il diagramma tensioni-deformazioni del calcestruzzo, si adotta il diagramma parabola rettangolo, rappresentato in figura, definito da un arco di parabola di secondo grado passante per l'origine, avente asse parallelo a quello delle tensioni, e da un segmento di retta parallelo all'asse delle deformazioni tangente alla parabola nel punto di sommità. Il vertice della parabola ha ascissa  $-0.002$ , l'estremità del segmento ha ascissa uguale a  $-0.0035$ . L'ordinata massima del diagramma è pari a  $0.85 f_{cd}$ .



Il valore di resistenza di progetto  $f_{cd}$  si ricava applicando il coefficiente riduttivo di sicurezza 1.5 alla resistenza caratteristica cilindrica.

Il diagramma di calcolo dell'acciaio ordinario si deduce dal diagramma caratteristico (assunto elastico-perfettamente plastico) effettuando un'affinità parallelamente alla tangente all'origine nel rapporto 1/1.15.

Le verifiche sono effettuate per via grafica, disegnando in ogni sezione la curva di interazione N-M e rappresentando su tale piano i valori di azione assiale e momento flettente risultanti dall'analisi strutturale in tutti gli elementi finiti inclusi nelle zone di verifica. Poiché tali punti risultano sempre interni alla curva di interazione, la verifica allo stato limite ultimo per presso-flessione è superata.

### 13.2 VERIFICHE A TAGLIO SLU.

#### 13.2.1 Sezioni prive di armatura trasversale.

Nel caso in cui gli elementi siano sprovvisti di armature trasversali (come nel caso oggetto di studio per la parte della soletta in campata), il taglio ultimo si calcola con la seguente formula, con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente:

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / 1.5 + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ );

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

### 13.2.2 Sezioni con armatura trasversale

Nell'effettuare le verifiche a taglio si considera che le staffe contribuiscano al meccanismo resistente. Il valore del taglio ultimo è il minore tra quello relativo alla crisi delle diagonali compresse in calcestruzzo e quello riferito al collasso delle staffe. Il primo valore si ricava con la seguente formula:

$$V_{Rcd} = 0.90 b_w \cdot d \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

in cui compare la resistenza di progetto ridotta del calcestruzzo  $f_{cd} = 0.5 f_{cd}$ . Il coefficiente maggiorativo  $\alpha_c$  si ottiene come segue:

$\alpha_c = 1$  per membrature non compresse;

$\alpha_c = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$  per  $0 \leq \sigma_{cp} / f_{cd} \leq 0.25$

$\alpha_c = 1.25$  per  $0.25 \leq \sigma_{cp} / f_{cd} \leq 0.5$

Per quanto riguarda il collasso delle staffe, il taglio di calcolo deve risultare inferiore od al limite uguale al seguente valore:

$$V_{Rsd} = 0.90 (A_{sw}/s) \cdot d \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{ sen}\alpha$$

In tale espressione  $A_{sw}$  è l'area delle staffe poste all'interasse  $s$ .

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 f_{cd}$ );

$\alpha$  è l'inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave

$\theta$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo, presa in modo che risulti  $\text{ctg}\theta = 2$ .

### 13.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE.

L'apertura caratteristica delle fessure è stata calcolata con la seguente formula:

$$w_m = 1.7 \varepsilon_{sm} s_{rm}$$

La deformazione media dell'acciaio è stata calcolata nell'ipotesi di effetto irrigidente del calcestruzzo con andamento iperbolico, con la formula:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - \left( \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$$

in cui  $\sigma_{sR}$  indica la tensione nell'acciaio in corrispondenza della formazione della prima fessura. L'ampiezza media delle fessure si può mettere in relazione al diametro medio delle barre in zona tesa e all'armatura percentuale presente nella cosiddetta "area efficace":

$$s_{rm} = 50 + 0.25 \cdot 0.5 \cdot 0.8 \frac{\phi}{\rho_r} \text{ (mm)}$$

### 13.4 STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO.

In accordo con quanto previsto dalla normativa, il calcolo delle tensioni è stato eseguito nell'ipotesi di sezione fessurata, adottando un coefficiente di omogeneizzazione uguale a 15.

## 14 CALCOLO E VERIFICA DELLE SEZIONI

Di seguito vengono riportate le verifiche delle sezioni notevoli, la combinazione sismica è inserita come SLU

### 14.1 Soletta sezione di mezzeria

Viene considerata collaborante l'armatura della coppella prefabbricata in fase di esercizio. Essendo la coppella larga 1.20 mt viene studiata una striscia pari a 120 cm (le sollecitazioni riassunte al precedente punto 12 sono riferite ad una striscia pari all'interasse tra i pali pari a 1.09 mt – le sollecitazioni assunte a base di calcolo saranno quindi quelle riportate al precedente punto 12 moltiplicato per un fattore pari a 120/109)

La coppella è armata con 3 tralicci/120 cm ognuno costituito da 2Φ20 al positivo (c=2 cm) e 1Φ24 al negativo (ad una distanza di 18 cm dal baricentro dei ferri inferiori)

L'armatura aggiuntiva della sezione è costituita da 1Φ26/15 al positivo ed 1Φ16/15 al negativo

METODO DI CALCOLO: Stati limite; NORMATIVA: Norme Tecniche per le Costruzioni 2008;  
ELEMENTO COSTR.: SOLETTA; POSIZ. SEZIONE: MEZZERIA; CARICO CONC.: si.  
ARMATURA INFERIORE A TAGLIO: no; ECCENTRICITA' AGGIUNTIVA: no;  
TRASL. MOMENTO FLETT.: no; SENZA STAFFE: si; CONSIDERA SOLO STAFFE: no;  
COND. AMBIENTALI: ordinarie; SENSIBILITA' ARMATURE: poco sensibili.

#### MATERIALI:

Conglomerato cementizio: Rck=40.00  
Acciaio barre: B450C

#### FORMA DELLA SEZIONE: RETTANGOLARE

Base: B = 120.00 cm; Altezza: H = 45.00 cm  
Rotazione: rot = 0.00 gradi sess.  
Area totale acciaio .....: Af = 86.83 cmq  
Copriferro coppella.....: c = 2.00 cm  
Copriferro armatura al positivo.....: c = 5.00 cm  
Copriferro armatura al negativo.....: c = 4.00 cm

#### GEOMETRIA DELLE MASSE SEZIONE IN CALCESTRUZZO:

Area: Acls = 5400.00 cmq; Baricentro: XgCls = 0.00 cm; YgCls = 0.00 cm  
Momenti d'inerzia: Jx = 911250.00 cm<sup>4</sup>; Jy = 6480000.00 cm<sup>4</sup>; Jxy = 0.00 cm<sup>4</sup>;  
Momenti principali d'inerzia: Jcsi = 6480000.00 cm<sup>4</sup>; Jeta = 911250.00 cm<sup>4</sup>;  
Angolo tra l'asse principale d'inerzia csi e l'asse x: Theta = -1.57 rad;

#### COMBINAZIONI DI CARICO:

Azione normale (positiva se di compressione).  
Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (unita' N, N\*m).

#### Combinazioni stati limite ultimi:

comb.	N	Mx	Tx	My	Ty	Mt
1	127266.00	881956.00	0.00	0.00	185549.00	0.00 slu
2	150099.00	317725.00	0.00	0.00	42837.00	0.00 sisma

#### Combinazioni rare:

comb.	N	Mx	My
1	83802.00	637971.00	0.00

#### Combinazioni frequenti:

comb.	N	Mx	My
1	83802.00	534165.00	0.00

#### Combinazioni quasi permanenti:

comb.	N	Mx	My
1	79971.00	305802.00	0.00

#### VERIFICA PRESSO-TENSOFFLESSIONE (comb. di carico N.ro 1):

Equaz. asse neutro ax+by+c=0 : a=0.000000; b=2000.000000; c=-19244.429933  
Angolo asse neutro-asse x : alfa= 0.00000 gradi sessadec. in senso antiorario

(Deformazioni a rottura, valore positivo se di accorciamento)

Sezione parzializzata

Deformazione massima cls .....: epsilon c = 3.5000 / 1000

SP CR ex SS415 "Paullese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
SOTTOPASSO DI BISNATE: RELAZIONE DI CALCOLO

---

Deformazione massima acciaio .....:  $\epsilon_f = -7.9150 / 1000$   
Deformazione minima acciaio .....:  $\epsilon_{f'} = 2.4672 / 1000$

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia:  
NS=127266.00; MxiS=0.00; MyiS=-881956.00; TxiS=-185549.00; TyiS=0.00  
Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia:  
NR=135461.13 N; MxiR= 0.00 N\*m; MyiR= -938704.86 N\*m

Fattore di sicurezza SLU ad eccentricita' M/N costante :  
Resistenza/Sicurezza = 1.0643 > 1 VERIFICA POSITIVA

VALORI DI DELTA (p 4.1.1.1 NTC2008) (x/d= 0.307)  
Delta = 0.44 + 1.25\*(0.6 + 0.0014/epsCu)\*x/d = 0.823

VERIFICA AZIONE ASSIALE MASSIMA  
Comb. n.ro: 2; NS=150099.00 < Nrd=11369327.11 N VERIFICA POSITIVA

VERIFICA AZIONE ASSIALE MASSIMA STRUTTURA IN ZONA SISMICA CLASSE CD 'B'  
Comb. n.ro: 2; NS=150099.00 < Nrd=0.65\*AcIs\*fcd = 6476866.11 N VERIFICA POSITIVA

VERIFICA QUANTITA' ARMATURA LONGITUDINALE (AfTot=86.83 cmq; AreaCls=5400.00 cmq)  
Armatura tesa (comb. 1): Aft=70.75 cmq > 0.26\*fctm\*bt\*d/fyk=8.86 cmq  
Aft=70.75 cmq > 0.0013\*bt\*d=6.55 cmq  
con: bt=120.00 cm; d=42.00 cm  
Aftesa max (comb. 1)=70.75 cmq e Afcompr max (comb. 1)=16.08 cmq < 0.04\*AreaCls=216.00 cmq  
VERIFICHE POSITIVE

VERIFICA TRANCIAMENTO BARRE  
Comb. N.: 1; Taglio=185549.00 N; TauMaxTr=Taglio/Af=21.368 < fyd=391.300 MPa  
VERIFICA POSITIVA

VERIFICHE TAGLIO comb. n.ro: 1; (fcd=18.810, fctd=1.450, fck=33.200 in MPa)  
Verifica dell'armatura longitudinale per elementi senza armatura trasversale a taglio.  
VED=185549.00 N; d=42.00 cm; bw=120.00 cm; RoL=0.01723; k=1.6901, sigmaCP=0.2525,  
Vmin=0.4350  
VRd1=(0.18\*k\*(100\*RoL\*fck)^(1/3)/GammaC + 0.15\*sigmaCP)\* bw \*d = 408116 N  
VRd2=(Vmin + 0.15\*sigmaCP)\* bw \*d = 238334 N  
VED < max(VRd1, VRd2) -> VERIFICA POSITIVA

VERIFICHE S.L.E.: TENSIONI (fck = 33.200 MPa)  
Comb. rara n.ro 1: Tens. cls= 15.829 < 0.600\*fck = 19.920 MPa  
Comb. rara n.ro 1: Tens. acciaio= -320.287 > -0.800\*fyk = -360.000 MPa  
Comb. q. per. n.ro 1: Tens. cls= 7.655 < 0.450\*fck = 14.940 MPa  
VERIFICHE POSITIVE

VERIFICHE S.L.E.: FESSURAZIONE  
Comb. freq. n.ro 1: Tens. min. cls= -8.943 MPa; fc=fcfm=-3.720 MPa, fcfk=-2.604 MPa  
c=5.00 cm; Aceff=1635.71 cmq; As=61.32 cmq; ro=As/Aceff=0.037491; s=4.06 cm  
fi=2.34 cm; k2=0.4000; k3=0.1250; srm=13.9357 cm; zeta=0.91348  
sigmat=-8.943 MPa; sigma\_s=-267.221 MPa; betal=1.00; beta2=0.50; esm=0.001185  
wk=1.7\*srm\*esm=0.2807 mm < w3=0.4 mm VERIFICA POSITIVA

Comb. q. per. n.ro 1: Tens. min. cls= -5.080 MPa; fc=fcfm=-3.720 MPa,  
fcfk=-2.604 MPa  
c=5.00 cm; Aceff=1622.27 cmq; As=61.32 cmq; ro=As/Aceff=0.037801; s=4.06 cm  
fi=2.34 cm; k2=0.4000; k3=0.1250; srm=13.9100 cm; zeta=0.73190  
sigmat=-5.080 MPa; sigma\_s=-150.754 MPa; betal=1.00; beta2=0.50; esm=0.000536  
wk=1.7\*srm\*esm=0.1267 mm < w2=0.3 mm VERIFICA POSITIVA

posto (per gli altri simboli vedere la normativa):  
zeta = 1 - betal\*beta2\*(fc/sigmat)^2  
sigmat: tensione max di trazione nel conglomerato con sezione  
interamente reagente e resistente a trazione  
c: valore del copriferro inserito dall'utente

