

NUOVA LINEA TORINO LIONE - NOUVELLE LIGNE LYON TURIN  
PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE - PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE

LOTTO COSTRUTTIVO 1 / LOT DE CONSTRUCTION 1  
CANTIERE OPERATIVO 02C/CHANTIER DE CONSTRUCTION 02C  
RILOCALIZZAZIONE DELL'AUTOPORTO DI SUSA  
DEPLACEMENT DE L'AUTOPORTO DE SUSE  
PROGETTO ESECUTIVO - ETUDES D'EXECUTION  
CUP C11J05000030001 - CIG 682325367F

OPERE D'ARTE MINORI  
PONTE CANALE NIE  
RELAZIONE DI CALCOLO

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	30/04/2017	Première diffusion / Prima emissione	N.MORDA' (DoMo Studio)	L. BARBERIS (MUSINET Eng.)	F. D'AMBRA (MUSINET Eng.)
A	31/08/2017	Revisione a seguito commenti TELT Révision suite aux commentaires TELT	N.MORDA' (DoMo Studio)	L. BARBERIS (MUSINET Eng.)	F. D'AMBRA (MUSINET Eng.)
B	30/04/2018	Recepimento istruttoria validazione RINA Check	P.LESCE (MUSINET Eng.)	P.D'ALOISIO (MUSINET Eng.)	L. BARBERIS (MUSINET Eng.)

1	0	2	C	C	1	6	1	6	7	N	V	A	C	W	G
Lot Cos. Lot. Con.	Cantiere operativo/ Chantier de construction		Contratto/Contrat				Opera/Oeuvre		Tratto Tronçon	Parte Partie					

E	G	C	R	E	0	4	0	0	B
Fase Phase	Tipo documento Type de document		Oggetto Object	Numero documento Numéro de document			Indice Index		

INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE/  
/INTÉGRATION SPÉCIALISTE



Dott. Ing. Piero D'ALOISIO  
Albo di Torino  
N° 5193 S

SCALA / ÉCHELLE

-

IL PROGETTISTA/LE DESIGNER



Dott. Arch. Corrado GIOVANNETTI  
Albo di Torino  
N° 2736

L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR

IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE

## SOMMAIRE / INDICE

1	PREMESSA .....	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
3	DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE .....	6
3.1	Conglomerato di classe di resistenza C45/55 .....	9
3.2	Conglomerato di classe di resistenza C28/35 .....	9
3.3	Acciaio da c.a. tipo B450C saldabile.....	10
3.4	Acciaio per armatura da precompressione in trefoli.....	10
4	AZIONI DI PROGETTO .....	11
4.1	Azioni gravitazionali .....	11
4.2	Permanenti strutturali.....	11
4.3	Permanenti portati.....	11
4.4	Ritiro e viscosità .....	11
4.5	Azioni variabili da traffico.....	12
4.6	Azioni longitudinale di frenamento o di accelerazione (q3) .....	13
4.7	Azione centrifuga (q4).....	14
4.8	Azione del vento (q5) .....	14
4.9	Resistenze passive dei vincoli (q7).....	14
4.10	Urto di veicolo in svio (q8).....	14
4.11	Spinta del terreno.....	15
4.12	Azioni sismiche .....	15
4.12.1	Azione sismica sull'impalcato.....	15
4.12.2	Incremento di spinta in condizioni sismiche .....	20
5	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA.....	21
5.1	Descrizione del modello di calcolo dell'impalcato .....	21
5.2	Condizioni e combinazioni di carico .....	23
5.3	Condizioni elementari di carico.....	23
5.4	Combinazioni delle azioni agli Stati Limite Ultimi.....	25
5.5	Combinazioni delle azioni agli Stati Limite di Esercizio .....	25
6	VERIFICHE DELL'IMPALCATO .....	26
6.1	Verifica SLE E SLU travi c.a.p .....	26
6.1.1	Verifica sle .....	32
6.1.2	Verifica a taglio SLU- trave c.a.p. ....	35
6.1.3	Verifica flessionale SLU - sezione mezzeria .....	37
6.1.4	Verifica sezione di testata .....	41
6.2	Verifiche soletta.....	44
6.2.1	Verifica in condizione di urto .....	47
6.3	Dimensione del giunto .....	48
7	VERIFICHE MURO PARAGHIAIA .....	49
7.1	Verifica per azione tangente .....	49
7.2	Verifica SLU per azione tangente.....	50
7.3	Verifica a SLE per azione tangente .....	52

7.4	Verifica per carico tandem a tergo.....	54
7.4.1	Verifica a SLU effetto tandem a tergo .....	57
7.4.2	Verifica SLE effetto tandem a tergo .....	58
7.5	Verifiche cordolo spalla.....	59
8	VERIFICA TRAVERSO DI TESTATA.....	66
9	VERIFICHE MURI LATERALI .....	69
10	VERIFICHE SISTEMI DI APPOGGIO .....	78
10.1	Verifiche baggioli .....	83
11	VERIFICA NODO DI BASE BARRIERA .....	84
11.1	Verifica ancoraggio .....	84
11.2	Verifica della piastra di ancoraggio.....	89
12	ASPETTI GEOTECNICI E FONDAZIONI .....	90
12.1	Premessa .....	90
12.2	Caratterizzazione meccanica dei terreni .....	90
12.3	Criteri di analisi e verifica agli Stati Limite Ultimi .....	92
12.4	Verifiche geotecniche dei pali .....	94
	<i>Carico limite del singolo palo di fondazione per azioni verticali</i> .....	94
12.5	Carico limite del singolo palo di fondazione per azioni orizzontali .....	97
12.6	Verifiche strutturali dei pali.....	101
12.7	Criteri di verifica a flessione delle sezioni in c.a. ....	106
12.8	Criteri di verifica a taglio delle sezioni in c.a. ....	108
13	VERIFICA STABILITA' SCARPATA.....	110
13.1	Premessa .....	110
13.2	Carichi agenti.....	110
13.2.1	Azione trasmessa dall'impalcato .....	110
13.2.2	Azione sismica.....	111
13.2.3	Modellazione della stratigrafia .....	113
13.2.4	Modellazione ed analisi del pendio .....	113
13.2.5	Metodo utilizzato nell'analisi.....	118
13.2.6	Sintesi dei risultati dell'analisi .....	118
14	CONCLUSIONI.....	125

## LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

<b>Figura 1</b>	– Planimetria.....	6
<b>Figura 2</b>	– Profilo .....	6
<b>Figura 3</b>	– Modello 3D.....	7
<b>Figura 4</b>	– Sezione trasversale.....	7
<b>Figura 5</b>	– Schema appoggi.....	8
<b>Figura 6</b>	– Schema corsie convenzionali.....	12
<b>Figura 7</b>	– Schemi di azioni variabili da traffico.....	12
<b>Figura 8</b>	– Vista in pianta del modello a graticcio .....	21
<b>Figura 9</b>	– Vista 3D del modello dell'impalcato .....	22
<b>Figura 10</b>	– Sezione trasversale.....	22

<b>Figura 11</b> – Vincoli dei nodi della trave con la soletta .....	22
<b>Figura 12</b> – Momento flettente $M_k$ travi in c.a.p.-LM1+LM2 .....	30
<b>Figura 13</b> – Sf. Normale $N_k$ su travi in c.a.p. LM1+LM2.....	31
<b>Figura 14</b> – Taglio $V_k$ su travi in c.a.p. LM1+LM2 .....	31
<b>Figura 15a e 15b</b> – Abbassamenti impalcato sotto $Q_1$ e applicazione nella soletta .....	45
<b>Figura 16</b> – Andamento sollecitazioni flettenti soletta $M_y$ (kg m) .....	46
<b>Figura 17</b> – Carichi da traffico su muri paraghiaia .....	49
<b>Figura 18</b> – Modellazione impalcato e cordoli spalla .....	59
<b>Figura 19</b> – Curve di trasferimento laterale e testa pali (Reese and O’Neill 1988).....	59
<b>Figura 20</b> – Curve carico- cedimento palo totali.....	60
<b>Figura 21</b> – Andamento momenti flettenti su cordolo $M_y$ (Kgm).....	61
<b>Figura 22</b> – Andamento azioni taglianti su cordolo $T_z$ (Kg) .....	61
<b>Figura 23</b> – Andamento momenti flettenti su cordolo $M_y$ (Kgm).....	66
<b>Figura 24</b> – Andamento azioni taglianti su cordolo $T_z$ (Kg) .....	66
<b>Figura 25</b> – Muri laterali cordolo spalla.....	69
<b>Figura 26</b> – Andamento di involuppo sismico e statico $M_{sd}$ .....	71
<b>Figura 27</b> – Pianta fondazioni ponte Nie.....	72
<b>Figura 28</b> – Siglatura nodi di vincolo.....	78
<b>Figura 29</b> – Appoggi Vaso Flon.....	81
<b>Figura 30</b> – Particolare baggio di appoggio delle travi CAP .....	83
<b>Figura 31</b> – Andamento tensioni in un corpo di cls sotto un carico concentrato .....	83
<b>Figura 32</b> – Andamento momento piastra .....	89
<b>Figura 33</b> – Pali non vincolati in testa (a)corto; (b)lungo .....	98
<b>Figura 34</b> – Andamento sollecitazioni flettenti e taglianti lungo il palo - statica .....	104
<b>Figura 35</b> – Andamento sollecitazioni flettenti e taglianti lungo il palo - sisma longit. ....	104
<b>Figura 36</b> – Andamento sollecitazioni flettenti e taglianti lungo il palo - sisma trasversale	105
<b>Figura 37</b> – Carichi unitari sul pendio.....	111
<b>Figura 38</b> – Modellazione del problema piano .....	114
<b>Figura 39</b> – Metodi di calcolo per l'analisi di stabilità dei pendii .....	117
<b>Figura 40</b> – Superficie critica del pendio .....	119
<b>Figura 41</b> – Stralcio dei risultati relativi alle superfici di scivolamento .....	120

### LISTE DES TABLEAUX / INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1. Schema di carico 1 .....	13
Tabella 2. Schema di carico 5 (folla compatta).....	13
Tabella 3: modello geotecnico “B” di riferimento .....	91
Tabella 4: Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni .....	92
Tabella 5: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno .....	93
Tabella 6: Coefficienti parziali $\gamma_R$ da applicare alle resistenze caratteristiche dei pali.....	93
Tabella 7: Fattori di correlazione $\xi$ per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali di fondazione in funzione del numero di verticali indagate .....	93

## 1 PREMESSA

Il presente elaborato illustra gli aspetti reattivi alla progettazione strutturale e geotecnica del ponte sul canale NIE.

Tale opera fa parte del Progetto di Delocalizzazione dell'area dell'Autoporto e dell'area di servizio dall'attuale area ubicata nel comune di Susa (TO). L'area individuata per la realizzazione del nuovo Autoporto ricade all'interno del territorio comunale di San Didero in provincia di Torino.

Nel seguito vengono quindi riportate la descrizione delle strutture, la modellazione e le verifiche effettuate, partendo dalla pregressa fase di progetto definitivo, di cui si acquisiscono le linee guida, ed a cui si rimanda per gli approfondimenti. Rispetto alla fase di progetto definitivo sono state recepite le modifiche relative all'andamento della piattaforma stradale e le ultime risultanze delle campagne geognostiche che hanno portato ad un incremento di lunghezza dei pali.

Dal punto di vista delle analisi strutturali il documento è stato redatto in osservanza delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008, utilizzando la metodologia di verifica agli Stati Limite.

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nella stesura della presente relazione si sono seguite le indicazioni contenute nella normativa vigente. In particolare si sono considerate le seguenti normative:

- **D.M. LL.PP. 14 Gennaio 2008** - *“Norme tecniche per le costruzioni”*;
- **Circolare LL.PP. 2 Febbraio 2009 n. 617** - *Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.*
- **Legge 5 Novembre 1971 n. 1086** - *“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”* ;
- **Circolare LL.PP. 14 Febbraio 1974 n. 11951** - *“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica – Istruzioni per l'applicazione”* ;
- **Eurocodice 2 – UNI EN 1992–1–1: 2005** - *“Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”*
- **Eurocodice 2 – UNI EN 1992–2: 2006** - *“Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi”*
- **Eurocodice 2 – UNI EN 1992–1-3: 1995** - *“Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 3: Elementi e strutture prefabbricate in calcestruzzo”*
- **Eurocodice 8 – UNI EN 1998–2: 2009** - *“Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 2: Ponti”*

### 3 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

Il ponte sul canale NIE è realizzato con impalcato di travi in c.a.p. in semplice appoggio e soletta in c.a. di spessore minimo 25cm. Il ponte presenta una campata di 21.0m tra le spalle S1 e S2 oltre ad un retrotrave di 0.50m su ciascun lato. Le travi sono disposte ad interasse costante di 2.0m e presentano un'obliquità di 36°; sono collegate, oltre che dalla soletta, da due traversi di testata di spessore 0.30m.

Rispetto alla fase di progetto definitivo sono state recepite le modifiche relative all'andamento della piattaforma stradale e le ultime risultanze delle campagne geognostiche che hanno portato ad un incremento di lunghezza dei pali.

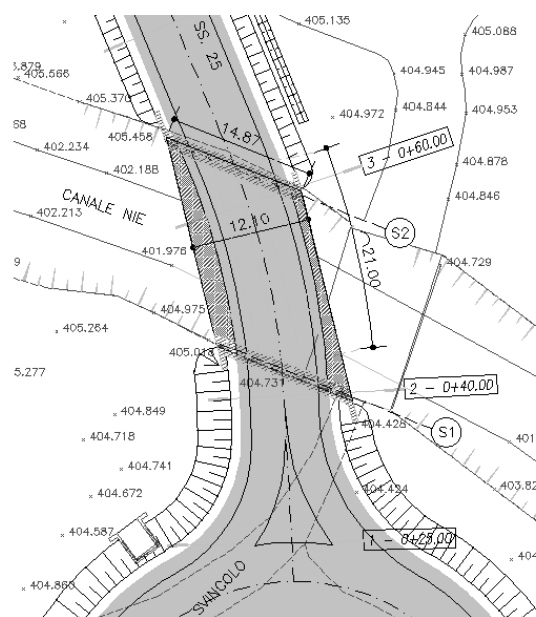


Figura 1 – Planimetria

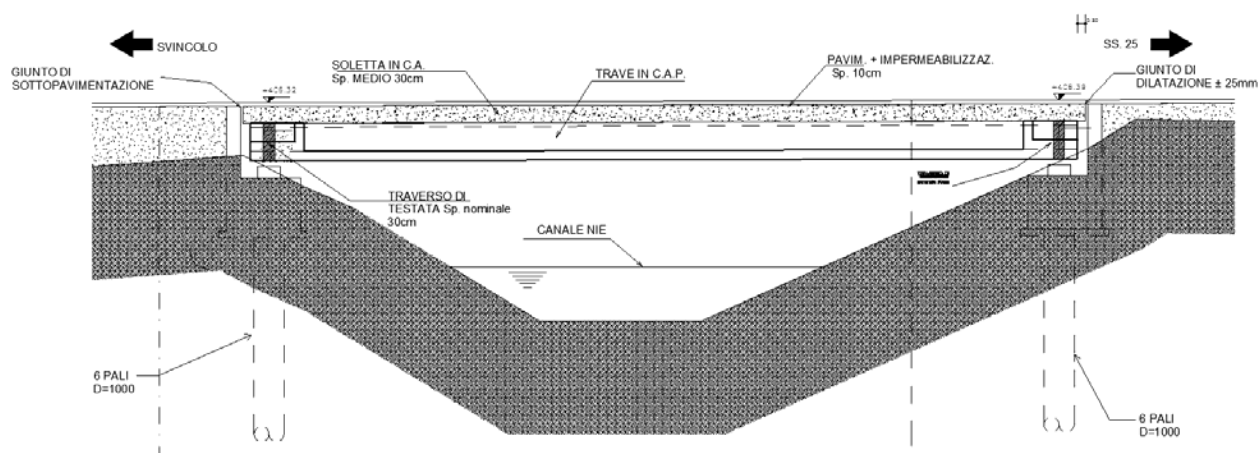
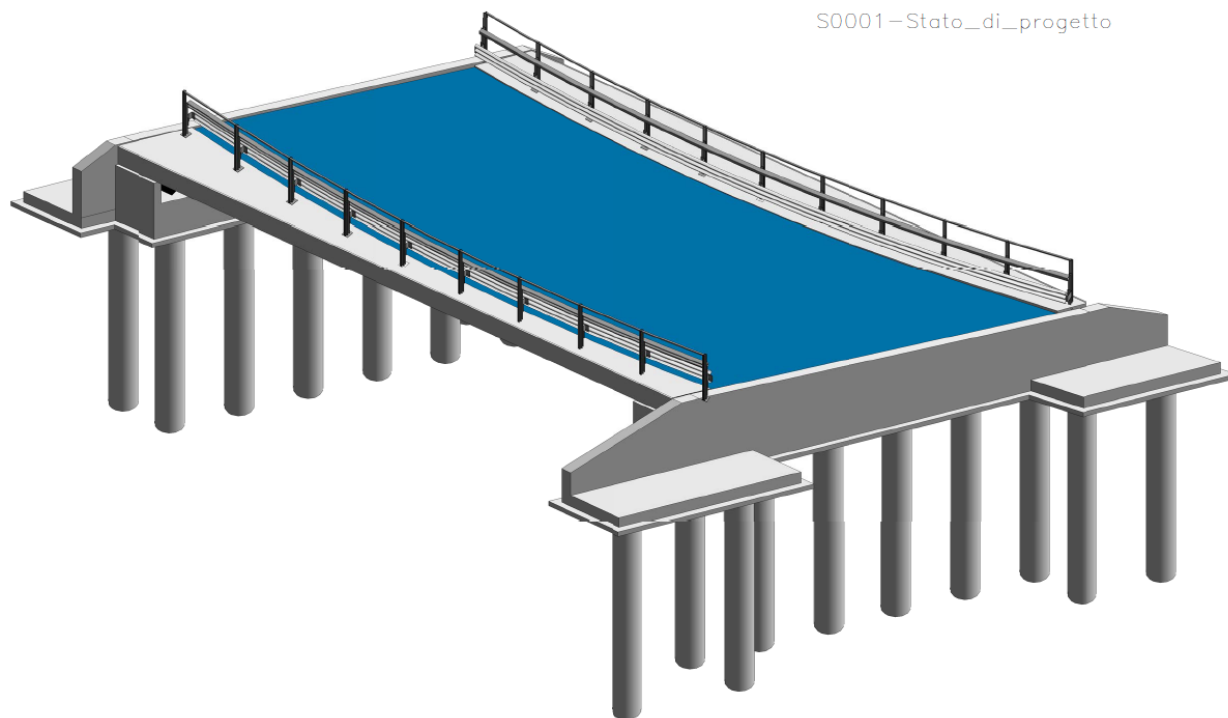
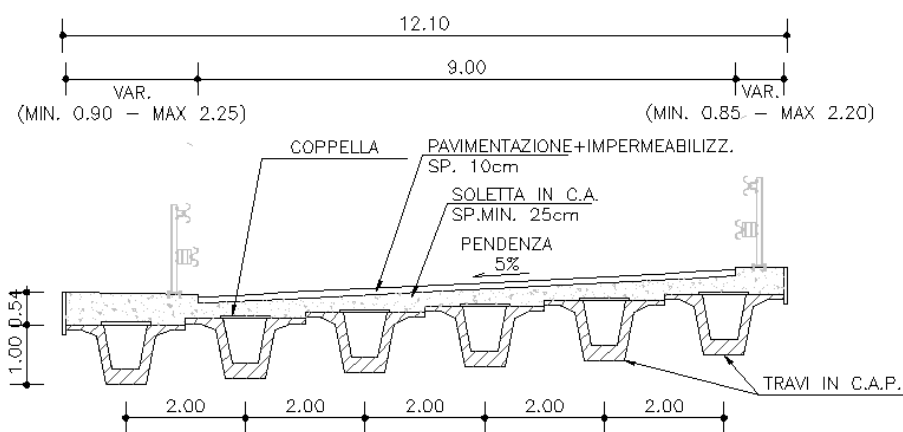


Figura 2 – Profilo



**Figura 3 – Modello 3D con recepimento della diversa piattaforma stradale**

La sezione trasversale delle travi in c.a.p. è del tipo a “V” con altezza pari a 1.0m. La larghezza della carreggiata stradale è di 9.0m e sono previsti due cordoli laterali di larghezza variabile per una larghezza complessiva dell’impalcato di 12.0m (12.1m comprensivo delle velette laterali). A completare l’impalcato ci saranno la pavimentazione, l’impermeabilizzazione (spessore complessivo 10cm) e le barriere di sicurezza.

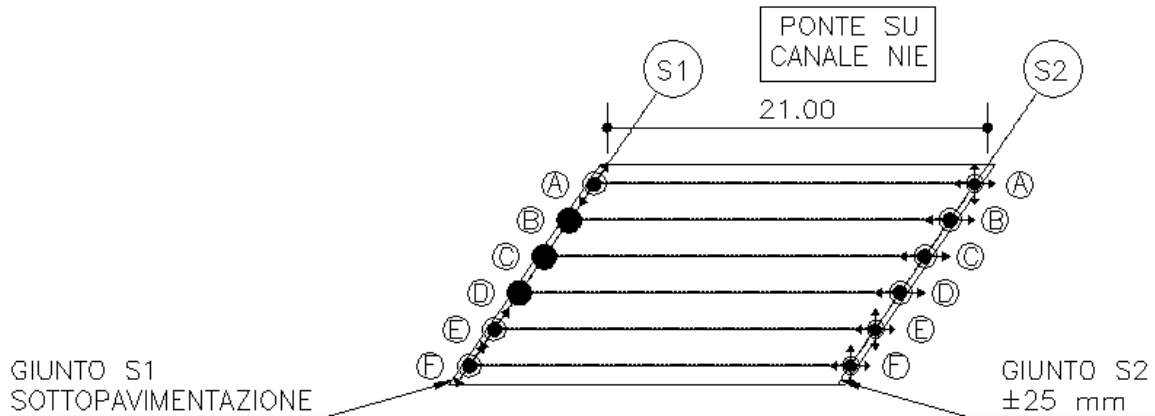


**Figura 4 – Sezione trasversale**

La soletta collaborante in c.a. è del tipo gettata in opera. Una volta disposte le coppelle si provvede alla posa dell’armatura longitudinale e trasversale e, quindi, al getto della soletta fino agli spessori di progetto.

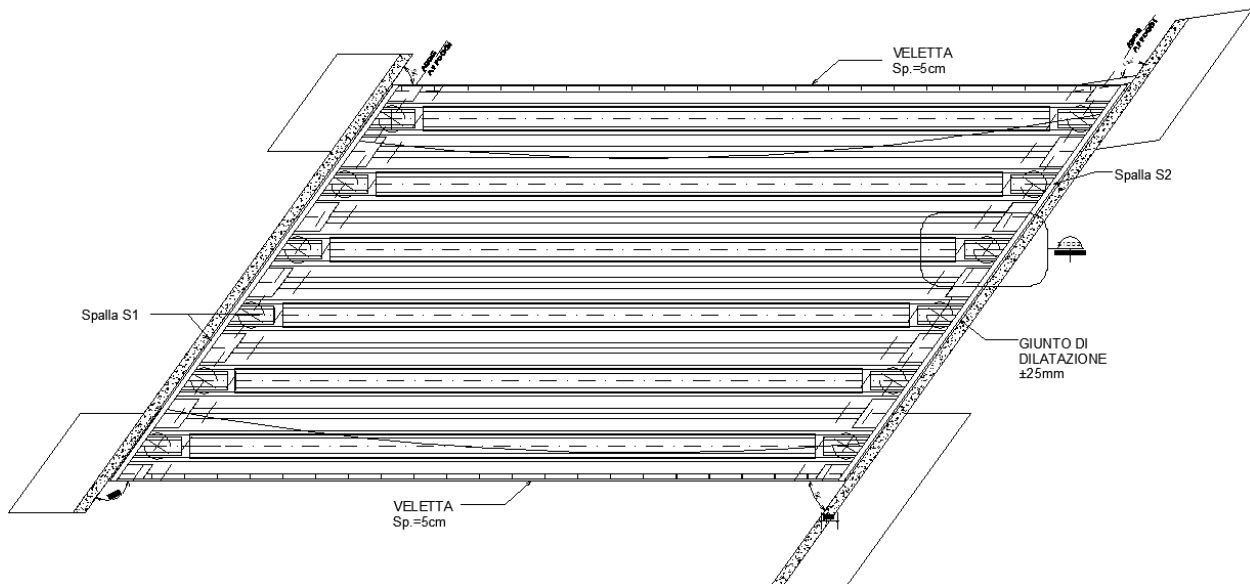
I collegamenti tra impalcato e spalla sono realizzati mediante apparecchi di appoggio in acciaio-teflon con disco elastomerico confinato di diversa tipologia, quali fisso e multidirezionale,

nonché unidirezionale in senso longitudinale o trasversale. Sulla spalla S1 sono previsti appoggi fissi e unidirezionali trasversali, mentre sulla spalla S2 sono posizionati appoggi unidirezionali longitudinali e multidirezionali.



*Figura 5 – Schema appoggi*

La sottostruttura è costituita da due spalle formate da una trave di base 1.60x(1.00/1.5)m, su sei pali di diametro pari a 1.0m e 19.0m di lunghezza, dalla quale si elevano il muro andatore. Lateralmente il muro paraghiaia prosegue per sostenere il terreno della scarpata. Anche questi muri si fondano su 1/2 pali attraverso un cordolo di ripartizione.



Le caratteristiche dei materiali sono riportate ai successivi paragrafi.



### 3.1 Conglomerato di classe di resistenza C45/55

(per le travi in c.a.p.)

Dosaggio di cemento					300	kg/m <sup>3</sup>	
Resistenza cubica caratteristica			$R_{ck} =$		55	N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza cilindrica caratteristica			$f_{ck} =$		45.65	N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza cilindrica media			$f_{cm} =$		53.65	N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza media a trazione			$f_{ctm} =$		3.83	N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza media a trazione per flessione			$f_{cfm} =$		4.60	N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza caratteristica a trazione			$f_{ctk} =$		2.68	N/mm <sup>2</sup>	
Modulo elastico medio			$E_{cm} =$		36416	N/mm <sup>2</sup>	
Fattore parziale di sicurezza			$\gamma_c =$		1.5		
Fattore riduzione resistenza per lunga durata			$\alpha_c =$		0.85		
Resistenza a compressione di calcolo			$f_{cd} =$		25.87	N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza a trazione di calcolo			$f_{ctd} =$		1.79	N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza a trazione per flessione di calcolo			$f_{ctfd} =$		2.15	N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza tang. caratteristica di aderenza			$f_{bk} =$			N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza tang. di aderenza di calcolo			$f_{bk} =$			N/mm <sup>4</sup>	
Deformazione limite del calcestruzzo			$\varepsilon_{c0} =$		0.20	%	
Deformazione ultima del calcestruzzo			$\varepsilon_{cu} =$		0.35	%	
Coefficiente di poisson			$\nu =$		0.2		

### 3.2 Conglomerato di classe di resistenza C28/35

(per la soletta e le strutture di fondazione)

Dosaggio di cemento					300	kg/m <sup>3</sup>	
Resistenza cubica caratteristica			$R_{ck} =$		35	N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza cilindrica caratteristica			$f_{ck} =$		29.05	N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza cilindrica media			$f_{cm} =$		37.05	N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza media a trazione			$f_{ctm} =$		2.83	N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza media a trazione per flessione			$f_{cfm} =$		3.40	N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza caratteristica a trazione			$f_{ctk} =$		1.98	N/mm <sup>2</sup>	
Modulo elastico medio			$E_{cm} =$		32588	N/mm <sup>2</sup>	
Fattore parziale di sicurezza			$\gamma_c =$		1.5		
Fattore riduzione resistenza per lunga durata			$\alpha_c =$		0.85		
Resistenza a compressione di calcolo			$f_{cd} =$		16.46	N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza a trazione di calcolo			$f_{ctd} =$		1.32	N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza a trazione per flessione di calcolo			$f_{ctfd} =$		1.59	N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza tang. caratteristica di aderenza			$f_{bk} =$			N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza tang. di aderenza di calcolo			$f_{bk} =$			N/mm <sup>4</sup>	
Deformazione limite del calcestruzzo			$\varepsilon_{c0} =$		0.20	%	
Deformazione ultima del calcestruzzo			$\varepsilon_{cu} =$		0.35	%	
Coefficiente di poisson			$\nu =$		0.2		

### 3.3 Acciaio da c.a. tipo B450C saldabile

(per barre e reti di diametro  $6.0\text{mm} \leq \varnothing \leq 40.0\text{ mm}$ )

Tensione caratteristica a rottura			$f_{yt} =$	540	$\text{N/mm}^2$
Tensione caratteristica a snervamento			$f_{yk} =$	450	$\text{N/mm}^2$
Modulo elastico			$E_s =$	206000	$\text{N/mm}^2$
Fattore parziale di sicurezza			$\gamma_s =$	1.15	
Resistenza di calcolo			$f_{yd} =$	391.3	$\text{N/mm}^2$
Allungamento			$A_{gtk} >$	7.5	%

### 3.4 Acciaio per armatura da precompressione in trefoli

Tensione caratteristica a rottura			$f_{ptk} =$	1860	$\text{N/mm}^2$
Tensione caratteristica all'1% di deformazione			$f_{plk} =$	1670	$\text{N/mm}^2$
Modulo elastico			$E_s =$	206000	$\text{N/mm}^2$
Fattore parziale di sicurezza			$\gamma_s =$	1.15	
Resistenza di calcolo			$f_{yd} =$	1452.1	$\text{N/mm}^2$
Allungamento			$A_{gtk} >$	3.5	%

## 4 AZIONI DI PROGETTO

I valori delle azioni di seguito riportati, sono stati considerati come valori caratteristici nelle verifiche agli stati limite. Si riportano di seguito le analisi dei carichi unitari applicati alle membrature costituenti la struttura.

### 4.1 Azioni gravitazionali

Peso proprio elementi strutturali in c.a. e c.a.p.

- Calcestruzzo ordinario armato 25.00 kN/m<sup>3</sup>
- Calcestruzzo armato precompresso 25.00 kN/m<sup>3</sup>

### 4.2 Permanenti strutturali

- Travi 25.0 kN/m<sup>3</sup> \* 0.54 m<sup>2</sup> = 13.5 kN/m
- Soletta 25.0 kN/m<sup>3</sup> \* 0.30 m = 7.50 kN/m<sup>2</sup>

### 4.3 Permanenti portati

- Pavimentazione 3.00 kN/m<sup>2</sup>
- Guard-rail 1.50 kN/m
- Cordoli 25.0 kN/m<sup>3</sup> \* 0.15m = 3.75 kN/m<sup>2</sup>
- Veletta 1.00 kN/m

### 4.4 Ritiro e viscosità

#### *Ritiro*

La deformazione totale da ritiro a tempo infinito, comprensivo dell'effetto dell'essiccamento e del ritiro autogeno, è pari a:

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

dove:

- $\varepsilon_{cs}$  è la deformazione totale per ritiro;
- $\varepsilon_{cd}$  è la deformazione per ritiro da essiccamento;
- $\varepsilon_{ca}$  è la deformazione per ritiro autogeno.

#### *Viscosità*

Si è assunto un valore del coefficiente di viscosità a tempo infinito pari a  $\phi(\infty, 28\text{gg}) = 2.30$ .

## 4.5 Azioni variabili da traffico

Ai fini della determinazione degli effetti prodotti dalle azioni variabili da traffico, l'asse viario di 1<sup>a</sup> Categoria è stato suddiviso in tre corsie convenzionali di larghezza pari a 3 m.

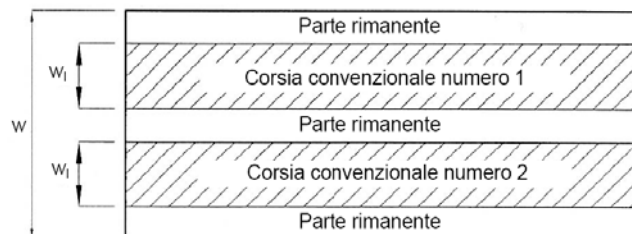


Figura 6 – Schema corsie convenzionali

La posizione e la numerazione delle corsie sono state determinate in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. I carichi da considerare per ponti di 1<sup>a</sup> Categoria sono quelli indicati dalla normativa vigente e schematizzati nel modo seguente:

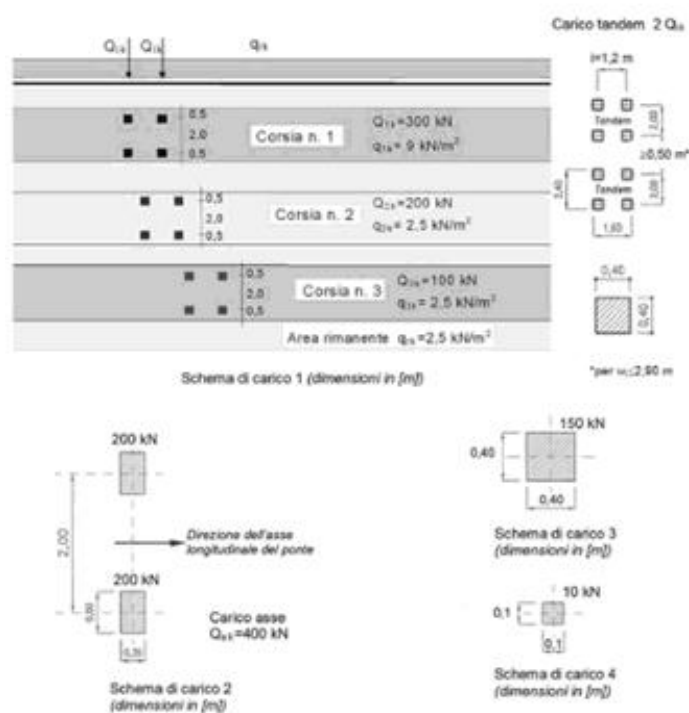


Figura 7 – Schemi di azioni variabili da traffico

Sono stati applicati i carichi definiti dagli Schemi di carico 1-5 così come indicato al par. 5.1.3.3.3 del D.M. 14/01/2008.

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1<sup>a</sup> e 2<sup>a</sup> Categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine

di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.

Gli schemi adottati per le verifiche globali sono i seguenti:

Corsia	Carico asse Q <sub>ik</sub> [kN]	Numero assi	Carico distribuito q <sub>ik</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
1	300	2	9.00
2	200	2	2.50
3	100	2	2.50
Area rimanente	-	-	2.50

Tabella 1. Schema di carico 1

Corsia	Carico asse Q <sub>ik</sub> [kN]	Numero assi	Carico distribuito q <sub>ik</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
1	-	-	-
2	-	-	-
Area rimanente	-	-	-
Marciapiede	-	-	5.00

Tabella 2. Schema di carico 5 (folla compatta)

#### 4.6 Azioni longitudinale di frenamento o di accelerazione (q<sub>3</sub>)

Per i ponti di 1<sup>a</sup> categoria, la forza di frenamento o di accelerazione è pari a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 (2Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L \leq 900 \text{ kN}$$

dove:

- $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$  è il carico per asse sulla corsia convenzionale 1;
- $q_{1k} = 9.00 \text{ kN/m}^2$  è il carico distribuito sulla corsia convenzionale 1;
- $w_1 = 3 \text{ m}$  è la larghezza della corsia convenzionale 1;
- $L$  è la lunghezza della zona caricata, pari a 21.0 m.

Pertanto risulta:

$$F = 416.7 \text{ kN}$$

Questa forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia convenzionale, è stata assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata.

#### 4.7 Azione centrifuga (q4)

Nel Tratto C, ad asse curvo, essendo il raggio di curvatura  $R < 200$  m, l'azione centrifuga si valuta convenzionalmente come:

$$Q_4 = 0.2 Q_v = 240 \text{ kN}$$

in cui  $Q_v = \sum_i 2 Q_{ik}$  è il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte. Il carico, applicato a livello dell'impalcato agisce in direzione normale all'asse del ponte.

#### 4.8 Azione del vento (q5)

Le pressioni e depressioni dovute al vento sono state calcolate rispettando il DM 18.01.2008. I coefficienti per il calcolo delle pressioni sono stati ricavati considerando i seguenti dati:

*ZONA: 1*

*$T_R = 200$  anni*

*Classe di rugosità del terreno: D*

*Categoria di esposizione del sito: II*

*$c_t = 1.0$*

*$c_d = 1.0$*

*$c_p = 2.4$*

*$a_s = 400.0\text{m}$*

$v_{b0} = 25$  m/s;

$v_b(T_R) = \alpha_R(T_R) \cdot v_{ref} = 1.076 \cdot 25 = 26.9$  m/s;

$q_b = 0.5 \cdot 1.25 \cdot (26.9)^2 = 452.5$  N/m<sup>2</sup>;

L'azione del vento viene considerata agente su una altezza comprensiva delle travi, della soletta, della pavimentazione e del mezzo convenzionale.

Il carico a metro lineare coerentemente con il progetto definitivo risulta:

$q = 9.55$  kN/m.

#### 4.9 Resistenze passive dei vincoli (q7)

Si considera una forza d'attrito pari al 3% del carico verticale permanente.

#### 4.10 Urto di veicolo in svio (q8)

La barriera metallica laterale è di tipo bordo ponte classe H4, a tripla onda con montanti verticali costituiti da profili HEA 100 ad interasse 1.50 m. Considerando il modulo di resistenza plastico del profilo pari a  $W_{pl} = 83.01$  cm<sup>3</sup> ed una tensione di rottura pari ad  $f_t = 430$  MPa, si ottiene un momento ultimo sul montante pari a:

$$M_u = 83.01 \times 430 / 1000 = 35.70 \text{ kNm.}$$

Considerando che l'urto avvenga a 1m dalla base del montante, il taglio corrispondente al momento ultimo vale:

$$V = 35.7 / 1 = 35.70 \text{ kN.}$$

## 4.11 Spinta del terreno

La spinta del terreno sulle pareti della spalla ha un andamento crescente secondo una legge di tipo lineare dall'alto verso il basso. La pendenza del diagramma delle spinte, che risulta quindi di tipo triangolare, è pari al prodotto  $\gamma \cdot k_A$  avendo indicato con  $\gamma$  il peso dell'unità di volume del terreno a tergo dell'opera e con  $k_A$  il coefficiente di spinta attivo.

Si considera inoltre un sovraccarico stradale di 20 kN/m<sup>2</sup>.

## 4.12 Azioni sismiche

### 4.12.1 Azione sismica sull'impalcato

- **Vita nominale e periodo di riferimento**

Per la struttura in oggetto, si assume una vita nominale pari a  $V_N = 100$  anni, trattandosi di un'opera infrastrutturale d'importanza strategica.

Ai fini della valutazione delle azioni sismiche, e con riferimento alle conseguenze di un'improvvisa interruzione di operatività o di un eventuale collasso, la struttura in esame rientra nella *classe d'uso IV* a cui corrisponde un coefficiente d'uso  $C_U = 2.0$ .

Ne consegue che il periodo di riferimento per l'azione sismica è  $V_R = V_N \times C_U = 200$  anni.

Le probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ , sono stabilite dalla norma in funzione dei differenti stati limite.

In funzione dei valori del periodo di riferimento  $V_R$  e della probabilità di superamento  $P_{VR}$ , si definisce il periodo di ritorno  $T_R$  mediante la relazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

La struttura in oggetto ricade nel comune di San Didero (TO).

Dalla mappatura di microzonazione sismica si ricavano i valori dei parametri di pericolosità sismica  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*_c$  relativi a ciascuno stato limite analizzato.

- **Caratterizzazione sismica dei terreni**

Con riferimento al sottosuolo nell'area di progetto, la caratterizzazione ai fini della valutazione della risposta sismica locale è stata effettuata in fase di progettazione mediante indagini geofisiche in grado di stimare la distribuzione delle onde di taglio nei primi 30 m. In particolare, come ampiamente descritto nella Relazione geologico-geotecnica, sono state effettuate indagini di tipo Down-hole e MASW e che hanno permesso di classificare il sottosuolo come di categoria B, ossia "*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $N_{SPT,30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $C_u 30 > 250$  kPa nei terreni a grana fina)*".

Dato l'andamento clivometrico della zona, essa si classifica come categoria topografica **T1**, caratterizzata da superfici pianeggianti o rilevati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ .

## • Spettri di progetto

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare per le componenti orizzontali è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule precedenti  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura.

Il valore di  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione orizzontale dell'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità, dai criteri di progettazione adottati e tiene conto delle non linearità del materiale. Per la struttura in esame è stata assunto  $q = 1.5$ . Per il sisma verticale si assume un valore di struttura  $q=1$ .

Si riportano nel seguito gli spettri di progetto calcolati

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATTUDINE

---

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta ▶▶▶

Variabilità dei parametri ▶▶▶

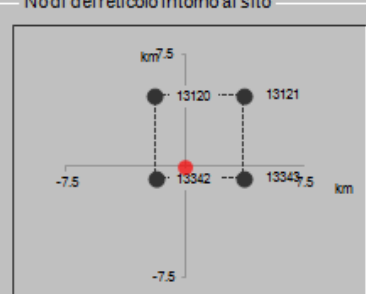
---

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri ▶▶▶

---

**Nodi del reticolo intorno al sito**



**Reticolo di riferimento**

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta



**Interpolazione**

superficie rigata ▼

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



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

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE {

- SLO -  $P_{VR} = 81\%$
- SLD -  $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU {

- SLV -  $P_{VR} = 10\%$
- SLC -  $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- .....□..... Strategia scelta

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

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **B** info  $S_B = 1.197$   $C_e = 1.420$  info

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

Compon. orizzontale

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

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

Compon. verticale

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

Elaborazioni

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

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

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

INTRO      FASE 1      FASE 2      **FASE 3**

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

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.201 g
$F_o$	2.525
$T_c$	0.279 s
$S_s$	1.197
$C_c$	1.420
$S_T$	1.000
$q$	1.500

**Parametri dipendenti**

$S$	1.197
$\eta$	0.667
$T_B$	0.132 s
$T_C$	0.396 s
$T_D$	2.404 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

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

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

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

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

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

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

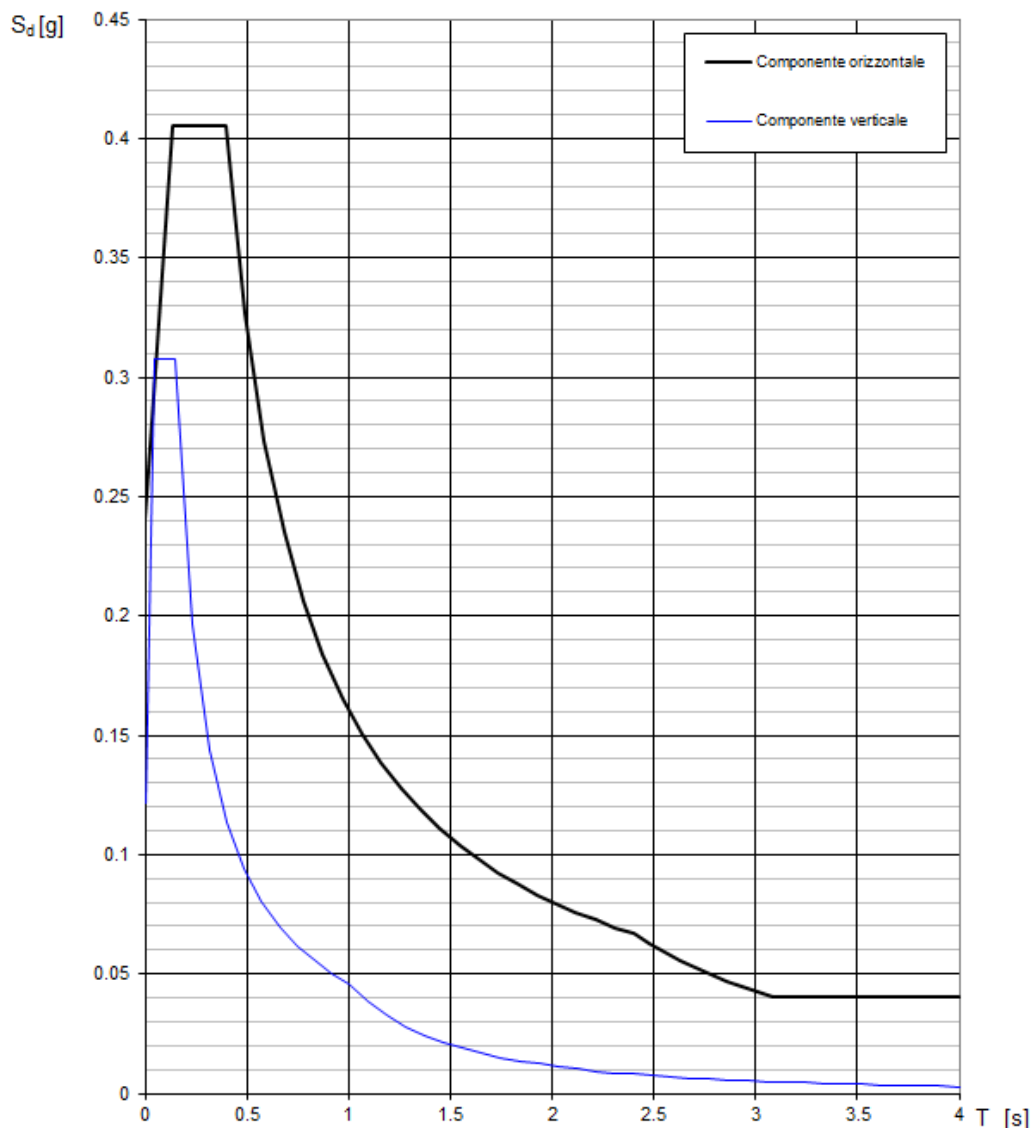
$$T_D \leq T \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_o(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.241
$T_B$	0.132	0.405
$T_C$	0.396	0.405
	0.492	0.326
	0.587	0.273
	0.683	0.235
	0.779	0.206
	0.874	0.184
	0.970	0.165
	1.065	0.151
	1.161	0.138
	1.257	0.128
	1.352	0.119
	1.448	0.111
	1.544	0.104
	1.639	0.098
	1.735	0.092
	1.831	0.088
	1.926	0.083
	2.022	0.079
	2.118	0.076
	2.213	0.073
	2.309	0.070
$T_D$	2.404	0.067
	2.480	0.063
	2.556	0.059
	2.632	0.056
	2.708	0.053
	2.784	0.050
	2.860	0.047
	2.936	0.045
	3.012	0.043
	3.088	0.040
	3.164	0.040
	3.240	0.040
	3.316	0.040
	3.392	0.040
	3.468	0.040
	3.544	0.040
	3.620	0.040
	3.696	0.040
	3.772	0.040
	3.848	0.040
	3.924	0.040
	4.000	0.040

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



Lo stato di sollecitazione e di deformazione indotto dal sisma è stato indagato facendo ricorso ad un'analisi statica lineare. Il periodo di oscillazione orizzontale è stato calcolato considerando la deformabilità dei pali di fondazione ed è pari a  $T=0.21s$  come nel progetto definitivo. Nel calcolo dell'azione sismica è stata, quindi, utilizzata l'accelerazione massima spettrale.

Ai fini delle verifiche, sono state considerate le seguenti combinazioni degli effetti delle componenti sismiche permutando i coefficienti di combinazione ed i segni ( $E_x$  definisce gli effetti della componente orizzontale dell'azione sismica agente secondo la direzione  $x$ ,  $E_y$  gli effetti della componente orizzontale agente secondo la direzione  $y$ )

$$\pm E_x \pm 0.3 \cdot E_y$$

$$\pm E_y \pm 0.3 \cdot E_x$$

L'azione del sisma verticale non viene preso in considerazione perché minore del contributo dei carichi del traffico.

### 4.12.2 Incremento di spinta in condizioni sismiche

Oltre alle forze d'inerzia dovute al peso degli elementi strutturali e del terreno dietro le spalla, è necessario, in condizioni sismiche, considerare anche un incremento della spinta del terreno rispetto a quella statica.

Le spinte in stato limite attivo e passivo in condizioni sismiche possono essere determinate con le seguenti formule:

$$S_{aE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 \pm K_v) \cdot K_{aE}$$

$$S_{pE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 \pm K_v) \cdot K_{pE}$$

dove  $K_{aE}$  e  $K_{pE}$  sono i coefficienti di spinta in condizioni sismica valutati mediante la formulazione di Mononobe e Okabe e:

- $K_h$  è il coefficiente sismico orizzontale da calcolare come (punto 7.11.6.2.1 del D.M. 14/01/2008)

$$K_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

- $K_v$  è il coefficiente sismico verticale pari a  $\pm 0.5 K_h$ ;

Il coefficiente  $\beta_m$  è da assumere unitario per opere che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno mentre  $a_{\max}$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito da poter valutare come:

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Nel caso in esame risulta:

- $K_h = 0.24$
- $K_v = 0.12$

L'incremento di spinta è quindi ottenuto come differenza tra la spinta in condizioni sismiche e quella applicata in condizioni statiche. Esso è rappresentato da un carico pseudo-statico di tipo lineare.

## 5 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Si descrive di seguito il modello agli elementi finiti utilizzato per valutare il campo delle sollecitazioni ed il campo delle deformazioni delle sottostrutture assoggettate ai carichi di progetto. Il modello è stato realizzato con il Programma “MIDAS GEN 2016 (v2.1)”, prodotto da Midas Information Technology Co., Ltd. I risultati ottenuti sono stati validati con verifiche manuali e confronti con risultati ottenuti su modelli semplificati.

I tabulati di calcolo comprensivi della descrizione completa del modello, e dei risultati dell'analisi sono forniti in allegato.

### 5.1 Descrizione del modello di calcolo dell'impalcato

È stato realizzato il modello di calcolo dell'impalcato utilizzando un modello a shell. Le travi principali sono state modellate con elementi monodimensionali tipo *beam*. La soletta è stata modellata attraverso elementi *plate*. Le travi in c.a.p sono state offsetate rispetto alla soletta della distanza tra i baricentri dei due elementi e sono stati inseriti dei vincoli rigidi di collegamento denominati "link". I traversi di testata sono stati modellati attraverso elementi *beam* avente sezione trasversale rettangolare posizionata al livello delle travi. Si riporta un'immagine del modello FEM.

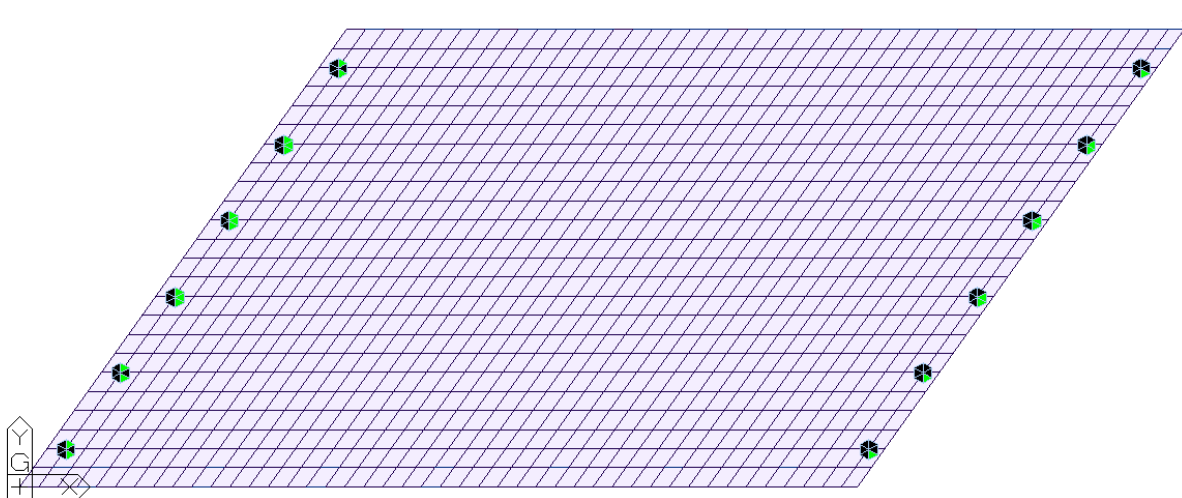
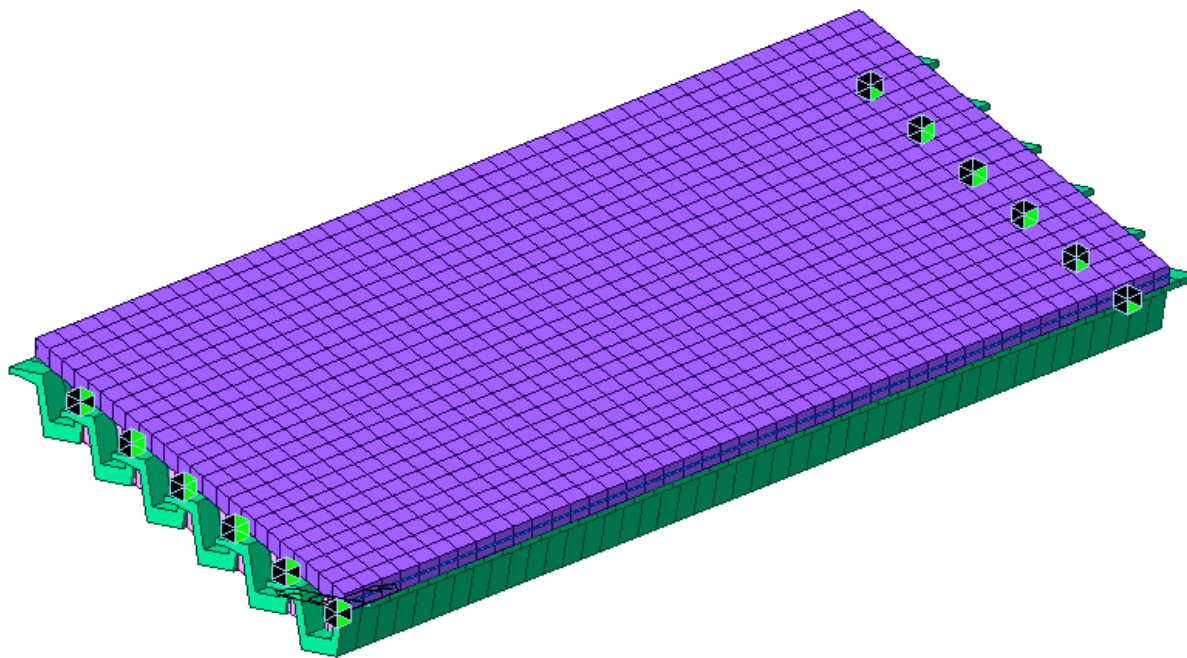
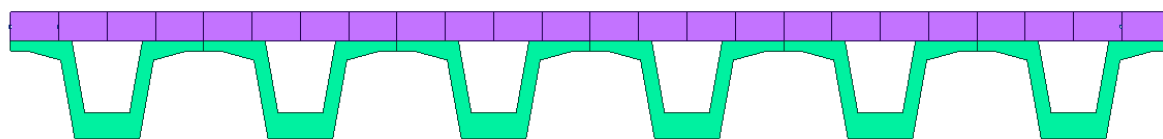


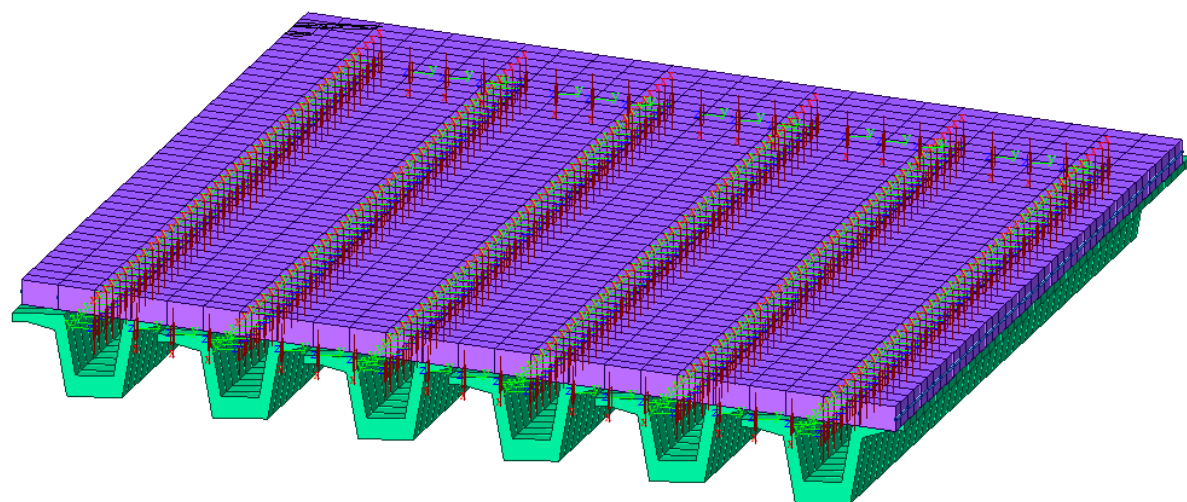
Figura 8 – Vista in pianta del modello a graticcio



*Figura 9 – Vista 3D del modello dell'impalcato*



*Figura 10 – Sezione trasversale*



*Figura 11– Vincoli dei nodi della trave con la soletta*

I vincoli esterni sono stati modellati in accordo con lo schema appoggi illustrato nei precedenti paragrafi. Ove necessario sono stati opportunamente ruotati gli assi locali dei nodi.

## 5.2 Condizioni e combinazioni di carico

Sulle membrature sono state applicate le azioni di progetto valutate come specificato al capitolo 5, considerando le condizioni elementari di carico precedentemente riportate. In particolare, il peso proprio degli elementi strutturali è calcolato in automatico dal programma di calcolo, i carichi permanenti, l'azione di frenamento e i carichi del vento sono stati applicati come *beam load*. La variazione termica non è stata inserita nel modello di calcolo, ma i suoi effetti sono stati tenuti in conto con calcoli manuali. L'azione sismica è stata applicata come forza concentrata ad un nodo collegato rigidamente al resto dell'impalcato.

Il valore dell'azione sismica orizzontale è:

$$F_{hx} = F_{hy} = W \cdot S_{de}(T) / g$$

Dove:

- W è il peso sismico dell'impalcato;
- $S_d(T_0)$  è l'accelerazione spettrale=0.405g;
- g è l'accelerazione di gravità.

Risulta pertanto:

$$F_{hx} = F_{hy} = 5134 \cdot 0.405 = 2080 \text{ kN}$$

## 5.3 Condizioni elementari di carico

In base alla modellazione delle azioni adottata, sono state considerate le seguenti condizioni elementari di carico:

	No	Name	Type	Description
▶	1	P.P.	Dead Load (D)	
	2	G1_p	Live Load (L)	Pavimentazione
	3	G2_b	Live Load (L)	Barriera
	4	G3_c	Live Load (L)	Cordoli
	5	G4_v	Live Load (L)	Velette
	6	LM5	Live Load (L)	folia marciapiedi

I carichi concentrati dovuti al traffico sono stati applicati nel modello e fatti viaggiare lungo l'asse del ponte.

Load Type

Load Model 1 / Fatigue Load Model 1

Load Model 2,4 / Fatigue Load Model 2,4

Load Model 3

Load Model 3 (Straddling)

Fatigue Load Model 3

Vehicular Load Properties

Vehicular Load Name :

Dynamic amplification factor included

Location	Tandem System		UDL System	
	Adjustment Factor	Axle Loads (kN)	Adjustment Factor	Uniformly Dist. Loads (kN/m <sup>2</sup> )
Lane Number1	1	300	1	9
Lane Number2	1	200	1	2.5
Lane Number3	1	100	1	2.5
Other Lanes & Remaining Area	0	0	1	2.5

Le azioni orizzontali sono applicate alle strutture di fondazioni.

Nel seguito della presente si riportano le diverse combinazioni di carico adottate per le verifiche della trave dell'impalcato e della soletta.

-----  
 DESIGN TYPE : Concrete Design  
 -----

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE	TYPE	LOADCASE (FACTOR) +	LOADCASE (FACTOR) +	LOADCASE (FACTOR)
1	PERM_2F	Strength/Stress	Add	G1_p( 1.000) +	G2_b( 1.000) +	G3_c( 1.000)
		G4_v( 1.000)				
2	VAR	Strength/Stress	Add	LM5( 1.000) +	LM1( 1.000)	
3	SLU_1	Strength/Stress	Add	PERM_2F( 1.350) +	LM1( 1.350) +	LM5( 1.350)
8	SLE_R	Strength/Stress	Add	PERM_2F( 1.000) +	LM1( 1.000) +	LM5( 1.000)
		P.P.( 1.000)				



## 5.4 Combinazioni delle azioni agli Stati Limite Ultimi

In base alla vigente normativa, per la definizione delle azioni di calcolo agli stati limite ultimi dei vari elementi componenti il ponte, a partire dalle condizioni di carico elementari, sono state considerate le seguenti combinazioni delle azioni:

- *Combinazioni delle azioni per le verifiche agli stati limite ultimi* secondo lo schema indicato in tabella 5.1.IV delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14.01.2008:

$$F_d = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

- *Combinazione sismica:*

$$F_d = E + G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

avendo assunto per i coefficienti  $\gamma_{g,1}$ ,  $\gamma_{g,2}$  e  $\gamma_{q,i}$  e per i coefficienti di combinazione  $\Psi_{0i}$ ,  $\Psi_{1i}$  e  $\Psi_{2i}$  i valori previsti dalle norme e riportati rispettivamente nelle tabella 5.1.V e 5.1.VI delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14.01.2008.

## 5.5 Combinazioni delle azioni agli Stati Limite di Esercizio

Per la definizione delle azioni di calcolo agli Stati Limite di Esercizio, le condizioni di carico elementari sono state cumulate in modo tale da risultare più sfavorevoli, mediante l'espressione:

- combinazioni caratteristiche rare:  $F_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$
- combinazioni frequenti:  $F_d = G_1 + G_2 + \gamma_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$
- combinazioni quasi permanenti:  $F_d = G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$

## 6 VERIFICHE DELL'IMPALCATO

### 6.1 Verifica SLE E SLU travi c.a.p

Il calcolo della trave in c.a.p. è condotto con un apposito algoritmo implementato in specifici fogli di calcolo specializzati per alcuni aspetti del calcolo.

Il programma esegue il calcolo in due fasi considerando il contributo della soletta collaborante nella situazione di seconda fase, in termini di incremento della sezione resistente e di effetti di ritiro differenziale della soletta. Le sezioni della trave prevedono in fase di esercizio la presenza della cappa collaborante, assunta pari a 200cm. Tale larghezza sarà poi omogeneizzata al CAP in ragione del rapporto tra i moduli elastici del c.a.o. e del c.a.p.

$$m = E_{CAO}/E_{CAP} = 0.895$$

#### LUCI DI CALCOLO

La lunghezza massima complessiva dell'elemento,  $L$ , risulta dai disegni di carpenteria; detto  $a$  il valore dell'appoggio la luce teorica di calcolo sarà  $L_0 = L - a$

#### TESATURA INIZIALE TREFOLI

I trefoli utilizzati sono del tipo TS 0.6”  
 L'area del singolo trefolo è  $\omega_p = 1.39 \text{ cm}^2$ ;  
 Il tiro nei trefoli sarà pari a  $\sigma_{pi} = 14000 \text{ daN/cm}^2 < 14519 \text{ daN/cm}^2$   
 corrispondente a una forza  $F_{pi} = 14000 * 1.39 = 19460 \text{ daN}$

#### FASI

Il calcolo della trave in CAP è effettuato con l'ausilio di un codice di calcolo appositamente dedicato allo studio di queste tipologie strutturali.

Il codice considera la trave nella evoluzione delle fasi costruttive e valuta fase per fase le varie cadute di tensione dovute ai fenomeni differiti, oltre alla caduta per deformazione elastica al rilascio dei trefoli.

Le verifiche eseguite dal codice sono le seguenti:

- fase di scassero: la trave è soggetta alle coazioni indotte dalla precompressione ed al peso proprio della trave
- fase di sollevamento e trasporto: la trave è soggetta alla precompressione, scontate le perdite per deformazione elastica dell'elemento al rilascio, ed al p.p. in uno schema statico dipendente dalla posizione dei ganci di sollevamento e dei punti di appoggio al trasporto; i risultati di questa fase sono transitori e nelle fasi successive non v'è traccia;
- fase di stoccaggio: la trave è soggetta al p.p. ed alla precompressione e in questa fase si manifesta una aliquota significativa delle cadute di tensione per fenomeni differiti. In particolare nel calcolo che simula tempi di stoccaggio standard si assume una aliquota di cadute per fenomeni differiti del  $\alpha=40\%$  di quelle totali che si avrebbero sotto quell'assetto.
- trave al montaggio: la trave è soggetta, in condizioni di semplice appoggio, al p.p. ed ai carichi permanenti di prima fase; in questa ipotesi la trave è ancora nuda, ossia senza il contributo della cappa collaborante;

- e) trave con cappa collaborante e carichi permanenti di seconda fase attivi; alla fine di questa fase si considera l'aliquota di cadute ( $1-\alpha=60\%$  del totale ancora da scontare) per fenomeni differiti sotto le tensioni indotte in questo assetto statico;
- f) azione dei carichi variabili a cadute scontate: la trave ha esaurito i fenomeni lenti e i carichi accidentali agiscono sulla trave con cappa collaborante.

### CADUTE DI TENSIONE PER FENOMENI DIFFERITI

I fenomeni lenti alla base della riduzione di efficacia della precompressione sono descritti di seguito insieme alle procedure di valutazione degli stessi. Si fa riferimento alle formulazioni consolidate presentate nel DM14/1/2008 sulle costruzioni in c.a., come descritto in precedenza e qui brevemente riassunto.

#### • *Cadute di tensione per rilassamento*

Si considera la caduta a tempo infinito di un trefolo in acciaio armonico soggetto ad una tensione

$\sigma_{spi} = 0.75 f_{ptk}$  data da

$\Delta\sigma_{\infty} = 0.18 \sigma_{spi}$  salvo dati forniti dal produttore in merito alle prove di certificazione.

Per una tensione iniziale differente da  $\sigma_{spi} = 0.75 f_{ptk}$  il valore della caduta varia con una legge parabolica tale che

- per  $\sigma_{spi} = 0.5 f_{ptk} \rightarrow \Delta\sigma_{\infty} = 0$ ;
- la tangente in  $\sigma_{spi} = 0.5 f_{ptk}$  è orizzontale
- per  $\sigma_{spi} = 0.75 f_{ptk} \rightarrow \Delta\sigma_{\infty} = 0.18 \sigma_{spi}$ ;

Normalmente si assume che prima del rilascio dei trefoli si sconti una caduta di tensione rispetto al tiro iniziale di 250 daN/cm<sup>2</sup>.

La perdita per rilassamento è influenzata dalle perdite per ritiro e fluage, che ne riducono il valore.

La normativa considera l'interazione tra i fenomeni detti riducendo la caduta per rilassamento al valore finale. Nel seguito tale interazione è a vantaggio di sicurezza trascurata.

In assenza di dati sperimentali afferenti al lotto considerato, la caduta di tensione  $\Delta\sigma$  per rilassamento al tempo  $t$  ad una temperatura di 20 °C può assumersi pari ai valori calcolati con le

seguenti formule

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \rho_{1000} e^{0,1\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad \text{per Classe 2}$$

$$\rho_{1000} = 2.5$$

$$\mu = 0.76$$

$$\text{Per } t = 500000h \rightarrow \Delta\sigma/\sigma_{pi} = 4.6\%.$$

Coefficiente di omogeneizzazione  $n = 6$

A vantaggio di sicurezza si trascura l'interdipendenza tra i fenomeni sommando le singole perdite.

#### • *Cadute di ritiro*

Per il ritiro si adotta la formulazione prevista dal DM14/1/2008

$$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd}$$

$\varepsilon_{ca}$  = ritiro autogeno

$\varepsilon_{cd}$  = ritiro per essiccamento

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

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \text{ con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2$$

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

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \varepsilon_{c0} \quad (11.2.7)$$

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

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

$f_{ck}$	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

Tabella 11.2.Vb – Valori di  $k_h$

$h_0$ (mm)	$k_h$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
$\geq 500$	0,70

### • Coefficiente per cadute di fluage

Con riferimento al §11.2.10.7 del DM14/1/2008 si ha

$$\varepsilon_{cv} = \varphi(t_0, \infty) \varepsilon_{cel}$$

Il coefficiente  $\varphi(t_0, \infty)$  si ottiene per interpolazione dalla tabella fornita dalla normativa

Tabella 11.2.VI – Valori di  $\varphi(\infty, t_0)$ . Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%

$t_0$	$h_0 \leq 75$ mm	$h_0 = 150$	$h_0 = 300$	$h_0 \geq 600$
3 giorni	3,5	3,2	3,0	2,8
7 giorni	2,9	2,7	2,5	2,3
15 giorni	2,6	2,4	2,2	2,1
30 giorni	2,3	2,1	1,9	1,8
$\geq 60$ giorni	2,0	1,8	1,7	1,6

$$h_0 = 2A / u$$

A= Area della sezione

u = Perimetro della sezione

Assunto  $t_0 = 3-7$  giorni per la messa in carico, ed interpolando linearmente tra i valori forniti dalla norma si ha il valore cercato del coefficiente di proporzionalità.