VERTICI SEZIONE:

Nv	X (cm)	Y (cm)	epsilon c x 1000
1	-60.00	-22.50	-8.73
2	-60.00	22.50	3.50
3	60.00	22.50	3.50
4	60.00	-22.50	-8.73

ARMATURA SEZIONE:

Nf	X (cm)	Y (cm)	diametro(mm)	epsilon f x 1000
1	53.70	-16.20	26.00	-7.02
2	38.36	-16.20	26.00	-7.02
3	23.01	-16.20	26.00	-7.02
4	7.67	-16.20	26.00	-7.02
5	-7.67	-16.20	26.00	-7.02
6	-23.01	-16.20	26.00	-7.02
7	-38.36	-16.20	26.00	-7.02
8	-53.70	-16.20	26.00	-7.02
9	-56.20	18.70	16.00	2.47
10	-40.14	18.70	16.00	2.47
11	-24.09	18.70	16.00	2.47
12	-8.03	18.70	16.00	2.47
13	8.03	18.70	16.00	2.47
14	24.09	18.70	16.00	2.47
15	40.14	18.70	16.00	2.47
16	56.20	18.70	16.00	2.47
17	-4.00	-19.50	20.00	-7.92
18	4.00	-19.50	20.00	-7.92
19	0.00	-1.50	20.00	-3.02
20	-40.00	-1.50	20.00	-3.02
21	-44.00	-19.50	20.00	-7.92
22	-36.00	-19.50	20.00	-7.92
23	36.00	-19.50	20.00	-7.92
24	44.00	-19.50	20.00	-7.92
25	40.00	-1.50	20.00	-3.02

INTERSEZIONI TRA ASSE NEUTRO E PROFILO DELLA SEZIONE :

Ni	X (cm)	Y (cm)
1	-60.00	9.62
2	60.00	9.62

### 14.2 Soletta sezione all'appoggio

In analogia al punto 14.1 viene studiata una striscia pari alla larghezza della coppella (1.20 mt). Le sollecitazioni riassunte al precedente punto 12 sono riferite ad una striscia pari all'interasse tra i pali pari a 1.09 mt – le sollecitazioni assunte a base di calcolo saranno quindi quelle riportate al precedente punto 12 moltiplicato per un fattore pari a 120/109

La sezione è posta in asse palo e pertanto in tale sezione non è presente l'armatura della coppella che quindi non verrà considerata.

L'armatura della sezione è costituita da 1Φ26/15 al positivo ed 1Φ16/15 al negativo

METODO DI CALCOLO: Stati limite; NORMATIVA: Norme Tecniche per le Costruzioni 2008;  
 ELEMENTO COSTR.: SOLETTA; POSIZ. SEZIONE: APPOGGIO; CARICO CONC.: si.  
 ARMATURA INFERIORE A TAGLIO: no; ECCENTRICITA' AGGIUNTIVA: no;  
 TRASL. MOMENTO FLETT.: no; SENZA STAFFE: no; CONSIDERA SOLO STAFFE: no;  
 COND. AMBIENTALI: ordinarie; SENSIBILITA' ARMATURE: poco sensibili.

MATERIALI:

Conglomerato cementizio: Rck=40.00;  
 Acciaio barre: B450C

FORMA DELLA SEZIONE: RETTANGOLARE

Base: B = 120.00 cm; Altezza: H = 45.00 cm

Rotazione: rot = 0.00 gradi sess.

Area totale acciaio .....: Af = 58.56 cmq

Copriferro inferiore.....: c = 5.00 cm

Copriferro superiore.....: c = 4.00 cm

SP CR ex SS415 "Paullese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
SOTTOPASSO DI BISNATE: RELAZIONE DI CALCOLO

GEOMETRIA DELLE MASSE SEZIONE IN CALCESTRUZZO:

Area: Acls = 5400.00 cmq; Baricentro: XgCls = 0.00 cm; YgCls = 0.00 cm  
Momenti d'inerzia: Jx = 911250.00 cm<sup>4</sup>; Jy = 6480000.00 cm<sup>4</sup>; Jxy = 0.00 cm<sup>4</sup>;  
Momenti principali d'inerzia: Jcsi = 6480000.00 cm<sup>4</sup>; Jeta = 911250.00 cm<sup>4</sup>;  
Angolo tra l'asse principale d'inerzia csi e l'asse x: Theta = -1.57 rad;

COMBINAZIONI DI CARICO:

Azione normale (positiva se di compressione).  
Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (unita' N, N\*m).

Combinazioni stati limite ultimi:

comb.	N	Mx	Tx	My	Ty	Mt
1	127266.00	0.00	0.00	0.00	376316.00	0.00 slu
2	149989.00	0.00	0.00	0.00	182972.00	0.00 sisma

Combinazioni rare:

comb.	N	Mx	My
1	83802.00	0.00	0.00

Combinazioni frequenti:

comb.	N	Mx	My
1	83802.00	0.00	0.00

Combinazioni quasi permanenti:

comb.	N	Mx	My
1	79971.00	0.00	0.00

VERIFICA PRESSO-TENSOFFLESSIONE (comb. di carico N.ro 2):

(Deformazioni a rottura, valore positivo se di accorciamento)

Sezione tutta compressa

Deformazione massima cls .....: epsilon c = 2.0000 / 1000

Deformazione massima acciaio .....: epsilon f = 2.0000 / 1000

Deformazione minima acciaio .....: epsilon f' = 2.0000 / 1000

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia:

NS=149989.00; MxiS=-0.00; MyiS=0.00; TxiS=-182972.00; TyiS=0.00

Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia:

NR=12265000.00 N; MxiR= -0.00 N\*m; MyiR= 152154.94 N\*m

Fattore di sicurezza SLU ad eccentricita' M/N costante :

Resistenza/Sicurezza = 130.2984 > 1 VERIFICA POSITIVA

VERIFICA AZIONE ASSIALE MASSIMA

Comb. n.ro: 2; NS=149989.00 < Nrd=10262952.42 N VERIFICA POSITIVA

VERIFICA AZIONE ASSIALE MASSIMA STRUTTURA IN ZONA SISMICA CLASSE CD 'B'

Comb. n.ro: 2; NS=149989.00 < Nrd=0.65\*Acls\*fcd=6476866.11 N VERIFICA POSITIVA

Fattore di sicurezza SLU per le azioni di compressione :

Resistenza/Sicurezza = 43.1823 > 1 VERIFICA POSITIVA

VERIFICA TRANCIAMENTO BARRE

Comb. N.: 1; Taglio=376316.00 N; TauMaxTr=Taglio/Af=64.262 < fyd=391.300 MPa

VERIFICA POSITIVA

VERIFICHE TAGLIO comb. n.ro: 1; (fcd=18.810, fctd=1.450, fck=33.200 in MPa)

VED=376316.00 N; d=38.70 cm; bw=120.00 cm, alfa\_c=1.0128, cot(theta)=2.5000,

Asw/s progettata=11.56 cmq/m

VRcd= 0.9\*bw\*d\*alfa\_c\*fcd\*0.5\*(cot(90)+cot(theta)/(1+cot(theta)^2)) = 1372799.88 N

VRsd= 0.9\*d\*(Asw/s)\*fyd\_st\*(cot(90)+cot(theta))\*sin(90) = 376316.00 N

VED < min(VRsd, VRcd) -> VERIFICA POSITIVA

VERIFICHE S.L.E.: TENSIONI (fck = 33.200 MPa)

Comb. rara n.ro 1: Tens. cls= 0.152 < 0.600\*fck = 19.920 MPa

Comb. rara n.ro 1: Tens. acciaio= 1.849 > -0.800\*fyk = -360.000 MPa

Comb. q. per. n.ro 1: Tens. cls= 0.145 < 0.450\*fck = 14.940 MPa

VERIFICHE POSITIVE

SP CR ex SS415 "Paulese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
 Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
 SOTTOPASSO DI BISNATE: RELAZIONE DI CALCOLO

VERIFICHE S.L.E.: FESSURAZIONE

Comb. freq. n.ro 1: Tens. min. cls= 0.121 MPa; fc=fctm=-3.100 MPa, fctk=-2.170 MPa  
 wk=1.7\*srm\*esm=0.0000 mm < w3=0.4 mm VERIFICA POSITIVA

Comb. q. per. n.ro 1: Tens. min. cls= 0.116 MPa; fc=fctm=-3.100 MPa,  
 fctk=-2.170 MPa wk=1.7\*srm\*esm=0.0000 mm < w2=0.3 mm VERIFICA POSITIVA

PROGETTO PASSO STAFFE. (N.ro bracci: Nb=2, Area singola staffa: Als=0.5027 cmq)

N.B. I bracci considerati sono quelli delle staffe dell'anima aventi l'angolo,  
 con l'asse ort. all'asse neutro, inferiore a 45 gradi

Area staffe per il taglio (Comb. n.ro 1) (fydSt=373.910 MPa)

VEd=376316.00 N; d=38.70 cm; bw=120.00 cm, cot(theta)=2.5000

da VEd=0.9\*d\*(Asw/s)\*fydSt\*cot(theta) si ottiene: Asw/s=11.56 cmq/m

s= 100\*Nb\*Als/Asw= 8.70 cm

Per le travi: Ast=0.15\*bw = 18.00 cmq/m

s<= Nb\*Als/Ast= 5.59 cm

s<= 0.8\*h utile= 0.8\* 38.70 = 30.96 cm

s<= 33 cm

s<= Hutile/4=112.40/4=28.10 cm

s<= 8\*Ømin= 8\*1.60=12.80 cm (sez. in zona critica, CD''B'')

s<= 22.5 cm

s<= 24\*Ø staffe=19.20 cm

Armatura staffe adottata: As=18.00 cmq/m -> 1 Ø 8 a 2 bracci ogni 5.6 cm

Armatura adottata: As=18.08 cmq/m -> 1 Ø 12 a 4 bracci ogni 25 cm realizzati

mediante spilli per il collegamento dell'armatura di ripartizione per 2 mt

dall'appoggio

VERTICI SEZIONE:

Nv	X (cm)	Y (cm)	epsilon c x 1000
1	-60.00	-22.50	2.00
2	-60.00	22.50	2.00
3	60.00	22.50	2.00
4	60.00	-22.50	2.00

ARMATURA SEZIONE:

Nf	X (cm)	Y (cm)	diametro(mm)	epsilon f x 1000
1	53.70	-16.20	26.00	2.00
2	38.36	-16.20	26.00	2.00
3	23.01	-16.20	26.00	2.00
4	7.67	-16.20	26.00	2.00
5	-7.67	-16.20	26.00	2.00
6	-23.01	-16.20	26.00	2.00
7	-38.36	-16.20	26.00	2.00
8	-53.70	-16.20	26.00	2.00
9	-56.20	18.70	16.00	2.00
10	-40.14	18.70	16.00	2.00
11	-24.09	18.70	16.00	2.00
12	-8.03	18.70	16.00	2.00
13	8.03	18.70	16.00	2.00
14	24.09	18.70	16.00	2.00
15	40.14	18.70	16.00	2.00
16	56.20	18.70	16.00	2.00

### 14.3 Palo portale L=12 mt

Si riporta la verifica della sezione maggiormente sollecitata e si assegna l'armatura di calcolo all'intero sviluppo dello stesso.

#### Descrizione armatura pali e caratteristiche sezione

Diametro del palo	100,00	[cm]
Area della sezione trasversale	7853,98	[cmq]
Copriferro	5,00	[cm]

L'armatura del palo è costituita da 12 $\Phi$ 24 (Af=54,29 cmq) longitudinali e spirale  $\Phi$ 10/14 cm.

METODO DI CALCOLO: Stati limite; NORMATIVA: Norme Tecniche per le Costruzioni 2008;  
ELEMENTO COSTR.: PALO; POSIZ. SEZIONE: sez magg. sollecitata; CARICO CONC.: si.  
ARMATURA INFERIORE A TAGLIO: no; ECCENTRICITA' AGGIUNTIVA: no;  
TRASL. MOMENTO FLETT.: no; SENZA STAFFE: no; CONSIDERA SOLO STAFFE: no;  
COND. AMBIENTALI: ordinarie; SENSIBILITA' ARMATURE: poco sensibili.

#### MATERIALI:

Conglomerato cementizio: Rck=30.00;  
Acciaio barre: B450C

#### FORMA DELLA SEZIONE: CIRCOLARE

Raggio .....: R = 50.00 cm  
Area totale acciaio .....: Af = 54.29 cmq  
Copriferro .....: c = 5.00 cm  
Diametro spirale .....: ds = 10.00 mm

#### GEOMETRIA DELLE MASSE SEZIONE IN CALCESTRUZZO:

Area: Acls = 7853.98 cmq; Baricentro: XgCls = 0.00 cm; YgCls = 0.00 cm  
Momenti d'inerzia: Jx = 4856260.95 cm<sup>4</sup>; Jy = 4856260.95 cm<sup>4</sup>; Jxy = -0.00 cm<sup>4</sup>;  
Momenti principali d'inerzia: Jcsi = 4856260.95 cm<sup>4</sup>; Jeta = 4856260.95 cm<sup>4</sup>;  
Angolo tra l'asse principale d'inerzia csi e l'asse x: Theta = 0.00 rad;

#### COMBINAZIONI DI CARICO:

Azione normale (positiva se di compressione).  
Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (unita' N, N\*m).