### RITIRO DIFFERENZIALE

Se la soletta viene gettata dopo che la nervatura ha già un buon periodo di stagionatura, accade che, mentre la nervatura ha già subito una parte del ritiro, la soletta deve ancora subirlo per intero. Nasce così uno stato di coazione per effetto del ritiro differenziale tra soletta e nervatura

$$\varepsilon_{rd} = \varepsilon^s_{r\infty} - (\varepsilon^n_{r\infty} - \varepsilon^s_{rt})$$

con

- $\varepsilon_{r\infty}^s = \text{totale ritiro della soletta};$
- $\varepsilon_{r\infty}^n; \varepsilon_{rt}^s = \text{ritiro della nervatura a tempo infinito ed a tempo tdi getto della soletta.}$

Si suppone che i conglomerati della soletta e della nervatura abbiano uguali caratteristiche

$$\varepsilon_{rd} = \varepsilon_{rt}$$

Imponendo l'equilibrio e la congruezza si ottiene

$$F = \frac{E \cdot \varepsilon_{rd}}{\frac{1}{B_s} + \frac{1}{B_n} + \frac{\delta^2}{J_n}}$$

con

E = modulo elastico del calcestruzzo;

B<sub>s</sub> = base soletta;

## LIMITI TENSIONALI MATERIALI

### CARATTERISTICHE MATERIALI CAP

<b>Calcestruzzo</b>			
R <sub>ck</sub>	55 N/mm <sup>2</sup>	Resistenza cubica a compressione a 28 giorni	= 550,00
R <sub>ckj</sub>	45 N/mm <sup>2</sup>	Resistenza a cubica a compressione allo scassero	= 450,00
f <sub>ck</sub>	45,65 N/mm <sup>2</sup>	Resistenza cilindrica a compressione a 28 giorni	= 456,50
f <sub>ckj</sub>	37,35 N/mm <sup>2</sup>	Resistenza cilindrica a compressione allo scassero	= 373,50
f <sub>ctm</sub>	3,83 N/mm <sup>2</sup>	Resistenza media a trazione a 28 giorni	= 38,32
f <sub>ctmj</sub>	3,35 N/mm <sup>2</sup>	Resistenza media a trazione allo scassero	= 33,52
<b>Trefoli</b>			
f <sub>tpk</sub>	1860 N/mm <sup>2</sup>	Tensione caratteristica di rottura	= 18600
f <sub>p(1)k</sub>	1670 N/mm <sup>2</sup>	Tensione caratteristica all'1% di deformazione tot.	= 16700

<b>LIMITAZIONI TENSIONI</b>			
<b>SCASSERO</b>			
σ <sub>c</sub> ≤	26,15 N/mm <sup>2</sup>	Tensione di compressione limite allo scassero	= 261,45
σ <sub>spi</sub> ≤	1488 N/mm <sup>2</sup>	Tensione limite trefoli alla tesatura	= 14880
f <sub>ctm(1)</sub>	3,35 N/mm <sup>2</sup>	Resistenza media a trazione allo scassero	= 33,52
<b>ESERCIZIO</b>			
σ <sub>c</sub> ≤	27,39 N/mm <sup>2</sup>	Tensione compressione limite comb. Caratteristica	= 273,90
σ <sub>c</sub> ≤	20,54 N/mm <sup>2</sup>	Tensione compressione limite comb. Quasi perm.	= 205,43
f <sub>ctm</sub>	3,83 N/mm <sup>2</sup>	Tensione limite di trazione nel calcestruzzo	= 38,32
σ <sub>sp</sub> ≤	1336 N/mm <sup>2</sup>	Tensione limite trefoli	= 13360

## VERIFICHE

Per tutti gli elementi precompressi sono riportate le seguenti verifiche:

- in esercizio delle varie sezioni;

- verifica a taglio SLU;
- verifica a SLU della sezione di mezzzeria.
- Verifica come c.a.o. della sezione di fine diffusione della precompressione;

Il peso proprio della soletta è applicato direttamente alla trave.

Il contributo dei permanenti e dei carichi variabili invece deriva dal modello di calcolo.

I valori complessivi dei momenti agenti sono:

$$M_{gl} = M_{trave} + N_{tr} * e + M_s$$

essendo

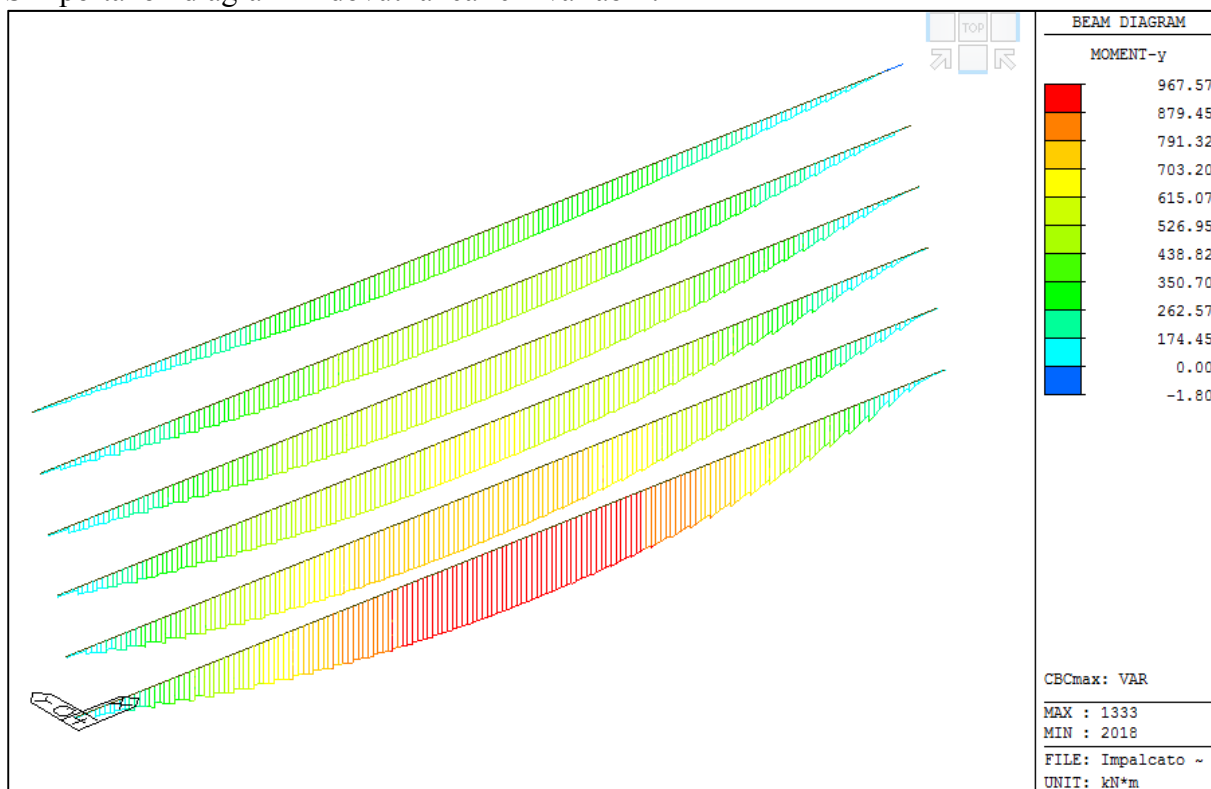
$M_{tr}$  il momento della trave (riportato nei seguenti diagrammi)

$N_{tr}$  lo sforzo normale della trave

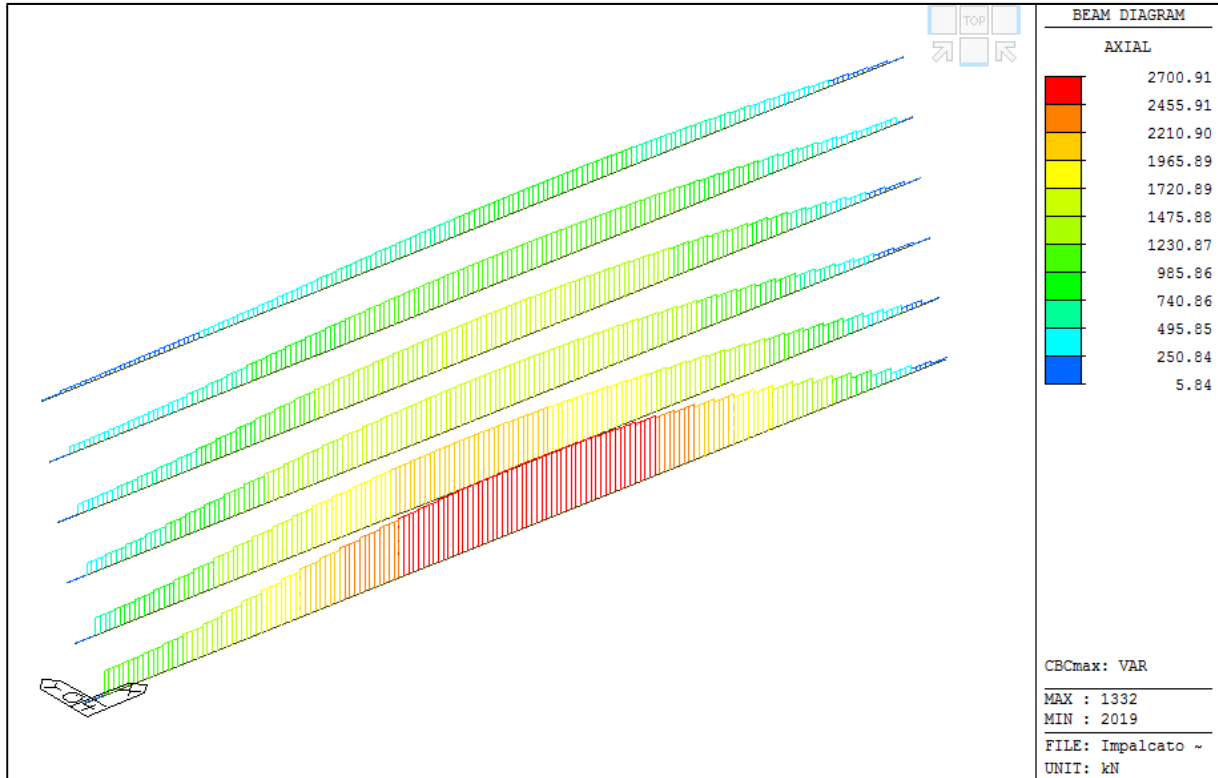
e l'eccentricità tra il baricentro della trave e della soletta

$M_s$  il momento in soletta

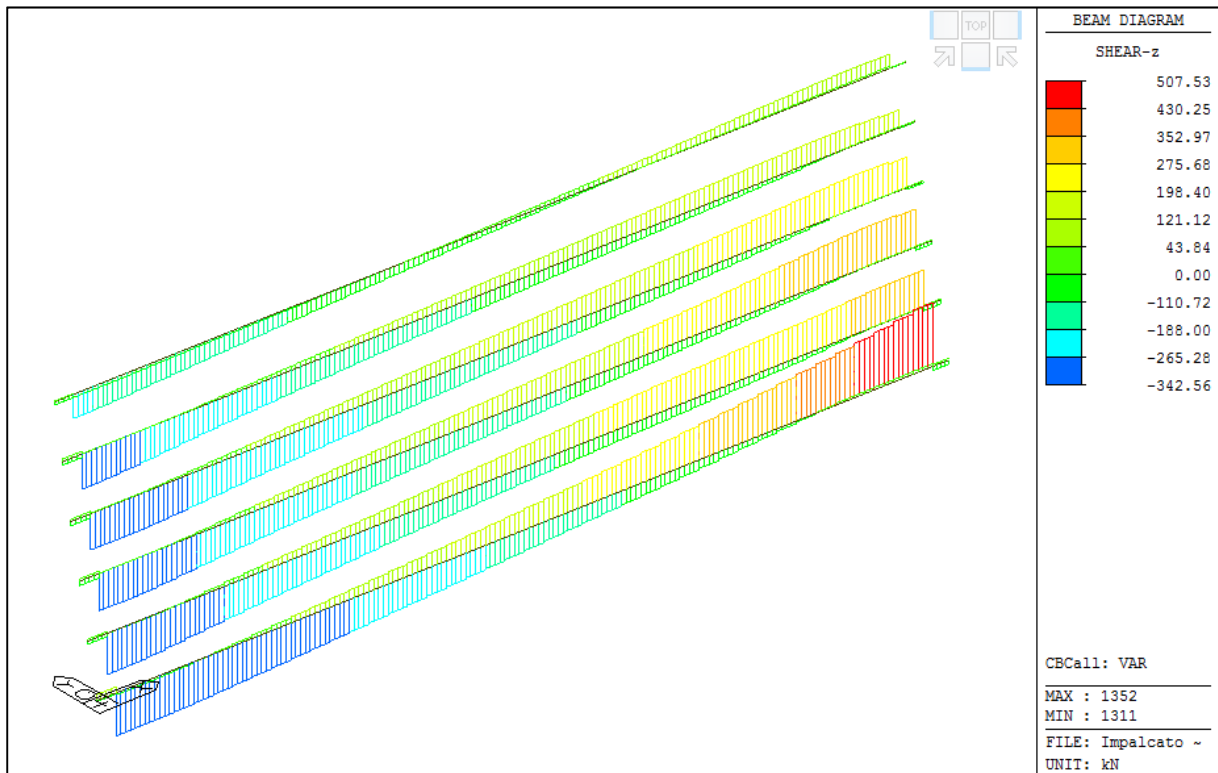
Si riportano i diagrammi dovuti ai carichi variabili.



**Figura 12** – Momento flettente  $M_k$  travi in c.a.p.-LM1+LM2



**Figura 13** – Sf. Normale  $N_k$  su travi in c.a.p. LM1+LM2



**Figura 14** – Taglio  $V_k$  su travi in c.a.p. LM1+LM2

### 6.1.1 Verifica sle

<b>Dati trave</b>						
L =	22.00	m	lunghezza totale trave			
a =	0.500	m	distanza bordo trave appoggio			
L <sub>0</sub> =	21.00	m	lunghezza calcolo trave			
<b>Dati sezione di figura in prima fase</b>						
H =	100	cm	altezza totale sezione			
A <sub>0</sub> =	5394	cm <sup>2</sup>	area sez. geometrica			
J <sub>0</sub> =	6394311	cm <sup>4</sup>	mom. Inerzia sez. geometrica			
y <sub>gi</sub> =	53.07	cm	distanza baricentro. geom. dal lembo inf.			
y <sub>gs</sub> =	46.93	cm	distanza baricentro. geom. dal lembo sup.			
b <sub>w</sub> =	15	cm	Spessore anima (singola se la trave è a "V")			
E <sub>t</sub> =	364161	kg/cm <sup>2</sup>	modulo elastico della trave			
<b>Dati soletta collaborante</b>						
b <sub>w</sub> =	0	cm	larghezza in testa trave			
B <sub>s</sub> =	200	cm	larghezza di calcolo della soletta			
h <sub>s</sub> =	30	cm	altezza totale soletta con lastrina			
E <sub>s</sub> =	325881	kg/cm <sup>2</sup>	modulo elastico della soletta			
a =	0	cm	appoggio lastrina			
s =	0	cm	spessore lastrina			



<b>Parametri reologici</b>			
$\varepsilon_{rit} =$	2.475E-04		coefficiente per ritiro a tempo $\infty$
$\alpha =$	0.4	40%	aliquota in fase di stoccaggio
$E_c =$	333333	kg/cm <sup>2</sup>	modulo elastico in fase di stoccaggio (assunto $E_p/6$ )
$E_{sp} =$	2100000	kg/cm <sup>2</sup>	modulo elastico dei trefoli
$\Delta\sigma_{sc\infty} =$	0.09	$\sigma_{spi}$	per trefoli $k = 0.18$ per $\sigma_{spi} = 0.75 f_{ptk}$
$f_{ptk} =$	18600	kg/cm <sup>2</sup>	tensione a rottura trefolo
$m =$	2.55		coeff. di proporzionalità per cadute da fluage
$\alpha_r =$	0.4	40%	ritiro scontato dalla trave in CAP rispetto alla soletta
$n_{cap} =$	6		coeff. omogeneizzazione CAP
<b>Cadute per rilassamento</b>			
$\sigma_{spi} =$	13950	kg/cm <sup>2</sup>	
$\Delta\sigma_{rt1000}\%$	2.2	%	k
$\Delta\sigma_{rt2000}\%$	2.5	%	C = 9      0
$\Delta\sigma_{rt5000}\%$	2.8	%	C = 3      1
$\Delta\sigma_{rt\infty}\%$	4.6	%	valore calcolato
$\Delta\sigma_{rt\infty}\%$	9	%	valore assunto direttamente
$\alpha_1 =$	5	%	aliquota in fase di stoccaggio
$\alpha_2 =$	4	%	aliquota in seconda fase

Sono stati utilizzati in totale n°42. Per alcuni trefoli sono predisposte delle guaine nei presi degli appoggi.

<b>Trefolatura</b>		
<b>TS</b>	<b>0.6</b>	
$\omega_p =$	1.39	cmq
$\Delta y =$	5	cm
$L_{diff} =$	110	cm
strato	$y_i$ [cm]	n. tref.
1	6	10
2	11	10
3	16	8
4	21	8
5	26	4
6	31	0
7	36	0
8	41	0
9	46	0
10	51	0
11	56	0
12	61	0
13	66	0
14	71	0
15	95	4

	n. guaine								
Sezione	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	0	60	60.1	150	250	350	500	700	1050
	0	0	6	6	4	4	4	0	0
	0	0	6	4	4	4	4	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Le sollecitazioni di calcolo nelle varie sezioni oggetto di verifica sono elencate nella seguente tabella.

Sezione	X [cm]	V <sub>g</sub> [kg]	V <sub>p1f</sub> [kg]	V <sub>p2f</sub> [kg]	V <sub>var,s</sub> [kg]	V <sub>tot</sub> [kg]	M <sub>g</sub> [kg*m]	M <sub>p1f</sub> [kg*m]	M <sub>p2f</sub> [kg*m]	M <sub>q,var,s</sub> [kg*m]	M <sub>TOT</sub> [kg*m]
1	0	15472	15750	14898	34918	81038	0	0	0	0	0
2	60	14588	14850	14047	34918	78403	9018	9180	8684	31758	58640
3	60.1	14587	14849	14045	34918	78398	9033	9195	8698	31809	58735
4	150	13262	13500	12770	34582	74114	21551	21938	20751	75892	140132
5	250	11789	12000	11351	33534	68673	34076	34688	32812	120001	221576
6	350	10315	10500	9932	32008	62755	45128	45938	43453	158920	293438
7	500	8105	8250	7804	29237	53395	58943	60000	56755	207569	383266
8	700	5157	5250	4966	25258	40632	72205	73500	69525	254272	469501
9	1050	0	0	0	17886	17886	81230	82688	78216	286056	528189
10	1050	0	0	0	17886	17886	81230	82688	78216	286056	528189
11	1050	0	0	0	17886	17886	81230	82688	78216	286056	528189
12	1050	0	0	0	17886	17886	81230	82688	78216	286056	528189

Tabella di sintesi tensioni nelle sezioni precomprese

Sezione	Ascissa	Scassero		Permanenti fase 1			Permanenti fase 2			
		Sup. Tr	Inf. Tr	Sup. Tr	Inf. Tr	Cavo	Sup. Tr	Inf. Tr	Cavo	Sup. sol
NUM.	X [cm]	σ <sub>st</sub> [kg/cmq]	σ <sub>it</sub> [kg/cmq]	σ <sub>st</sub> [kg/cmq]	σ <sub>it</sub> [kg/cmq]	σ <sub>sp</sub> [kg/cmq]	σ <sub>st</sub> [kg/cmq]	σ <sub>it</sub> [kg/cmq]	σ <sub>sp</sub> [kg/cmq]	σ <sub>sc</sub> [kg/cmq]
3	60.1	-5.6	-212.9	-11.7	-182.3	11428	-10.0	-154.3	9944	-5.5
4	150.0	-6.7	-224.2	-22.1	-182.1	11392	-21.3	-147.5	9935	-8.4
5	250.0	-10.2	-232.9	-34.6	-179.0	11333	-34.9	-138.0	9921	-11.3
6	350.0	-17.6	-224.9	-49.3	-163.3	11404	-50.7	-119.7	10100	-13.3
7	500.0	-26.7	-215.0	-67.8	-143.7	11493	-70.5	-96.8	10323	-15.8
8	700.0	-28.0	-239.6	-76.9	-160.2	11274	-80.5	-106.6	10023	-18.7
9	1050.0	-37.1	-230.8	-91.5	-145.3	11295	-96.6	-88.5	10152	-21.2

Sezione	Ascissa	Variabili			
		Sup. Tr	Inf. Tr	Cavo	Sup. sol
NUM.	X [cm]	σ <sub>st</sub> [kg/cmq]	σ <sub>it</sub> [kg/cmq]	σ <sub>sp</sub> [kg/cmq]	σ <sub>sc</sub> [kg/cmq]
3	60.1	-36.3	-129.5	10011	-12.3
4	150.0	-51.8	-103.4	10089	-25.3
5	250.0	-69.6	-74.9	10161	-38.2
6	350.0	-89.2	-39.5	10413	-49.1
7	500.0	-113.6	4.7	10727	-62.7
8	700.0	-128.7	0.9	10472	-73.0
9	1050.0	-147.8	31.4	10649	-82.5

Le tensioni allo scasso nella sezione 3 sono pari a:

$$\sigma_{ct} = -5.6 \text{ kg/cm}^2 < f_{ctm(1)} = 33.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \S 7.3.2(2) \text{ EN 1992-1} \quad (\text{Verificato})$$

$$\sigma_{ci} = -212.9 \text{ kg/cm}^2 < f_{c(1)} = 261.45 \text{ kg/cm}^2 \quad \S 4.1.8.1.4 \text{ NTC08} \quad (\text{Verificato})$$

Le tensioni in esercizio nella sezione 9 sono pari a:

$$\sigma_{ct} = -147.8 \text{ kg/cm}^2 < f_c = 273.9 \text{ kg/cm}^2 \quad \S 4.1.8.1.2 \text{ NTC08} \quad (\text{Verificato})$$

$$\sigma_{ci} = 31.5 \text{ kg/cm}^2 < f_c = 38.32 \text{ kg/cm}^2 \quad \S 4.1.8.1.2 \text{ NTC08} \quad (\text{Verificato})$$

Oltre alla trefolatura nella sezione di mezzzeria si è considerato il contributo dell'armatura lenta presente indicata in seguito:

#### Sezione 3-4-5-6-7

Armatura lenta				
$\Delta y =$	5	cm	passo barre in verticale	
strato	$y_i$ [cm]	n. ferri	$\phi$ [mm]	$A_{sw}$
1	5	6	12	6.79
2	5.5	0	0	0.00
3	16	0	0	0.00
4	16	0	0	0.00
5	55	0	0	0.00
6	65	0	0	0.00
7	95	4	18	10.18
8	95	0	0	0.00
9	105	0	0	0.00
10	50	0	0	0.00

#### Sezione 8-9

Armatura lenta				
$\Delta y =$	5	cm	passo barre in verticale	
strato	$y_i$ [cm]	n. ferri	$\phi$ [mm]	$A_{sw}$
1	5	6	12	6.79
2	6	4	26	21.24
3	16	0	0	0.00
4	16	0	0	0.00
5	55	0	0	0.00
6	65	0	0	0.00
7	95	4	18	10.18
8	95	0	0	0.00
9	105	0	0	0.00
10	50	0	0	0.00

### 6.1.2 Verifica a taglio SLU- trave c.a.p.

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio viene valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a “taglio trazione” si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \operatorname{sen} \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a “taglio compressione” si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta)}{1 + \operatorname{ctg}^2 \theta}$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

dove:

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale;

$s$  è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;

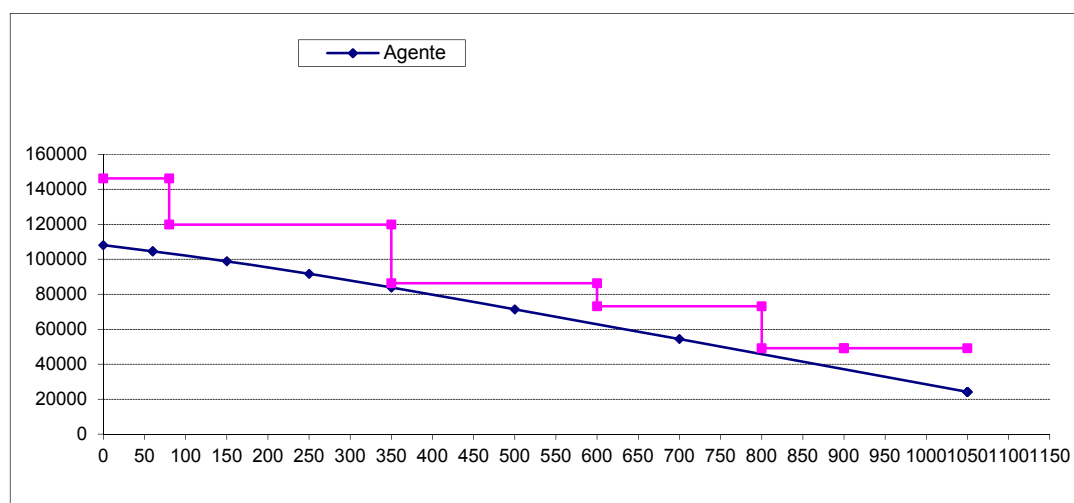
$\alpha$  è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$f'_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$ ).

$\alpha_c$  è un coefficiente maggiorativo.

Le resistenze sono ottenute con un'inclinazione della biella compressa di  $45^\circ$ .

In seguito è riportato l'andamento del taglio sollecitante e del taglio resistente per mezza trave.



Sez. calc.	$x_{calc}$ [cm]	$\sigma_{cp}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\alpha_c$	$b_w$ [cm]	$V_{sd}$ [kg]	$x_{staffe}$ [cm]	$s$ [cm]	R1		R2		Disposte	Nec. $T_{sd}$	Efficaci	$V_{Rsd}$ [kg]	$V_{Rcd}$ [kg]
								nb. 1	$\phi$ 1 [mm]	nb. 2	$\phi$ 2 [mm]					
1	0	0.00	1.00	48.00	109402	0	10	2	12	2	10	3.83	0.00	3.83	146256	302871
2	60	0.00	1.00	48.00	105844	80	10	2	12	2	10	3.83	0.00	3.83	146256	302871
3	60.1	52.84	1.20	30.00	105838	80	10	2	10	2	10	3.14	0.00	3.14	119882	227964
4	150	61.00	1.24	30.00	100054	350	10	2	10	2	10	3.14	0.00	3.14	119882	233935
5	250	70.53	1.25	30.00	92709	350	20	2	12	2	12	4.52	0.00	4.52	86315	236618
6	350	80.34	1.25	30.00	84720	600	20	2	12	2	12	4.52	0.00	4.52	86315	236618
7	500	92.60	1.25	30.00	72083	600	20	2	12	2	10	3.83	0.00	3.83	73128	236618
8	700	105.65	1.25	30.00	54853	800	20	2	12	2	10	3.83	0.00	3.83	73128	236618
9	1050	116.01	1.25	30.00	24146	800	20	2	10	2	8	2.57	0.00	2.57	49151	236618
10	1050	134.06	1.20	30.00	24146	900	20	2	10	2	8	2.57	0.00	2.57	49151	227994
11	1050	134.06	1.20	30.00	24146	900	20	2	10	2	8	2.57	0.00	2.57	49151	227994
12	1050	134.06	1.20	30.00	24146	1050	20	2	10	2	8	2.57	0.00	2.57	49151	227994

In seguito sono riportate le sollecitazioni di scorrimento all'interfaccia tra soletta e trave in c.a.p. I connettori sono formati dalle reti R1, al passo indicato nella tabella precedente. Nelle zone dove la rete non basta a coprire lo scorrimento verranno inserire delle armature integrative.

Sez	R1		ARM. INTEG		$F_{sd}$ [kg]	$F_{Rd}$ [kg]
	nb. 1	$\phi$ 1 [mm]	nb. 3	$\phi$ 3 [mm]		
1	2	12			11655	17693
2	2	12			11276	17693
3	2	10			11275	12287
4	2	10			10659	12287
5	2	12	2	10	19752	29980
6	2	12	2	10	18050	29980
7	2	12			15358	17693
8	2	12			11687	17693
9	2	10			5145	12287
10	2	10			5145	12287
11	2	10			5145	12287
12	2	10			5145	12287

La forza agente è calcolata come segue:

$$F_{sd} = V_{Ed} * S / J * s$$

$$F_{Rd} = A_{sw} * f_{yd}$$

### 6.1.3 Verifica flessionale SLU - sezione mezzeria

Per gli elementi in c.a. soggetti sia a regimi di sforzo estensionali che flessionali, sono state condotte verifiche a presso-flessione o tenso-flessione, controllando che:

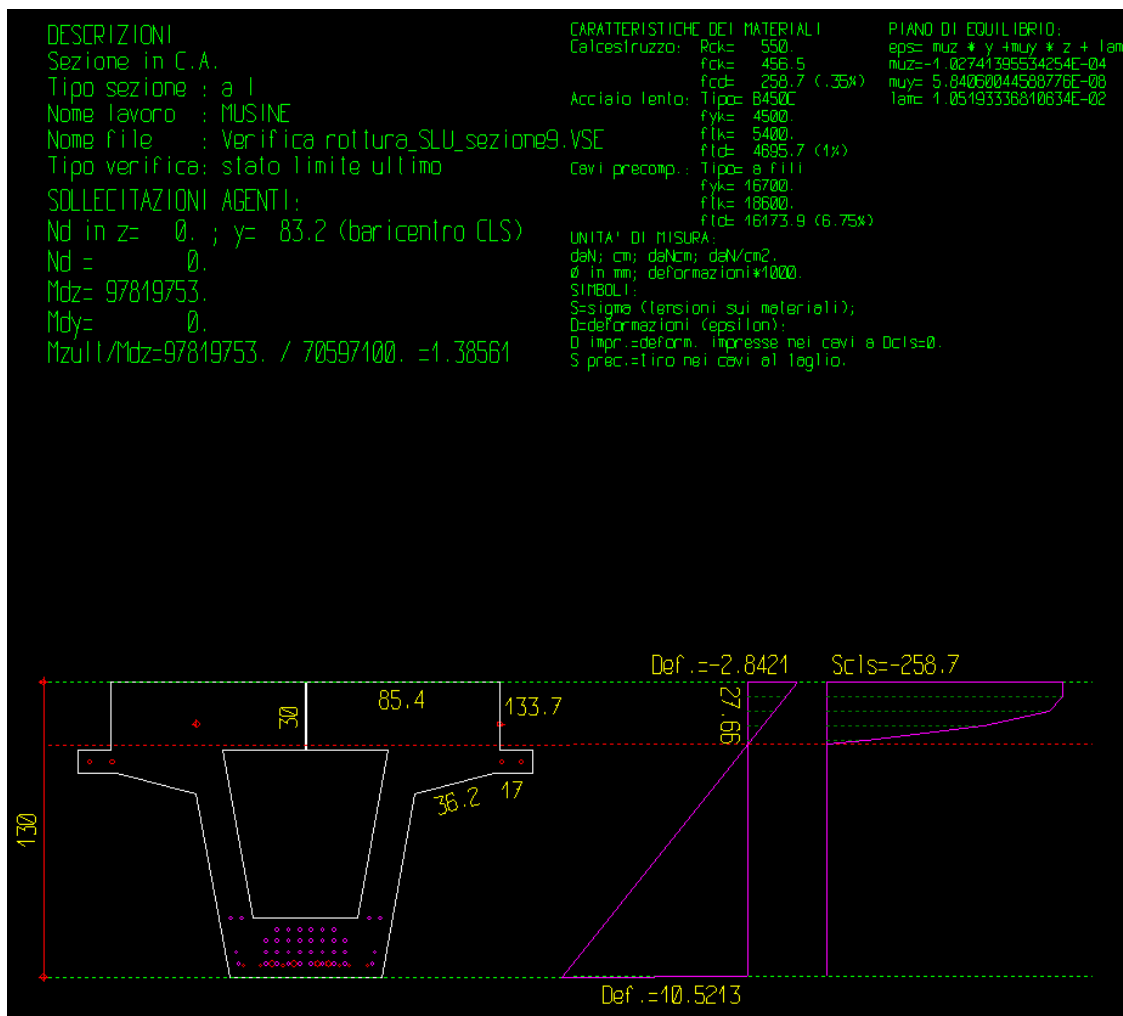
$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

$M_{Rd}$  è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a NEd;

$M_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

Si riporta il tabulato di verifica flessionale della sezione 9, sezione in mezzeria.



Armatura lenta disposta:

- 4Φ26 spezzoni

- correnti 6Φ12 inferiori

-correnti 4Φ18 superiori

Nome file : Verifica rottura\_SLU\_sezione9.VSE

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.

Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni\*1000.

ferri : diametri in mm; aree in cm2.

Simboli:

Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;

S = Sigma (tensioni sui materiali);

D = Deformazioni x 1000 (epsilon);

Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

D impr.= Deformazioni impresse sui cavi a deformazione CLS nulla;

S prec.= tiro nei cavi al taglio;

Fase = precompressione: 0 per pretesi; 1 e oltre per postesi.

## MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 550. ; fck = 456.5 ; fcd = 258.68 (.35%)  
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 5400. ; fyk = 4500. ; ftd = 4695.65 (1%)  
 Cavi : Tipo= a fili ; ftk = 18600. ; fyk = 16700. ; ftd = 16173.91. (6.75%)

## SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: a I

Cls:

			Acciaio lento:				
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]
1- 1	.2	100.	1	-14.8	6.1	24.	4.5239
1- 2	.2	130.	2	-5.2	5.9	24.	4.5239
1- 3	85.7	130.	3	5.2	5.9	24.	4.5239
1- 4	85.7	100.	4	10.1	6.	24.	4.5239
1- 5	100.	100.	5	-95.	95.	18.	2.5447
1- 6	100.	90.	6	-85.2	95.	18.	2.5447
1- 7	83.	90.	7	95.	95.	18.	2.5447
1- 8	48.	80.5	8	86.7	95.	18.	2.5447
1- 9	33.5	0.	9	-27.4	5.	12.	1.131
1-10	-33.5	0.	10	-19.9	5.	12.	1.131
1-11	-48.	80.5	11	-10.	5.	12.	1.131
1-12	-83.	90.	12	27.4	5.	12.	1.131
1-13	-100.	90.	13	19.4	5.	12.	1.131
1-14	-100.	100.	14	14.9	5.	12.	1.131
1-15	-85.7	100.					
1-16	-85.7	130.					
1-17	-.2	130.					
1-18	-.2	100.					
1-19	-36.5	100.					
1-20	-23.1	26.					
1-21	23.1	26.					
1-22	36.5	100.					

Cavi:

cavo	fas	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]	S prec.
1	0	-29.5	6.	13.3	1.3893	14000.
2	0	-17.5	6.	13.3	1.3893	14000.
3	0	-12.5	6.	13.3	1.3893	14000.
4	0	-7.5	6.	13.3	1.3893	14000.
5	0	-2.5	6.	13.3	1.3893	14000.
6	0	2.5	6.	13.3	1.3893	14000.
7	0	7.5	6.	13.3	1.3893	14000.
8	0	12.5	6.	13.3	1.3893	14000.
9	0	17.5	6.	13.3	1.3893	14000.
10	0	29.5	6.	13.3	1.3893	14000.
11	0	-30.5	11.	13.3	1.3893	14000.
12	0	-17.5	11.	13.3	1.3893	14000.
13	0	-12.5	11.	13.3	1.3893	14000.
14	0	-7.5	11.	13.3	1.3893	14000.
15	0	-2.5	11.	13.3	1.3893	14000.
16	0	2.5	11.	13.3	1.3893	14000.
17	0	7.5	11.	13.3	1.3893	14000.
18	0	12.5	11.	13.3	1.3893	14000.
19	0	17.5	11.	13.3	1.3893	14000.
20	0	30.5	11.	13.3	1.3893	14000.
21	0	-17.5	16.	13.3	1.3893	14000.
22	0	-12.5	16.	13.3	1.3893	14000.
23	0	-7.5	16.	13.3	1.3893	14000.
24	0	-2.5	16.	13.3	1.3893	14000.
25	0	2.5	16.	13.3	1.3893	14000.
26	0	7.5	16.	13.3	1.3893	14000.
27	0	12.5	16.	13.3	1.3893	14000.
28	0	17.5	16.	13.3	1.3893	14000.
29	0	-12.5	21.	13.3	1.3893	14000.
30	0	-7.5	21.	13.3	1.3893	14000.
31	0	-2.5	21.	13.3	1.3893	14000.
32	0	2.5	21.	13.3	1.3893	14000.
33	0	7.5	21.	13.3	1.3893	14000.
34	0	12.5	21.	13.3	1.3893	14000.
35	0	-28.1	26.	13.3	1.3893	14000.
36	0	-33.	26.	13.3	1.3893	14000.
37	0	33.	26.	13.3	1.3893	14000.
38	0	28.1	26.	13.3	1.3893	14000.

## SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 83.25 (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)
1	0.	97862553.	0.	Mz+:97862553./70597100.= <u>1.3862</u>

## RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00010263936	.00000005836	.01050724334

Deformazioni sui materiali:

sol	Cls			Acciaio lento				
	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 1	.2433	0.	si	1	9.8814	4684.1	si
1	1- 2	-2.8359	-258.7	si	2	9.9052	4686.4	si
1	1- 3	-2.8309	-258.7	si	3	9.8999	4685.9	si
1	1- 4	.2483	0.	si	4	9.8945	4685.4	si
1	1- 5	.2491	0.	si	5	.751	1501.9	si
1	1- 6	1.2755	0.	si	6	.7515	1503.1	si
1	1- 7	1.2745	0.	si	7	.762	1524.1	si
1	1- 8	2.2476	0.	si	8	.7616	1523.1	si
1	1- 9	10.5092	0.	si	9	9.9924	4694.9	si
1	1-10	10.5053	0.	si	10	9.9929	4695.	si
1	1-11	2.242	0.	si	11	9.9935	4695.	si
1	1-12	1.2649	0.	si	12	9.9956	4695.2	si
1	1-13	1.2639	0.	si	13	9.9952	4695.2	si
1	1-14	.2375	0.	si	14	9.9949	4695.2	si
1	1-15	.2383	0.	si				
1	1-16	-2.8409	-258.7	si				
1	1-17	-2.8359	-258.7	si				
1	1-18	.2433	0.	si				
1	1-19	.2412	0.	si				
1	1-20	7.8373	0.	si				
1	1-21	7.84	0.	si				
1	1-22	.2454	0.	si				

Cavi da precompressione

sol	cavo	D impr.	D cls	D cavo	S cavi
1	1	-4.7619	9.88969	14.65159	15274.5
1	2	-4.7619	9.89039	14.65229	15274.5
1	3	-4.7619	9.89068	14.65258	15274.6
1	4	-4.7619	9.89097	14.65287	15274.6
1	5	-4.7619	9.89126	14.65317	15274.6
1	6	-4.7619	9.89155	14.65346	15274.7
1	7	-4.7619	9.89184	14.65375	15274.7
1	8	-4.7619	9.89214	14.65404	15274.7
1	9	-4.7619	9.89243	14.65433	15274.7
1	10	-4.7619	9.89313	14.65503	15274.8
1	11	-4.7619	9.37643	14.13834	15224.5
1	12	-4.7619	9.37719	14.13909	15224.6
1	13	-4.7619	9.37748	14.13939	15224.6
1	14	-4.7619	9.37777	14.13968	15224.7
1	15	-4.7619	9.37806	14.13997	15224.7
1	16	-4.7619	9.37836	14.14026	15224.7
1	17	-4.7619	9.37865	14.14055	15224.8
1	18	-4.7619	9.37894	14.14084	15224.8
1	19	-4.7619	9.37923	14.14114	15224.8
1	20	-4.7619	9.37999	14.1419	15224.9
1	21	-4.7619	8.86399	13.6259	15174.7
1	22	-4.7619	8.86428	13.62619	15174.7
1	23	-4.7619	8.86458	13.62648	15174.7
1	24	-4.7619	8.86487	13.62677	15174.8
1	25	-4.7619	8.86516	13.62706	15174.8
1	26	-4.7619	8.86545	13.62736	15174.8
1	27	-4.7619	8.86574	13.62765	15174.9
1	28	-4.7619	8.86603	13.62794	15174.9
1	29	-4.7619	8.35109	13.11299	15124.8



1	30	-4.7619	8.35138	13.11328	15124.8
1	31	-4.7619	8.35167	13.11358	15124.8
1	32	-4.7619	8.35196	13.11387	15124.9
1	33	-4.7619	8.35225	13.11416	15124.9
1	34	-4.7619	8.35255	13.11445	15124.9
1	35	-4.7619	7.83698	12.59888	15074.8
1	36	-4.7619	7.83669	12.5986	15074.7
1	37	-4.7619	7.84055	12.60245	15075.1
1	38	-4.7619	7.84026	12.60217	15075.1

**L'indice di verifica è pari a  $FS = 1.38 > 1$ , la sezione risulta per cui verificata allo SLU.**

### 6.1.4 Verifica sezione di testata

Nella sezione di testata non è ancora agente l'effetto della precompressione, le sollecitazioni presenti occorre per cui siano riprese dall'armatura lenta presente.

L'armatura lenta presente deve riprendere il taglio all'appoggio della trave in combinazione ultima ed il momento flettente nella sezione di verifica n.2.

$$V_{ed} = 109402 \text{ kg}$$

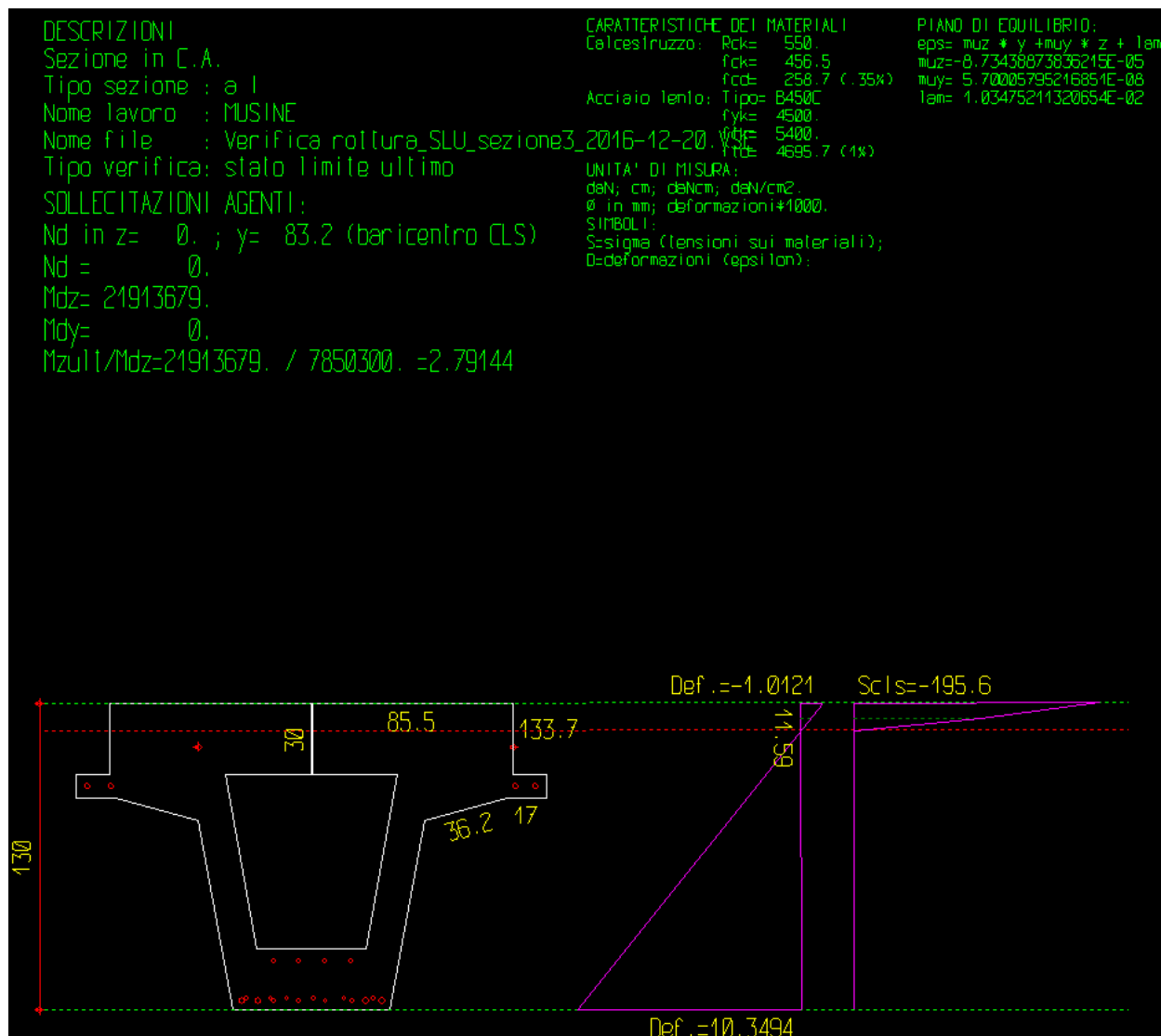
$$A_s = 109402/3913 = 27.96 \text{ cm}^2$$

**Armatura disposta in testata : ferri a L → 4Φ24**

**ferri a C → 4Φ14**

**$A_{s,utiz} = 30.40 \text{ cm}^2$  (vedere relative scheda trave)**

In seguito è riportata la verifica flessionale della sezione n.2 sotto il momento  $M_{Ed} = 78503.94 \text{ kg m}$



Armatura disposta

- 4Φ24+4Φ14 inferiori (ferri appoggio)

- correnti 6Φ12 inferiori

Si considera il ramo incrudente dell'acciaio.

Nome file : Verifica rottura\_SLU\_sezione3.VSE  
 Tipo verifica : stati limite - pressoflessione retta.  
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni\*1000.  
 ferri : diametri in mm; aree in cm2.

Simboli:

Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
 S = Sigma (tensioni sui materiali);  
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);  
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

#### MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 550. ; fck = 456.5 ; fcd = 258.68 (.35%)  
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 5400. ; fyk = 4500. ; ftd = 4695.65 (1%)

#### SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: a I

Cls:

Cls:			Acciaio lento:				
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]
1- 1	.2	100.	1	-95.	95.	18.	2.5447
1- 2	.2	130.	2	-85.2	95.	18.	2.5447
1- 3	85.7	130.	3	95.	95.	18.	2.5447
1- 4	85.7	100.	4	86.7	95.	18.	2.5447
1- 5	100.	100.	5	17.	4.	14.	1.5394
1- 6	100.	90.	6	5.7	4.	14.	1.5394
1- 7	83.	90.	7	-5.6	4.	14.	1.5394
1- 8	48.	80.5	8	-16.2	4.	14.	1.5394
1- 9	33.5	0.	9	16.7	21.	14.	1.5394
1-10	-33.5	0.	10	5.5	21.	14.	1.5394
1-11	-48.	80.5	11	-5.7	21.	14.	1.5394
1-12	-83.	90.	12	-16.2	21.	14.	1.5394
1-13	-100.	90.	13	-29.7	4.	24.	4.5239
1-14	-100.	100.	14	29.7	4.	24.	4.5239
1-15	-85.7	100.	15	-22.8	4.	24.	4.5239
1-16	-85.7	130.	16	22.9	4.	24.	4.5239
1-17	-.2	130.	17	-17.6	5.	12.	1.131
1-18	-.2	100.	18	-27.7	5.	12.	1.131
1-19	-36.5	100.	19	-10.5	5.	12.	1.131
1-20	-23.1	26.	20	26.2	5.	12.	1.131
1-21	23.1	26.	21	13.7	5.	12.	1.131
1-22	36.5	100.	22	.7	5.	12.	1.131

## SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in y= 83.25 (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)
1	0.	21913679.	0.	Mz+:21913679./7850300.=2.7914

## RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00008734354	0.	.01034747534

Deformazioni sui materiali:

sol	Cls			Acciaio lento				
	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 1	1.6131	0.	si	1	2.0498	3922.1	si
1	1- 2	-1.0072	-194.9	si	2	2.0498	3922.1	si
1	1- 3	-1.0072	-194.9	si	3	2.0498	3922.1	si
1	1- 4	1.6131	0.	si	4	2.0498	3922.1	si
1	1- 5	1.6131	0.	si	5	9.9981	4695.5	si
1	1- 6	2.4866	0.	si	6	9.9981	4695.5	si
1	1- 7	2.4866	0.	si	7	9.9981	4695.5	si
1	1- 8	3.3163	0.	si	8	9.9981	4695.5	si
1	1- 9	10.3475	0.	si	9	8.5133	4551.	si
1	1-10	10.3475	0.	si	10	8.5133	4551.	si
1	1-11	3.3163	0.	si	11	8.5133	4551.	si
1	1-12	2.4866	0.	si	12	8.5133	4551.	si
1	1-13	2.4866	0.	si	13	9.9981	4695.5	si
1	1-14	1.6131	0.	si	14	9.9981	4695.5	si
1	1-15	1.6131	0.	si	15	9.9981	4695.5	si
1	1-16	-1.0072	-194.9	si	16	9.9981	4695.5	si
1	1-17	-1.0072	-194.9	si	17	9.9108	4687.	si
1	1-18	1.6131	0.	si	18	9.9108	4687.	si
1	1-19	1.6131	0.	si	19	9.9108	4687.	si
1	1-20	8.0765	0.	si	20	9.9108	4687.	si
1	1-21	8.0765	0.	si	21	9.9108	4687.	si
1	1-22	1.6131	0.	si	22	9.9108	4687.	si

**L'indice di verifica è pari a FS = 2.79 > 1, la sezione risulta per cui verificata allo SLU.**

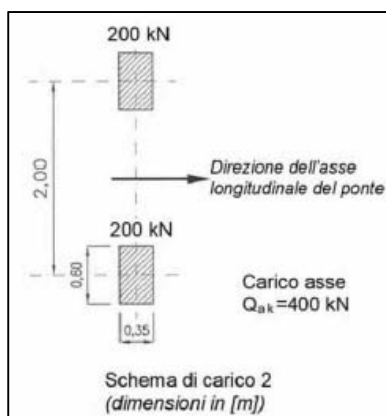
## 6.2 Verifiche soletta

La soletta in calcestruzzo armata, oltre a collaborare con la struttura portante principale, deve essere progettata per trasferire trasversalmente i carichi alla travata principale.

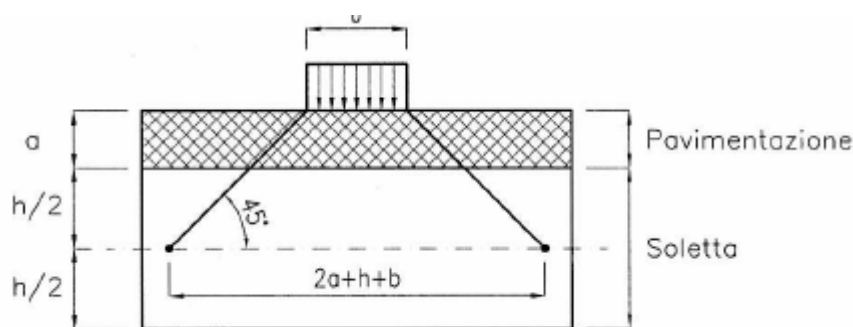
I carichi agenti sulla soletta sono i presi propri, il peso della pavimentazione e i carichi mobili in accordo con la normativa:

### Calcolo delle strutture secondarie di impalcato

Ai fini del calcolo delle strutture secondarie dell'impalcato (solette, marciapiedi, traversi, ecc.) si devono prendere in considerazione i carichi già definiti in precedenza, nelle posizioni di volta in volta più gravose per l'elemento considerato. In alternativa si considera, se più gravoso, il carico associato allo Schema 2, disposto nel modo più sfavorevole e supposto viaggiante in direzione longitudinale.



La soletta è stata schematizzata come trave continua su più appoggi (le ali delle travi) assumendo una larghezza efficace  $B$  reagente ottenuta diffondendo il carico con una diffusione a  $45^\circ$ .



$$B = 35 + 2 \cdot (10 + 15) = 85 \text{ cm}$$

In questa configurazione oltre ai carichi precedentemente elencati sono applicati i cedimenti ricavati nel modello dell'impalcato sotto l'azione del carico ruota  $Q_{1k}$  applicato nella mezzeria dell'impalcato.

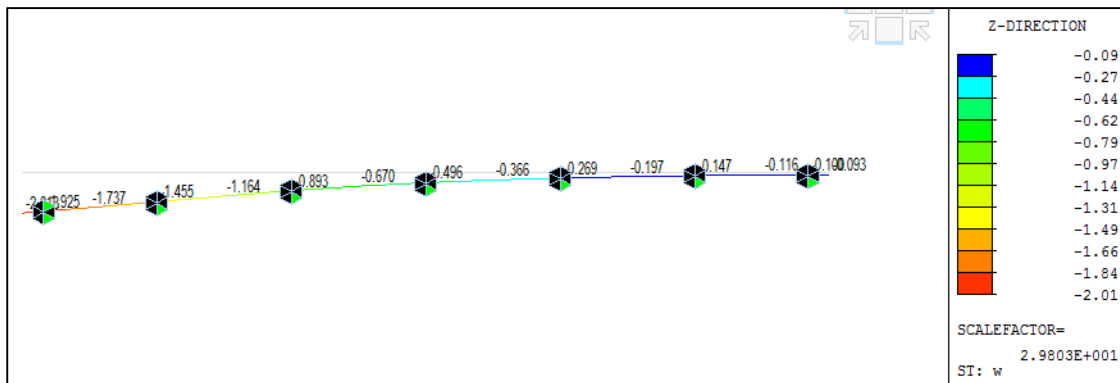
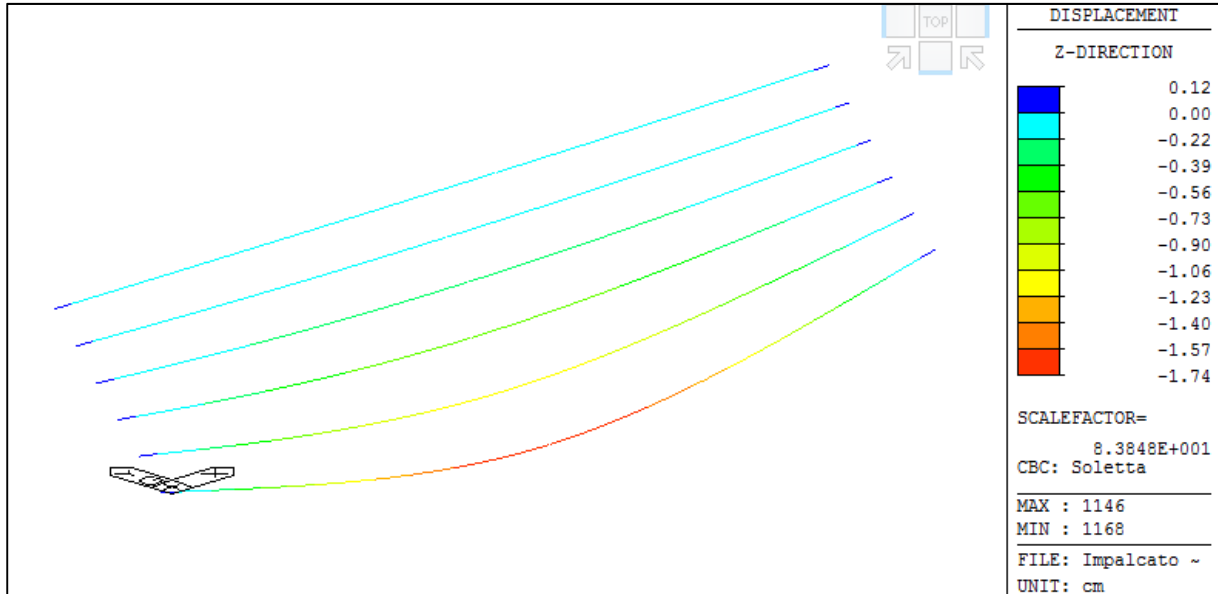
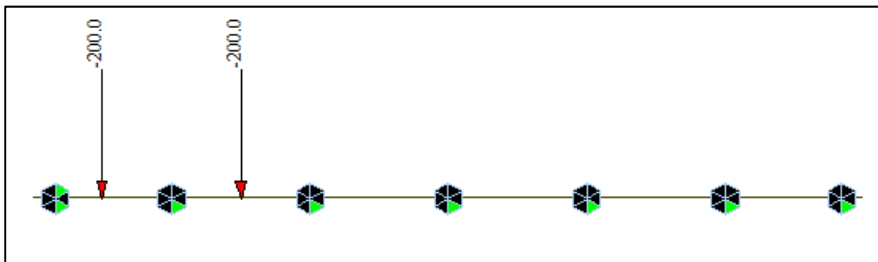


Figura 15a e 15b – Abbassamenti impalcato sotto  $Q1$ e applicazione nella soletta

Il carico variabile è applicato sulla trave come riportato nell'immagine



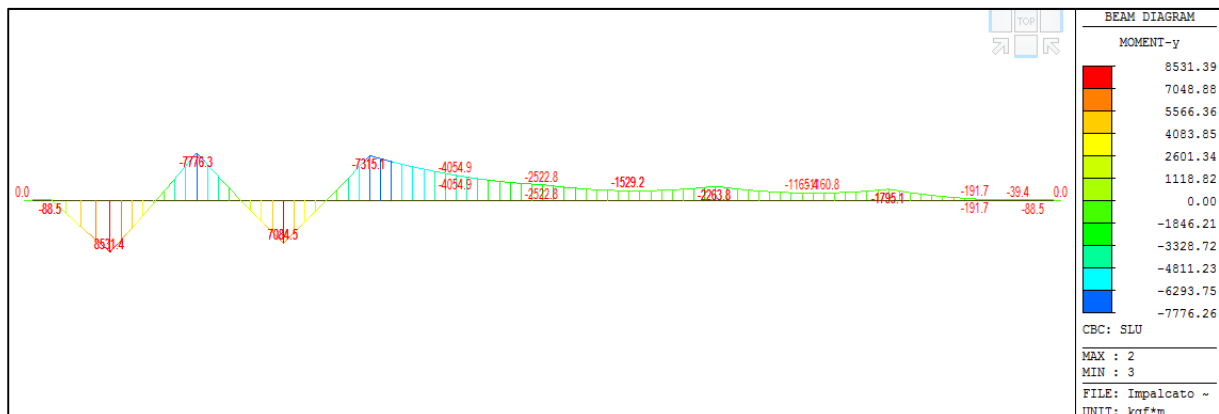


Figura 16 – Andamento sollecitazioni flettenti soletta  $M_y$ (kg m)

Si riporta il tabulato di verifica a flessione della soletta.

Sono inserite le seguenti armature trasversali:

- 1 $\Phi$ 16/20 inferiori
- 1 $\Phi$ 16/20 superiori

Nome file : Verifica soletta.VSE  
 Tipo verifica : stati limite - pressoflessione retta.  
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm<sup>2</sup>; d in mm; deformazioni\*1000.  
 ferri : diametri in mm; aree in cm<sup>2</sup>.

Simboli:

Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
 S = Sigma (tensioni sui materiali);  
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);  
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

#### MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 350. ; fck = 290.5 ; fcd = 164.62 (.35%)  
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 5400. ; fyk = 4500. ; ftd = 4695.65 (1%)

#### SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.  
 Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:						
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm <sup>2</sup> ]	
1- 1	-50.	0.	1	45.	25.	16.	2.0106	
1- 2	-50.	30.	2	22.5	25.	16.	2.0106	
1- 3	50.	30.	3	0.	25.	16.	2.0106	
1- 4	50.	0.	4	-22.5	25.	16.	2.0106	
			5	-45.	25.	16.	2.0106	
			6	45.	5.	16.	2.0106	
			7	22.5	5.	16.	2.0106	
			8	0.	5.	16.	2.0106	
			9	-22.5	5.	16.	2.0106	
			10	-45.	5.	16.	2.0106	

#### SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in  $y = 15.$  (baricentro CLS)  
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.  
 N. | N | Mz | My | Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)  
 1 | 0. | 1114226. | 0. | Mz+:1114226./853000.=1.3062

#### RISULTATI

Piani di equilibrio ( $\epsilon_{ps} = \mu_{uz} * y + \mu_{uy} * z + \lambda$ ):

Sol.	$\mu_{uz}$	$\mu_{uy}$	$\lambda$
1.	-0.00048839712	0.	0.01244459054

Deformazioni sui materiali:

sol	Cls			Acciaio lento				
	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 1	12.4446	0.	si	1	.2347	469.3	si
1	1- 2	-2.2073	-164.6	si	2	.2347	469.3	si
1	1- 3	-2.2073	-164.6	si	3	.2347	469.3	si
1	1- 4	12.4446	0.	si	4	.2347	469.3	si
1					5	.2347	469.3	si
1					6	10.0026	4695.9	no
1					7	10.0026	4695.9	no
1					8	10.0026	4695.9	no
1					9	10.0026	4695.9	no
1					10	10.0026	4695.9	no

**L'indice di verifica è pari a  $FS = 1.30 > 1$ , la sezione risulta per cui verificata allo SLU.**

### 6.2.1 Verifica in condizione di urto

Nel presente paragrafo è riportata la verifica delle soletta in condizione di urto del veicolo sulla barriera. Le azioni pertinenti sono dedotte dal §4.10.

Segnatamente si ha:

$$M_u = 35.70 \text{ kNm.}$$

$$V_u = 35.70 \text{ kN.}$$

Si assume una sezione minima di altezza pari a  $h = 25 \text{ cm}$  ed una larghezza collaborante minima pari a  $B \sim 5h = 125 \text{ cm}$ , arrotondata per prudenza a  $120 \text{ cm}$ ;

la sezione di verifica è quindi  $b \times h = 120 \times 25 \text{ cm}^2$

L'armatura è  $1 \phi 16/20 \text{ sup/inf} = (7+7)\phi 16$

La sezione sarà tenso-inflessa, e la verifica è riportata al successivo tabulato.

Pur senza considerare i fattori  $\gamma_M = 1$ , la sezione è verificata.

Descrizione : Sezione in C.A.  
 Nome lavoro : CDM\_\_\_\_  
 Nome file : Vs\_nuovo.VSE  
 Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.  
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni\*1000.  
 ferri : diametri in mm; aree in cm2.

Simboli:

Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
 S = Sigma (tensioni sui materiali);  
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);  
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

#### MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 300. ; fck = 249. ; fcd = 141.1 (.35%)  
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 4500. ; fyk = 4500. ; ftd = 3913.04 (6.75%)

#### SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]
1- 1	-60.	0.	1	55.	20.	16.	2.0106
1- 2	-60.	25.	2	36.7	20.	16.	2.0106
1- 3	60.	25.	3	18.3	20.	16.	2.0106
1- 4	60.	0.	4	0.	20.	16.	2.0106
			5	-18.3	20.	16.	2.0106
			6	-36.7	20.	16.	2.0106
			7	-55.	20.	16.	2.0106
			8	55.	5.	16.	2.0106
			9	36.7	5.	16.	2.0106
			10	18.3	5.	16.	2.0106
			11	0.	5.	16.	2.0106
			12	-18.3	5.	16.	2.0106
			13	-36.7	5.	16.	2.0106
			14	-55.	5.	16.	2.0106

#### SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 12.5 (baricentro CLS)  
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.  
 N. | N | Mz | My | Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)  
 1 | 3570. | 993052. | 0. | Mz+:993052./357000.=2.7817

#### RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00077514914	0.	.01587656394

Deformazioni massime sui materiali:

sol	Cls			Acciaio lento		
	vert.	D cls	S cls	ferro	D ferri	S ferri
1	1- 2	-3.5022	-141.1	8.	12.0008	3913.0

## 6.3 Dimensione del giunto

IL calcolo del giunto dell'impalcato è dedotto dal seguente calcolo di dilatazione termica

$$S = \alpha * L * \Delta T = 10^{-5} (1/^\circ\text{C}) * 2260 (\text{cm}) * 15(^\circ\text{C}) = 0.34 \text{ cm}$$

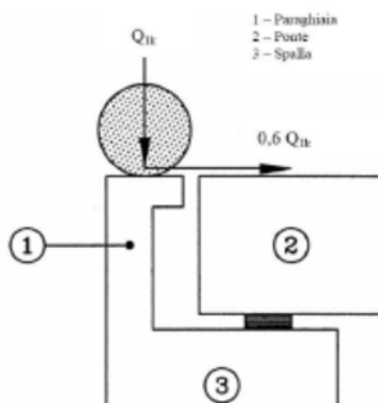
L'espansione è compatibile con la dimensione prevista in progetto.



## 7 VERIFICHE MURO PARAGHIAIA

### 7.1 Verifica per azione tangente

Per il calcolo dei muri paraghiaia, il paragrafo *C5.1.3.3.7.2 - Circolare n.617* stabilisce di considerare un'azione orizzontale longitudinale di frenamento, applicata alla testa del muro paraghiaia (vedi figura), di valore caratteristico pari al 60% del carico asse  $Q_{1k}$ . Pertanto, in ponti di 1a categoria si considererà un carico orizzontale di 180 kN, concomitante con un carico verticale di 300 kN.



*Figura 17 – Carichi da traffico su muri paraghiaia*

Si considera una diffusione del carico in verticale a  $45^\circ$  al fine di definire la larghezza della sezione di verifica.

Il paraghiaia è soggetto anche alla spinta della terreno

## 7.2 Verifica SLU per azione tangente

VERIFICA PARAGHIAIA			
<u>Dati sezione</u>			
L=	1.9 m	altezza paraghiaia	Carico corsia 1
s=	0.3 m	spessore paraghiaia	i= 2 m
B=	5.8 m	Larghezza diffusione	Q <sub>1k</sub> = 300 KN
<u>Azioni in testa</u> C5.1.3.3.7.2			
Q <sub>1k</sub> =	300 kN		
H <sub>k</sub> =	180 kN		
Q <sub>1d</sub> =	70 KN/ml	γ= 1.35	
H <sub>d</sub> =	42 KN/ml		
S <sub>td</sub> =	27 KN/ml		
<u>Sollecitazioni agenti sezione incastro</u>			
M <sub>sd</sub> =	101 kNm/ml	1011744 kgcm/ml	
N <sub>sd</sub> =	89 kN/ml		

Spinta STATICA			
<u>Geometria terreno</u>		<u>Coeff. Spinta</u>	
H <sub>n</sub> =	1.9 m	a riposo	0
s=	0 m	attiva	1
H <sub>f</sub> =	0 m		
H <sub>0</sub> =	1.9 m		
W <sub>m</sub> =	0 kg/ml		
<u>Parametri geotecnici caratteristici del terreno a tergo</u>			
γ'	2.00 t/m <sup>3</sup>	terreno saturo	
φ'	35 °	angolo resistenza al taglio	
c'	0 kg/cmq	coesione drenata	
γ <sub>w</sub>	0.0 t/m <sup>3</sup>	peso acqua	
<u>Fattori parziali di sicurezza SL</u>			
<u>Approccio 1- Da 1</u>	A1+M1+R1	SLU STR	statico
γ <sub>φ</sub> =	1.0	f.s. su tan(φ')	
γ <sub>C</sub> =	1.0	f.s. su coesione drenata	
γ <sub>R</sub> =	1.0		
			coeff. Sp. di calcolo
<b>f.p.s.</b>	favorevole	sfavorevole	K = 0.2710
γ <sub>G1</sub> =	1.0	1.35	coeff. spinta
γ <sub>G2</sub> =	0.0	1.35	K <sub>0</sub> = 0.4264
γ <sub>Q</sub> =	0.0	1.35	K <sub>a</sub> = 0.2710
<u>Parametri geotecnici di calcolo del terreno a tergo</u>			
φ' <sub>d</sub> =	35 °	angolo resistenza al taglio di calcolo	
c' <sub>d</sub> =	0 kg/cmq	coesione drenata di calcolo	

Sono inserire le seguenti armature verticali per assorbire la flessione:

1Φ16/20 lato interno

1Φ16/20 lato esterno

Si riporta il tabulato di calcolo.

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione retta.

Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm<sup>2</sup>; d in mm; deformazioni\*1000.

ferri : diametri in mm; aree in cm<sup>2</sup>.

Simboli:

Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
S = Sigma (tensioni sui materiali);  
D = Deformazioni x 1000 (epsilon);  
Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

#### MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 350. ; fck = 290.5 ; fcd = 193.67 (.35%)

Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 5400. ; fyk = 4500. ; ftd = 4695.65 (6.75%)

#### SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls: Acciaio lento:

vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm <sup>2</sup> ]
1- 1	-50.	0.	1	45.	25.	16.	2.0106
1- 2	-50.	30.	2	22.5	25.	16.	2.0106
1- 3	50.	30.	3	0.	25.	16.	2.0106
1- 4	50.	0.	4	-22.5	25.	16.	2.0106
			5	-45.	25.	16.	2.0106
			6	45.	5.	16.	2.0106
			7	22.5	5.	16.	2.0106
			8	0.	5.	16.	2.0106
			9	-22.5	5.	16.	2.0106
			10	-45.	5.	16.	2.0106

#### SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in y= 15. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N. | N | Mz | My | Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)  
1 | -8900. | 1126482. | 0. | Mz+:1126482./1011744.=1.1134

#### RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00084749932	0.	.0219223316

Deformazioni sui materiali:

sol	Cls			Acciaio lento				
	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 1	21.9223	0.		1	.7348	1469.7	
1	1- 2	-3.5026	-193.7		2	.7348	1469.7	
1	1- 3	-3.5026	-193.7		3	.7348	1469.7	
1	1- 4	21.9223	0.		4	.7348	1469.7	
1					5	.7348	1469.7	
1					6	17.6848	4100.8	
1					7	17.6848	4100.8	
1					8	17.6848	4100.8	
1					9	17.6848	4100.8	
1					10	17.6848	4100.8	

**L'indice di verifica è pari a FS = 1.11 > 1, la sezione risulta per cui verificata allo SLU.**

### 7.3 Verifica a SLE per azione tangente

Il momento in condizione caratteristica si stima in  $M_k = M_{sd}/1.35$ .

Risulta quindi:  $M_k = 1011744/1.35 = 749440 \text{ kg*cm}$

La verifica delle tensioni è riportata è qui appresso:

Descrizione : Sezione in C.A.  
 Nome lavoro : CDM\_\_\_\_\_  
 Nome file : Vs\_nuovo.VSE  
 Tipo verifica : tensioni ammissibili - pressoflessione deviata.  
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni\*1000.  
 ferri : diametri in mm; aree in cm2.

Simboli:

Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
 S = Sigma (tensioni sui materiali);  
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta.

#### MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 350. ;; E = 325881. ;; Samm = 110.  
 Acciaio : Tipo= B450C ; Samm = 2550. ;; n=15 .

#### SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]
1- 1	-50.	0.	1	45.	25.	16.	2.0106
1- 2	-50.	30.	2	22.5	25.	16.	2.0106
1- 3	50.	30.	3	0.	25.	16.	2.0106
1- 4	50.	0.	4	-22.5	25.	16.	2.0106
			5	-45.	25.	16.	2.0106
			6	-45.	5.	16.	2.0106
			7	-22.5	5.	16.	2.0106
			8	0.	5.	16.	2.0106
			9	22.5	5.	16.	2.0106
			10	45.	5.	16.	2.0106

#### SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 15. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sollecitaz. ultima calcolata
1	-6586.	748691.	0.	

#### RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00003509236	0.	.0007878812

Tensioni massime sui materiali:

Cls		Acciaio lento				
sol	vert.	S cls	Ve	ferro	S ferri	Ve
1	1- 2	-86.3	si	6	2993.6	si

**Le tensioni sono nei limiti di legge**

La verifica a fessurazione è la seguente:

### Verifica a fessurazione DM08

#### Calcestruzzo

$$\begin{aligned} R_{ck} &= 300 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{ck} &= 249 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{ctk} &= 18.2 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{c,car} &= 149.4 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{c,qp} &= 112.1 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

#### Acciaio

$$\begin{aligned} E_s &= 2100000 \text{ kg/cmq} \\ n &= 15 \\ f_{yk} &= 4500 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{s,car} &= 3600 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$f_{ctm}$	=	25.6	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{cfm}$	=	30.7	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{cteff}$	=	25.6	kg/cm <sup>2</sup>
$E_{cm}$	=	314472	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Parametri "k" per calcolo</b>			
$k_t$	=	0.6	
$k_1$	=	0.8	
$k_2$	=	0.5	
$k_3$	=	3.4	
$k_4$	=	0.425	

#### Sollecitazioni

Condizione
SLU
CAR
FREQ.
Q.P.

Condizione caratteristica		Condizione q.p.		Tensioni imposte per fessur.	
$M_{Sd}$	= 0 kg*cm	$M_{Sd}$	= 0 kg*cm	$\sigma_{s,QP}$	= kg/cmq
$N_{Sd}$	= 0 kg	$N_{Sd}$	= 0 kg	$\sigma_{s,FRQ}$	= 2993.6 kg/cmq

#### Dati sezione

$$\begin{aligned} b_w &= 100 \text{ cm} && \text{base trave} \\ h &= 30 \text{ cm} && \text{altezza totale trave} \\ c &= 5 \text{ cm} && \text{copriferro armatura tesa} \\ d &= 25 \text{ cm} && \text{h. utile} \\ A_{eff} &= 767.91 \text{ cmq} && \text{area efficace in trazione} \\ x_n &= 6.96 \text{ cm} && \text{asse neutro da l.s.} \end{aligned}$$

#### Armatura sezione ( $y_i$ dal lembo teso)

Strato	n. ferri	$\phi_b$ [mm]	$y_i$ [cm]	$A_{si}$	
1-t	5	16	5	10.05	tesa
2-t	0	0	5	0.00	tesa
3-c	0	0	0	0.00	comp.
4-c	5	16	25	10.05	comp.

#### SLE - Tensioni materiali comb. CAR (rara) / QP

$$\begin{aligned} \sigma_{c,CAR} &= 0 \text{ kg/cmq} && \text{max compressione cls} \\ \sigma_{c,QP} &= 0 \text{ kg/cmq} && \text{max compressione cls} \\ \sigma_{s,CAR} &= 0 \text{ kg/cmq} && \text{trazione massima ferri} \\ \sigma_{s,CAR} &= 0 \text{ kg/cmq} && \text{max compr. ferri} \end{aligned}$$

	VER	IM	FS
CAR	SI	0.00	-
QP	SI	0.00	-
CAR	SI	0.00	-
CAR	SI	0.00	-

#### SLE - Calcolo ampiezza fessure comb. Q.P.

$$\begin{aligned} y_{ao} &= 5.00 \text{ cm} && \text{baricentro arm. tesa} \\ \phi_{eq} &= 16.0 \text{ mm} && \text{diametro equivalente} \\ A_{st} &= 10.05 \text{ cm}^2 && \text{area ferro tesa} \\ \rho_{eff} &= 0.0131 && \% \text{ area tesa} \\ \sigma_{s,QP} &= 0 \text{ kg/cmq} && \text{tensione acciaio teso (Q.P.)} \\ \sigma_{s,FRQ} &= 2994 \text{ kg/cmq} && \text{tensione acciaio teso (FREQ)} \end{aligned}$$

$$M_{cr} = 460462 \text{ kg*cm} \quad \text{momento di prima fessurazione}$$

Sez. interam.reagente; calcolo non pertinente

## 7.4 Verifica per carico tandem a tergo

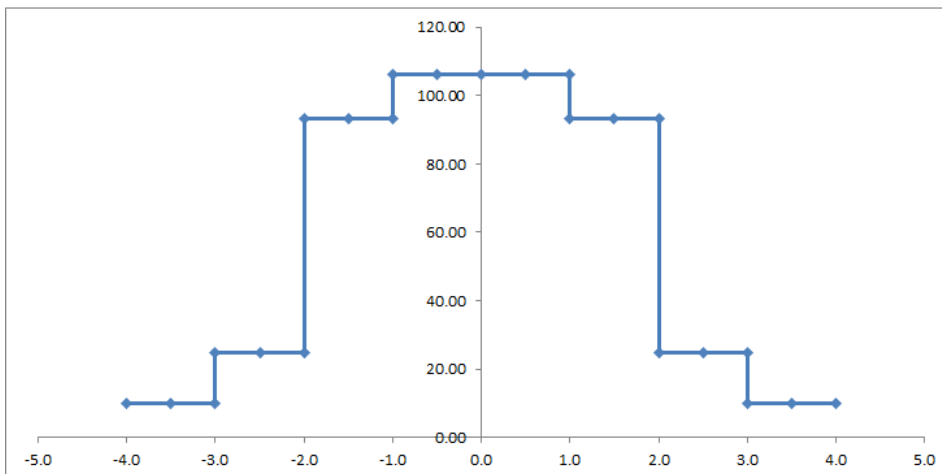
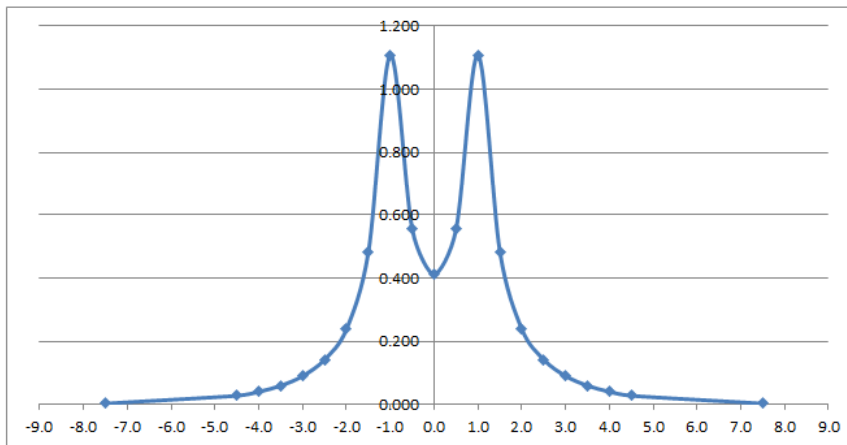
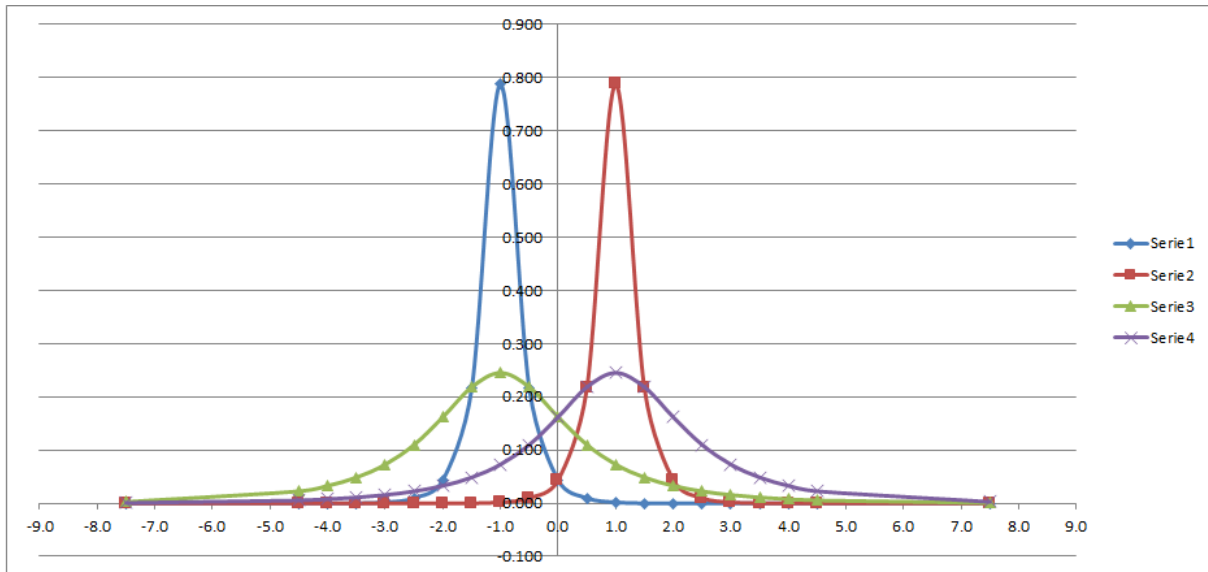
L'azione del tandem a tergo si valuta con le formule del Terzaghi (cfr. Lancellotta-Calavera §4.5.7).

Tali formule sono implementate in uno specifico foglio elettronico, ed i risultati sono di seguito riportati:

Dati di calcolo										
B =	15	m	larghezza di indagine							
H =	1.85	m	altezza parete							
2a =	2	m	distanza assi tandem nel senso di marcia							
c =	1.2	m	distanza trsversale ruote asse							
X <sub>s</sub> =	0.375	m	distanza tandem dalla parete							
Q =	150	kN	singolo carico ruota							
Ruota	Y <sub>0</sub>	X <sub>0</sub>	m	k*J	punti di nullo della ripartizione		estinzione in asse carico			
1	-1	0.375	0.203	0.7875	1.6	-3.6 m	2.6 m			
2	1	0.375	0.203	0.7875	3.6	-1.6 m	2.6 m			
3	-1	1.575	0.851	0.2454	10.0	-12.0 m	11.0 m			
4	1	1.575	0.851	0.2454	12.0	-10.0 m	11.0 m			
k*J =	0.7875	0.7875	0.2454	0.2454	Q/H = 81.1 kN/m					
Y (m)	Q1	Q2	Q3	Q4	Q1	Q2	Q3	Q4	Area	r <sub>med</sub>
-7.5	0.000	0.000	0.011	0.002	0.000	0.0000	0.0027	0.0005	0.003	0.018
-4.5	0.000	0.000	0.092	0.022	0.000	0.0000	0.0226	0.0055	0.028	
-4.0	0.000	0.000	0.134	0.032	0.000	0.0000	0.0329	0.0077	0.041	0.063
-3.5	0.000	0.000	0.198	0.045	0.000	0.0000	0.0486	0.0110	0.060	
-3.0	0.002	0.000	0.297	0.064	0.002	0.0000	0.0730	0.0157	0.090	0.153
-2.5	0.013	0.000	0.448	0.092	0.010	0.0000	0.1100	0.0226	0.142	
-2.0	0.055	0.000	0.660	0.134	0.044	0.0000	0.1620	0.0329	0.239	0.578
-1.5	0.274	0.000	0.890	0.198	0.216	0.0000	0.2184	0.0486	0.483	
-1.00	1.000	0.002	1.000	0.297	0.788	0.0017	0.2454	0.0730	1.108	
-0.5	0.274	0.013	0.890	0.448	0.216	0.0099	0.2184	0.1100	0.554	
0.0	0.055	0.055	0.660	0.660	0.044	0.0436	0.1620	0.1620	0.411	0.657
0.5	0.013	0.274	0.448	0.890	0.010	0.2157	0.1100	0.2184	0.554	
1.00	0.002	1.000	0.297	1.000	0.002	0.7875	0.0730	0.2454	1.108	0.578
1.5	0.000	0.274	0.198	0.890	0.000	0.2157	0.0486	0.2184	0.483	
2.0	0.000	0.055	0.134	0.660	0.000	0.0436	0.0329	0.1620	0.239	0.153
2.5	0.000	0.013	0.092	0.448	0.000	0.0099	0.0226	0.1100	0.142	
3.0	0.000	0.002	0.064	0.297	0.000	0.0017	0.0157	0.0730	0.090	0.063
3.5	0.000	0.000	0.045	0.198	0.000	0.0000	0.0110	0.0486	0.060	
4.0	0.000	0.000	0.032	0.134	0.000	0.0000	0.0077	0.0329	0.041	0.018
4.5	0.000	0.000	0.022	0.092	0.000	0.0000	0.0055	0.0226	0.028	
7.5	0.000	0.000	0.002	0.011	0.000	0.0000	0.0005	0.0027	0.003	

Diagramma scalettato pressioni																
Y (m)	r <sub>med</sub>	P <sub>h</sub>	q <sub>eq</sub>	p <sub>h</sub>	Dati terreno											
m	-	kN/m	kN/mq	kN/mq	$\phi =$	35 °										
-7.5	0.018	1.5	2.95	0.80	K <sub>a</sub> =	0.271	1									
-4.5	0.018	1.5	2.95	0.80	K <sub>0</sub> =	0.426	0									
-4.0	0.018	1.5	2.95	0.80	K =	0.271										
-4.0	0.063	5.1	10.12	2.74												
-3.5	0.063	5.1	10.12	2.74												
-3.0	0.063	5.1	10.12	2.74												
-3.0	0.153	12.4	24.82	6.73												
-2.5	0.153	12.4	24.82	6.73												
-2.0	0.153	12.4	24.82	6.73												
-2.0	0.578	46.9	93.46	25.33												
-1.5	0.578	46.9	93.46	25.33												
-1.0	0.578	46.9	93.46	25.33												
<b>-1.0</b>	<b>0.657</b>	<b>53.2</b>	<b>106.21</b>	<b>28.78</b>												
<b>-0.5</b>	<b>0.657</b>	<b>53.2</b>	<b>106.21</b>	<b>28.78</b>												
<b>0.0</b>	<b>0.657</b>	<b>53.2</b>	<b>106.21</b>	<b>28.78</b>												
<b>0.5</b>	<b>0.657</b>	<b>53.2</b>	<b>106.21</b>	<b>28.78</b>												
<b>1.0</b>	<b>0.657</b>	<b>53.2</b>	<b>106.21</b>	<b>28.78</b>												
1.0	0.578	46.9	93.46	25.33												
1.5	0.578	46.9	93.46	25.33												
2.0	0.578	46.9	93.46	25.33												
2.0	0.153	12.4	24.82	6.73												
2.5	0.153	12.4	24.82	6.73												
3.0	0.153	12.4	24.82	6.73												
3.0	0.063	5.1	10.12	2.74												
3.5	0.063	5.1	10.12	2.74												
4.0	0.063	5.1	10.12	2.74												
4.0	0.018	1.5	2.95	0.80												
4.5	0.018	1.5	2.95	0.80												
7.5	0.018	1.5	2.95	0.80												
m	-	kN/m	kN/mq	kN/mq												

Il carico tandem può essere simulato come un carico ripartito, per fasce, a tergo del muro la cui entità è riportata nel precedente tabulato.



Vista la modesta differenza tra le azioni esercitate dal tandem nella striscia interessata (3m, ottenuto considerando il prisma di pressione col massimo valore posto ad inizio paraghiaia), e data la continuità del paraghia si assume un carico medio normale al paramento pari a

$$p_h = (2 \cdot 28.78 + 1 \cdot 25.33) / 3.0 = 27.63 \text{ kN/mq}$$



che agisce su una mensola incastrata alla base.

Sono da sommare

Azione del carico  $q = 9 \text{ kN/mq}$

Il carico normale al paramento vale

La pressione sul paramento vale

Il carico a SLU è

$$p_q = 0.271 \cdot 9 = 2.44 \text{ kN/mq}$$

$$p_{ht} = 27.63 + 2.44 = 30.07 \text{ kN/mq}$$

$$p_{sd,T} = 30.07 \cdot 1.35 = 40.59 \text{ kN/mq}$$

Il momento dovuto al carico stradale vale

$$M_{sd,T} = 40.59 \cdot 1.85^2 / 2 = 69.47 \text{ kN*m}$$

Il momento indotto dal solo terreno è

$$M_{sd,t} = 1/6 \cdot 20 \cdot 1.3 \cdot 0.271 \cdot 1.85^3$$

$$M_{sd,t} = 7.44 \text{ kN*m}$$

Il momento totale a SLU vale

$$M_{sd} = 69.47 + 7.44 = 76.91 \text{ kN*m}$$

Il momento totale a SLE vale

$$M_{sd} = 69.47 / 1.35 + 7.44 / 1.3 = 57.18 \text{ kN*m}$$

Le verifiche sono riportate di seguito

### 7.4.1 Verifica a SLU effetto tandem a tergo

#### Verifica a flessione DM08

##### Calcestruzzo

$R_{ck} =$	300	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{ck} =$	249	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{ctm} =$	25.6	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{ctk} =$	17.9	kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_c =$	1.5	
$\alpha_{cc} =$	0.85	

##### Acciaio

$f_{yk} =$	4500	kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_s =$	1.15	

$f_{yd} =$	3913	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{cd} =$	141	kg/cm <sup>2</sup>
$f'_{cd} =$	71	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{ctd} =$	11.9	kg/cm <sup>2</sup>

##### Dati sezione

$b_w =$	100	cm
$h =$	30	cm
$c =$	5	cm copriferro
$d =$	25	cm altezza utile

##### Armatura tesa disposta

$$C_{med} = 5.0 \text{ cm}$$

$n_b$	$\phi$	$A_{sw}$	$y_{binf}$
5	16	10.05	5
0	0	0.00	5

$$A_{sw} = 10.05 \text{ cm}^2$$

##### Momento resistente

$$q = 0.1115 \quad \text{percentuale meccanica d'armatura}$$

$$M_{Rd} = 926827 \text{ kg*cm} \quad \text{momento resistente}$$

$$M_{Rd} = 9268 \text{ kg*m}$$

$$M_{sd} = 769100 \text{ kg*cm} \quad \text{momento di calcolo}$$

$$FS = 1.21 \quad \text{VER SI}$$

## 7.4.2 Verifica SLE effetto tandem a tergo

### Verifica a fessurazione DM08

#### Calcestruzzo

$R_{ck} =$	300	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{ck} =$	249	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{ctk} =$	18.2	kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{c,car} =$	149.4	kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{c,qp} =$	112.1	kg/cm <sup>2</sup>

#### Acciaio

$E_s =$	2100000	kg/cm <sup>2</sup>
$n =$	15	
$f_{yk} =$	4500	kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{s,car} =$	3600	kg/cm <sup>2</sup>

$f_{ctm} =$	25.6	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{ctm} =$	30.7	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{cteff} =$	25.6	kg/cm <sup>2</sup>
$E_{cm} =$	314472	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Parametri "k" per calcolo</b>		
$k_t =$	0.6	
$k_1 =$	0.8	
$k_2 =$	0.5	
$k_3 =$	3.4	
$k_4 =$	0.425	

#### Sollecitazioni agenti

Condizione	$M_{sd}$	$\sigma_s$
	kg*cm	kg/cm <sup>2</sup>
SLU	769100	-
CAR	571823	2101
FREQ.	160149	588
Q.P.	57231	210

Condizione caratteristica		Condizione q.p.		Tensioni imposte per fessur.	
$M_{sd} =$	571823	kg*cm	$M_{sd} =$	57231	kg*cm
$N_{sd} =$	0	kg	$N_{sd} =$	0	kg
				$\sigma_{s,QP} =$	0
				$\sigma_{s,FREQ} =$	0

#### Dati sezione

$b_w =$	100	cm	base trave
$h =$	30	cm	altezza totale trave
$c =$	5	cm	copriferro armatura tesa
$d =$	25	cm	h. utile
$A_{eff} =$	720.86	cm <sup>2</sup>	area efficace in trazione
$x_n =$	8.37	cm	asse neutro da l.s.

#### Armatura sezione (y<sub>i</sub> dal lembo teso)

Strato	n. ferri	$\phi_b$ [mm]	y <sub>i</sub> [cm]	A <sub>si</sub>	
1-t	5	16	5	10.05	tesa
2-t	0	0	5	0.00	tesa
3-c	0	0	0	0.00	comp.
4-c	5	16	15	10.05	comp.

#### SLE - Tensioni materiali comb. CAR (rara) / QP

$\sigma_{c,CAR} =$	-71	kg/cm <sup>2</sup>	max compressione cls
$\sigma_{c,QP} =$	-7	kg/cm <sup>2</sup>	max compressione cls
$\sigma_{s,CAR} =$	2101	kg/cm <sup>2</sup>	trazione massima ferri
$\sigma_{s,CAR} =$	0	kg/cm <sup>2</sup>	max compr. ferri

	VER	IM	FS
CAR	SI	0.47	2.12
QP	SI	0.06	15.87
CAR	SI	0.58	1.71
CAR	SI	0.00	-

#### SLE - Calcolo ampiezza fessure comb. Q.P.

$y_{ao} =$	5.00	cm	baricentro arm. tesa
$\phi_{eq} =$	16.0	mm	diametro equivalente
$A_{st} =$	10.05	cm <sup>2</sup>	area ferro tesa
$\rho_{eff} =$	0.0139		% area tesa
$\sigma_{s,QP} =$	210	kg/cm <sup>2</sup>	tensione acciaio teso (Q.P.)
$\sigma_{s,FREQ} =$	588	kg/cm <sup>2</sup>	tensione acciaio teso (FREQ)

$M_{cr} =$  460462 kg\*cm momento di prima fessurazione

Sez. interam.reagente; calcolo non pertinente

$s_{max} =$	365	mm	distanza fessure
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} =$	-0.000473	-0.00029	deformazione acciaio tra due fess.
$w_{d,QP} =$	-0.17	mm	ampiezza massima fessure
$w_{d,FREQ} =$	-0.11	mm	

## 7.5 Verifiche cordolo spalla

Per la verifica del cordolo spalla è stato sviluppato un modello di integrazione di quello che dell'impalcato in cui sono stati inseriti tutti gli elementi sotto impalcato: cordoli spalle con muro paraghiaia, i muri laterali con le relative fondazioni. In corrispondenza dei pali sono stati inseriti dei vincoli elastici che simulano la rigidità assiale del palo. Il cordolo e i muri sono stati modellati con elementi beam (per i muri è stata considerata un'altezza mediata). Le fondazioni di questi muri sono state invece modellate con elementi shell su suolo elastico.

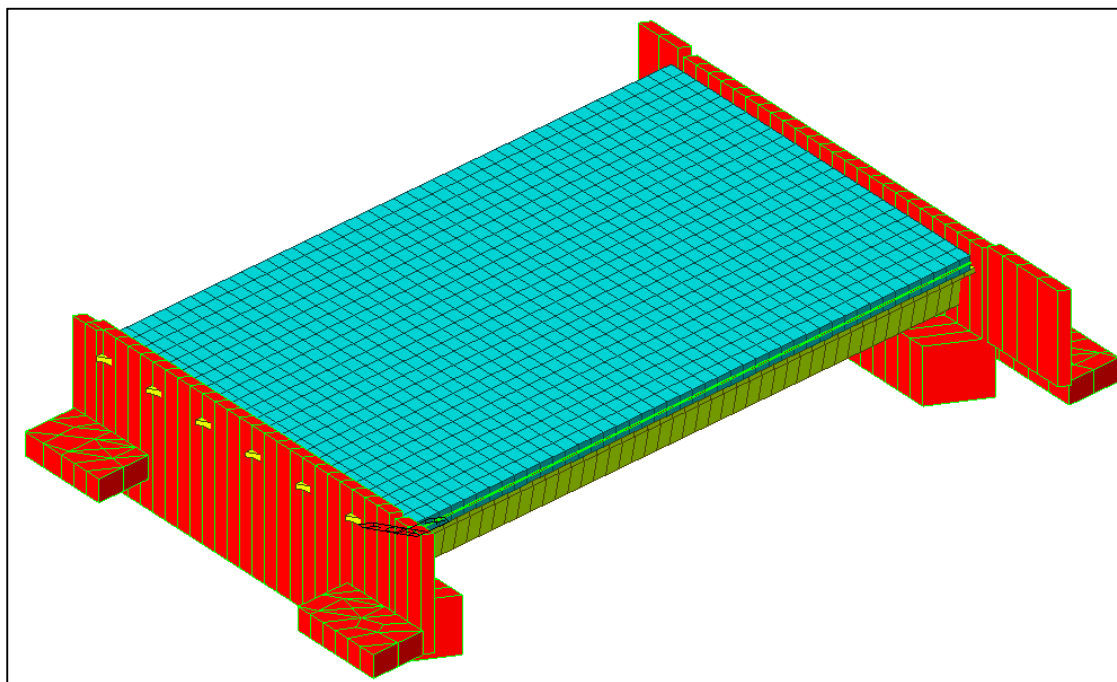


Figura 18 – Modellazione impalcato e cordoli spalla

La rigidità assiale dei pali è calcolata a partire dalle curve di trasferimento riportate in seguito.

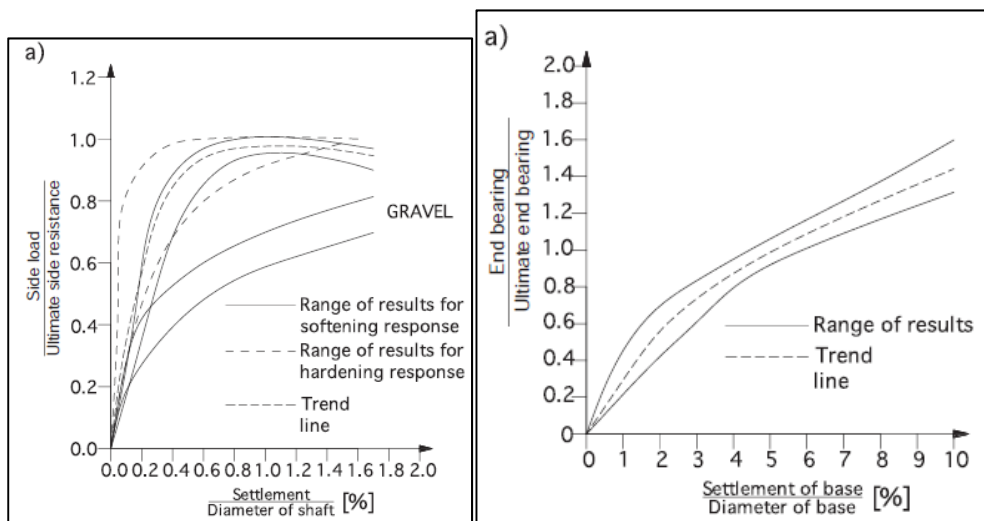
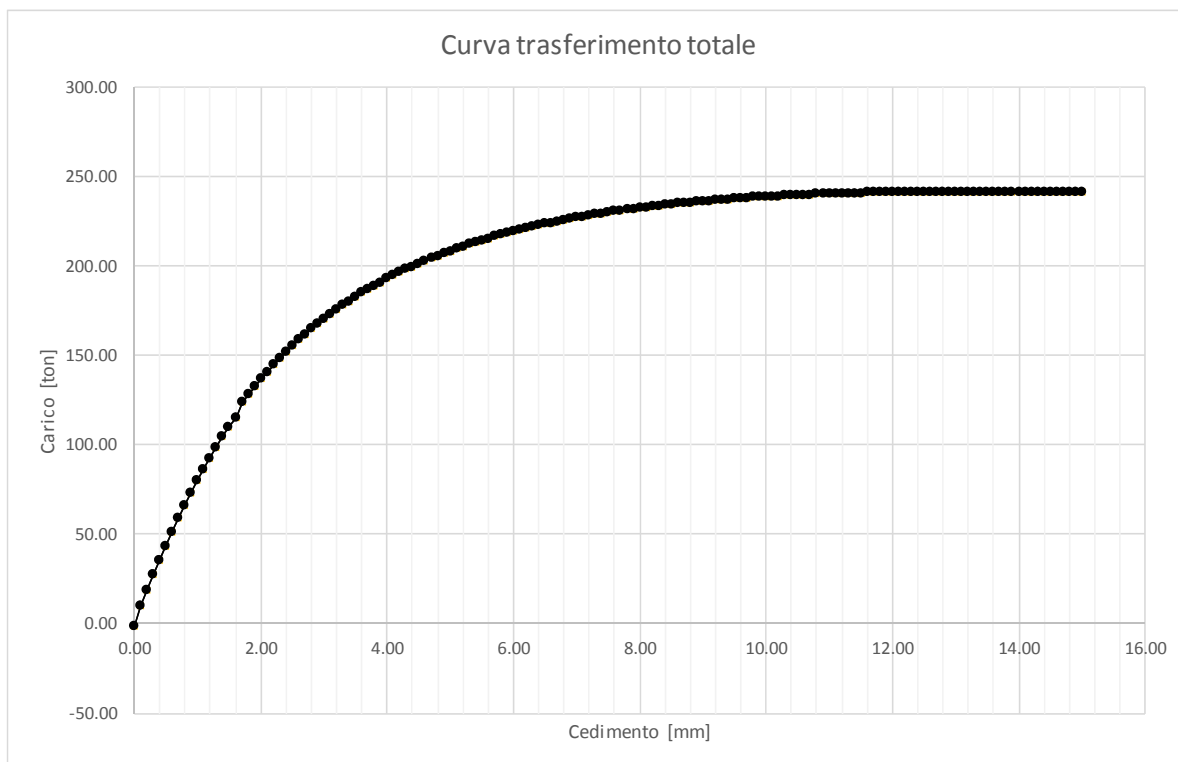


Figura 19 – Curve di trasferimento laterale e testa pali (Reese and O'Neill 1988)



**Figura 20** – Curve carico- cedimento palo totali

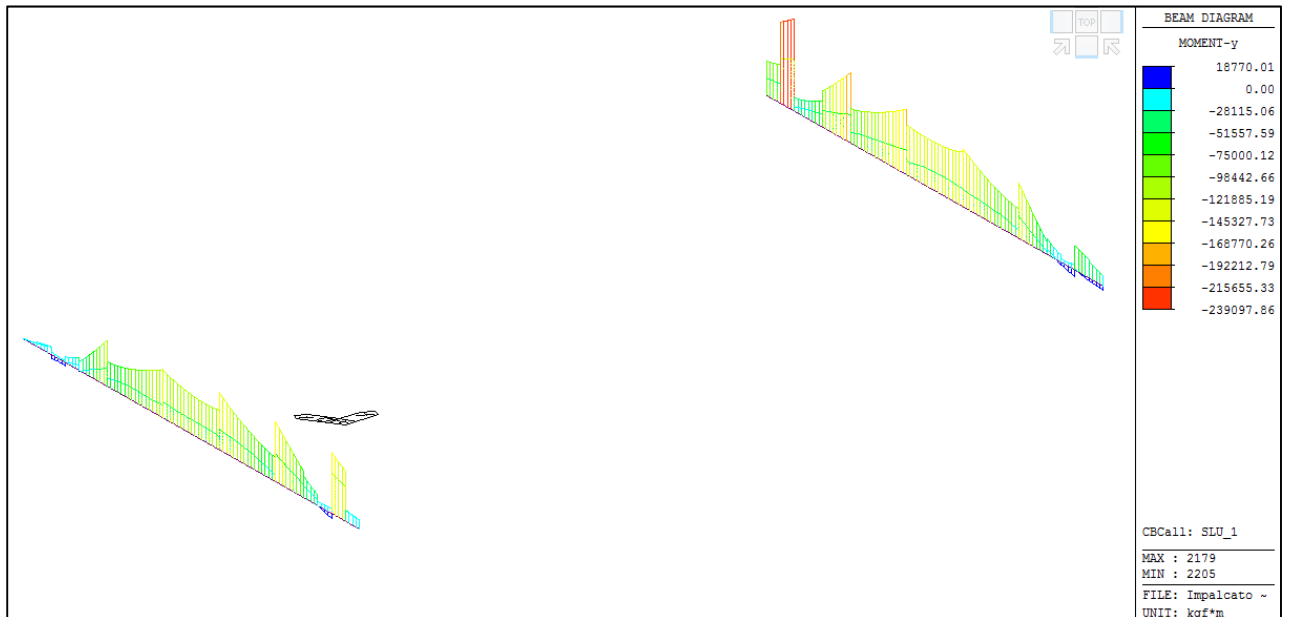
La rigidezza assunta è quella del primo tratto della curva nera “Carico-Cedimento” della precedente figura relativa alla portata totale del palo considerando un 15% della portata di punta.

$$k_p = 730 \text{ t/cm}$$

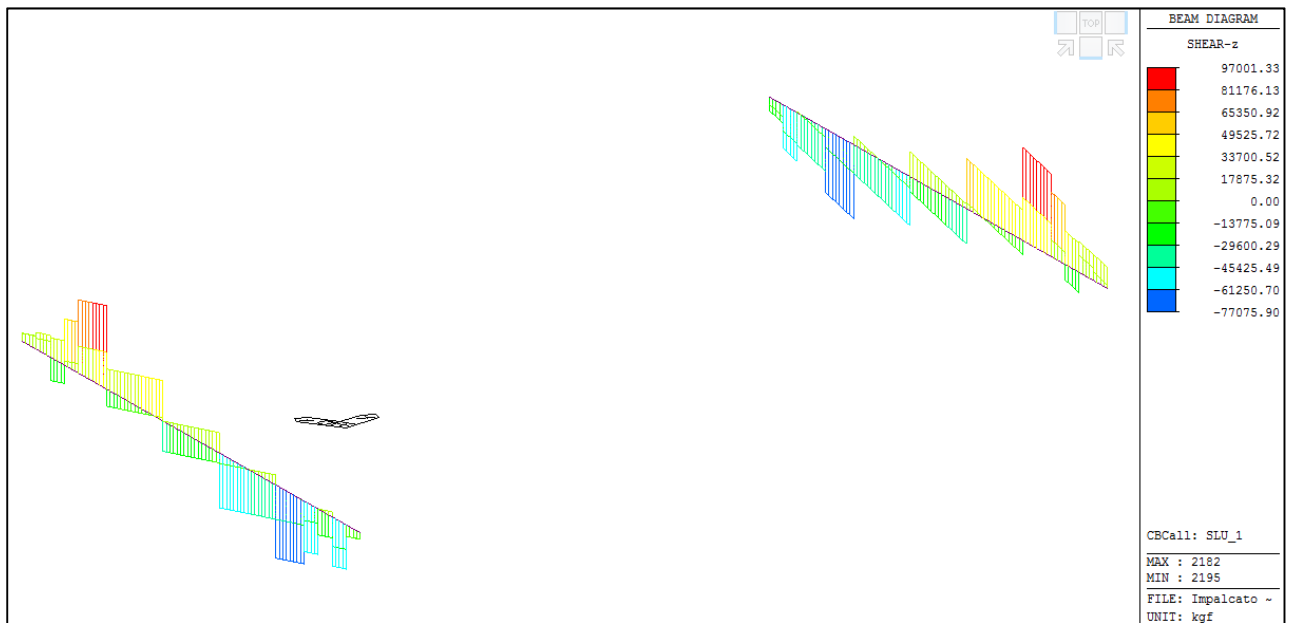
Le combinazioni di carico sono:

Load Cases and Factors		
	LoadCase	Factor
▶	P.P.(ST)	1.3500
	PERM_2F(	1.3500
	TRAF_Q+q(	1.3500
*		

I diagrammi delle sollecitazioni flessionali e taglianti del cordolo, a stato limite ultimo, sono riportati nel seguito.