#### Combinazioni stati limite ultimi:

comb.	N	Mx	Tx	My	Ty	Mt
1	206820.00	580120.00	0.00	0.00	402340.00	0.00 slu
2	136340.00	646400.00	0.00	0.00	367410.00	0.00 sismica

#### Combinazioni rare:

comb.	N	Mx	My
1	145670.00	405570.00	0.00

#### Combinazioni frequenti:

comb.	N	Mx	My
1	136590.00	358770.00	0.00

#### Combinazioni quasi permanenti:

comb.	N	Mx	My
1	116630.00	256720.00	0.00

#### VERIFICA PRESSO-TENSOFLESSIONE (comb. di carico N.ro 2):

Equaz. asse neutro ax+by+c=0 : a=0.000000; b=2000.000000; c=-58032.397739  
Angolo asse neutro-asse x : alfa= 0.00000 gradi sessadec. in senso antiorario

(Deformazioni a rottura, valore positivo se di accorciamento)

Sezione parzializzata

Deformazione massima cls .....: epsilon c = 3.5000 / 1000

Deformazione massima acciaio .....: epsilon f = -12.1454 / 1000

SP CR ex SS415 "Paullese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
SOTTOPASSO DI BISNATE: RELAZIONE DI CALCOLO

---

Deformazione minima acciaio .....:  $\epsilon_f = 2.4659 / 1000$

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia:  
NS=136340.00; MxiS=646400.00; MyiS=0.00; TxiS=0.00; TyiS=367410.00  
Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia:  
NR=192262.69 N; MxiR= 911516.83 N\*m; MyiR= -0.00 N\*m

Fattore di sicurezza SLU ad eccentricita' M/N costante :  
Resistenza/Sicurezza = 1.4101 > 1 VERIFICA POSITIVA

VERIFICA AZIONE ASSIALE MASSIMA  
Comb. n.ro: 1; NS=206820.00 < Nrd=10821367.95 N VERIFICA POSITIVA

VERIFICA AZIONE ASSIALE MASSIMA STRUTTURA IN ZONA SISMICA CLASSE CD 'B'  
Comb. n.ro: 1; NS=206820.00 < Nrd=0.65\*AcIs\*fcd = 7066416.95 N VERIFICA POSITIVA

Interasse tra le barre sufficiente ( $\leq 25$  cm) VERIFICA POSITIVA

VERIFICA TRANCIAMENTO BARRE  
Comb. N.: 1; Taglio=402340.00 N; TauMaxTr=Taglio/As=74.114 < fyd=391.300 MPa  
VERIFICA POSITIVA

VERIFICHE TAGLIO comb. n.ro: 1; (fcd=14.110, fctd=1.190, fck=24.900 in MPa)  
VED=402340.00 N; d=93.80 cm; bw=48.41 cm,  $\alpha_c=1.0190$ ,  $\cot(\theta)=2.5000$ ,  
Asw/s progettata=5.10 cmq/m  
VRcd =  $0.9 \cdot bw \cdot d \cdot \alpha_c \cdot fcd \cdot 0.5 \cdot (\cot(90) + \cot(\theta) / (1 + \cot(\theta)^2)) = 1013028.24$  N  
VRsd =  $0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot fyd \cdot \sin(\theta) = 402340.00$  N  
VED < min(VRsd, VRcd) -> VERIFICA POSITIVA

VERIFICHE S.L.E.: TENSIONI (fck = 24.900 MPa)  
Comb. rara n.ro 1: Tens. cls = 7.380 <  $0.600 \cdot fck = 14.940$  MPa  
Comb. rara n.ro 1: Tens. acciaio = -239.609 >  $-0.800 \cdot fyk = -360.000$  MPa  
Comb. q. per. n.ro 1: Tens. cls = 4.660 <  $0.450 \cdot fck = 11.205$  MPa  
VERIFICHE POSITIVE

VERIFICHE S.L.E.: FESSURAZIONE  
Comb. freq. n.ro 1: Tens. min. cls = -3.069 MPa; fc=fcfm=-3.070 MPa, fcfk=-2.149 MPa  
c=5.00 cm; Aceff=2020.40 cmq; As=22.62 cmq; ro=As/Aceff=0.011196; s=22.67 cm  
fi=2.40 cm; k2=0.4000; k3=0.1250; srm=25.2530 cm; zeta=0.49975  
sigmat=-3.069 MPa; sigma\_s=-210.356 MPa; betal=1.00; beta2=0.50; esm=0.000510  
wk=1.7\*srm\*esm=0.2191 mm < w3=0.4 mm VERIFICA POSITIVA

Comb. q. per. n.ro 1: Tens. min. cls = -2.174 MPa; fc=fcfm=-3.070 MPa,  
fcfk=-2.149 MPa  
c=5.00 cm; Aceff=2010.10 cmq; As=22.62 cmq; ro=As/Aceff=0.011253; s=22.67 cm  
fi=2.40 cm; k2=0.4000; k3=0.1250; srm=25.1984 cm; zeta=0.40000  
sigmat=-2.174 MPa; sigma\_s=-146.615 MPa; betal=1.00; beta2=0.50; esm=0.000285  
wk=1.7\*srm\*esm=0.1220 mm < w2=0.3 mm VERIFICA POSITIVA

posto (per gli altri simboli vedere la normativa):  
zeta =  $1 - \text{betal} \cdot \text{beta2} \cdot (\text{fc} / \text{sigmat})^2$   
sigmat: tensione max di trazione nel conglomerato con sezione  
interamente reagente e resistente a trazione  
c: valore del copriferro inserito dall'utente

PROGETTO PASSO STAFFE. (N.ro bracci: Nb=2, Area singola staffa: Als=0.7854 cmq)  
N.B. I bracci considerati sono quelli delle staffe dell'anima aventi l'angolo,  
con l'asse ort. all'asse neutro, inferiore a 45 gradi  
Area staffe per il taglio (Comb. n.ro 1) (fydSt=373.910 MPa)  
VED=402340.00 N; d=93.80 cm; bw=48.41 cm,  $\cot(\theta)=2.5000$   
da VED= $0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot fydSt \cdot \cot(\theta)$  si ottiene: Asw/s=5.10 cmq/m  
s =  $100 \cdot Nb \cdot Als / Asw = 30.81$  cm  
s <= 25 cm  
s <=  $12 \cdot \phi_{min} = 12 \cdot 2.40 = 28.80$  cm  
s <=  $L_{min} / 2 = \text{Diam} / 2 = 100.00 / 2 = 50.00$  cm (sez. in zona critica, CD 'B')  
s <=  $8 \cdot \phi_{min} = 8 \cdot 2.40 = 19.20$  cm  
s <= 17.5 cm  
Staffe formula (7.4.28) con bst=37.60: Ast/s= $0.08 \cdot fcd \cdot bst / fydSt = 0.11$  cmq/cm

$$s \leq N_b \cdot A_{1s} / A_{st} = 14.11 \text{ cm}$$

Armatatura minima:  $A_s = 11.14 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armatatura adottata :  $A_s = 11.28 \text{ cm}^2/\text{m}$  -> spirale  $\varnothing 10$  ogni 14 cm

**ARMATURA SEZIONE:**

Nf	X (cm)	Y (cm)	diametro (mm)	epsilon f x 1000
1	0.00	43.80	24.00	2.47
2	21.90	37.93	24.00	1.49
3	37.93	21.90	24.00	-1.19
4	43.80	0.00	24.00	-4.84
5	37.93	-21.90	24.00	-8.49
6	21.90	-37.93	24.00	-11.17
7	0.00	-43.80	24.00	-12.15
8	-21.90	-37.93	24.00	-11.17
9	-37.93	-21.90	24.00	-8.49
10	-43.80	-0.00	24.00	-4.84
11	-37.93	21.90	24.00	-1.19
12	-21.90	37.93	24.00	1.49

**INTERSEZIONI TRA ASSE NEUTRO E PROFILO DELLA SEZIONE :**

Ni	X (cm)	Y (cm)
1	-40.52	29.02
2	40.52	29.02

## 14.4 Cordolo di testata

### Verifica sezione cordoli

Considerata la natura del cordolo e la geometria delle strutture nonché lo schema statico, la condizione dimensionante del cordolo è quella in assenza di impalcato nella condizione limite di paratia di pali calcolata a protezione dello scavo (calcolo riassunto al successivo punto 16) per tali sollecitazioni si procede al calcolo del cordolo.

In condizione definitiva il cordolo ha la sola funzione di trasferire mediante diffusione alla testa dei pali le forze assiali e trasversali provenienti dall'impalcato.

### Cordolo N° 1 (X=0,00 m) (Cordolo in cls armato con 14 $\varnothing 20$ diffusi e staffe $\varnothing 12/20$ )

Si adotta una sezione di calcolo ridotta pari a 100x70 cm

$$M_h = 268420 \text{ [Nm]}$$

$$T_h = 536850 \text{ [N]}$$

$$M_v = 12480 \text{ [Nm]}$$

$$T_v = 22480 \text{ [N]}$$

Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia:

$$N_R = -3.54 \text{ N}; M_{xiR} = 562920 \text{ N}\cdot\text{m}; M_{yiR} = -323390 \text{ N}\cdot\text{m}$$

Fattore di sicurezza SLU ad eccentricita' M/N costante : Resistenza/Sicurezza = 2.097 > 1

VERIFICA POSITIVA

VERIFICHE TAGLIO comb. n.ro: 1; ( $f_{cd} = 14.110$ ,  $f_{ctd} = 1.190$ ,  $f_{ck} = 24.900$  in MPa)

$$V_{Ed} = 22480 \text{ N}; d = 98.07 \text{ cm}; b_w = 70.08 \text{ cm}, \alpha_c = 1.0000, \cot(\theta) = 2.5000, A_{sw/s} \text{ progettata} = 1.80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot b_w \cdot d \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot 0.5 \cdot (\cot(90) + \cot(\theta)) / (1 + \cot(\theta)^2) = 1504946.92 \text{ N}$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw/s}) \cdot f_{ydSt} \cdot (\cot(90) + \cot(\theta)) \cdot \sin(90) = 148455.42 \text{ N}$$

$$V_{Ed} < \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad \rightarrow \text{VERIFICA POSITIVA}$$

PROGETTO PASSO STAFFE. (N.ro bracci:  $N_b = 2$ , Area singola staffa:  $A_{1s} = 0.5027 \text{ cm}^2$ ) N.B. I bracci considerati sono quelli delle staffe dell'anima aventi l'angolo, con l'asse ort. all'asse neutro, inferiore a 45 gradi

Area staffe per il taglio (Comb. n.ro 1) ( $f_{ydSt} = 373.910 \text{ MPa}$ )

$$V_{Ed} = 148455.42 \text{ N}; d = 98.07 \text{ cm}; b_w = 70.08 \text{ cm}, \cot(\theta) = 2.5000$$

da  $V_{Ed} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw/s}) \cdot f_{ydSt} \cdot \cot(\theta)$  si ottiene:  $A_{sw/s} = 1.80 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$s = 100 \cdot N_b \cdot A_{1s} / A_{sw} = 55.87 \text{ cm}$$

Per le travi:  $A_{st} = 0.15 \cdot b_w = 10.51 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$s \leq N_b \cdot A_{1s} / A_{st} = 9.56 \text{ cm}$$

$$s \leq 0.8 \cdot h_{\text{utile}} = 0.8 \cdot 98.07 = 78.46 \text{ cm}$$

$$s \leq 33 \text{ cm}$$

Armatura staffe minima:  $A_s=10.51$  cmq/m -> 1 Ø 8 a 2 bracci ogni 9.6 cm  
Armatura staffe adottata:  $A_s=11.31$  cmq/m -> 1 Ø 12 a 2 bracci ogni 20 cm

## 15 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

### 15.1 Portata dei pali accostati del portale

Viene valutata la capacità portante di un palo avente soli 6 mt immersi nel terreno (la restante parte funge da parete del portale).

Vengono di seguito espone le teorie adottate ed il calcolo della portanza del palo  $\Phi 1000$   $L=6$  mt  $i=1.09$  mt

#### Carico limite verticale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\phi' = \frac{3}{4} \phi + 10 \text{ nei pali infissi}$$
$$\phi' = \phi - 3^\circ \text{ nei pali trivellati}$$

dove  $\phi$  è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con  $\phi$  il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite  $Q_{lim}$  viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta  $Q_p$  e la resistenza laterale  $Q_l$ .

#### Resistenza unitaria alla punta

##### Formula di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di Terzaghi può essere scritta:

$$Q_p = c \times N_c \times s_c + \gamma \times L \times N_q + 0.5 \times \gamma \times D \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

**Metodo di Berezantzev**

Fondamentalmente *Berezantzev* fa riferimento ad una superficie di scorrimento "alla Terzaghi" che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte "sostenuto" per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a  $\gamma D$ , e tanto minore quanto più questo "effetto silo" è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto  $D/B$ ; di ciò tiene conto il coefficiente  $N_q$ , che quindi è funzione decrescente di  $D/B$ .

La resistenza unitaria  $Q_p$  alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito ( $\phi$ ) e di coesione ( $c$ ), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \times N_c + \gamma \times L \times N_q$$

Avendo indicato con:

$\gamma$  peso unità di volume del terreno;

$L$  lunghezza del palo;

$N_c$  e  $N_q$  sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

**Metodo di Vesic**

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo *Vesic* i coefficienti di capacità portante  $N_q$  e  $N_c$  si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[ \left( \frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

L'indice di rigidità ridotto  $I_{rr}$  nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica  $\varepsilon_v$ .

L'indice di rigidità  $I_r$  si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale  $G'$  e la resistenza a taglio  $s$  del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine  $\varepsilon_v$  può essere assunto pari a zero e si ottiene  $I_{rr} = I_r$

E' possibile fare una stima di  $I_r$  con i valori seguenti:

<b>TERRENO</b>	<b>Ir</b>
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine  $N_c$  della capacità portante viene calcolato:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Quando  $\phi = 0$  (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

**Metodo di Janbu**

*Janbu* calcola  $N_q$  (con l'angolo  $\psi$  espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left( \tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

$N_c$  si può ricavare dalla (a) quando  $\phi > 0$ .

Per  $\phi = 0$  si usa  $N_c = 5.74$

**Formula di Hansen**

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto  $D/B$ , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori  $L/D > 1$ :

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

Nel caso  $\phi = 0$

$D/B$	0	1	1.1	2	5	10	20	100
$d'_c$	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando  $\phi = 0$ .

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{D}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{D}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } \kappa$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

**Resistenza del fusto**

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo A, proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_l = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

$A_l$  = superficie laterale del palo;

$f_w$  = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

$c$  = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

$\sigma$  = pressione verticale efficace del terreno;

$K$  = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \sin \phi$$

$\delta$  = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = 3/4 \tan \phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan \phi$$

$\alpha$  = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

**Pali trivellati:**

*Caquot – Kerisel*      
$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

*Meyerhof – Murdock (1963)*      
$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \text{ per } c < 5 \text{ t/m}^2$$
  

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \text{ per } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

*Whitaker – Cooke (1966)*      
$$\alpha = 0.9 \text{ per } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$
  

$$\alpha = 0.8 \text{ per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$
  

$$\alpha = 0.6 \text{ per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$
  

$$\alpha = 0.9 \text{ per } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

*Woodward (1961)*      
$$\alpha = 0.9 \text{ per } c < 4 \text{ t/m}^2$$
  

$$\alpha = 0.6 \text{ per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$
  

$$\alpha = 0.5 \text{ per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$
  

$$\alpha = 0.4 \text{ per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$
  

$$\alpha = 0.20 \text{ per } c > 20 \text{ t/m}^2$$

### Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

### Fattore di correzione in condizioni sismiche.

#### Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di 2° l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

#### Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctg\left(\frac{A_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove  $A_{max}$  è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di *Vesic*, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di *Qlim*.

Le correzioni di *Sano* e di *Vesic* si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

### CEDIMENTI

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di Davis-Poulos, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo  $n$  superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie  $i$  per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie  $j$ -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \times B \times I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

$\tau_j$  = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

$E$  = Modulo elastico del terreno

$B$  = Diametro del palo

$I_{i,j}$  = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando  $W_{i,j}$  per tutte le  $j$  aree

**Dati generali...**

Diametro punta	1,00 m
Lunghezza	6,00 m (si considera la sola parte totalmente infissa)
Tipo	Trivellato
Coeff. Poisson strato punta palo (max 0.5)	0,25
Quota assoluta inizio parte reagente	80.59 m slm
Quota assoluta punta	74.59 m slm
Quota assoluta falda	74.63 m slm

**Fattori di sicurezza**

Fattore di sicurezza instabilità	5,00
Fattore di sicurezza carico limite laterale	1,00
Fattore di sicurezza carico limite punta	1,00

**Caratteristiche dei materiali**

Peso Specifico	25,00	kN/m <sup>3</sup>
Modulo elastico	30000,00	N/mm <sup>2</sup>

**Stratigrafia**

**Nr.:** Numero dello strato. **Hs:** Spessore dello strato. **Fi:** Angolo di attrito. **c:** Coesione **Alfa:** Coefficiente di adesione dell'attrito laterale lungo il fusto..

Nr.	Hs	Peso unità di Volume (kN/m <sup>3</sup> )	Peso Unità di volume Saturo (kN/m <sup>3</sup> )	c (kN/m <sup>2</sup> )	Fi (°)	Modulo elastico (MN/m <sup>2</sup> )	Descrizione litologica
1	10,00	20,00	21,00	0,00	38,00	40,00	ghiaia

**Carico limite (Berezantzev)**

Diametro (m)	Lunghezza (m)	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/(kN/m <sup>2</sup> )	Carico limite punta (kN)	Carico limite laterale (kN)	Cedimento max (cm)
1,00	6,00	24,50	36,19	33/0,00	2302,23	334,44	1,50

Considerata la natura incoerente del materiale, la metodologia di realizzazione dei pali, l'interasse di posa degli stessi si considera l'efficienza della palificata pari all'unità per quanto riguarda la portanza di punta e pari a 0 per quanto riguarda la portanza laterale come ampiamente documentato in letteratura.

Il calcolo del palo avviene nelle combinazioni dimensionanti in regime di massima azione assiale:

APPROCCIO 1 COMBINAZIONE 1 (STR) DA1.1 (A1+M1+R1)

Resistenza nominale = 2302x1 + 334x0 = 2302 KN

Resistenza caratteristica<sub>punta</sub> =  $Q_p/\xi_p = 3202/1.4 = 1644$  KN

(> 10 indagini investigate)

Resistenza caratteristica<sub>fusto</sub> =  $Q_l/\xi_l = 0/1.21 = 0$  KN

(> 10 indagini investigate)

Resistenza caratteristica totale =  $Q_p/\xi_p + Q_l/\xi_l = 1644$  KN

Resistenza di progetto

$R_d = R_{ck}/\gamma = 1644/1+0/1 = 1644$  KN

( $\gamma=1$  sia per punta che laterale per i  
pali trivellati)

Carico sollecitante (STR):

$$R_{S(STR)} = 797.40 \text{ KN}$$

$$R_d = 1644 \text{ KN} > R_{S(STR)} = 797.40 \text{ KN}$$

verifica APPROCCIO 1 COMBINAZIONE 1 (STR) DA1.1 (A1+M1+R1) SODDISFATTA

APPROCCIO 1 COMBINAZIONE 2 (GEO) DA1.2 (A2+M1+R2)

$$\text{Resistenza nominale} = 2302 \times 1 + 334 \times 0 = 2302 \text{ KN}$$

$$\text{Resistenza caratteristica}_{\text{punta}} = Q_p / \xi_p = 3202 / 1.4 = 1644 \text{ KN}$$

(> 10 indagini investigate)

$$\text{Resistenza caratteristica}_{\text{fusto}} = Q_l / \xi_l = 0 / 1.21 = 0 \text{ KN}$$

(> 10 indagini investigate)

$$\text{Resistenza caratteristica totale} = Q_p / \xi_p + Q_l / \xi_l = 1644 \text{ KN}$$

Resistenza di progetto

$$R_d = R_{ck} / \gamma_R = 1644 / 1.7 + 0 / 1.45 = 967 \text{ KN}$$

( $\gamma_R=1.7$  per punta e 1.45 laterale)

Carico sollecitante alla punta (GEO):

$$R_{S(GEO)} = 636.47$$

$$R_d = 967 > R_{S(GEO)} = 636.47 \text{ KN}$$

verifica APPROCCIO 1 COMBINAZIONE 2 (GEO) DA1.2 (A2+M1+R2) SODDISFATTA

APPROCCIO 2 COMBINAZIONE 1 (GEO) DA2.1 (A1+M1+R3)

Resistenza nominale =  $2302 \times 1 + 334 \times 0 = 2302 \text{ KN}$

Resistenza caratteristica<sub>punta</sub> =  $Q_p / \xi_p = 3202 / 1.4 = 1644 \text{ KN}$   
(> 10 indagini investigate)

Resistenza caratteristica<sub>fusto</sub> =  $Q_l / \xi_l = 0 / 1.21 = 0 \text{ KN}$   
(> 10 indagini investigate)

Resistenza caratteristica totale =  $Q_p / \xi_p + Q_l / \xi_l = 1644 \text{ KN}$

Resistenza di progetto

$R_d = R_{ck} / \gamma_R = 1644 / 1.35 + 0 / 1.15 = 1218 \text{ KN}$   
( $\gamma_R = 1.35$  per punta e  $1.15$  laterale)

Carico sollecitante (STR):

$R_{S(STR)} = 797.40 \text{ KN KN}$

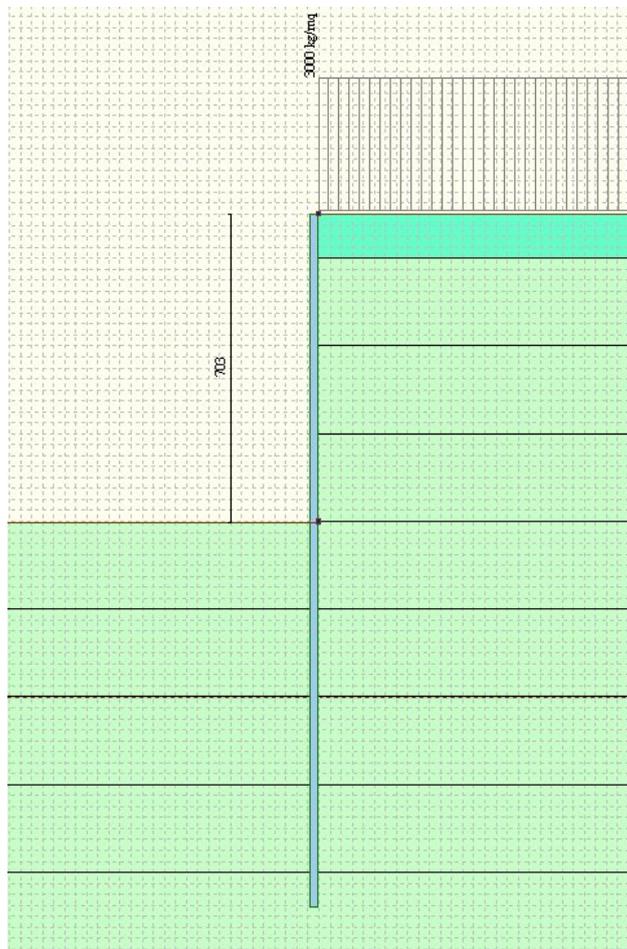
$R_d = 1218 \text{ KN} > R_{S(STR)} = 797.40 \text{ KN}$

verifica APPROCCIO 2 COMBINAZIONE 1 (GEO) DA2.1 (A1+M1+R3) SODDISFATTA

## 16 PALI AVENTI FUNZIONE DI MURO D'ALA

Si riportano di seguito verifiche della paratia di pali utilizzata quale muro d'ala avente le seguenti dimensioni:

Lunghezza palo	13.40-14.30	mt (sud-nord)
Altezza max da sostenere	7.03	mt (compreso cordolo)
Altezza cordolo	0.81-1.71	mt
Sovraccarico stradale	30	KN/mq



### Metodo di analisi

#### Calcolo della profondità di infissione

Nel caso generale l'equilibrio della paratia è assicurato dal bilanciamento fra la spinta attiva agente da monte sulla parte fuori terra, la resistenza passiva che si sviluppa da valle verso monte nella zona interrata e la contropinta che agisce da monte verso valle nella zona interrata al di sotto del centro di rotazione.

Nel caso di paratia tirantata nell'equilibrio della struttura intervengono gli sforzi dei tiranti (diretti verso monte); in questo caso, se la paratia non è sufficientemente infissa, la contropinta sarà assente.

Pertanto il primo passo da compiere nella progettazione è il calcolo della profondità di infissione necessaria ad assicurare l'equilibrio fra i carichi agenti (spinta attiva, resistenza passiva, contropinta, tiro dei tiranti ed eventuali carichi esterni).

Nel calcolo classico delle paratie si suppone che essa sia infinitamente rigida e che possa subire una rotazione intorno ad un punto (*Centro di rotazione*) posto al di sotto della linea di fondo scavo (per paratie non tirantate).

Occorre pertanto costruire i diagrammi di spinta attiva e di spinta (resistenza) passiva agenti sulla paratia. A partire da questi si costruiscono i diagrammi risultanti.