**Figura 21** – Andamento momenti flettenti su cordolo  $M_y$  (Kg\*m)

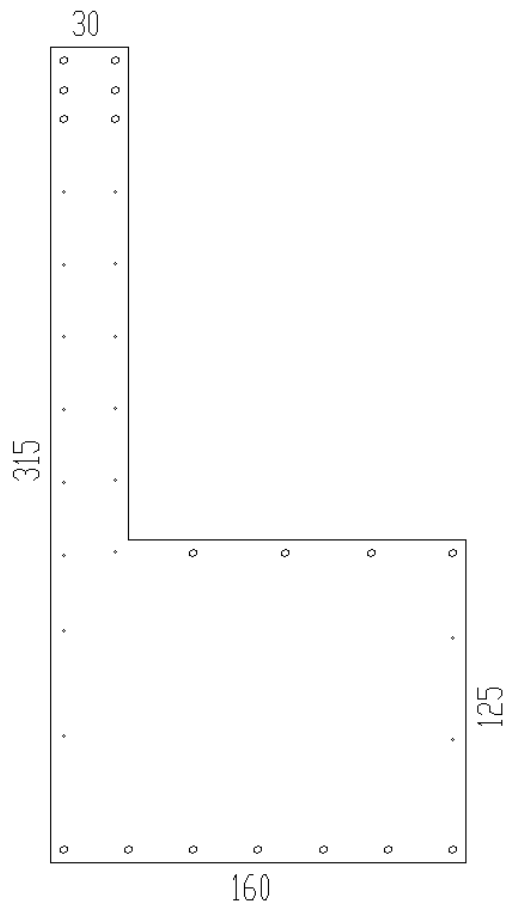


**Figura 22** – Andamento azioni taglianti su cordolo  $T_z$  (Kg)

Il tabulato di verifica è nel seguito.

L'armatura a flessione in zona tesa è la seguente

- 7 $\Phi$ 16 inferiori (per momento positivo)
- 6 $\Phi$ 18superiori (per momento negativo)



Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.  
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm<sup>2</sup>; d in mm; deformazioni\*1000.  
 ferri : diametri in mm; aree in cm<sup>2</sup>.

Simboli:

Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
 S = Sigma (tensioni sui materiali);  
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);  
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

#### MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 350. ; fck = 290.5 ; fcd = 164.62 (.35%)  
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 5400. ; fyk = 4500. ; ftd = 4695.65 (6.75%)

#### SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: a L (4)

Cls:

Cls:		Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm <sup>2</sup> ]
1- 1	-15.	315.	1	140.	120.	16.	2.0106
1- 2	15.	315.	2	74.	120.	16.	2.0106
1- 3	15.	125.	3	36.5	120.	16.	2.0106
1- 4	145.	125.	4	10.	310.	18.	2.5447
1- 5	145.	0.	5	-10.	310.	18.	2.5447
1- 6	-15.	0.	6	10.	299.6	18.	2.5447
			7	-10.	298.8	18.	2.5447
			8	-10.	118.9	14.	1.5394
			9	-10.	146.9	14.	1.5394
			10	-10.	175.	14.	1.5394
			11	-10.	203.1	14.	1.5394
			12	-10.	231.2	14.	1.5394
			13	-10.	259.3	14.	1.5394
			14	-10.	287.4	18.	2.5447
			15	10.	120.	14.	1.5394
			16	10.	147.8	14.	1.5394

17	10.	175.7	14.	1.5394
18	10.	203.5	14.	1.5394
19	10.	231.3	14.	1.5394
20	10.	259.1	14.	1.5394
21	10.	287.	18.	2.5447
22	140.	87.	14.	1.5394
23	-10.	89.5	14.	1.5394
24	140.	47.9	14.	1.5394
25	-10.	49.1	14.	1.5394
26	140.	5.	16.	2.0106
27	115.	5.	16.	2.0106
28	90.	5.	16.	2.0106
29	65.	5.	16.	2.0106
30	40.	5.	16.	2.0106
31	15.	5.	16.	2.0106
32	-10.	5.	16.	2.0106
33	107.8	120.	16.	2.0106

## SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 50.58; y= 97.43 (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)
1	0.	26649678.	0.	Mz+:26649678./1877000.=14.198
2	0.	-39231570.	0.	Mz-:-39231570./-23909800.=1.6408

## RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00006974369	-.00009219908	.0198503408
2.	.00015450964	.00002413708	-.00314105213

Deformazioni sui materiali:

sol	Cls			Acciaio lento				
	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 1	-.7359	-98.9	1	-1.4268	-2853.5		
1	1- 2	-3.5019	-164.6	2	4.6593	3945.3		
1	1- 3	9.7494	0.	3	8.12	3986.6		
1	1- 4	-2.2365	-164.6	4	-2.6922	-3921.8		
1	1- 5	6.4815	0.	5	-.8482	-1696.4		
1	1- 6	21.2333	0.	6	-1.967	-3913.2		
1				7	-.0661	-132.2		
1				8	12.4823	4038.7		
1				9	10.5237	4015.3		
1				10	8.5651	3992.		
1				11	6.6065	3968.6		
1				12	4.6479	3945.2		
1				13	2.6893	3921.8		
1				14	.7306	1461.3		
1				15	10.5591	4015.8		
1				16	8.6184	3992.6		
1				17	6.6778	3969.4		
1				18	4.7371	3946.2		
1				19	2.7964	3923.1		
1				20	.8558	1711.6		
1				21	-1.0849	-2169.8		
1				22	.8719	1743.8		
1				23	14.531	4063.2		
1				24	3.6036	3932.7		
1				25	17.3481	4096.8		
1				26	6.5938	3968.4		
1				27	8.8987	3995.9		
1				28	11.2037	4023.5		
1				29	13.5087	4051.		
1				30	15.8137	4078.5		
1				31	18.1186	4106.		
1				32	20.4236	4133.5		
1				33	1.546	3092.		
2	1- 1	45.1674	0.	1	18.7793	4113.9		
2	1- 2	45.8915	0.	2	17.186	4094.9		

2	1- 3	16.5347	0.	3	16.28	4084.1
2	1- 4	19.6725	0.	4	44.9983	4427.
2	1- 5	.3588	0.	5	44.5156	4421.2
2	1- 6	-3.5031	-164.6	6	43.3917	4407.8
2				7	42.7829	4400.5
2				8	14.9832	4068.6
2				9	19.3223	4120.4
2				10	23.6614	4172.2
2				11	28.0005	4224.
2				12	32.3396	4275.8
2				13	36.6787	4327.6
2				14	41.0178	4379.4
2				15	15.6415	4076.4
2				16	19.9409	4127.8
2				17	24.2401	4179.1
2				18	28.5395	4230.5
2				19	32.8389	4281.8
2				20	37.1381	4333.1
2				21	41.4375	4384.5
2				22	13.6868	4053.1
2				23	10.4445	4014.4
2				24	7.6351	3980.8
2				25	4.2037	3939.9
2				26	1.0107	2021.4
2				27	.4073	814.5
2				28	-.1962	-392.3
2				29	-.7996	-1599.2
2				30	-1.403	-2806.
2				31	-2.0064	-3913.6
2				32	-2.6099	-3920.8
2				33	18.001	4104.6

**L'indice di verifica minore è pari a  $FS = 1.64 > 1$ , la sezione risulta per cui verificata allo SLU.**

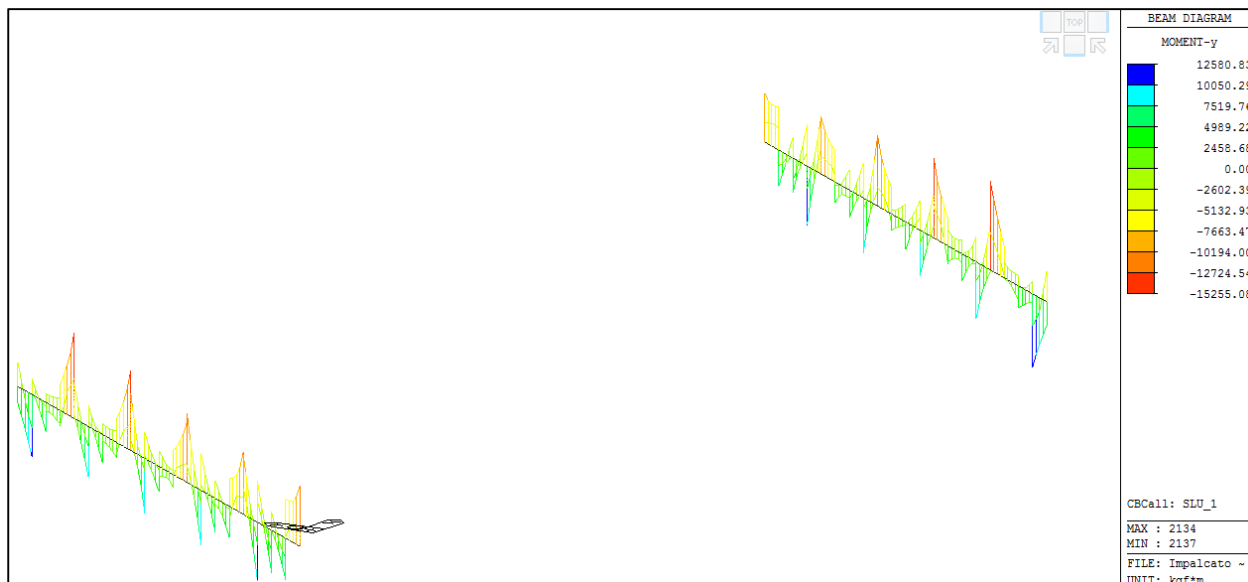
Si riporta anche la verifica a taglio sempre a slu.



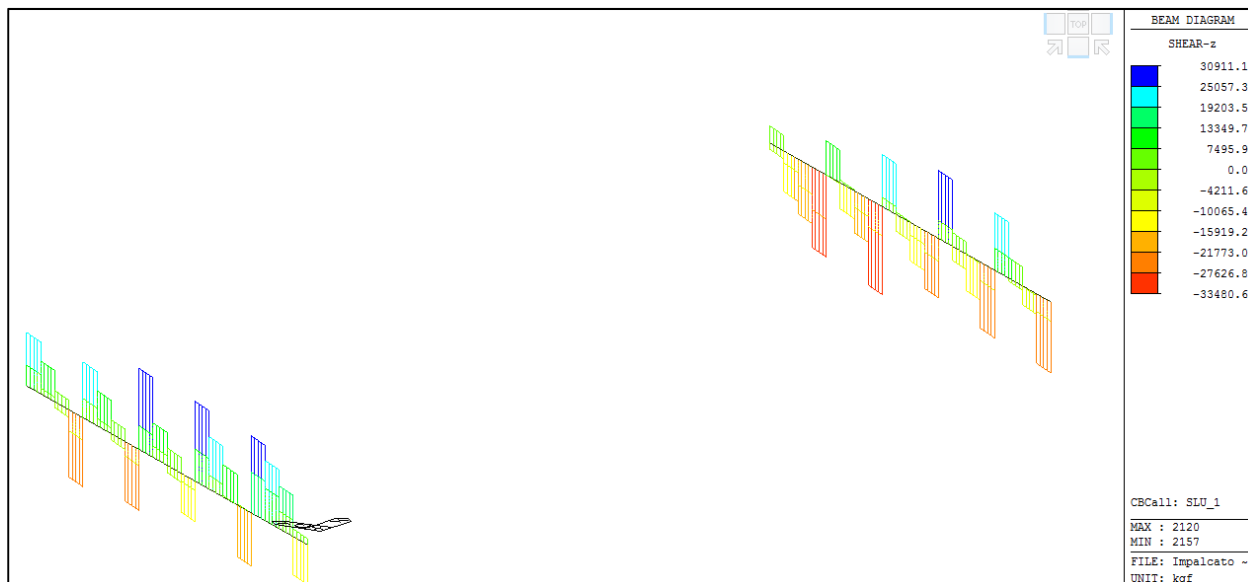
<b>Verifica a taglio DM08</b>					
<b>Calcestruzzo</b>			<b>Acciaio</b>		
$R_{ck} =$	350	kg/cm <sup>2</sup>	$f_{yk} =$	4500	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{ck} =$	290.5	kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_s =$	1.15	
$f_{ctk} =$	20.2	kg/cm <sup>2</sup>	$f_{yd} =$	3913	kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_c =$	1.5		$f_{cd} =$	165	kg/cm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} =$	0.85		$f'_{cd} =$	82	kg/cm <sup>2</sup>
			$f_{ctd} =$	13.5	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Azioni agente</b>					
$V_{Sd} =$	97000	kg	$N_{Sd+} =$	0	kg
$N_{Sd} =$	0	kg	$N_{Sd-} =$	0	kg
<b>Dati sezione</b>					
$b_w =$	160	cm			
$h =$	125	cm			
$c =$	5	cm	copriferro		
$d =$	120	cm			
$\sigma_{cp} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha_c =$	1.00	
<b>Armature disposte</b>					
<b>Staffe</b>	$\theta =$	45 °	<b>Diag.</b>	$\theta =$	45 °
	$\alpha =$	90 °			
nb	$\phi$	$A_{sw}$	nb	$\phi$	$A_{sw}$
2	16	4.02	0	5	0.00
2	12	2.26	0	10	0.00
	$A_{sw} =$	6.28 cm <sup>2</sup>		$A_{sp} =$	0.00 cm <sup>2</sup>
	$s =$	20 cm		$s =$	20 cm
$A_{sw,min} =$	24	cm <sup>2</sup> /ml	$1.5*b$		
$A_{sw} =$	31.4	cm <sup>2</sup> /ml	<b>area minima verificata</b>		
<b>Capacità portante a taglio</b>			$V_{Rd} =$	132698 kg	<b>verificato</b>
<b>a) Taglio compressione</b>					
$V_{Rcd} =$	711144	kg			
<b>b) Crisi armatura di parete</b>					
$V_{Rsd} =$	132698	kg			

## 8 VERIFICA TRAVERSO DI TESTATA

Per la verifica del traverso si considerano le sollecitazioni derivanti dal modello descritto nel paragrafo precedente. I diagrammi di involuppo dell'elemento a stato limite ultimo sono riportati nelle seguenti immagini.



*Figura 23 – Andamento momenti flettenti su cordolo My (Kgm)*



*Figura 24 – Andamento azioni taglianti su cordolo Tz (Kg)*

I valori complessivi dei momenti agenti sul traverso sono:

$$M_{gl} = M_{trav} + N_t * e$$

essendo

$M_{tr}$  il momento dell'elemento (riportato nei diagrammi)

$N_{tr}$  lo sforzo normale dell'elemento

e  $e$  l'eccentricità tra il baricentro della trave e della soletta

Le sollecitazioni massime sono:

$$M_{Sd, \max} = 4.25 \cdot 10^6 \text{ kg cm}$$

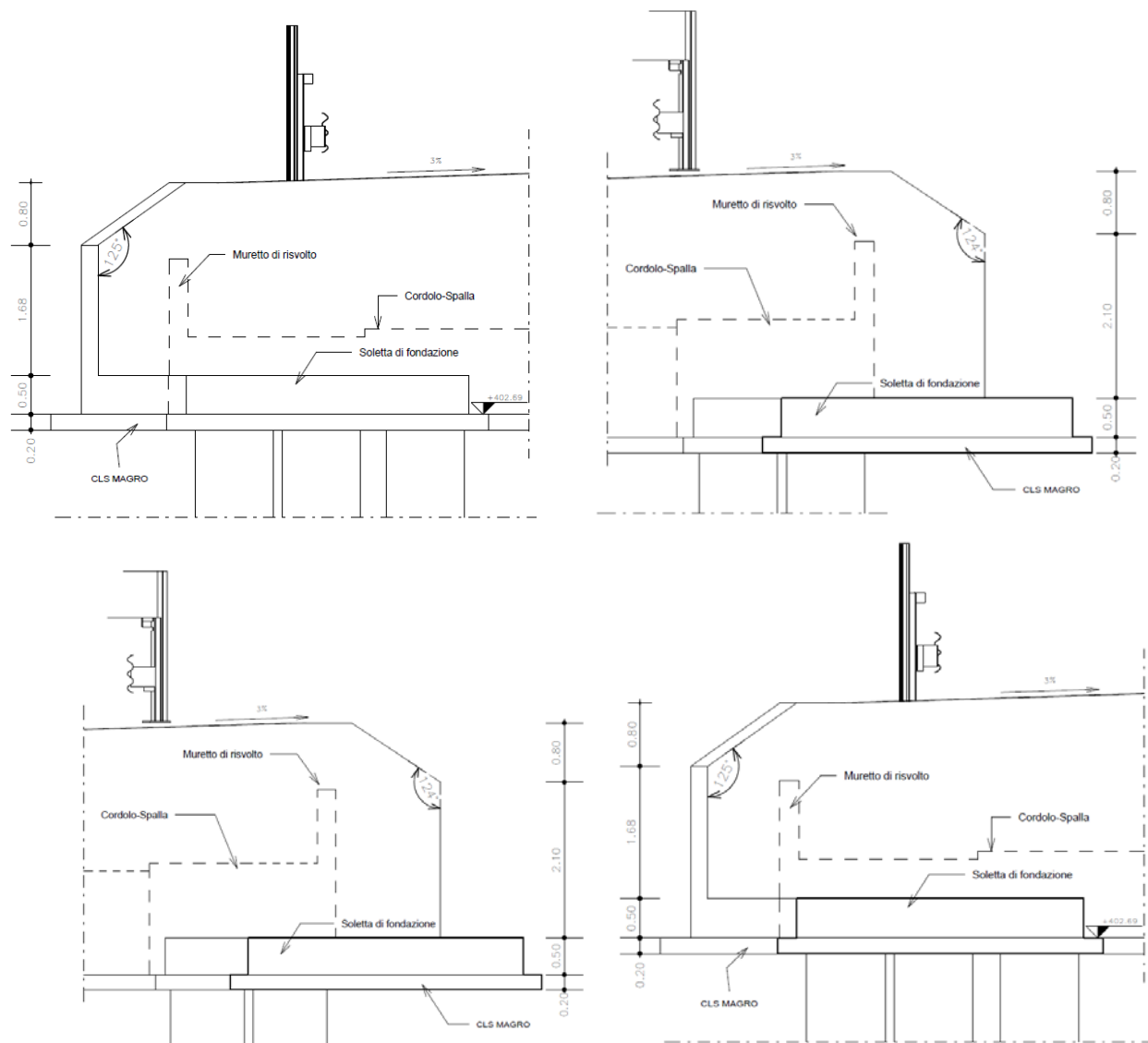
$$V_{Sd, \max} = 33480 \text{ kg}$$

<b>Verifica a flessione DM08</b>			
<b>Calcestruzzo</b>		<b>Acciaio</b>	
$R_{ck} =$	350	$f_{yk} =$	4500 kg/cm <sup>2</sup>
$f_{ck} =$	291 kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_s =$	1.15
$f_{ctm} =$	28.3 kg/cm <sup>2</sup>	$f_{yd} =$	3913 kg/cm <sup>2</sup>
$f_{ctk} =$	19.8 kg/cm <sup>2</sup>	$f_{cd} =$	165 kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_c =$	1.5	$f'_{cd} =$	82 kg/cm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} =$	0.85	$f_{ctd} =$	13.2 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Dati sezione</b>			
$b_w =$	30	cm	
$h =$	97	cm	
$c =$	6.5	cm copriferro	
$d =$	90.5	cm altezza utile	
<b>Armatura tesa disposta</b>		$c_{med} =$	6.5 cm
$n_b$	$\phi$	$A_{sw}$	$y_{binf}$
2	24	9.04	5
2	24	9.04	8
	$A_{sw} =$	18.08	cm <sup>2</sup>
	$A_{sw, \min} =$	12.61	cm <sup>2</sup>
<b>Momento resistente</b>			
$q =$	0.1583	percentuale meccanica d'armatura	
$M_{Rd} =$	5881874	kg*cm momento resistente	
$M_{Sd} =$	4250000	FS= 1.38	Verificato

<b>Verifica a taglio DM08</b>					
<b>Calcestruzzo</b>			<b>Acciaio</b>		
$R_{ck} =$	350	kg/cm <sup>2</sup>	$f_{yk} =$	4500	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{ck} =$	290.5	kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_s =$	1.15	
$f_{ctk} =$	20.2	kg/cm <sup>2</sup>	$f_{yd} =$	3913	kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_c =$	1.5		$f_{cd} =$	165	kg/cm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} =$	0.85		$f'_{cd} =$	82	kg/cm <sup>2</sup>
			$f_{ctd} =$	13.5	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Azioni agente</b>					
$V_{Sd} =$	33480	kg	$N_{Sd+} =$	0	kg
$N_{Sd} =$	0	kg	$N_{Sd-} =$	0	kg
<b>Dati sezione</b>					
$b_w =$	30	cm			
$h =$	97	cm			
$c =$	4	cm	copriferro		
$d =$	93	cm			
$\sigma_{cp} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha_c =$	1.00	
<b>Armature disposte</b>					
<b>Staffe</b>	$\theta =$	45 °	<b>Diag.</b>	$\theta =$	45 °
	$\alpha =$	90 °			
nb	$\phi$	$A_{sw}$	nb	$\phi$	$A_{sw}$
2	14	3.07	0	5	0.00
0	0	0.00	0	10	0.00
	$A_{sw} =$	3.07 cm <sup>2</sup>		$A_{sp} =$	0.00 cm <sup>2</sup>
	$s =$	20 cm		$s =$	20 cm
$A_{sw,min} =$	4.5	cm <sup>2</sup> /ml	1.5*b		
$A_{sw} =$	15.35	cm <sup>2</sup> /ml	<b>area minima verificata</b>		
<b>Capacità portante a taglio</b>			$V_{Rd} =$	50274	kg
			FS= 1.50	<b>Verificato</b>	
<b>a) Taglio compressione</b>					
$V_{Rcd} =$	103338	kg			
<b>b) Crisi armatura di parete</b>					
$V_{Rsd} =$	50274	kg			

## 9 VERIFICHE MURI LATERALI

I muri laterali sono riportati nelle seguenti immagini.



*Figura 25- Muri laterali cordolo spalla*

I muri sono soggetti alle spinte del terreno proveniente dal rilevato. La verifica è condotta alla base considerando il muro nello schema statico di mensola incastrata alla base in corrispondenza della fondazione

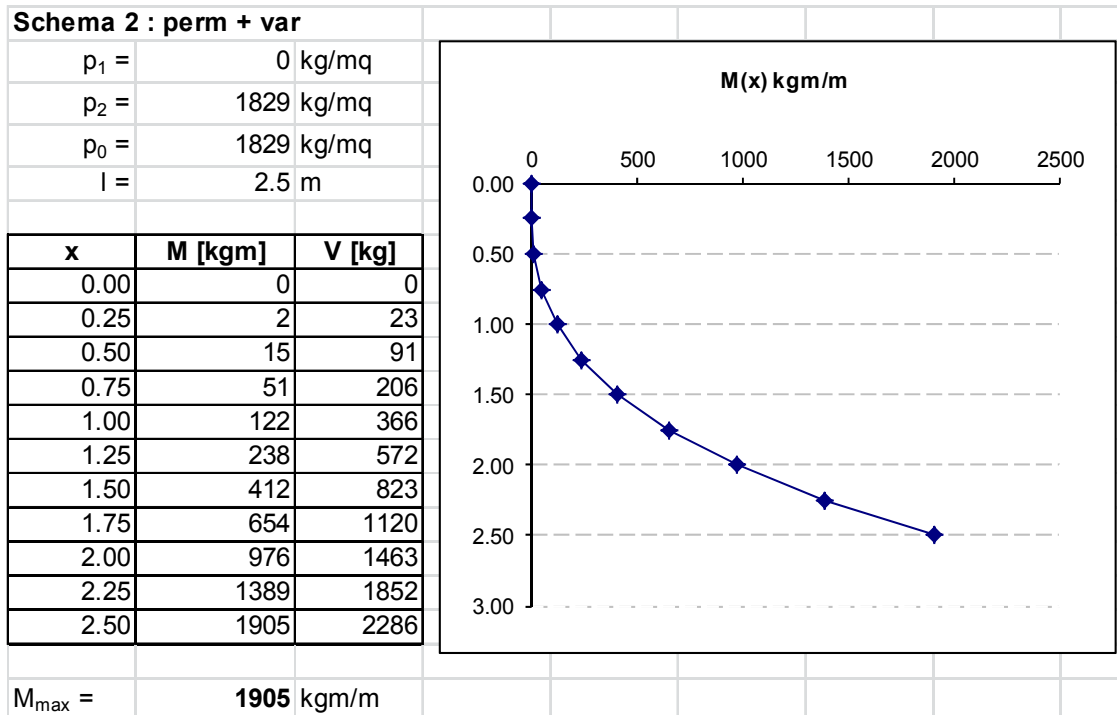
Si riportano i fogli di calcolo per il calcolo delle spinte in condizioni statiche che sismiche.

Per la verifica si è considerata un'altezza mediata, pari a 2,5m

<b>CALCOLO SPINTA TERRA</b>								
<i>Geometria muro</i>				<b>Coeff. Spinta</b>				
$H_n =$	2.5 m			a riposo	0			
$s =$	0 m			attiva	1			
$H_f =$	0 m							
$H_0 =$	2.5 m							
<i>Parametri geotecnici caratteristici del terreno a tergo</i>								
$\gamma' =$	2.00 t/m <sup>3</sup>	terreno saturo						
$\phi' =$	35 °	angolo resistenza al taglio						
$c' =$	0 kg/cmq	coesione drenata						
$\gamma_w =$	0.0 t/m <sup>3</sup>	peso acqua						
<i>Fattori parziali di sicurezza SL</i>								
<b>Approccio 2</b>		<b>A1+M1+R1</b>		<b>SLU STR</b>		<b>Carichi</b>		
$\gamma_\phi =$	1.0	f.s. su $\tan(\phi')$				$q_p =$	0 kg/m <sup>2</sup>	
$\gamma_C =$	1.0	f.s. su coesione drenata				$q_1 =$	0 kg/m <sup>2</sup>	
$\gamma_R =$	1.0					$q_2 =$	0 kg/m <sup>2</sup>	
				coeff. Sp. di calcolo				
<b>f.p.s.</b>	favorevole	sfavorevole		K = 0.2710		<b>Fase 1 perm</b>		
$\gamma_{G1} =$	1.0	1.35		coeff. spinta		$p_t =$	0 kg/m <sup>2</sup>	
$\gamma_{G2} =$	0.0	1.35		$K_0 = 0.4264$		$p_b =$	1829 kg/m <sup>2</sup>	
$\gamma_Q =$	0.0	1.35		$K_a = 0.2710$		<b>Fase 2 perm+var</b>		
Parametri geotecnici di calcolo del terreno a tergo								
$\phi'_d =$	35 °	angolo resistenza al taglio di calcolo				$p_t =$	0 kg/m <sup>2</sup>	
$c'_d =$	0 kg/cmq	coesione drenata di calcolo				$p_b =$	1829 kg/m <sup>2</sup>	
<b>Approccio 2</b>								
<b>A1+M1+R1</b>		<b>SLU SIM</b>		<b>Carichi</b>				
$\gamma_\phi =$	1.0	f.s. su $\tan(\phi')$				$q_p =$	0 kg/m <sup>2</sup>	
$\gamma_C =$	1.0	f.s. su coesione drenata				$q_1 =$	0 kg/m <sup>2</sup>	
$\gamma_R =$	1.0					$q_2 =$	0 kg/m <sup>2</sup>	
				coeff. Sp. di calcolo				
<b>f.p.s.</b>	favorevole	sfavorevole		K = 0.2710		<b>Fase 1 perm</b>		
$\gamma_{G1} =$	1.0	1.0		coeff. spinta		$p_t =$	0 kg/m <sup>2</sup>	
$\gamma_{G2} =$	0.0	1.0		$K_0 = 0.4264$		$p_b =$	1355 kg/m <sup>2</sup>	
$\gamma_Q =$	0.0	1.0		$K_a = 0.2710$		<b>Fase 2 perm+var+sisma</b>		
Parametri geotecnici di calcolo del terreno a tergo								
$\phi'_d =$	35 °	angolo resistenza al taglio di calcolo				$p_t =$	1580 kg/m <sup>2</sup>	
$c'_d =$	0 kg/cmq	coesione drenata di calcolo				$p_b =$	2935 kg/m <sup>2</sup>	

Le sollecitazioni risultano:

- condizioni statiche



- condizioni sismiche

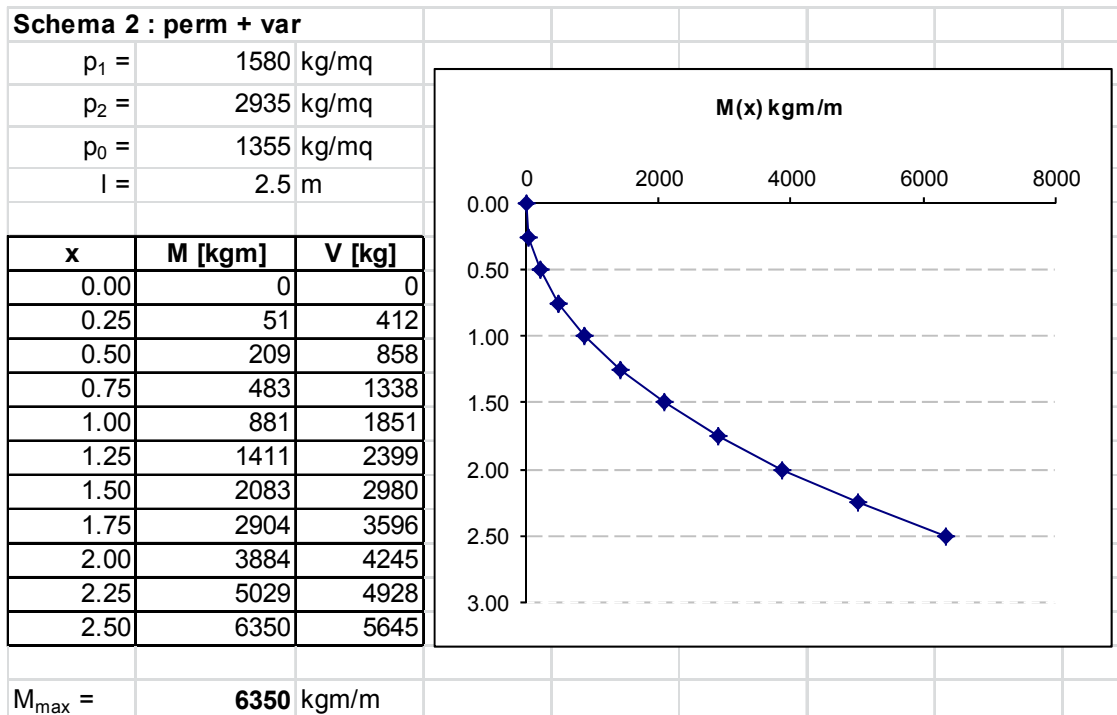


Figura 26 – Andamento di involucro sismico e statico  $Msd$

Verifica a flessione piano verticale-combinazione statica e sismica			
<b>Calcestruzzo</b>		<b>Acciaio</b>	
$R_{ck} =$	350 kg/cm <sup>2</sup>	$f_{yk} =$	4500 kg/cm <sup>2</sup>
$f_{ck} =$	291 kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_s =$	1.15
$f_{ctm} =$	28.3 kg/cm <sup>2</sup>	$f_{yd} =$	3913 kg/cm <sup>2</sup>
$f_{ctk} =$	19.8 kg/cm <sup>2</sup>	$f_{cd} =$	194 kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_c =$	1.5	$f_{cd} =$	97 kg/cm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} =$	1	$f_{ctd} =$	13.2 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Dati sezione</b>			
$b =$	100 cm		
$h =$	30 cm	h. costola all'incastro	
$c =$	5.0 cm	copriferro	
$d =$	25.00 cm	altezza utile	
<b>Armatura tesa disposta</b>		$C_{med} =$	5.0 cm
$n_b$	$\phi$	$A_{sw}$	$y_{binf}$
5	16	10.05	5
0	0	0.00	7.5
		$A_{sw} =$	10.05 cm <sup>2</sup>
<b>Momento resistente</b>			
$q =$	0.0812	percentuale meccanica d'armatura	
$M_{Rd} =$	9421 kg*m		
$M_{Sd1} =$	6350 kg*m	momento agente	FS = 1.48 VER SI

Si riporta la verifica della fondazione più sollecitata che presenta un'altezza di 50cm.