Nella costruzione dei diagrammi risultanti si adotterà la seguente notazione:

$K_{am}$  diagramma della spinta attiva agente da monte

$K_{av}$  diagramma della spinta attiva agente da valle sulla parte interrata  
 $K_{pm}$  diagramma della spinta passiva agente da monte  
 $K_{pv}$  diagramma della spinta passiva agente da valle sulla parte interrata.

Calcolati i diagrammi suddetti si costruiscono i diagrammi risultanti

$$D_m = K_{pm} - K_{av} \quad e \quad D_v = K_{pv} - K_{am}$$

Questi diagrammi rappresentano i valori limiti delle pressioni agenti sulla paratia. La soluzione è ricercata per tentativi facendo variare la profondità di infissione e la posizione del centro di rotazione fino a quando non si raggiunge l'equilibrio sia alla traslazione che alla rotazione.

Per mettere in conto un fattore di sicurezza nel calcolo delle profondità di infissione si può agire con tre modalità :

1. applicazione di un coefficiente moltiplicativo alla profondità di infissione strettamente necessaria per l'equilibrio
2. riduzione della spinta passiva tramite un coefficiente di sicurezza
3. riduzione delle caratteristiche del terreno tramite coefficienti di sicurezza su  $\tan(\phi)$  e sulla coesione

### Calcolo della spinte

#### Metodo di Culmann (metodo del cuneo di tentativo)

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb: cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea o spezzata (nel caso di terreno stratificato).

La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il valore della spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo).

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione  $\rho$  rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio ( $W$ ), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura ( $R$  e  $C$ ) e resistenza per coesione lungo la parete ( $A$ );
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta  $S$  sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima nel caso di spinta attiva e minima nel caso di spinta passiva.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta  $S$  rispetto all'ordinata  $z$ . Noto il diagramma delle pressioni si ricava il punto di applicazione della spinta.

### Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume efficace

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove  $\gamma_{\text{sat}}$  è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e  $\gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione esercitata dall'acqua.

Il regime di filtrazione della falda può essere *idrostatico* o *idrodinamico*.

Nell'ipotesi di regime idrostatico sia la falda di monte che di valle viene considerata statica, la pressione in un punto a quota  $h$  al di sotto della linea freatica sarà dunque pari a:

$$\gamma_w \times h$$

### Spinta in presenza di sisma

Per tenere conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di **Mononobe-Okabe** (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

Il metodo di Mononobe-Okabe considera nell'equilibrio del cuneo spingente la forza di inerzia dovuta al sisma. Indicando con  $W$  il peso del cuneo e con  $C$  il coefficiente di intensità sismica la forza di inerzia valutata come

$$F_i = W * C$$

Indicando con  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche e con  $S_s$  la spinta totale in condizioni sismiche l'incremento di spinta è ottenuto come

$$DS = S - S_s$$

L'incremento di spinta viene applicato a 1/3 dell'altezza della parete stessa (diagramma triangolare con vertice in alto).

### Analisi ad elementi finiti

La paratia è considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a trave. Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia  $I$  e l'area  $A$  per metro lineare di larghezza della paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.

La parte fuori terra della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri e più o meno costante per tutti gli elementi. La suddivisione è suggerita anche dalla eventuale presenza di tiranti, carichi e vincoli. Infatti questi elementi devono capitare in corrispondenza di un nodo. Nel caso di tirante è inserito un ulteriore elemento atto a schematizzarlo. Detta  $L$  la lunghezza libera del tirante,  $A_f$  l'area di armatura nel tirante ed  $E_s$  il modulo elastico dell'acciaio è inserito un elemento di lunghezza pari ad  $L$ , area  $A_f$ , inclinazione pari a quella del tirante e modulo elastico  $E_s$ . La parte interrata della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza, come visto sopra, pari a circa 5 centimetri.

I carichi agenti possono essere di tipo distribuito (spinta della terra, diagramma aggiuntivo di carico, spinta della falda, diagramma di spinta sismica) oppure concentrati. I carichi distribuiti sono riportati sempre come carichi concentrati nei nodi (sotto forma di reazioni di incastro perfetto cambiate di segno).

### Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso è visto come un letto di molle indipendenti fra di loro reagenti solo a sforzo assiale di compressione. La rigidità della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (*costante di Winkler*). La costante di sottofondo,  $k$ , è definita come la pressione unitaria che occorre applicare per ottenere uno spostamento unitario. Dimensionalmente è espressa quindi come rapporto fra una pressione ed uno spostamento al cubo  $[F/L^3]$ . È evidente che i risultati sono tanto migliori quanto più è elevato il numero delle molle che schematizzano il terreno. Se ( $m$  è l'interasse fra le molle (in cm) e  $b$  è la larghezza della paratia in direzione longitudinale ( $b=100$  cm) occorre ricavare l'area equivalente,  $A_m$ , della molla (a cui si assegna una lunghezza pari a 100 cm). Indicando con  $E_m$  il modulo elastico del materiale costituente la paratia (in  $Kg/cm^2$ ), l'equivalenza, in termini di rigidità, si esprime come

$$A_m = 10000 \times \frac{k \Delta_m}{E_m}$$

Per le molle di estremità, in corrispondenza della linea di fondo scavo ed in corrispondenza dell'estremità inferiore della paratia, si assume una area equivalente dimezzata. Inoltre, tutte le molle hanno, ovviamente, rigidità flessionale e tagliante nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione. Quindi la matrice di rigidità di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidità degli elementi della paratia (elementi a rigidità flessionale, tagliante ed assiale), delle matrici di rigidità dei tiranti (solo rigidità assiale) e delle molle (rigidità assiale).

### Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno

A questo punto vediamo come è effettuata l'analisi. Un tipo di analisi molto semplice e veloce sarebbe l'analisi elastica (peraltro disponibile nel programma *PAC*). Ma si intuisce che considerare il terreno con un comportamento infinitamente elastico è una approssimazione alquanto grossolana. Occorre quindi introdurre qualche correttivo che meglio ci aiuti a modellare il terreno. Fra le varie soluzioni possibili una delle più praticabili e che fornisce risultati soddisfacenti è quella di considerare il terreno con comportamento elasto-plastico perfetto. Si assume cioè che la curva sforzi-deformazioni del terreno abbia andamento bilatero. Rimane da scegliere il criterio di plasticizzazione del terreno (molle). Si può fare riferimento ad un criterio di tipo cinematico: la resistenza della molla cresce con la deformazione fino a quando lo spostamento non raggiunge il valore  $X_{max}$ ; una volta superato tale spostamento limite non si ha più incremento di resistenza all'aumentare degli spostamenti. Un altro criterio può essere di tipo statico: si assume che la molla abbia una resistenza crescente fino al raggiungimento di una pressione  $p_{max}$ . Tale pressione  $p_{max}$  può essere imposta pari al valore della pressione passiva in corrispondenza della quota della molla. D'altronde un ulteriore criterio si può ottenere dalla combinazione dei due descritti precedentemente: plasticizzazione o per raggiungimento dello spostamento limite o per raggiungimento della pressione passiva. Dal punto di vista strettamente numerico è chiaro che l'introduzione di criteri di plasticizzazione porta ad analisi di tipo non lineare (non linearità meccaniche). Questo comporta un aggravio computazionale non indifferente. L'entità di tale aggravio dipende poi dalla particolare tecnica adottata per la soluzione. Nel caso di analisi elastica lineare il problema si risolve immediatamente con la soluzione del sistema fondamentale ( $K$  matrice di rigidezza,  $u$  vettore degli spostamenti nodali,  $p$  vettore dei carichi nodali)

$$Ku=p$$

Un sistema non lineare, invece, deve essere risolto mediante un'analisi al passo per tener conto della plasticizzazione delle molle. Quindi si procede per passi di carico, a partire da un carico iniziale  $p_0$ , fino a raggiungere il carico totale  $p$ . Ogni volta che si incrementa il carico si controllano eventuali plasticizzazioni delle molle. Se si hanno nuove plasticizzazioni la matrice globale andrà riassemblata escludendo il contributo delle molle plasticizzate. Il procedimento descritto se fosse applicato in questo modo sarebbe particolarmente gravoso (la fase di decomposizione della matrice di rigidezza è particolarmente onerosa). Si ricorre pertanto a soluzioni più sofisticate che escludono il riassemblaggio e la decomposizione della matrice, ma usano la matrice elastica iniziale (*metodo di Riks*).

Senza addentrarci troppo nei dettagli diremo che si tratta di un metodo di Newton-Raphson modificato e ottimizzato. L'analisi condotta secondo questa tecnica offre dei vantaggi immediati. Essa restituisce l'effettiva deformazione della paratia e le relative sollecitazioni; dà informazioni dettagliate circa la deformazione e la pressione sul terreno. Infatti la deformazione è direttamente leggibile, mentre la pressione sarà data dallo sforzo nella molla diviso per l'area di influenza della molla stessa. Sappiamo quindi quale è la zona di terreno effettivamente plasticizzato. Inoltre dalle deformazioni ci si può rendere conto di un possibile meccanismo di rottura del terreno.

### Analisi per fasi di scavo

L'analisi della paratia per fasi di scavo consente di ottenere informazioni dettagliate sullo stato di sollecitazione e deformazione dell'opera durante la fase di realizzazione. In ogni fase lo stato di sollecitazione e di deformazione dipende dalla 'storia' dello scavo (soprattutto nel caso di paratie tirantate o vincolate).

Definite le varie altezze di scavo (in funzione della posizione di tiranti, vincoli, o altro) si procede per ogni fase al calcolo delle spinte inserendo gli elementi (tiranti, vincoli o carichi) attivi per quella fase, tenendo conto delle deformazioni dello stato precedente. Ad esempio, se sono presenti dei tiranti passivi si inserirà nell'analisi della fase la 'molla' che lo rappresenta. Indicando con  $u$  ed  $u_0$  gli spostamenti nella fase attuale e nella fase precedente, con  $s$  ed  $s_0$  gli sforzi nella fase attuale e nella fase precedente e con  $K$  la matrice di rigidezza della 'struttura' la relazione sforzi-deformazione è esprimibile nella forma

$$s=s_0+K(u-u_0)$$

In sostanza analizzare la paratia per fasi di scavo oppure 'direttamente' porta a risultati abbastanza diversi sia per quanto riguarda lo stato di deformazione e sollecitazione dell'opera sia per quanto riguarda il tiro dei tiranti.

## Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso paratia+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1.3.

È usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento è supposta circolare.

In particolare il programma esamina, per un dato centro 3 cerchi differenti: un cerchio passante per la linea di fondo scavo, un cerchio passante per il piede della paratia ed un cerchio passante per il punto medio della parte interrata. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 6x6 posta in prossimità della sommità della paratia. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left( \frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \operatorname{tg} \phi_i \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i$ -esima rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i$ -esima e  $c_i$  e  $\phi_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre  $u_i$  ed  $l_i$  rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ( $l_i = b_i / \cos \alpha_i$ ).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo si suddivide in  $n$  strisce e dalla formula precedente si ricava  $\eta$ . Questo procedimento è eseguito per il numero di centri prefissato e è assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

## Analisi della paratia

### L'analisi è stata eseguita per combinazioni di carico

La paratia è analizzata con il metodo degli elementi finiti.

Essa è discretizzata in 141 elementi fuori terra e 175 elementi al di sotto della linea di fondo scavo.

Le molle che simulano il terreno hanno un comportamento elastoplastico: una volta raggiunta la pressione passiva non reagiscono ad ulteriori incremento di carico.

La costante di Winkler si assume costante su ogni strato.

Altezza fuori terra della paratia	7,03 (compreso cordolo da 0.70+0.81 mt)	[m]	nord
	7,03 (compreso cordolo da 0.70+1.71 mt)	[m]	sud
Profondità di infissione	8,78	[m]	nord e sud
Altezza totale della paratia	14.3 mt+0.70+0.81 (cordolo)	[m]	nord
	13.4 mt+0.70+1.71 (cordolo)	[m]	sud

## Forze agenti sulla paratia

Tutte le forze si intendono positive se dirette da monte verso valle. Esse sono riferite ad un metro di larghezza della paratia. Le Y hanno come origine la testa della paratia, e sono espresse in [m]

### Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Pa	Spinta attiva, espressa in [kg]
Is	Incremento sismico della spinta, espressa in [kg]
Pw	Spinta della falda, espressa in [kg]
Pp	Resistenza passiva, espressa in [kg]
Pc	Controspinta, espressa in [kg]

n°	Tipo	Pa	Y <sub>Pa</sub>	Is	Y <sub>Is</sub>	Pw	Y <sub>Pw</sub>	Pp	Y <sub>Pp</sub>	Pc	Y <sub>Pc</sub>
1	[A1-M1]	13248	4,78	--	--	0	0,00	-24448	9,30	11200	14,64
2	[A1-M1]	10191	4,78	--	--	0	0,00	-18806	9,30	8615	14,64
3	[A2-M2]	13850	4,87	--	--	0	0,00	-28313	9,92	14463	14,76
4	[A2-M2]	13850	4,87	--	--	0	0,00	-28313	9,92	14463	14,76
5	[A1-M1]	19973	4,39	--	--	0	0,00	-40595	9,63	20622	14,69
6	[A2-M2]	21786	4,48	--	--	0	0,00	-53926	10,70	32140	14,93
7	[A1-M1] S	10105	4,81	1034	3,52	0	0,00	-20917	9,34	9778	14,65
8	[A1-M1] S	10105	4,81	1034	3,52	0	0,00	-20917	9,34	9778	14,65
9	[A2-M2] S	13772	4,91	1253	3,52	0	0,00	-31458	10,01	16434	14,78
10	[A2-M2] S	13772	4,91	1253	3,52	0	0,00	-31458	10,01	16434	14,78
11	[A1-M1] S	10990	4,71	1119	3,52	0	0,00	-23173	9,40	11064	14,66
12	[A2-M2] S	14973	4,81	1353	3,52	0	0,00	-35257	10,13	18931	14,80
13	[SLEQ]	11090	4,69	--	--	0	0,00	-20857	9,35	9768	14,65
14	[SLEF]	12427	4,57	--	--	0	0,00	-23996	9,44	11569	14,66
15	[SLER]	14673	4,43	--	--	0	0,00	-29482	9,58	14809	14,69

*Simbologia adottata*

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
P <sub>NUL</sub>	Punto di nullo del diagramma, espresso in [m]
P <sub>INV</sub>	Punto di inversione del diagramma, espresso in [m]
C <sub>ROT</sub>	Punto Centro di rotazione, espresso in [m]
MP	Percentuale molle plasticizzate, espressa in [%]
R/R <sub>MAX</sub>	Rapporto tra lo sforzo reale nelle molle e lo sforzo che le molle sarebbero in grado di esplicare, espresso in [%]
Pp	Portanza di punta, espressa in [kg]

n°	Tipo	P <sub>NUL</sub>	P <sub>INV</sub>	C <sub>ROT</sub>	MP	R/R <sub>MAX</sub>	Pp
1	[A1-M1]	7,37	8,39	12,36	15.34	5,54	849736
2	[A1-M1]	7,37	8,39	12,36	15.34	5,55	849736
3	[A2-M2]	7,63	9,55	12,70	28.98	12,14	386038
4	[A2-M2]	7,63	9,55	12,70	28.98	12,14	386038
5	[A1-M1]	7,46	9,10	12,50	23.30	9,64	849736
6	[A2-M2]	7,80	11,15	13,17	47.16	26,46	386038
7	[A1-M1] S	7,39	8,49	12,37	16.48	6,21	849736
8	[A1-M1] S	7,39	8,49	12,37	16.48	6,21	849736
9	[A2-M2] S	7,66	9,75	12,74	31.25	13,68	386038
10	[A2-M2] S	7,66	9,75	12,74	31.25	13,68	386038
11	[A1-M1] S	7,41	8,65	12,39	18.18	6,94	849736
12	[A2-M2] S	7,69	10,00	12,81	34.09	15,73	386038
13	[SLEQ]	7,39	8,49	12,38	17.05	6,21	849736
14	[SLEF]	7,41	8,70	12,41	18.75	7,26	849736
15	[SLER]	7,45	9,00	12,48	22.16	9,09	849736

Valori massimi e minimi sollecitazioni per metro di paratia

*Simbologia adottata*

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in [m]
M	momento flettente massimo e minimo espresso in [kgm]
N	sforzso normale massimo e minimo espresso in [kg] (positivo di compressione)
T	taglio massimo e minimo espresso in [kg]

<b>n°</b>	<b>Tipo</b>	<b>M</b>	<b>Y<sub>M</sub></b>	<b>T</b>	<b>Y<sub>T</sub></b>	<b>N</b>	<b>Y<sub>N</sub></b>	
1	[A1-M1]	49179	9,25	13248	7,33	24144	15,81	MAX
--	--	0	15,81	-11200	12,35	0	0,00	MIN
2	[A1-M1]	37830	9,25	10191	7,33	24144	15,81	MAX
--	--	0	0,00	-8615	12,35	0	0,00	MIN
3	[A2-M2]	58112	9,80	13850	7,59	24144	15,81	MAX
--	--	0	0,00	-14463	12,65	0	0,00	MIN
4	[A2-M2]	58112	9,80	13850	7,59	24144	15,81	MAX
--	--	0	0,00	-14463	12,65	0	0,00	MIN
5	[A1-M1]	87408	9,50	19973	7,43	24144	15,81	MAX
--	--	0	0,00	-20622	12,45	0	0,00	MIN
6	[A2-M2]	111587	10,50	21786	7,79	24144	15,81	MAX
--	--	0	0,00	-32140	13,15	0	0,00	MIN
7	[A1-M1] S	42797	9,25	11139	7,38	24144	15,81	MAX
--	--	0	0,00	-9778	12,35	0	0,00	MIN
8	[A1-M1] S	42797	9,25	11139	7,38	24144	15,81	MAX
--	--	0	0,00	-9778	12,35	0	0,00	MIN
9	[A2-M2] S	65203	9,90	15025	7,64	24144	15,81	MAX
--	--	0	0,00	-16434	12,70	0	0,00	MIN
10	[A2-M2] S	65203	9,90	15025	7,64	24144	15,81	MAX
--	--	0	0,00	-16434	12,70	0	0,00	MIN
11	[A1-M1] S	48162	9,30	12109	7,38	24144	15,81	MAX
--	--	0	0,00	-11064	12,35	0	0,00	MIN
12	[A2-M2] S	73657	10,00	16326	7,64	24144	15,81	MAX
--	--	0	0,00	-18931	12,80	0	0,00	MIN
13	[SLEQ]	42701	9,30	11090	7,38	24144	15,81	MAX
--	--	0	15,81	-9768	12,35	0	0,00	MIN
14	[SLEF]	50169	9,35	12427	7,38	24144	15,81	MAX
--	--	0	0,00	-11569	12,40	0	0,00	MIN
15	[SLER]	63136	9,45	14673	7,43	24144	15,81	MAX
--	--	0	15,81	-14809	12,45	0	0,00	MIN

## Spostamenti massimi e minimi della paratia

### Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
U	spostamento orizzontale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso valle
V	spostamento verticale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso il basso

n°	Tipo	U	Y <sub>U</sub>	V	Y <sub>V</sub>	
1	[A1-M1]	4,4768	0,00	0,0097	0,00	MAX
--	--	-0,6346	15,81	0,0000	0,00	MIN
2	[A1-M1]	3,4437	0,00	0,0097	0,00	MAX
--	--	-0,4882	15,81	0,0000	0,00	MIN
3	[A2-M2]	6,4008	0,00	0,0097	0,00	MAX
--	--	-0,9154	15,81	0,0000	0,00	MIN
4	[A2-M2]	6,4008	0,00	0,0097	0,00	MAX
--	--	-0,9154	15,81	0,0000	0,00	MIN
5	[A1-M1]	8,6618	0,00	0,0097	0,00	MAX
--	--	-1,2224	15,81	0,0000	0,00	MIN
6	[A2-M2]	7,6583	0,00	0,0097	0,00	MAX
--	--	-2,4198	15,81	0,0000	0,00	MIN
7	[A1-M1] S	3,9320	0,00	0,0097	0,00	MAX
--	--	-0,5563	15,81	0,0000	0,00	MIN
8	[A1-M1] S	3,9320	0,00	0,0097	0,00	MAX
--	--	-0,5563	15,81	0,0000	0,00	MIN
9	[A2-M2] S	7,4056	0,00	0,0097	0,00	MAX
--	--	-1,0557	15,81	0,0000	0,00	MIN
10	[A2-M2] S	7,4056	0,00	0,0097	0,00	MAX
--	--	-1,0557	15,81	0,0000	0,00	MIN
11	[A1-M1] S	4,4864	0,00	0,0097	0,00	MAX
--	--	-0,6339	15,81	0,0000	0,00	MIN
12	[A2-M2] S	8,7676	0,00	0,0097	0,00	MAX
--	--	-1,2447	15,81	0,0000	0,00	MIN
13	[SLEQ]	3,9332	0,00	0,0097	0,00	MAX
--	--	-0,5566	15,81	0,0000	0,00	MIN
14	[SLEF]	4,7142	0,00	0,0097	0,00	MAX
--	--	-0,6661	15,81	0,0000	0,00	MIN
15	[SLER]	6,1730	0,00	0,0097	0,00	MAX
--	--	-0,8713	15,81	0,0000	0,00	MIN

## Stabilità globale

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati            100

### Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
(X <sub>C</sub> ; Y <sub>C</sub> )	Coordinate centro cerchio superficie di scorrimento, espresse in [m]
R	Raggio cerchio superficie di scorrimento, espresso in [m]
(X <sub>V</sub> ; Y <sub>V</sub> )	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a valle, espresse in [m]
(X <sub>M</sub> ; Y <sub>M</sub> )	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a monte, espresse in [m]
FS	Coefficiente di sicurezza

n°	Tipo	(X <sub>C</sub> , Y <sub>C</sub> )	R	(X <sub>V</sub> , Y <sub>V</sub> )	(X <sub>M</sub> , Y <sub>M</sub> )	FS
3	[A2-M2]	(-3,16; 0,00)	16,12	(-17,68; -7,01)	(12,96; 0,00)	2,82
4	[A2-M2]	(-3,16; 0,00)	16,12	(-17,68; -7,01)	(12,96; 0,00)	2,82
6	[A2-M2]	(-3,16; 0,00)	16,12	(-17,68; -7,01)	(12,96; 0,00)	2,35
9	[A2-M2] S	(-3,16; 0,00)	16,12	(-17,68; -7,01)	(12,96; 0,00)	2,55
10	[A2-M2] S	(-3,16; 0,00)	16,12	(-17,68; -7,01)	(12,96; 0,00)	2,55
12	[A2-M2] S	(-3,16; 0,00)	16,12	(-17,68; -7,01)	(12,96; 0,00)	2,47

## Descrizione armatura pali e caratteristiche sezione

Diametro del palo	100,00	[cm]
Area della sezione trasversale	7853,98	[cmq]
Copriferro	5,00	[cm]

L'armatura del palo è costituita da 22φ24(A<sub>f</sub>=99,53 cmq) longitudinali e spirale φ10/15,0 cm.

## Verifica armatura paratia (Sezioni critiche)

### Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
M	momento flettente espresso in [kgm]
N	sforzo normale espresso in [kg] (positivo di compressione)
Mu	momento ultimo di riferimento espresso in [kgm]
Nu	sforzo normale ultimo di riferimento espresso in [kg]
FS	fattore di sicurezza (rapporto fra la sollecitazione ultima e la sollecitazione di esercizio)
T	taglio espresso in [kg]
Tr	taglio resistente espresso in [kg]
FS <sub>T</sub>	fattore di sicurezza a taglio

n°	Tipo	Y	M	N	Mu	Nu	FS
1	[A1-M1]	9,20	63217	18064	155610	44466	2.46
2	[A1-M1]	9,20	48628	18064	158782	58984	3.27
3	[A2-M2]	9,75	74694	19144	154549	39611	2.07
4	[A2-M2]	9,75	74694	19144	154549	39611	2.07
5	[A1-M1]	9,45	112378	18555	151355	24991	1.35
6	[A2-M2]	10,50	143469	20617	150624	21645	1.05
7	[A1-M1] S	9,20	55003	18064	157173	51619	2.86
8	[A1-M1] S	9,20	55003	18064	157173	51619	2.86
9	[A2-M2] S	9,85	83829	19340	153640	35447	1.83
10	[A2-M2] S	9,85	83829	19340	153640	35447	1.83
11	[A1-M1] S	9,25	61906	18162	155888	45735	2.52
12	[A2-M2] S	9,95	94685	19537	152783	31524	1.61

n°	Tipo	Y	T	Tr	FS
1	[A1-M1]	7,33	17033	80788	4.74
2	[A1-M1]	7,33	13103	80788	6.17
3	[A2-M2]	12,65	-18595	80788	4.34
4	[A2-M2]	12,65	-18595	80788	4.34
5	[A1-M1]	12,45	-26515	80788	3.05
6	[A2-M2]	13,15	-41323	80788	1.96
7	[A1-M1] S	7,38	14322	80788	5.64
8	[A1-M1] S	7,38	14322	80788	5.64
9	[A2-M2] S	12,70	-21129	80788	3.82
10	[A2-M2] S	12,70	-21129	80788	3.82
11	[A1-M1] S	7,38	15569	80788	5.19
12	[A2-M2] S	12,80	-24340	80788	3.32