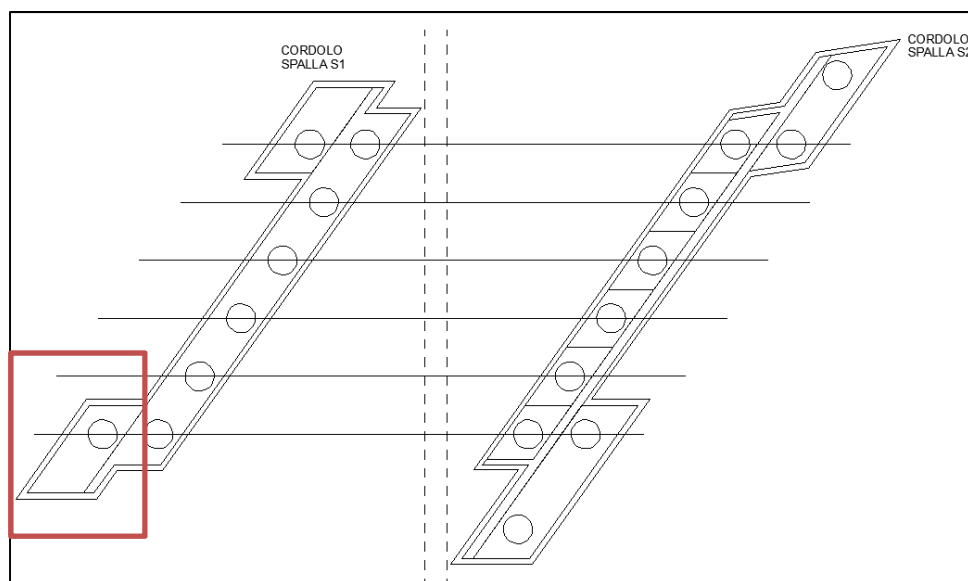
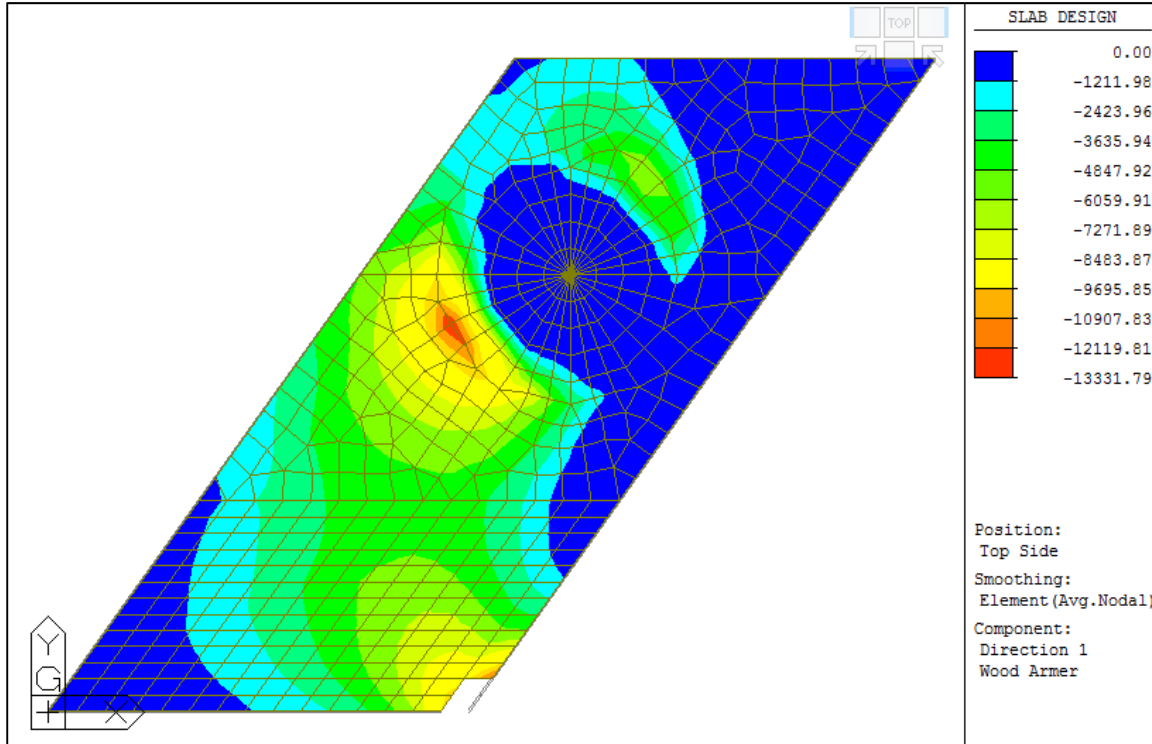


Figura 27– Pianta fondazioni ponte Nie

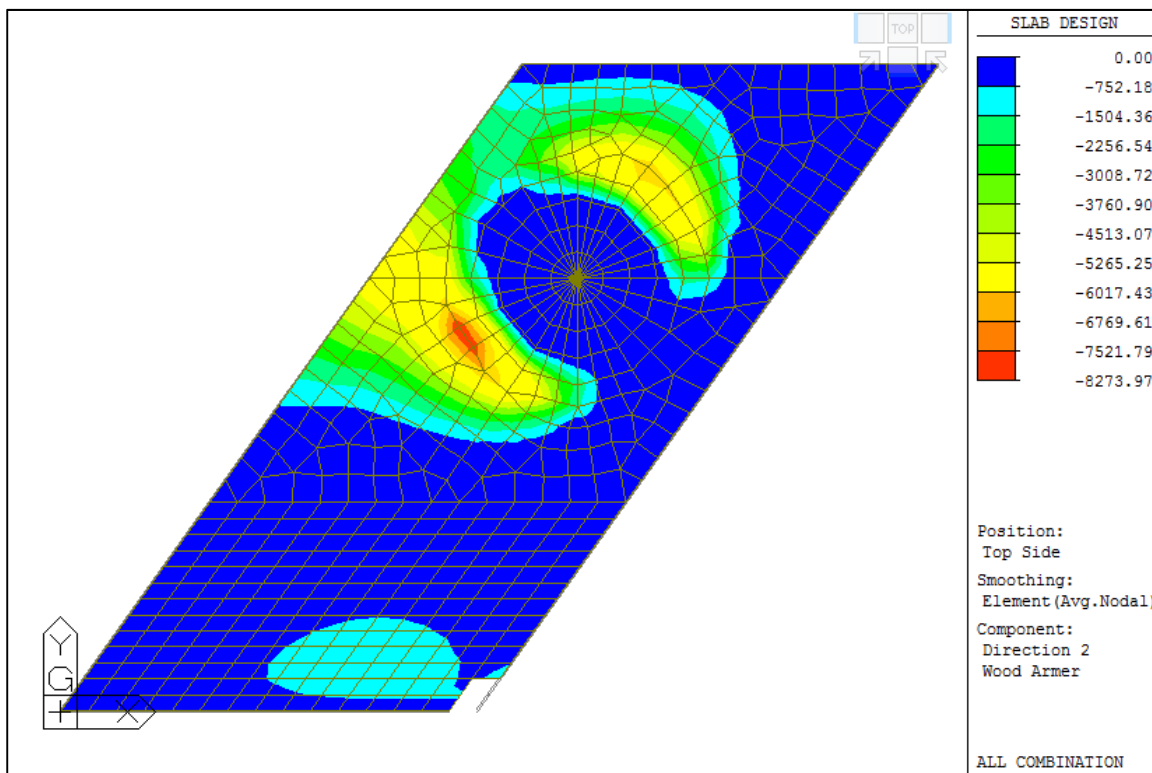


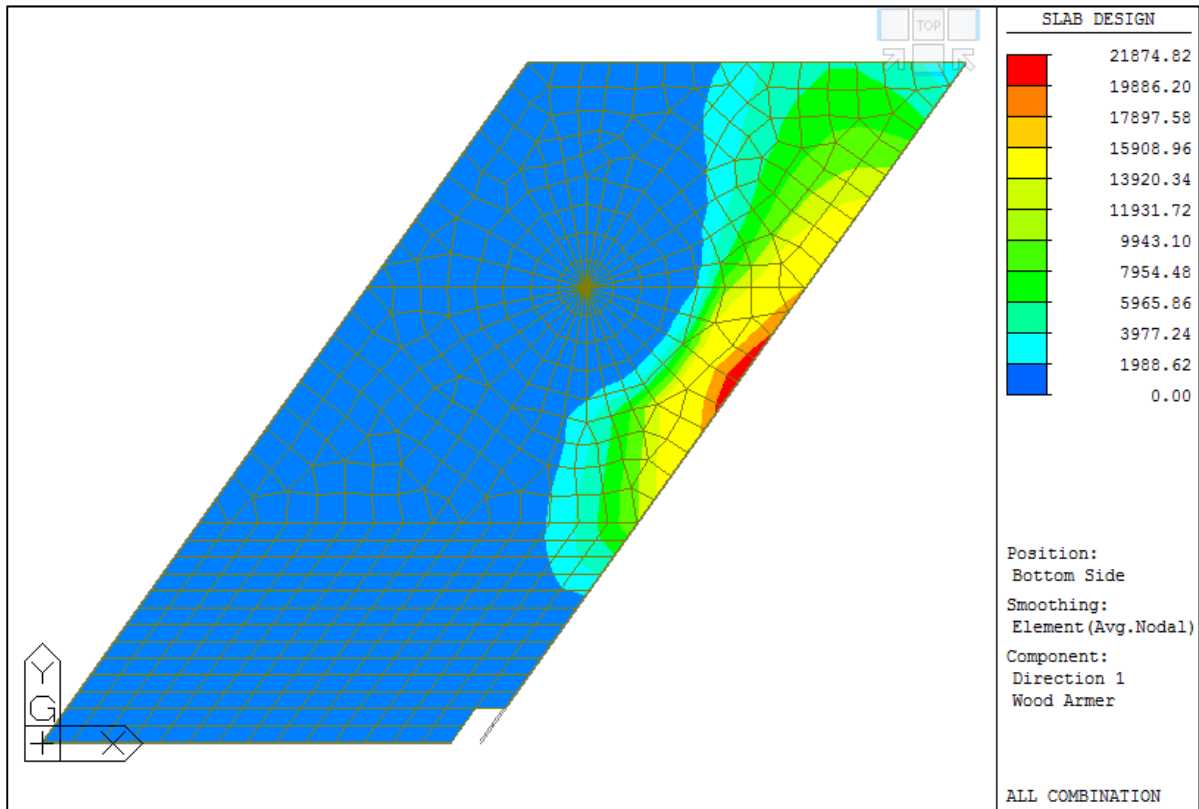
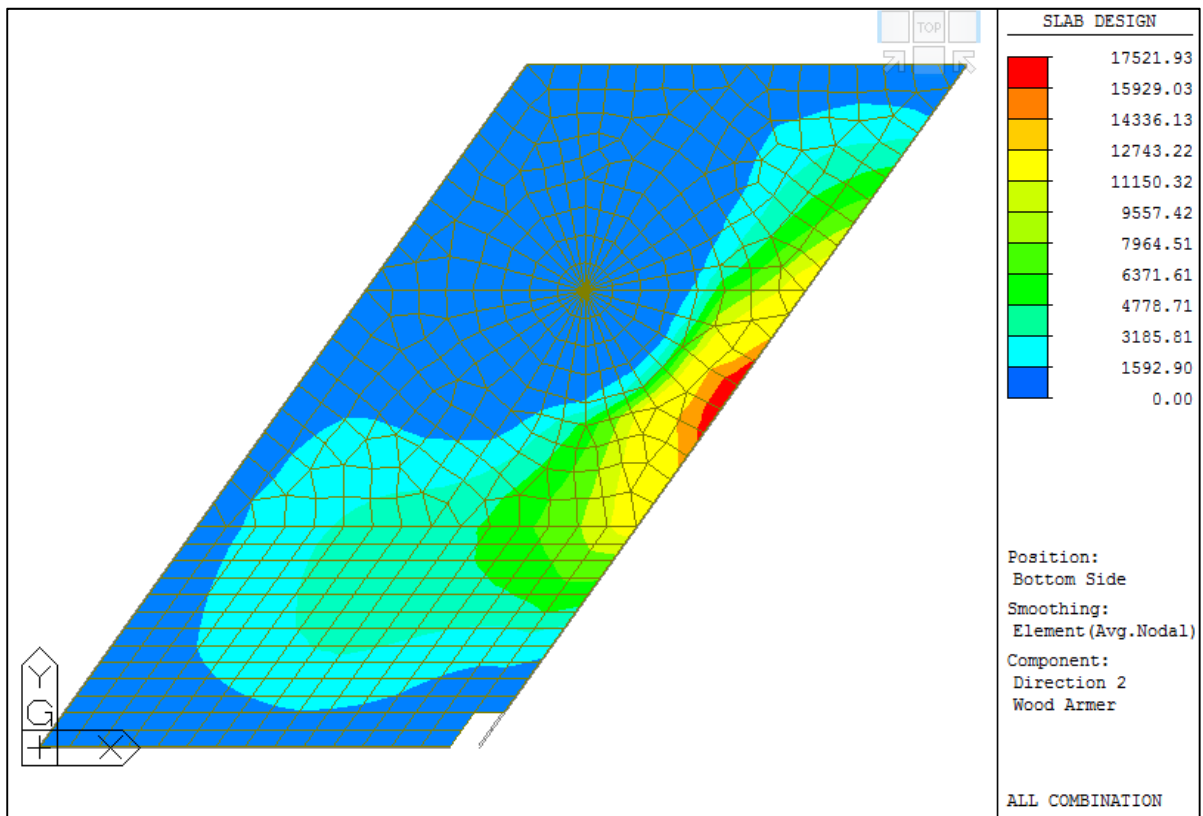
E' stato condotto un modello locale della fondazione soggetta all'azione del palo diretta verso l'alto e al peso del terreno sovrastanza diretto verso il basso. Si riportano i diagrammi di involucro delle sollecitazioni flettenti a stato limite ultimo.

### Sollecitazioni flettenti superiori $M_{xx}$ (kg m/ml)



### Sollecitazioni flettenti superiori $M_{yy}$ (kg m/ml)



Sollecitazioni flettenti inferiori  $M_{xx}$  (kg m/ml)Sollecitazioni flettenti inferiori  $M_{yy}$  (kg m/ml)

Verifica armatura direzione x

Si considera quindi una sezione di verifica di dimensioni: 100cm x 50cm, soggetta a un momento sollecitante pari a:

$$M_{sd, bottom} = 20525 \text{ kg m/ml (nella zona di attacco al muro)}$$

$$M_{sd, top} = -13331 \text{ kg m/ml (nella zona centrale)}$$

ottenuto mediando i valori delle sollecitazioni dei gusci presenti nella striscia più caricata.

Si assumono le seguenti armature orizzontali presenti nella sezione di verifica:

superiore  $5\phi 16$

inferiore  $5\phi 22$

Si riporta il tabulato della verifica a flessione della sezione in esame.

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione retta  
 Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.  
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm<sup>2</sup>; d in mm; deformazioni\*1000.  
 ferri : diametri in mm; aree in cm<sup>2</sup>.

Simboli:

Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
 S = Sigma (tensioni sui materiali);  
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);  
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

## MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 350. ; fck = 290.5 ; fcd = 164.62 (.35%)  
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 5400. ; fyk = 4500. ; ftd = 4695.65 (6.75%)

## SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm <sup>2</sup> ]
1- 1	-50.	0.	1	45.	5.	22.	3.8013
1- 2	-50.	50.	2	22.5	5.	22.	3.8013
1- 3	50.	50.	3	0.	5.	22.	3.8013
1- 4	50.	0.	4	-22.5	5.	22.	3.8013
			5	-45.	5.	22.	3.8013
			6	45.	45.	16.	2.0106
			7	22.5	45.	16.	2.0106
			8	0.	45.	16.	2.0106
			9	-22.5	45.	16.	2.0106
			10	-45.	45.	16.	2.0106

## SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 25. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)
1	0.	3384911.	0.	Mz+:3384911./2187400.=1.5475
2	0.	-1904279.	0.	Mz-:-1904279./-1333100.=1.4285

## RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00063744939	0.	.02837070364
2.	.0007863668	0.	-.00349910882

Deformazioni sui materiali:

sol	Cls			Acciaio lento				
	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 1	28.3707	0.		1	25.1835	4190.4	
1	1- 2	-3.5018	-164.6		2	25.1835	4190.4	
1	1- 3	-3.5018	-164.6		3	25.1835	4190.4	
1	1- 4	28.3707	0.		4	25.1835	4190.4	
1					5	25.1835	4190.4	
1					6	-.3145	-629.	
1					7	-.3145	-629.	
1					8	-.3145	-629.	
1					9	-.3145	-629.	
1					10	-.3145	-629.	

2	1- 1	-3.4991	-164.6	1	.4327	865.5
2	1- 2	35.8192	0.	2	.4327	865.5
2	1- 3	35.8192	0.	3	.4327	865.5
2	1- 4	-3.4991	-164.6	4	.4327	865.5
2				5	.4327	865.5
2				6	31.8874	4270.4
2				7	31.8874	4270.4
2				8	31.8874	4270.4
2				9	31.8874	4270.4
2				10	31.8874	4270.4

**L'indice di verifica minore è pari a FS = 1.42 > 1, la sezione risulta per cui verificata allo SLU.**

### Verifica armatura direzione y

La prima striscia di circa 60 cm dall'attacco della soletta presenta le seguenti armature

superiore 3φ16

inferiore 3φ20

per assorbire un momento sollecitante pari a  $M_{sd, bottom} = 16058 \text{ kg m/ml}$

ottenuto mediando i valori delle sollecitazioni dei gusci presenti nella striscia in esame.

Si riporta il tabulato della verifica a flessione della sezione in esame.

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione retta  
Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm<sup>2</sup>; d in mm; deformazioni\*1000.  
ferri : diametri in mm; aree in cm<sup>2</sup>.

Simboli:

Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
S = Sigma (tensioni sui materiali);  
D = Deformazioni x 1000 (epsilon);  
Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

#### MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 350. ; fck = 290.5 ; fcd = 164.62 (.35%)  
Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 5400. ; fyk = 4500. ; ftd = 4695.65 (6.75%)

#### SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm <sup>2</sup> ]
1- 1	-30.	0.	1	22.5	5.	20.	3.1416
1- 2	-30.	50.	2	0.	5.	20.	3.1416
1- 3	30.	50.	3	-22.5	5.	20.	3.1416
1- 4	30.	0.	4	22.5	45.	16.	2.0106
			5	0.	45.	16.	2.0106
			6	-22.5	45.	16.	2.0106

#### SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 25. (baricentro CLS)  
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.  
N. | N | Mz | My | Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)  
1 | 0. | 1709595. | 0. | Mz+:1709595./1605800.=**1.0646**

#### RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00070160125	0.	.03158121179

Deformazioni sui materiali:

Cls				Acciaio lento				
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 1	31.5812	0.		1	28.0732	4224.9	
1	1- 2	-3.4989	-164.6		2	28.0732	4224.9	
1	1- 3	-3.4989	-164.6		3	28.0732	4224.9	
1	1- 4	31.5812	0.		4	.0092	18.3	
1					5	.0092	18.3	
1					6	.0092	18.3	

**L'indice di verifica minore è pari a  $FS = 1.06 > 1$ , la sezione risulta per cui verificata allo SLU.**

Le restanti zone presentano le seguenti armature verticali:

superiore  $1\phi 14/20$

inferiore  $1\phi 14/20$

Si riporta il tabulato della verifica a flessione di una sezione 100x50 soggetta al momento massimo  $M_{sd} = 8274 \text{ kg m/ml}$

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione retta  
Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm<sup>2</sup>; d in mm; deformazioni\*1000.  
ferri : diametri in mm; aree in cm<sup>2</sup>.

Simboli:

Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
S = Sigma (tensioni sui materiali);  
D = Deformazioni x 1000 (epsilon);  
Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 350. ; fck = 290.5 ; fcd = 164.62 (.35%)  
Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 5400. ; fyk = 4500. ; ftd = 4695.65 (6.75%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls: Acciaio lento:  
vert. | Z | Y | ferro | Z | Y | d[mm] | Af[cm<sup>2</sup>] |  
1- 1 | -50. | 0. | 1 | 45. | 5. | 14. | 1.5394 |  
1- 2 | -50. | 50. | 2 | 22.5 | 5. | 14. | 1.5394 |  
1- 3 | 50. | 50. | 3 | 0. | 5. | 14. | 1.5394 |  
1- 4 | 50. | 0. | 4 | -22.5 | 5. | 14. | 1.5394 |  
5 | -45. | 5. | 14. | 1.5394 |  
6 | 45. | 45. | 14. | 1.5394 |  
7 | 22.5 | 45. | 14. | 1.5394 |  
8 | 0. | 45. | 14. | 1.5394 |  
9 | -22.5 | 45. | 14. | 1.5394 |  
10 | -45. | 45. | 14. | 1.5394 |

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 25. (baricentro CLS)  
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.  
N. | N | Mz | My | Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)  
1 | 0. | -1510627. | 0. | Mz:-1510627./-827400.=**1.8258**

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

Sol. | muz | muy | lambda |  
1. | .00092318713 | 0. | -.00350052352 |

Deformazioni sui materiali:

sol	Cls			Acciaio lento				
	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 1	-3.5005	-164.6		1	1.1154	2230.8	
1	1- 2	42.6588	0.		2	1.1154	2230.8	
1	1- 3	42.6588	0.		3	1.1154	2230.8	
1	1- 4	-3.5005	-164.6		4	1.1154	2230.8	
1					5	1.1154	2230.8	
1					6	38.0429	4343.9	
1					7	38.0429	4343.9	
1					8	38.0429	4343.9	
1					9	38.0429	4343.9	
1					10	38.0429	4343.9	

**L'indice di verifica minore è pari a  $FS = 1.82 > 1$ , la sezione risulta per cui verificata allo SLU.**

## 10 VERIFICHE SISTEMI DI APPOGGIO

Nella seguente paragrafo seguente si riportano le reazioni massime agli appoggi per l'involuppo delle combinazioni di carico agli Stati Limite Ultimi. Si riporta un'immagine dei nodi di vincolo del modello Fem.



Figura 28 – Siglatura nodi di vincolo

Le combinazioni di carico in condizioni statiche e sismiche sono le seguenti:

### LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE LOADCASE (FACTOR) +	TYPE	LOADCASE (FACTOR) +	LOADCASE (FACTOR)
1	PERM	Strength/Stress G1_p( 1.000) + G4_v( 1.000)	Add	G2_b( 1.000) +	G3_c( 1.000)
2	SLU_1	Strength/Stress PERM( 1.350) +	Add	LM1_k( 1.350) +	LM5( 1.350)
3	SLU_2	Strength/Stress PERM( 1.350) + Vy_pc( 0.900)	Add	LM1_phi( 1.350) +	F_L( 1.350)
4	SLU_3	Strength/Stress PERM( 1.350) + Vy_pc(-0.900)	Add	LM1_phi( 1.350) +	F_L( 1.350)
5	SLU_4	Strength/Stress PERM( 1.350) + Vy_pc( 1.500)	Add	LM1_phi( 1.350) +	F_L( 0.950)
6	SLU_5	Strength/Stress PERM( 1.350) + Vy_pc(-1.500)	Add	LM1_phi( 1.350) +	F_L( 0.950)
7	SLU_6	Strength/Stress PERM( 1.350) + Vy_pc( 0.900)	Add	LM1_phi( 1.350) +	F_c( 1.350)
8	SLU_7	Strength/Stress PERM( 1.350) + Vy_pc(-0.900)	Add	LM1_phi( 1.350) +	F_c( 1.350)
9	SLU_8	Strength/Stress PERM( 1.350) + Vy_pc( 1.500)	Add	LM1_phi( 1.350) +	F_c( 1.010)
10	SLU_9	Strength/Stress PERM( 1.350) +	Add	LM1_phi( 1.350) +	F_c( 1.010)

## Ponte Canale Nie – Relazione di calcolo

					Vy_pc(-1.500)
11	SLU_10	Strength/Stress PERM( 1.350) +	Add	LMI_phi( 1.350) +	Vy_ps( 1.500)
12	SLU_11	Strength/Stress PERM( 1.350) +	Add	LMI_phi( 1.350) +	Vy_ps(-1.500)
13	SLU_INV	Strength/Stress SLU_1( 1.000) + SLU_4( 1.000) + SLU_7( 1.000) + SLU_10( 1.000) +	Envelope	SLU_2( 1.000) + SLU_5( 1.000) + SLU_8( 1.000) + SLU_11( 1.000)	SLU_3( 1.000) SLU_6( 1.000) SLU_9( 1.000)
14	SLVx_1	Strength/Stress P.P.( 1.000) + Ez( 0.300)	Add	Ex+( 1.000) +	Ey+( 0.300)
15	SLVx_2	Strength/Stress P.P.( 1.000) + Ez( 0.300)	Add	Ex+( 1.000) +	Ey-( 0.300)
16	SLVx_3	Strength/Stress P.P.( 1.000) + Ez(-0.300)	Add	Ex+( 1.000) +	Ey+( 0.300)
17	SLVx_4	Strength/Stress P.P.( 1.000) + Ez(-0.300)	Add	Ex+( 1.000) +	Ey-( 0.300)
18	SLVx_5	Strength/Stress P.P.( 1.000) + Ez( 0.300)	Add	Ex-( 1.000) +	Ey+( 0.300)
19	SLVx_6	Strength/Stress P.P.( 1.000) + Ez( 0.300)	Add	Ex-( 1.000) +	Ey-( 0.300)
20	SLVx_7	Strength/Stress P.P.( 1.000) + Ez(-0.300)	Add	Ex-( 1.000) +	Ey+( 0.300)
21	SLVx_8	Strength/Stress P.P.( 1.000) + Ez(-0.300)	Add	Ex-( 1.000) +	Ey-( 0.300)
22	SLVy_1	Strength/Stress P.P.( 1.000) + Ez( 0.300)	Add	Ey+( 1.000) +	Ex+( 0.300)
23	SLVy_2	Strength/Stress P.P.( 1.000) + Ez( 0.300)	Add	Ey+( 1.000) +	Ex-( 0.300)
24	SLVy_3	Strength/Stress P.P.( 1.000) + Ez(-0.300)	Add	Ey+( 1.000) +	Ex+( 0.300)
25	SLVy_4	Strength/Stress P.P.( 1.000) + Ez(-0.300)	Add	Ey+( 1.000) +	Ex-( 0.300)
26	SLVy_5	Strength/Stress P.P.( 1.000) + Ez( 0.300)	Add	Ey-( 1.000) +	Ex+( 0.300)
27	SLVy_6	Strength/Stress P.P.( 1.000) + Ez( 0.300)	Add	Ey-( 1.000) +	Ex-( 0.300)
28	SLVy_7	Strength/Stress P.P.( 1.000) + Ez(-0.300)	Add	Ey-( 1.000) +	Ex+( 0.300)
29	SLVy_8	Strength/Stress P.P.( 1.000) + Ez(-0.300)	Add	Ey-( 1.000) +	Ex-( 0.300)
30	SLVz_1	Strength/Stress P.P.( 1.000) + Ey+( 0.300)	Add	Ez( 1.000) +	Ex+( 0.300)
31	SLVz_2	Strength/Stress P.P.( 1.000) + Ey+( 0.300)	Add	Ez( 1.000) +	Ex-( 0.300)

32	SLVz_3	Strength/Stress P.P.( 1.000) + Ey-( 0.300)	Add	Ez( 1.000) +	Ex+( 0.300)
-----					
33	SLVz_4	Strength/Stress P.P.( 1.000) + Ey-( 0.300)	Add	Ez( 1.000) +	Ex-( 0.300)
-----					
34	SLVz_5	Strength/Stress P.P.( 1.000) + Ey+( 0.300)	Add	Ez(-1.000) +	Ex+( 0.300)
-----					
35	SLVz_6	Strength/Stress P.P.( 1.000) + Ey+( 0.300)	Add	Ez(-1.000) +	Ex-( 0.300)
-----					
36	SLVz_7	Strength/Stress P.P.( 1.000) + Ey-( 0.300)	Add	Ez(-1.000) +	Ex+( 0.300)
-----					
37	SLVz_8	Strength/Stress P.P.( 1.000) + Ey-( 0.300)	Add	Ez(-1.000) +	Ex-( 0.300)
-----					
38	SLUV_INV	Strength/Stress	Envelope		
		SLVx_1( 1.000) +		SLVx_2( 1.000) +	SLVx_3( 1.000)
		SLVx_4( 1.000) +		SLVx_5( 1.000) +	SLVx_6( 1.000)
		SLVx_7( 1.000) +		SLVx_8( 1.000) +	SLVy_1( 1.000)
		SLVy_2( 1.000) +		SLVy_3( 1.000) +	SLVy_4( 1.000)
		SLVy_5( 1.000) +		SLVy_6( 1.000) +	SLVy_7( 1.000)
		SLVy_8( 1.000) +		SLVz_1( 1.000) +	SLVz_2( 1.000)
		SLVz_3( 1.000) +		SLVz_4( 1.000) +	SLVz_5( 1.000)
		SLVz_6( 1.000) +		SLVz_7( 1.000) +	SLVz_8( 1.000)

<b>Da condizioni Gravitazionali</b>				
Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
1459	SLU_INV(all)	-231	0	1033
1501	SLU_INV(all)	0	0	1394
1504	SLU_INV(all)	-191	0	899
1546	SLU_INV(all)	0	0	829
1549	SLU_INV(all)	-128	66	852
1591	SLU_INV(all)	0	104	782
1594	SLU_INV(all)	-99	64	771
1636	SLU_INV(all)	0	56	804
1639	SLU_INV(all)	-83	109	690
1681	SLU_INV(all)	0	-50	543
1684	SLU_INV(all)	-55	0	510
1726	SLU_INV(all)	0	0	367



<b>Da condizioni Simiche</b>				
Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
1459	SLUV_INV(all)	-722	0	0
1501	SLUV_INV(all)	0	0	0
1504	SLUV_INV(all)	-448	0	0
1546	SLUV_INV(all)	0	0	0
1549	SLUV_INV(all)	-423	-332	0
1591	SLUV_INV(all)	0	-758	0
1594	SLUV_INV(all)	-524	-382	0
1636	SLUV_INV(all)	0	-338	0
1639	SLUV_INV(all)	-525	-657	0
1681	SLUV_INV(all)	0	-324	0
1684	SLUV_INV(all)	-256	0	0
1726	SLUV_INV(all)	0	0	0

Le reazioni non sono comprensive delle forze di attrito ai vincoli.

Vengono adottati i seguenti apparecchi di appoggio in acciaio-teflon con disco elastomerico confinato tipo “Fip VasoFlon” e in particolare:

#### CLASSIFICAZIONE

Gli appoggi VasoFlon® sono classificati con l'aiuto di due lettere seguite da due o tre gruppi di cifre; le lettere hanno i seguenti significati:

- VF => appoggio VasoFlon Fisso
- VU => appoggio VasoFlon Unidirezionale Longitudinale
- VU\* => appoggio VasoFlon Unidirezionale Trasversale
- VM => appoggio VasoFlon Multidirezionale

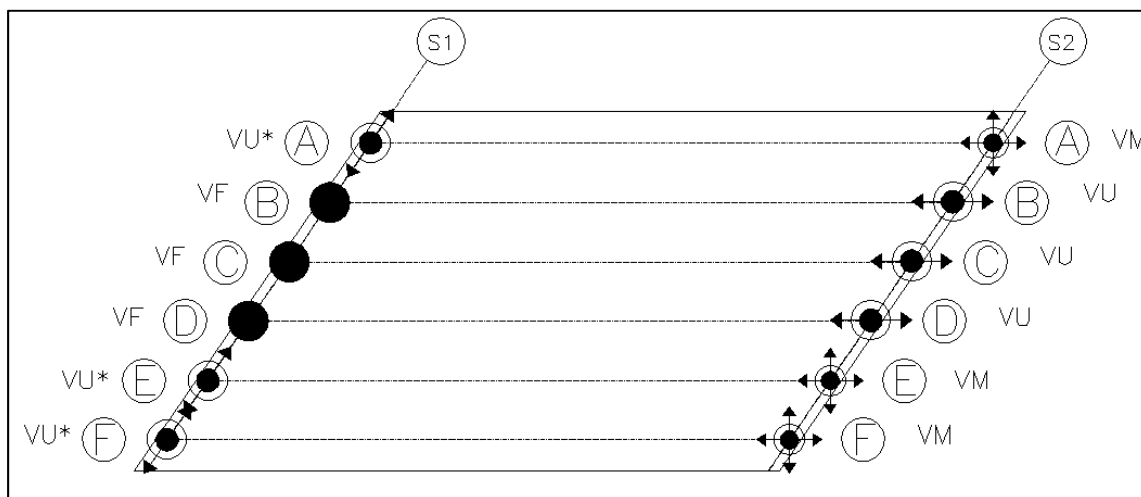


Figura 29– Appoggi Vaso Flon

- *appoggi unidirezionali trasversali*

<b>VU*</b> <b>HIGH</b>		CARICO VERTICALE NOMINALE	MASSIMA FORZA ORIZZONTALE	DIAMETRO TAZZA DI BASE	ZANCHE INFERIORI	LARGHEZZA ELEMENTO SUPERIORE	LUNGHEZZA ELEMENTO SUPERIORE	DIAMETRO PERNO	SPORGENZA PERNO	ALTEZZA TOTALE APPOGGIO	PESO APPOGGIO ESCLUSI ANCORAGGI
SIGLA	$N_{sd\ SLU}$ kN	$V_{SLU}$ kN	$D_o$ mm	$n_{b\ inf}$ n	tipo	C mm	D mm	$\varnothing_{pe}$ mm	$t_{pe}$ mm	$H_{tot}$ mm	W ka
VU* 300-90/50	3.000	900	455	4	3	430	455	140	17	149	175

- *appoggi unidirezionali longitudinale*

<b>VU</b> <b>HIGH</b>		CARICO VERTICALE NOMINALE	MASSIMA FORZA ORIZZONTALE	DIAMETRO TAZZA DI BASE	ZANCHE INFERIORI	LARGHEZZA ELEMENTO SUPERIORE	LUNGHEZZA ELEMENTO SUPERIORE	DIAMETRO PERNO	SPORGENZA PERNO	ALTEZZA TOTALE APPOGGIO	PESO APPOGGIO ESCLUSI ANCORAGGI
SIGLA	$N_{sd\ SLU}$ kN	$V_{SLU}$ kN	$D_o$ mm	$n_{b\ inf}$ n	tipo	C mm	D mm	$\varnothing_{pe}$ mm	$t_{pe}$ mm	$H_{tot}$ mm	W ka
VU 300/100-90	3.000	900	455	4	3	430	505	140	17	149	185

- *appoggi fissi*

<b>VF</b> <b>HIGH</b>		CARICO VERTICALE NOMINALE	MASSIMA FORZA ORIZZONTALE	DIAMETRO TAZZA DI BASE	ZANCHE INFERIORI	DIAMETRO ELEMENTO SUPERIORE	DIAMETRO PERNO	SPORGENZA PERNO	ALTEZZA TOTALE APPOGGIO	PESO APPOGGIO ESCLUSI ANCORAGGI
SIGLA	$N_{sd\ SLU}$ kN	$V_{SLU}$ kN	$D_o$ mm	$n_{b\ inf}$ n	tipo	C mm	$\varnothing_{pe}$ mm	$t_{pe}$ mm	$H_{tot}$ mm	W ka
VF 300-90	3.000	900	400	4	3	320	140	17	83	60

- *appoggi multidirezionali*

<b>VM</b>		CARICO VERTICALE NOMINALE	DIAMETRO TAZZA DI BASE	LARGHEZZA ELEMENTO SUPERIORE	LUNGHEZZA ELEMENTO SUPERIORE	DIAMETRO PERNO	SPORGENZA PERNO	ALTEZZA TOTALE APPOGGIO	PESO APPOGGIO ESCLUSI ANCORAGGI
SIGLA	$N_{sd\ SLU}$ kN	$D_o$ mm	C mm	D mm	$\varnothing_{pe}$ mm	$t_{pe}$ mm	$H_{tot}$ mm	W ka	
VM 300/100/50	3.000	330	400	440	55	15	97	71	

## 10.1 Verifiche baggioli

Il baggiolo di appoggio delle travi prefabbricate ha dimensioni 60x60cm.



Figura 30– Particolare baggiolo di appoggio delle travi CAP

Le sollecitazioni agenti sono

$N_{sd} = 1500$  kN (derivante dalle reazioni sui sistemi di appoggio)

$Z_{sd} = 0.3 N = 450$  kN (Leonhardt - Cap.3.1)

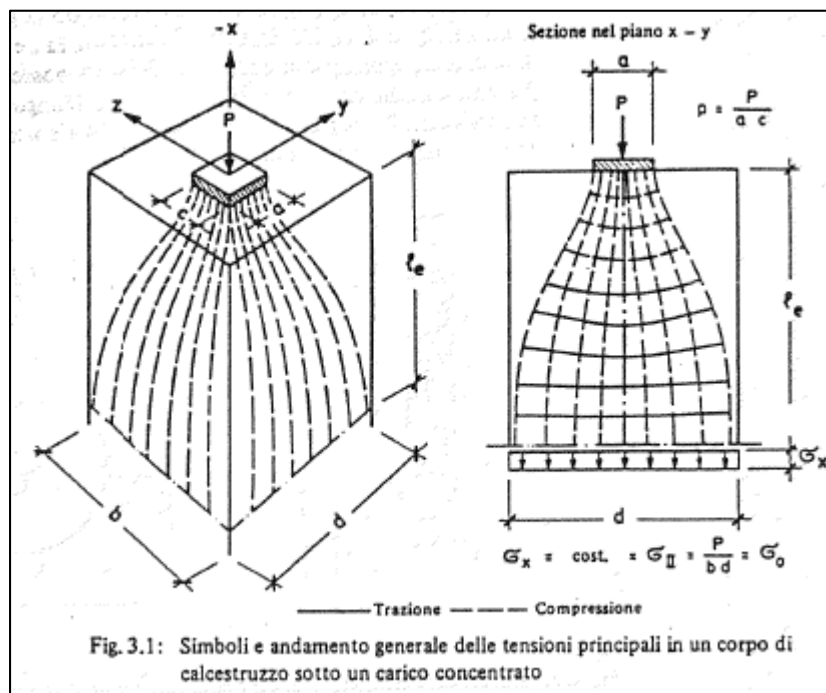


Figura 31 – Andamento tensioni in un corpo di cls sotto un carico concentrato

Verifica compressione:

$$\sigma_{sd} = 160000/60^2 = 45 \text{ kg/cm}^2 < f_{cd} = 164.6 \text{ kg/cm}^2$$

L'armatura impiegata assorbe lo sforzo di fenditura che nasce per effetto di un carico verticale concentrato applicato su un'area piccola

$$A_s = 45000/3913 = 12 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\Phi 16 + St(1\Phi 10) \text{ su due registri}$$

## 11 VERIFICA NODO DI BASE BARRIERA

La barriera di sicurezza H4b adottata è costituita da un montante HEA100 ad intessere 1.5m. Viene ipotizzato come taglio agente, quello generato da una forza tale da generare il momento plastico della sezione del montante. Tale forza come previsto da normativa si suppone applicata ad un metro dal finito del manto stradale.