*Simbologia adottata*

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
$\sigma_c$	tensione nel calcestruzzo, espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]
$\sigma_f$	tensione nell'armatura longitudinale del palo, espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]
$\tau_c$	tensione tangenziale nel calcestruzzo, espresso in [kg/cm <sup>2</sup> ]
$\sigma_{st}$	tensione nell'armatura trasversale, espresso in [kg/cm <sup>2</sup> ]

n°	Tipo	$\sigma_c$	Y( $\sigma_c$ )	$\sigma_f$	Y( $\sigma_f$ )	$\tau_c$	Y( $\tau_c$ )	$\sigma_{st}$	Y( $\sigma_{st}$ )
13	[SLEQ]	73,01	9,30	1914,88	9,20	2,38	7,38	1514,88	7,38
14	[SLEF]	85,72	9,35	2283,58	9,30	2,66	7,38	1695,38	7,38
15	[SLER]	107,79	9,45	2923,76	9,40	3,20	12,50	2036,80	12,50

Verifica sezione cordoli

*Simbologia adottata*

$M_h$	momento flettente espresso in [kgm] nel piano orizzontale
$T_h$	taglio espresso in [kg] nel piano orizzontale
$M_v$	momento flettente espresso in [kgm] nel piano verticale
$T_v$	taglio espresso in [kg] nel piano verticale

**Cordolo N° 1 (X=0,00 m) (Cordolo in c.a.)**

B=100,00 [cm]	H=70,00 [cm]		
$A_{fv}$ =26,14 [cm <sup>2</sup> ]	$A_{fh}$ =26,14 [cm <sup>2</sup> ]	Staffe $\phi$ 12/20	Nbh=2 - Nbv=2
$M_h$ =26842 [kgm]	$M_{uh}$ =56292 [kgm]	FS=2.10	
$T_h$ =53685 [kg]	$T_{Rh}$ =97958 [kg]	FS <sub>T</sub> =1.82	
$M_v$ =1248 [kgm]	$M_{uv}$ =32339 [kgm]	FS=25.91	
$T_v$ =2248 [kg]	$T_R$ =89013 [kg]	FS <sub>Tv</sub> =39.60	

## 17 CORDOLO REGGIBARRIERA

Viene studiata la parte sommitale del cordolo sui pali aventi funzione di muro d'ala avente dimensioni minori (100x81 cm) e viene trascurata la parte in aggetto a favore della sicurezza. Tale cordolo verrà verificato per contenere gli effetti di collisione accidentale del traffico veicolare. Le NTC 08 prevedono che gli elementi strutturali ai quali sono collegati i sicurvia debbono essere dimensionati in funzione delle classi di contenimento richiesta per l'impiego specifico con una forza distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h1 e h2 dove h1=(altezza della barriera-0,10m) e h2=1,00 m.

Per il calcolo della forza veicolare di impatto si è tenuto conto delle indicazioni fornite dalla UNI 1317-1.

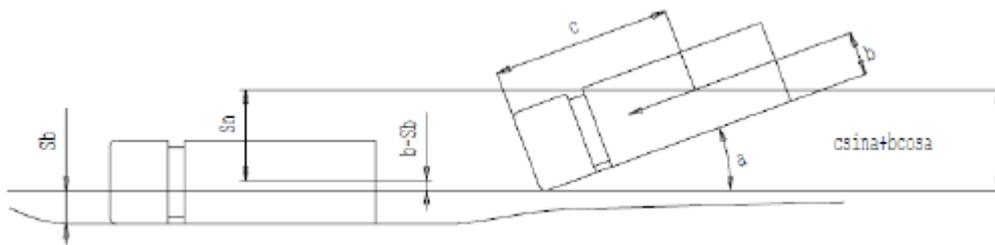
La forza media di impatto su un dispositivo di sicurezza può avvenire in tre modi diversi:

- cinematica
- energetico
- funzione dello spostamento della barriera

Con riferimento alla terza modalità ed in particolare alla simbologia riportata in figura, nella prima parte di una collisione, con esito positivo, la componente ortogonale della velocità del centro di gravità del veicolo decresce dal suo valore iniziale:

$$V_{in} = V \cdot \sin \alpha$$

fino ad annullarsi.



Se  $S_n$  e  $a_n$  sono rispettivamente lo spostamento e l'accelerazione media del baricentro del veicolo, nella direzione ortogonale alla barriera, è facile riconoscere che:

$$a_n = \frac{V_{in}^2}{S_n}$$

Pertanto la forza media agente sulla massa  $M$  del veicolo durante la stessa fase vale:

$$F_m = M \cdot a_n = \frac{M \cdot V_{in}^2}{S_n}$$

e lo spazio  $S_n$  percorso dal centro di massa risulta:

$$S_n = c \cdot \sin \alpha + b(\cos \alpha - 1) + S_b$$

dove  $S_b$  è la massima deflessione dinamica del nastro della barriera.

(Più propriamente  $S_b$  dovrebbe essere la somma della deformazione della barriera più la deformazione di parte del veicolo collidente)

Sostituendo nell'espressione precedente, la forza media può essere scritta come:

$$F = \frac{M \cdot (V \cdot \sin \alpha)^2}{2 \cdot [c \cdot \sin \alpha + b(\cos \alpha - 1) + S_b]}$$

La forza  $F$  fornisce l'ordine di grandezza dell'interazione tra il veicolo e la barriera durante l'impatto.

Il prospetto della stessa norma UNI EN 1317-1, di seguito riportato, propone in funzione dell'energia cinetica (e del livello di contenimento  $L_c$ ) associata a ciascuna classe di barriera i valori della forza media calcolata per alcuni valori esemplificativi di spostamento della barriera.

Livello di contenimento	Energia cinetica (kJ)	Deflessione del lato verso il traffico (m)					
		0,1	0,4	0,8	1,2	1,6	2,0
		Forza Media $\bar{F}$ (kN)					
L <sub>c</sub>							
T1	6,2	16,8	9,3	5,8	4,2	3,3	2,7
T2	21,5	36,5	24,2	16,7	12,7	10,3	8,6
T3	36,6	46,7	33,8	24,7	19,4	16,0	13,6
N1	43,3	59,2	42,0	30,3	23,7	19,4	16,5
N2	81,9	112,0	79,4	57,2	44,7	36,7	31,1
H1	126,6	93,6	76,6	61,7	51,6	44,4	38,9
H2	287,5	133,0	116,8	100,4	88,1	78,5	70,8
H3	462,1	266,4	227,1	189,8	162,0	142,9	127,1
H4 <sub>a</sub>	572,0	311,3	267,6	225,4	194,7	171,4	153,1
H4 <sub>b</sub>	724,6	269,1	242,1	213,6	191,1	172,8	157,8

Il livello di contenimento della barriera certificato dall'azienda risulta essere:

Livello di contenimento della barriera H4 Bordo Ponte 724.6 kJ

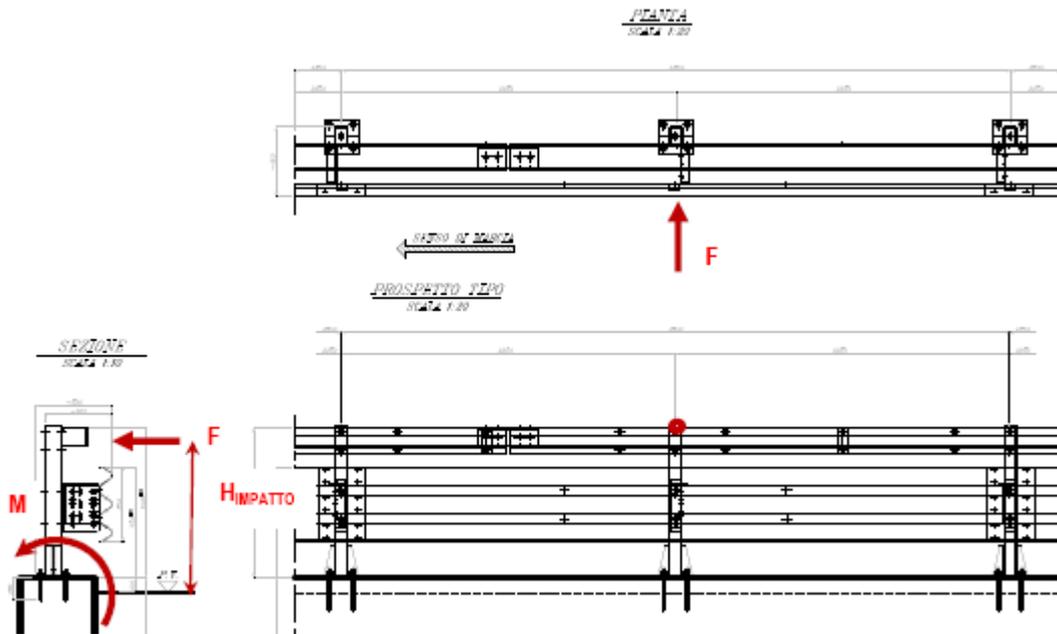
Abbattimento barriera   veicolo pesante W5    1,60 m  
                                   veicolo leggero W1       0,60 m

La forza di impatto più gravosa risulta essere contenuta nell'intervallo tra 242.1 KN e 213.6 KN (come evidenziato in tabella in blu) per cui, dall'interpolazione lineare, si è assunta una forza  $F=228$  KN.

Tale forza risulta essere applicata all'altezza minima imposta dalla normativa pari a 1 metro rispetto al piano viario.

Il cordolo in calcestruzzo armato, sul quale verranno montate le barriere di sicurezza, è posizionato a una quota di +0.05 metri rispetto al piano stradale pertanto la forza di impatto agisce a 0.95 metri dal piano di posa delle barriere.

Pertanto il momento torcente sollecitante sarà pari a  $M_{ed} = 228 \times 0.95 \text{ m} = 216.6 \text{ KN/m}$



Per la verifica a torsione si adotta la seguente espressione:

$$T_{Rcd} = 2A_k \cdot t \cdot f_{cd} \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Dove:

$t$  è uguale, per sezioni piene, a  $A_c/u$  ( $A_c$  è l'area della sezione e  $u$  è il perimetro).  $T$  deve essere assunta comunque  $\geq 2$  volte la distanza tra il bordo ed il centro dell'armatura longitudinale. Considerando il cordolo di sezione 100 x 81 cm e copriferro 40 mm, si ottengono:

$A_c = 8100 \text{ cm}^2$ ,  $u = 362 \text{ cm}$ ,  $t = 8100/362 = 22 \text{ cm} > 2 \times 4 = 8 \text{ cm}$ ,  $A_k = (100-22) \times (81-22) = 4602 \text{ cm}^2$ ,  $\theta = 45^\circ$  e infine sostituendo:

$$T_{Rcd} = 2 \cdot 460200 \cdot 220 \cdot 0.5 \cdot 18.13 \cdot 1 / (1+1) / 10^6 = 1836 \text{ kNm} > 433.2 \text{ kNm}$$

(calcolato su 0.5mt come previsto da normativa)

Verificato che il nuovo valore di  $T_{Rcd}$  è maggiore del valore della sollecitazione  $T_{ed} = M_{H4} = 433.2 \text{ kNm}$  imponiamo, per il rispetto della duttilità della sezione, che quest'ultimo valore sia uguale al valore del momento torcente resistente che può essere supportato dall'armatura  $T_{Rsd}$ .

$$T_{Rsd} = 2A_k \cdot f_{ywd} \cdot (A_s/s) \cdot \cot \theta$$

Dove:

- $A_k$  è l'area compresa all'interno della linea media della sezione trasversale
- $A_s$  è l'area totale della sezione trasversale delle barre usate come staffe
- $S$  è il passo delle staffe
- $f_{ywd}$  è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio
- $\theta$  inclinazione delle bielle compresse

Così facendo, adottando staffe diametro 16 mm, il passo delle staffe medesime risulta di:

$$s = 2 \cdot A_k \cdot f_{ywd} \cdot A_s \cdot \cot \theta / M_{H4} = 2 \cdot 460200 \cdot 278,3 \cdot 201 / (433,2 \cdot 10^6) = 119 \text{ mm}$$

da normative (EC2, 9.2.3 (3)) si raccomanda che la distanza longitudinale tra le staffe per la torsione sia non maggiore di  $u_k/8 = ((1000-220) \times 2 + (810-220) \times 2) / 8 = 342 \text{ mm}$

Considerando la sezione del cordolo di base 100 cm e altezza di 81 cm e adottando staffe diametro 16 mm e inclinazione delle bielle compresse di 45°, con passo 200 mm a 4 braccia, il valore di  $T_{rds}$  è pari a 1029 kNm. L'armatura e il passo rispettano i limiti imposti dall'EC 2 ossia:

$$\rho_{w,\min} = (0.08\sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} = (0.08\sqrt{32}) / 278.3 = 0.0016 < \rho_w = \frac{A_s}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{4 \cdot 201}{200 \cdot 1000 \cdot 1} = 0.004$$

L'armatura longitudinale necessaria per la torsione è pari a :

$$A_{sl} \cdot f_{ywd} = \frac{T_{rds} \cdot u_k}{2A_k} \cdot \cot \theta$$

Dove:

$u_k$  è il perimetro dell'area  $A_k$

$A_{sl}$  è l'armatura aggiuntiva di acciaio longitudinale richiesta per la torsione

L'armatura longitudinale necessaria per la torsione è di:

$$A_{sl} = \frac{T_{Ed} \cdot u_k}{2 \cdot A_k \cdot f_{ywd}} \cdot \cot \theta = \frac{433.2 \cdot 10^6 \cdot 3620}{2 \cdot 460200 \cdot 278.3} \cdot 1 = 6122 \text{ mm}^2$$

Utilizzando la sezione precedente l'area di armatura longitudinale minima necessaria lungo il perimetro della sezione è pari a 6122 mm<sup>2</sup>, si adottano 18  $\Phi 22$  (6840mm<sup>2</sup>);

## 18 DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2008 (punto 10)

### DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE IMPIEGATI

#### CALCESTRUZZI A PRESTAZIONE

Per la realizzazione del **cordolo sommitale dei pali e la soletta**, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe C32/40 che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cubica)	→	$R_{ck}$	= 40 MPa
Resistenza a compressione (cilindrica)	→	$f_{ck}$	= 32 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5$	= 18.1 MPa
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	= 3.02 MPa
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm}$	= 2.12 MPa
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 1.41 MPa
Resistenza a compressione (comb. Rara)	→	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck}$	= 19.2 MPa
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)		$\sigma_c = 0.45 * f_{ck}$	= 14.4 MPa
Resistenza a compressione (comb. Rara – Ferrovie)	→	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck}$	= 14.4 MPa
Resistenza a compressione (comb. Quasi perm. – Ferrovie)		$\sigma_c = 0.4 * f_{ck}$	= 12.8 MPa

Per la realizzazione dei **pali** e della **soletta flottante**, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe C25/30 che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cubica)	→	$R_{ck}$	= 30 MPa
Resistenza a compressione (cilindrica)	→	$f_{ck}$	= 25 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5$	= 14.17 MPa
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	= 2.56 MPa
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm}$	= 1.79 MPa
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 1.20 MPa
Resistenza a compressione (comb. Rara)	→	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck}$	= 15 MPa
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)		$\sigma_c = 0.45 * f_{ck}$	= 11.25 MPa
Resistenza a compressione (comb. Rara – Ferrovie)	→	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck}$	= 11.25 MPa
Resistenza a compressione (comb. Quasi perm. – Ferrovie)		$\sigma_c = 0.4 * f_{ck}$	= 10 MPa

#### Calcestruzzo a prestazione garantita secondo UNI EN 206-1

- Cemento conforme alla norma EN 197-1
- Diametro massimo barre di armatura,  $\Phi_{max} = 26$  mm
- Aggregati normali conformi alla norma UNI EN 12620,  $D_{max} = 20$  mm
- Interferro minimo  $d_{bars} = 26$  mm
- Acqua di impasto conforme alla norma EN 1008
- Additivi conformi alla norma EN 934-2

#### CALCESTRUZZO CORDOLI SOMMITALI TESTA PALO E SOLETTA

Classe esposizione	Rapporto (A/C) <sub>max</sub>	Slump	Quantità minima cemento [kg/m <sup>3</sup> ]	Contenuto minimo aria	Altro
XF4	0.45	S4	360	3.0%	Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo

#### CALCESTRUZZO PALI E SOLETTA FLOTTANTE

Classe esposizione	Rapporto (A/C) <sub>max</sub>	Slump	Quantità minima cemento [kg/m <sup>3</sup> ]	Contenuto minimo aria	Altro
XC2	0.60	S4	300	-	Aggregati conformi alla UNI EN 12620

di adeguata resistenza al gelo/disgelo

**ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO**

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento $f_y$	$\geq 450$ MPa
Limite di rottura $f_t$	$\geq 540$ MPa
Allungamento totale al carico massimo $A_{gt}$	$\geq 7.5\%$
Rapporto $f_t/f_y$	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_y \text{ misurato} / f_y \text{ nom}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	→	$f_{yk}$	$\geq$	450	MPa
Tensione caratteristica a rottura	→	$f_{tk}$	$\geq$	540	MPa
Fattore di sicurezza acciaio	→	$\gamma_s =$		1.15	
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$		= 391.30	MPa
Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara)→	$\sigma_c =$			$0.80 * f_{yk} = 360$	MPa

Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara – Ferrovie)→ $\sigma_c = 0.65 * f_{yk} = 292.5$  MPa

**PRESTAZIONI ATTESE – CLASSE DELLA COSTRUZIONE - VITA ESERCIZIO - MODELLI DI CALCOLO – TOLLERANZE – DURABILITA' - PROCEDURE QUALITA' E MANUTENZIONE**

Le prestazioni della struttura e la vita utile sono state definite in accordo a quanto previsto nel progetto esecutivo in funzione della destinazione d'uso individuando la classe della struttura che risulta

TIPO DI COSTRUZIONE	VITA UTILE
2	50 anni

La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando opportuni stati limite definiti in accordo con il progetto definitivo approvato dal committente e posto a base di gara in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita utile e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 14.01.2008 e s.m.i.

In particolare si è verificata :

la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 per i vari tipi di materiale e le azioni. I valori utilizzati sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (SLE) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. In particolare di concerto con il committente e coerentemente alle norme tecniche si sono definiti i limiti riportati nell'allegato fascicolo delle calcolazioni.

Per quando riguarda le fasi costruttive intermedie le strutture non risultano cimentate in maniera più gravosa della fase finale a patto che vengano messe in opera le fasi di realizzazione come riportate sulle relazioni di calcolo e sulle tavole di cantierizzazione. Spetta alla Direzione dei Lavori in fase esecutiva far realizzare le opere secondo gli step assunti a base di calcolo pena il non rispetto delle ipotesi a base di calcolo e quindi della rispondenza delle strutture ai minime legislativi.

**AZIONI AMBIENTALI E NATURALI**

In accordo con quanto previsto nel progetto esecutivo si è assunto che le prestazioni attese in caso di azione sismica siano verificate per due eventi sismici aventi probabilità di superamento in 50 anni rispettivamente pari :

CLASSE	SLV
IV	10%

utilizzando come domanda sismica gli spettri elastici di cui al DM14/01/2008 con i seguenti parametri :

**Tipo costruzione (Art. 2.4.1)**

Tipo 1 (Vn <=10 anni)

Tipo 2 (Vn >=50 anni)

Tipo 3 (Vn >=100 anni)

Vita\_Nominale Vn (anni):

**Classe d'uso (Art. 2.4.2)**

Classe I

Classe II

Classe III

Classe IV

Periodo di riferimento per l'azione sismica (>=35 anni):  $VR = Vn * Cu = 50.00 * 2.00 = 100.00$  anni

**Pvr % (Art. 3.2.1)**

SLD	81.00
SLD	63.00
SLV	10.00
SLC	5.00

**Periodo di ritorno Tr (anni)**

SLD	60.21
SLD	100.58
SLV	949.12
SLC	1949.57

**Posizione del sito**

Comune:

Longitudine

Latitudine

Isola:

**Nodi intorno al sito**

ID	Longitudine	Latitudine	Dist. sito (Km)
12486	9.4340	45.4170	0.5031
12485	9.3630	45.4140	5.3141
12707	9.3664	45.3640	7.4324
12708	9.4374	45.3670	5.1442

**Parametri di pericolosità sismica**

	ag (g/10)	F0 (adim)	TC*(sec)
SLD	0.3257	2.5565	0.2178
SLD	0.3897	2.5798	0.2299
SLV	0.8227	2.6234	0.2984
SLC	1.0246	2.6469	0.3071

N.B. Dal valore tabellato, per ottenere ag in (g), dividerlo per 10; per ottenerlo in m/sec<sup>2</sup>, moltiplicarlo per 0.9806

Categoria di sottosuolo (Art. 3.2.2)

Categoria A  
 Categoria B  
 Categoria C  
 Categoria D  
 Categoria E

Categoria topografica (Art. 3.2.2)

Categoria T1  
 Categoria T2  
 Categoria T3  
 Categoria T4

Rapporto h/H altezza pendio: 1.00  
 Coeff. amplif. topografica St: 1.00

Coeff. smorzamento (%)  $\xi$ : 5.00  $\Rightarrow \eta = 1.000$

Parametri spettri orizzontali e Fv

	S	TB	TC	TD	Fv	Cc	Ss
SLO	1.800	0.194	0.583	1.730	0.623	2.678	1.800
SLD	1.800	0.200	0.599	1.756	0.688	2.607	1.800
SLV	1.800	0.228	0.683	1.929	1.016	2.288	1.800
SLC	1.800	0.231	0.693	2.010	1.144	2.256	1.800

Ricalcola =>

Parametri spettri verticali

Ss	TB	TC	TD
1.000	0.050	0.150	1.000

Fattore di struttura spettro orizz. direz X1  $q_X1$ : 1  
 Fattore di struttura spettro orizz. direz Y1  $q_Y1$ : 1  
 Fattore di struttura spettro verticale  $q$ : 1

Classe di duttilità

Alta (CD'A')  Bassa (CD'B')

#### DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI VARIABILI DOVUTO ALLE AZIONI ANTROPICHE

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi sul sottopasso si farà riferimento a quanto previsto nel cap. 5 del D.M. 14/01/2008.

Per i muri d'ala si assume un sovraccarico a tergo apri a 30 KN/mq

#### MODELLI DI CALCOLO

Si sono utilizzati come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 14.01.2008 ed in particolare:

ANALISI ELASTICA LINEARE PER IL CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI DERIVANTI DA CARICHI STATICI

ANALISI DINAMICA PSEUDOSTATICA PER IL CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI DI PROGETTO DOVUTE ALL'AZIONE SISMICA

ANALISI DEGLI EFFETTI DEL 2° ORDINE QUANDO SIGNIFICATIVI

VERIFICHE SEZIONALI AGLI S.L.U. PER LE SEZIONI IN C.A. UTILIZZANDO IL LEGAME PARABOLA RETTANGOLO PER IL CALCESTRUZZO ED IL LEGAME ELASTOPLASTICO INCRUDENTE A DUTTILITA' LIMITATA PER L'ACCIAIO

La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche sono riportati nei precedenti paragrafi

#### TOLLERANZE

Nelle calcolazioni si è fatto riferimento ai valori nominali delle grandezze geometriche ipotizzando che le tolleranze ammesse in fase di realizzazione siano conformi alle euronorme EN 1992-1991- EN206 - EN 1992-2005:

Copriferro -5 mm (EC2 4.4.1.3)

Per dimensioni  $\leq 150$ mm  $\pm 5$  mm

Per dimensioni  $\leq 400$  mm  $\pm 15$  mm

Per dimensioni  $\geq 2500$  mm  $\pm 30$  mm

Per i valori intermedi si ritiene valida l'interpolazione lineare.

#### DURABILITA'

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazione opportuni stati limite in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando sia gli stati tensionali che nel caso delle opere in calcestruzzo anche l'ampiezza delle fessure. La definizione quantitativa delle prestazioni la classe di esposizione e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Durante le fasi di costruzione, il Direttore dei Lavori implementerà severe procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni" DM 14.01.2008".

#### SOFTWARE UTILIZZATI –TIPO DI ELABORATORE

Le analisi e le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite.

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata in campo elastico lineare, per l'analisi sismica si è effettuata una analisi pseudostatica

#### SOFTWARE UTILIZZATO:

Solutore elementi finiti:

Robot versione Millennium: con licenza chiave FR250Nd prodotto dalla:

Integrated Structural Software Inc.

Software di calcolo sezioni:

SEZIONE C.A. versione 5.8.0 con licenza chiave n° 396 prodotto dalla:

Ingegneria Soft srl

Software di calcolo portanza pali:

MP V.8 rev 42 con licenza chiave n° 07187A7191A61243F77D prodotto dalla:

GeoStru srl

Fogli di calcolo

Implementati mediante Microsoft Excel - algoritmi nativi dello studio

Microsoft Office XP con licenza n°QCQ3J-XX89Q-83M36-TDKKB-7M7DB prodotto dalla:

Microsoft Corporation

#### ELABORATORE UTILIZZATO:

MARCA	B@B PC
MODELLO	ASSEMBLATO
PROCESSORE	INTEL i7 4.99Ghz
RAM	16 GB
S.O.	WINDOWS
VERSIONE	8.1
CHIAVE REGISTRAZIONE	FV7JN-8YKYP-RFXQH-D3TW4- F6XGD02594084968369 X1904615

#### CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITA' DEI RISULTATI

Come previsto dal D.M. 14.01.2008 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

Il software è dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio.

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

Filtri per la congruenza geometrica del modello di calcolo generato

Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.

Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell'indice di condizionamento.

Controlli sulla verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.

Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

#### VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITA'

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari diano valori in equilibrio con i carichi applicati. In particolare, per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

#### PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al D.M. 14.01.2008.

Ai fini della verifica delle prestazioni il collaudatore farà riferimento ai valori di tensioni, deformazioni e spostamenti desumibili dei calcoli statici per il valore delle azioni pari a quelle di esercizio.