Le sollecitazioni agenti sono quindi

$M_{c,Rd}$	3569 kg m	=	36 kNm
$V_{pl,Rd}$	3569 kg	=	36 kN

### 11.1 Verifica ancoraggio

Il sistema di ancoraggio adottato per la connessione del montante della barriera HEA100 all'impalcato è di tipo chimico con l'impiego di:

- resina RE500-HILTI
- 4 barre filettate HIT-V-8.8 M24
- una piastra 250mmx300mm, di spessore 25 mm

In seguito è riportato il tabulato di calcolo

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione retta.  
Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm<sup>2</sup>; d in mm; deformazioni\*1000.  
ferri : diametri in mm; aree in cm<sup>2</sup>.

Simboli:

Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
S = Sigma (tensioni sui materiali);  
D = Deformazioni x 1000 (epsilon);  
Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

#### MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 350. ; fck = 290.5 ; fcd = 290.5 (.35%)  
Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 6400. ; fyk = 6400. ; ftd = 6400. (6.75%)

#### SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm <sup>2</sup> ]
1- 1	-12.5	0.	1	9.	26.	21.2	3.5299
1- 2	-12.5	30.	2	-9.	26.	21.2	3.5299
1- 3	12.5	30.	3	9.	4.	21.2	3.5299
1- 4	12.5	0.	4	-9.	4.	21.2	3.5299

#### SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in y= 15. (baricentro CLS)  
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.  
N. | N | Mz | My | Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)  
1 | 0. | 357000. | 0. |

#### RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00006021698	0.	.00133705484

Deformazioni sui materiali:

Cls				Acciaio lento				
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 1	1.3371	0.	si	1	-.2286	-457.2	si
1	1- 2	-.4695	-120.4	si	2	-.2286	-457.2	si
1	1- 3	-.4695	-120.4	si	3	1.0962	2192.4	si

1 1- 4 | 1.3371 | 0. |si| 4 | 1.0962 | 2192.4 |si|

Le tensioni agenti nella barra maggiormente sollecitata sono pari a:

$$\sigma = 219.2 \text{ kg/cm}^2$$

La distanza dal bordo della fila di barre è pari a  $c = 26 \text{ mm}$

In seguito è riportato il tabulato della verifica dell'ancoraggio

<b>VERIFICA ANCORAGGIO a TRAZIONE</b>					
<b>ETAG001</b>					
<b>Temperatura di esercizio</b>		Temperatura I			
Proprietà meccaniche HIT-V-8.8					
$f_{uk} =$	800	N/mm <sup>2</sup>			
$f_{yk} =$	640	N/mm <sup>2</sup>			
$A_{s,res} =$	353	mm <sup>2</sup>			
$d =$	24	mm			
$d_0 =$	28	mm			
$h_{eff\ min/max} =$	96	mm	480	mm	
$h_{min} =$	152	mm			
$s_{min} =$	120	mm			
$c_{min} =$	120	mm			
$c_{cr,sp} =$	791	mm	$c/c_{cr,sp}$	0.33	
$c_{cr,N} =$	525	mm	$c/c_{cr,N}$	0.50	$h/h_{ef} = 1.17$
$s_{cr,sp} =$	1582	mm			$h/c = 1.58$
$s_{cr,N} =$	1050	mm	$s/s_{cr,N}$	0.21	$c/h_{eff} = 0.74$
$h =$	410	mm	spessore materiale di base $> h_{min}$		$s/h_{eff} = 0.63$
$h_{ef} =$	350	mm	profondità ancoraggio		$h/c = 1.58$
$c =$	260	mm	distanza dal bordo		$h_{eff}/d = 14.58$
$s =$	220	mm	interasse ancoranti		$c/d = 10.83$

Resistenza a trazione

## Resistenza lato acciaio

**HIT-V 8.8**

$N_{rd,s} = 188 \text{ KN}$

resist a trazione dell'acciaio

$\gamma_{ms} = 1.5$

ETAG 001 -Annex C

$N_{rk,s} = 282 \text{ KN}$

## Pull-out

$N_{rd,p}^0 = 105.6 \text{ KN}$

ETAG 001 -Annex C

$\gamma_p = 1.5$

$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

$f_{B,p} = 1.034$

$f_{1,N} = 0.85$

influenza della distanza dal bordo

$f_{2,N} = 0.75$

influenza della distanza dal bordo

$f_{3,N} = 0.60$

influenza dell'interasse tra le barre

$h_{ef,typ} = 210$

influenza profondità di posa

$f_{h,p} = 1.67$

$f_{re,N} = 1$

per spaziatura &gt;150mm

$N_{rk,p} = 104.75 \text{ KN}$

$N_{rk} = 104.75 \text{ kN}$

1

Resistenza a taglio

## Resistenza lato acciaio

**HIT-V 8.8**

$V_{rd,s} = 70.40 \text{ KN}$

resist a taglio dell'acciaio

$\gamma_{ms} = 1.25$

ETAG 001 -Annex C

$V_{rk,s} = 88.00 \text{ KN}$

## Resistenza rispetto al bordo del cls

$V_{rd,c}^0 = 36.6$

$\gamma_m = 1.5$

$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

$f_B = 1.18$

influenza della resistenza del cls

$f_h = 1.00$

influenza dello spessore del materiale di base

$f_\beta = 1$

influenza della direzione del carico

$f_4 = 0.41$

influenza dell'interasse tra gli ancoranti e dai bordi

$f_{hef} = 4.51$

influenza della profondità

$f_c = 0.64$

influenza della distanza dai bordi

$V_{rd,c} = 76 \text{ KN}$

$V_{rk} = 76.47 \text{ kN}$

1

Sollecitazioni di calcolo			
<i>Combinazione eccezionale</i>			
<i>Caso 1</i>			
$V_{sd,max}$	0.00 KN	taglio compressivo	
$n$	2	numero tasselli	
$V_{sd}$	0 kN	taglio sul singolo ancorante	
$\sigma_s$	219.0 N/mm <sup>2</sup>	tensione	
$N_{sd}$	77 KN	tiro sul singolo ancorante	
<b>Combinazione taglio trazione</b>			
$\beta_N$	0.74	$\leq 1$	
$\beta_V$	0.00	$\leq 1$	
Verif 1	0.74	$\leq 1$	<b>VERIFICATO</b>

E' riportata in seguito la verifica a taglio del registro di barre vicine al bordo sollecitato. La distanza dal bordo è pari a  $c = 350$  mm

<b>VERIFICA ANCORAGGIO a TAGLIO</b>			
<b>ETAG001</b>			
<b>Temperatura di esercizio</b>	<b>Temperatura I</b>		
Proprietà meccaniche HIT-V-8.8			
$f_{uk}$	800 N/mm <sup>2</sup>		
$f_{yk}$	640 N/mm <sup>2</sup>		
$A_{s,res}$	353 mm <sup>2</sup>		
$d$	24 mm		
$d_0$	28 mm		
$h_{eff}$	96 mm	480 mm	
$h_{min}$	152 mm		
$s_{min}$	120 mm		
$c_{min}$	120 mm		
$c_{cr,sp}$	791 mm	$c/c_{cr,sp}$	0.44
$c_{cr,N}$	525 mm	$c/c_{cr,N}$	0.67
$s_{cr,sp}$	1582 mm		$h/h_{eff} = 1.17$
$s_{cr,N}$	1050 mm	$s/s_{cr,N}$	0.21
			$h/c = 1.17$
$h$	410 mm	spessore materiale di base $> h_{min}$	$c/h_{eff} = 1.00$
$h_{ef}$	350 mm	profondità ancoraggio	$s/h_{eff} = 0.63$
$c$	350 mm	distanza dal bordo	$h/c = 1.17$
$s$	220 mm	interasse ancoranti	$heff/d = 14.58$
			$c/d = 14.58$

**Resistenza a taglio****Resistenza lato acciaio****HIT-V 8.8** $V_{rd,s} = 70.4$  KN resist a taglio dell'acciaio $\gamma_{ms} = 1.25$  ETAG 001 -Annex C $V_{rk,s} = 88.00$  KN**Resistenza rispetto al bordo del cls** $V_{rd,c}^0 = 36.6$  $\gamma_m = 1.5$  $R_{ck} = 35$  N/mm<sup>2</sup> $f_B = 1.18$  influenza della resistenza del cls $f_h = 0.88$  influenza dello spessore del materiale di base $f_\beta = 1$  influenza della direzione del carico $f_4 = 0.60$  influenza dell'interasse tra gli ancoranti e dai bordi $f_{hef} = 4.51$  influenza della profondità $f_c = 0.60$  influenza della distanza dai bordi $V_{rd,c} = 94$  KN $V_{rk} = 88.00$  kN

1

**Sollecitazioni di calcolo***Combinazione eccezionale***Caso 1** $V_{sd,max} = 35.7$  KN taglio complessivo $n = 2$  numero tasselli $V_{sd} = 18$  kN taglio sul singolo ancorante $\sigma_s = 0.0$  N/mm<sup>2</sup> tensione $N_{sd} = 0$  KN tiro sul singolo ancorante**Combinazione taglio trazione** $\beta_N = 0.00 \leq 1$  $\beta_V = 0.20 \leq 1$ **Verif 1** 0.20  $\leq 1$  **VERIFICATO**



## 11.2 Verifica della piastra di ancoraggio

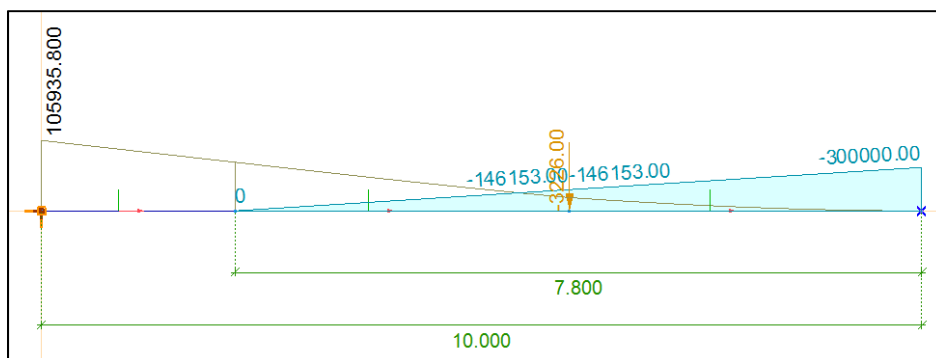
La piastra di ancoraggio è verificata come una mensola incastrata soggetta ad un carico dovuto alla pressione del calcestruzzo e delle barre compresse. La lunghezza della mensola è posta pari alla profondità dell'asse neutro della sezione di verifica della piastra riportata nel calcolo della verifica ad ancoraggio.

Il carico da applicare sulla mensola è pari a:

$$p = 120 \cdot 25 \cdot 100 = 300000 \text{ kg/m}$$

La forza concentrata relativa alla compressione dei bulloni è pari a:

$$F = 457 \cdot 3.53 \cdot 2 = 3226 \text{ kg applicati ad una distanza pari a 6 cm dall'incastro}$$



*Figura 32 – Andamento momento piastra*

Il momento agente è pari a

$$M_{Ed,cls} = 1059 \text{ kg m}$$

Il momento resistente della piastra è pari a:

$$M_{pl,Rd} = 25 \cdot 2.5^2 / 4 \cdot 2750 / 100 = 1074 \text{ kg m} > M_{Ed,cls} \text{ VERIFICATO}$$

**La piastra è verificata per uno spessore di 25 mm.**

## 12 ASPETTI GEOTECNICI E FONDAZIONI

### 12.1 Premessa

Dal punto di vista geotecnico e delle fondazioni, il progetto delle strutture è stato redatto secondo le prescrizioni e le indicazioni delle normative tecniche di cui al capitolo II – *Norme e specifiche*; in particolare, sia per quanto concerne le azioni sulle costruzioni, sia per quanto attiene le resistenze dei materiali e le resistenze globali del sistema, la progettazione è stata eseguita secondo le nuove “*Norme Tecniche sulle Costruzioni*” di cui al D.M. 14.01.2008, avendo adottato la metodologia di verifica agli Stati Limite.

In particolare, come ampiamente descritto nella Relazione geologico-geotecnica, sono state effettuate indagini di tipo Down-hole e MASW e che hanno permesso di classificare il sottosuolo come di categoria B, ossia “*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $N_{SPT,30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $C_u > 250$  kPa nei terreni a grana fina)*”.

La fondazione è di tipo indiretta costituita da pali in c.a. connessi in testa da una trave di collegamento.

### 12.2 Caratterizzazione meccanica dei terreni

La caratterizzazione meccanica dei terreni di fondazione fa riferimento alle dettagliate indagini geognostiche effettuate ed elaborate nelle relazioni geologiche e geotecniche. Per una completa descrizione dell’area si rimanda alla Relazione geologico-geotecnica. In sintesi, l’area è impostata sui depositi quaternari della Dora Riparia che scorre nelle immediate vicinanze. Dalle analisi delle stratigrafie dei sondaggi realizzati si evince che si tratta di sedimenti prevalentemente medio-grossolani costituiti da ghiaie e ghiaie ciottolose in matrice sabbiosa o sabbioso-limosa, passanti localmente a sabbie limose con ghiaia e locali ciottoli. Il basamento roccioso, che non viene raggiunto dalle opere in progetto, è costituito dai litotipi appartenenti all’Unità tectometamorfica del Dora-Maira.

In base alle unità litostratigrafiche individuate ed in base ai risultati delle prove in foro e di laboratorio realizzate, è stato possibile riconoscere nell’area di studio quattro unità geotecniche fondamentali:

- *unità geotecnica UG1*: comprende l’orizzonte di potenza variabile di terreno di riporto di tipo prevalentemente ghiaioso-ciottoloso con subordinata sabbia limosa;
- *unità geotecnica UG2*: corrispondente ai depositi prevalentemente costituiti da sabbia e sabbia limosa con ghiaia e rari ciottoli presenti localmente nei primi metri al di sotto dei terreni dell’ UG1;
- *unità geotecnica UG3*: è l’unità dominante e comprende i depositi più grossolani rappresentati da ghiaie con ciottoli in matrice sabbiosa o sabbioso-limosa caratterizzati da un grado di addensamento da medio ad alto;
- *unità geotecnica UG4*: è costituita da depositi più fini limoso-sabbiosi con subordinata ghiaia. Tali terreni formano livelli discontinui di potenza ridotta (mediamente metrica)

intercalati all'interno dei litotipi dell'unità sopradescritta a partire da circa 15m di profondità.

I parametri geotecnici, in riferimento alla relazione geotecnica, sono:

1. Unità Geotecnica	2. Soggiacenza Unità Geotecniche dalla quota del piano campagna attuale [m]
3. "UG1" – terreno di riporto	4. Da piano campagna fino a -1,7 m
5. "UG2" – sabbia con ghiaia	6. Da -1,7m fino a -3,0 m
7. "UG3" – ghiaia in matrice sabbioso-limosa	8. Da -3,0 m fino a -14,4 m
9. "UG4" – limi sabbiosi con ghiaia	10. Da -14,4m fino a -15,0 m
11. "UG3" – ghiaia in matrice sabbioso-limosa	12. Da -15,0m fino a -18,0 m
13. "UG4" – limi sabbiosi con ghiaia	14. Da -18,0m fino a -19,3 m
15. "UG3" – ghiaia in matrice sabbioso-limosa	16. Da -19,3m fino a -30,0 m
17. FALDA	18. -2,5 m dal piano campagna attuale

Stratigrafia							
	Z <sub>progr</sub> [m]	UG	$\gamma'_k$ [kg/mc]	$\phi'_k$ [°]	C' [kg/cm <sup>2</sup> ]	Descrizione	UG
p.c.	0.00	1	1800	25	0	-	1
1	1.70	2	1900	30	0	-	2
2	3.00	3	2100	35	0	-	3
3	14.40	4	1900	25	0	-	4
4	15.00	3	2100	35	0	-	3
5	18.00	4	1800	25	0	-	4
6	19.30	3	1800	35	0	-	3
7	30.00	3	2100	35	0	-	3
8						nd	
9						nd	
10						nd	

**Tabella 3: modello geotecnico "B" di riferimento assunto per i calcoli**

Quota p.c= 404,56m

### 12.3 Criteri di analisi e verifica agli Stati Limite Ultimi

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali 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 la fondazione stessa.

Per ogni stato limite ultimo deve essere verificata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  rappresenta l'insieme amplificato delle azioni agenti, ed  $R_d$  l'insieme delle resistenze, queste ultime corrette in funzione della tipologia del metodo di approccio al calcolo eseguito, della geometria del sistema e delle proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni in uso.

Nelle verifiche del complesso terreno – fondazione è stato perseguito l'approccio progettuale di tipo 1, che prevede 2 combinazioni di gruppi di coefficienti ( $A1+MI+R1$ ) e ( $A2+MI+R2$ ) da adottare sia nelle verifiche strutturali sia in quelle geotecniche.

In condizioni sismiche le verifiche a stato limite ultimo nella combinazione 2 dell'approccio 1 sono condotte facendo riferimento al coefficiente R3 (DM 14.01.08 par 7.11.5.3)

Le verifiche, riportate nel seguito della presente, sono state effettuate nei confronti dei seguenti stati limite:

#### *SLU di tipo geotecnico (GEO)*

collasso per carico limite verticale del complesso pali-terreno;

collasso per carico limite orizzontale del complesso pali-terreno.

#### *SLU di tipo strutturale (STR)*

raggiungimento della resistenza dei pali;

raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

Per le azioni agenti sulla struttura sono stati quindi utilizzati i seguenti coefficienti parziali (Tab. 5.1.V).

Carichi	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	$\gamma_{G1}$	1.0÷1.35	1.0÷1.0
Perm. non strutturali	$\gamma_{G2}$	0.0÷1.5	0.0÷1.3
Variabili stradali	$\gamma_Q$	0.0÷1.35	0.0÷1.15
Variabili	$\gamma_{Q,i}$	0.0÷1.5	0.0÷1.3

**Tabella 4: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni**

Per quanto riguarda le verifiche in condizioni sismiche, esse verranno effettuate considerando, per i diversi stati limite, i coefficienti amplificativi delle azioni (A) di valore unitario, come indicato al *punto C7.11.6.2 – Circolare n. 617*.

Ai fini delle resistenze, in funzione del tipo di verifica da eseguire, il valore di progetto può ricavarsi in base alle indicazioni innanzi riportate.

Parametro	Parametro di riferimento	Coefficiente parziale $\gamma_M$	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza $\varphi'$	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$C_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_s$	1.00	1.00

Tabella 5: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Ai fini delle resistenze, in funzione del tipo di verifica da eseguire, il valore di progetto può ricavarsi in base alle indicazioni sotto riportate.

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  della Tab. 6.4.II.

Resistenza del palo	Simbolo	Pali trivellati		
	$\gamma_R$	(R1)	(R2)	(R3)
Resistenza alla punta	$\gamma_P$	1.00	1.70	1.00
Resistenza laterale (in compressione)	$\gamma_L$	1.00	1.45	1.00
Resistenza laterale (in trazione)	$\gamma_{LT}$	1.00	1.60	1.00
Resistenza ai carichi trasversali	$\gamma_T$	1.00	1.60	1.30

Tabella 6: Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche dei pali

Le resistenze caratteristiche  $R_k$  del singolo palo si ottengono a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, dividendo i valori medio e minimo delle resistenze, dedotte tramite metodi di calcolo analitici, rispettivamente per i fattori di correlazione  $\xi_{i,3}$  e  $\xi_{i,4}$  dipendenti dal numero di verticali indagate. Più in dettaglio le resistenze caratteristiche a compressione si valutano come

$$R_k = \text{Min} (R_{\text{vert,media}}/\xi_3 ; R_{\text{vert,min}}/\xi_4)$$

Per i pali di fondazione i coefficienti si deducono rispettivamente dalle seguenti tabelle:

N. verticali di indagine	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Tabella 7: Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali di fondazione in funzione del numero di verticali indagate

Nel caso in esame, avendo a disposizione 4 verticali di indagine si utilizzano  $\xi_4 = 1.42$

## 12.4 Verifiche geotecniche dei pali

*Carico limite del singolo palo di fondazione per azioni verticali*

La capacità portante di un micropalo è data dalla somma dei contributi dovuti alla resistenza alla punta ( $R_P$ ) e alla resistenza laterale lungo il fusto del palo ( $R_L$ ).

$$Q_{lim} = Q_P + Q_L$$

La resistenza laterale  $Q_L$  è data da:

$$Q_L = \pi d_s L_s s$$

dove:

- $d_s$  è il diametro palo;
- $L_s$  è lunghezza del palo;
- $s$  è la resistenza tangenziale all'interfaccia fra palo e terreno.

La tensione tangenziale minima  $s$  si assume pari a :

$$s = a + k \cdot \sigma'_{v0} \cdot \mu$$

dove:

- $a$  è un termine coesivo assunto nullo nel caso in esame;
- $k$  è coefficiente empirico che dipende dalla tipologia di palo e dalle proprietà del terreno;
- $\mu$  è il coefficiente di attrito posto pari a  $tg\varphi$ ;
- $\sigma'_{v0}$  è la tensione effettiva litostatica verticale alla profondità  $z$ .

La resistenza alla punta  $Q_P$  valutata con un'influenza del 15% può essere assunta pari a:

$$Q_P = N_q \cdot \sigma'_{vL} + N_c \cdot c$$

dove:

- $\sigma'_{vL}$  è la tensione litostatica verticale alla base del palo;
- $N_c \cdot c$  è il termine coesivo assunto nullo nel caso in esame

Per il calcolo del coefficiente  $N_q$  si è fatto riferimento alla teoria di Berezantev-Navfac. Tale coefficiente risulta essere funzione decrescente del rapporto  $L/d$ .

Ai fini della determinazione del valore di progetto  $R_{vert}$  della resistenza del singolo palo di fondazione, è necessario considerare, in funzione della tipologia di approccio progettuale prescelto, il coefficiente parziale di sicurezza definito dalla normativa, secondo la tabella riportata di seguito.

Nel seguito sono riportati i fogli di calcolo della capacità limite del palo per azioni verticali nelle combinazioni 1 e 2.

I dati del palo, la cui testa si trova alla quota di 402.75m, sono:

Diametro palo [cm]	100	cm	$A_p =$	7854.0	cm <sup>2</sup>
QUOTA TESTA PALO	180	cm	$U =$	314.2	cm
LUNGHEZZA PALO	1900	cm	$W_p =$	37306	kg
QUOTA PUNTA PALO	2080	cm			

## A1-M1-R1 e A2-M2-R2 - VALORI MINIMI

Stratigrafia												
	$Z_{progr}$ [m]	UG	$\gamma'_k$ [kg/mc]	$\phi'_k$ [°]	$C'$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Descrizione	UG					
p.c.	0.00	1	1800	25	0	-	1					
1	1.70	2	1900	30	0	-	2					
2	3.00	3	2100	35	0	-	3					
3	14.40	4	1900	25	0	-	4					
4	15.00	3	2100	35	0	-	3					
5	18.00	4	1800	25	0	-	4					
6	19.30	3	1800	35	0	-	3					
7	30.00	3	2100	35	0	-	3					
8						nd						
9						nd						
10						nd						
						falda 1=s /0=	1					
						zw =	2.5	m				
Strato	Descrizione	$C'$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\phi'_d$ [°]	$z_1/z_2$ [m]	$\gamma$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$\sigma_{v0}$ [kg/mq]	$\sigma_w$ [kg/mq]	$\sigma'_{v0}$ [kg/mq]	$\sigma'_{v0,m}$ [kg/cmq]			
1	-	0	25	0.00	1800	0	0	0	0.15			
				1.70	1800	3060	0	3060				
2	-	0	30	1.70	1900	3060	0	3060	0.40			
				3.00	1900	5530	500	5030				
3	-	0	35	3.00	2100	5530	500	5030	1.13			
				14.40	2100	29470	11900	17570				
4	-	0	25	14.40	1900	29470	11900	17570	1.78			
				15.00	1900	30610	12500	18110				
5	-	0	35	15.00	2100	30610	12500	18110	1.98			
				18.00	2100	36910	15500	21410				
6	-	0	25	18.00	1800	36910	15500	21410	2.19			
				19.30	1800	39250	16800	22450				
7	-	0	35	19.30	1800	39250	16800	22450	2.67			
				30.00	1800	58510	27500	31010				





**I fattori di sicurezza risultano >1, quindi la verifica geotecnica del palo per azioni verticali è soddisfatta.**

## 12.5 Carico limite del singolo palo di fondazione per azioni orizzontali

I valori di progetto  $R_{orizz,d}$  della resistenza si ottengono dal valore caratteristico  $R_{orizz,k}$ , determinato utilizzando la teoria di Broms. Si assume, in pratica, che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia rigido-perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimanga poi costante al crescere dello spostamento stesso. Si assume, inoltre, che la forma della sezione trasversale sia ininfluenza, e che il valore della reazione del terreno  $p$  sia determinato solo dalla dimensione  $d$  della sezione del palo misurata normalmente alla direzione dello spostamento. Per terreni incoerenti, si assume che la resistenza del terreno vari linearmente con la profondità  $z$  secondo la legge:

$$p = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot z \cdot d$$

- $k_p = (1+\text{sen}\varphi)/(1-\text{sen}\varphi)$  è il coefficiente di spinta passiva che compete allo strato attraversato;
- $d$  è il diametro del palo;
- $\gamma$  il peso per unità di volume dello strato attraversato.

I possibili meccanismi di collasso di un palo non vincolato in testa come nel caso in oggetto sono riportati nelle seguenti immagini.

Dall'equilibrio alla traslazione si ottiene il valore della forza orizzontale limite  $T_{lim}$  sopportabile dal palo.

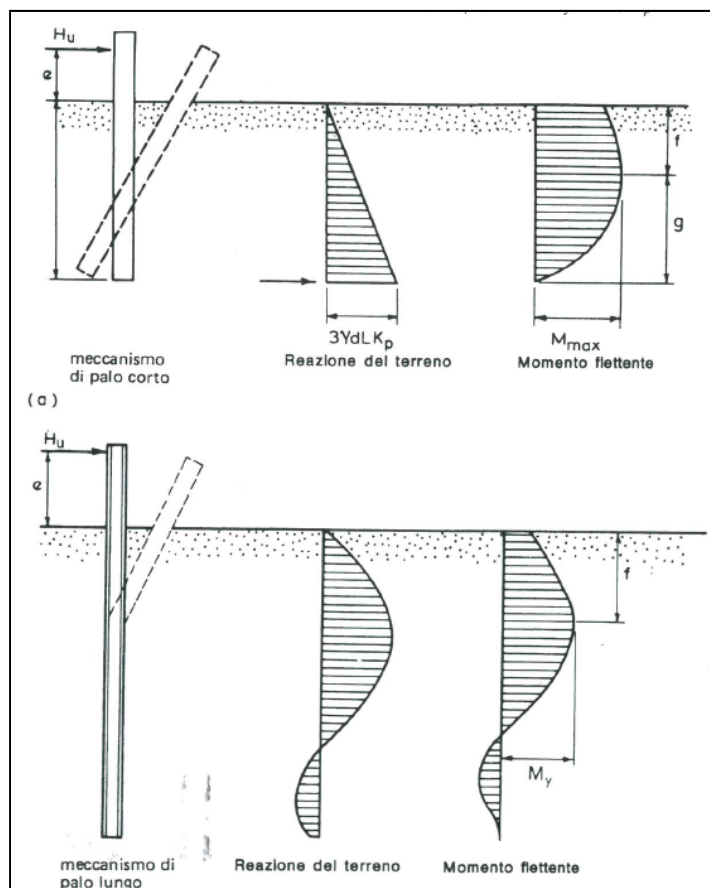


Figura 33 – Pali non vincolati in testa (a)corto; (b)lungo

Se  $M_{max}$  risulta maggiore del momento di plasticizzazione  $M_y$  della sezione del palo si comporterà come "lungo".

Nel caso in esame il palo si comporta come palo lungo e che quindi il valore limite della forza orizzontale sopportabile dal palo  $H_u$  possa essere calcolato con le seguenti formule ponendo  $M_{max}=M_y$

$$f = 0.82 * \sqrt{\left(\frac{H_u}{d * K_p * \gamma}\right)}$$

$$M_{max} = H_u * (e + 2/3 * f)$$

Le azioni nella combinazione statiche e sismica in direzione longitudinale (direzione più sfavorevole perchè le azioni sono assorbite solo dagli 8 pali sotto il cordolo spalla) sono le seguenti.

A1 - CONDIZIONI STATICHE					
B=	17.2	m			
Forze orizzontali direzione longit.					
			z(m)	M <sub>a</sub>	
F <sub>L</sub> =	61	kN	3.1	188	kNm azione di frenamento
F <sub>a</sub> =	13	kN	2.7	35	kNm
S <sub>t+q</sub> =	128	kN	1.25	160	kNm
<b>H<sub>sd,L</sub>=</b>	<b>201</b>	<b>kN</b>		<b>383</b>	<b>kNm</b>

A2 - CONDIZIONI STATICHE					
Forze orizzontali direzione longit.					
			z(m)	M <sub>a</sub>	
F <sub>L</sub> =	52	kN	3.1	160	kNm azione di frenamento
F <sub>a</sub> =	11	kN	2.7	30	kNm
S <sub>t+q</sub> =	58	kN	1.25	72	kNm
<b>H<sub>sd,L</sub>=</b>	<b>121</b>	<b>kN</b>		<b>263</b>	<b>kNm</b>

A1/A2 - CONDIZIONI SISMICHE					
Forze orizzontali direzione longit.					
			z(m)	M <sub>a</sub>	
F <sub>c</sub> =	0	kN	3.1	0	kNm azione centrifuga
S <sub>t+q</sub> =	58	kN	1.25	72	kNm spinta terreno
S <sub>Δt,h</sub> =	73	kN	1.58	114	kNm incremento spinta sismica
S <sub>h</sub> =	260	kN	2.2	572	kNm 100% azione sismica
<b>H<sub>sd,T</sub>=</b>	<b>390</b>	<b>kN</b>		<b>759</b>	<b>kNm</b>

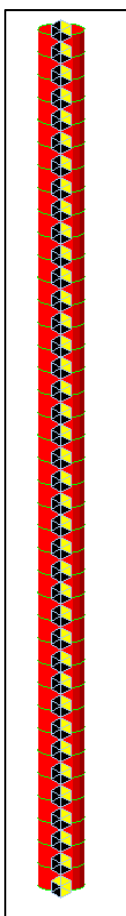
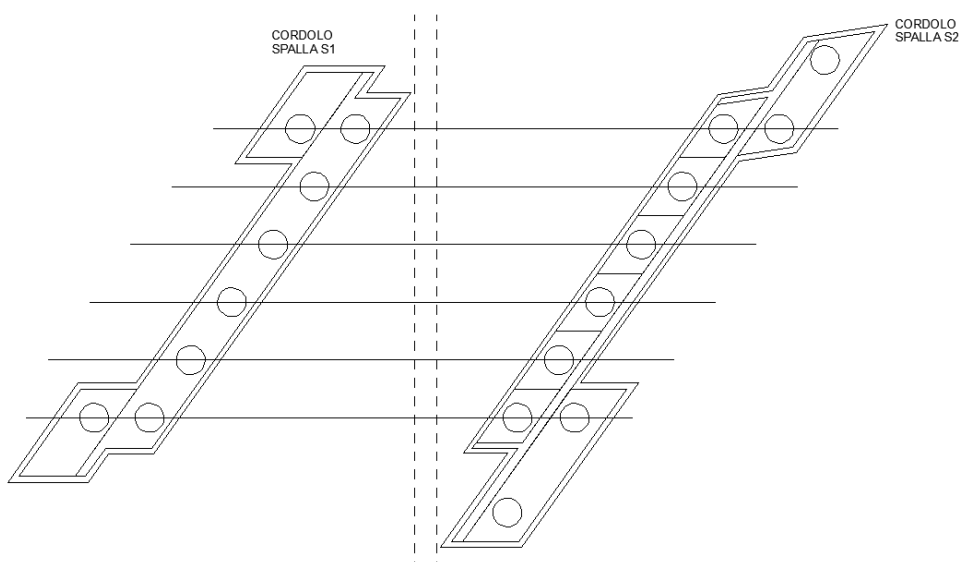
Si riporta la verifica per la combinazione sismica, la più gravosa.

CALCOLO CARICO LIMITE ORIZZONTALE			
$F_d =$	<b>390</b>	kN	<i>A2-M1-R3-sismica</i>
<b>Dati palo</b>			
$L =$	<b>19</b>	m	
$d =$	<b>1</b>	m	
$M_y =$	<b>1771</b>	kNm	
<b>Parametri terreno</b>			$\gamma'_m =$ <b>1</b>
$\gamma' =$	<b>11</b>	kN/mc	
$\varphi_m =$	<b>30</b>	°	
$\varphi'_m =$	<b>30.0</b>	°	
$k_{p,m} =$	<b>3.00</b>		
<b>Carico limite di collasso</b>			$\gamma'_R =$ <b>1.3</b>
<i>Libero in testa</i>			$\zeta'_4 =$ <b>1.42</b>
	<i>v.min</i>		
$H_U(kN) =$	<b>5403.72</b>		
$f(m) =$	<b>10.49</b>		
$M_{max}(kNm) =$	<b>48304</b>		
$M_{max} > M_y$	<i>lungo</i>		
$H_{RK} =$	<b>750</b>	kN	
$H_{Rd} =$	<b>406</b>	kN	
$FS =$	<b>1.04</b>	<b>si</b>	

## 12.6 Verifiche strutturali dei pali

### Calcolo delle sollecitazioni sui pali

Le verifiche strutturali del palo sono condotte modellando il singolo palo in Midas. Risulta libero in testa e vincolato lateralmente con delle molle che simulano la reazione del terreno. Si riporta un'immagine dei vincoli applicati ai vari nodi che compongono l'elemento. A fianco sono indicate le varie azioni orizzontali.



AZIONI ORIZZONTALI			
<i>Longitudinali</i>		n= 8	numero pali
$F_L$ =	360 kN	azioni long di frenam o acceleraz	
$F_a$ =	77 kN	resistenza passiva vincoli	
$a_{g,max}$ =	0.405 g	accelerazione di picco al suolo	
$F_{E,L}$ =	2080 kN	forza sismica longitudinale	
<i>Trasversali</i>		n= 18	numero pali
$F_C$ =	240 kN	azione centrifuga	
$F_{Vento}$ =	10 kN/ml	azione del vento ponte carico	
$h$ =	4.4 m	altezza investita dal vento	
$F_{E,T}$ =	2080 kN	forza sismica	
$i$ =	1.5 m	interasse barriere	
$M_{RD}$ =	36.00 kNm	momento plastico barriera	
$h$ =	1 m	altezza investita dal vento	
$F_U$ =	36.00 kN/ml	urto veicolo	

$$K_h=2.5 \text{ kg/cm}^3$$

Si è ipotizzato che le azioni orizzontali per ogni lato dell'impalcato si ripartiscono uniformemente su tutti i relativi pali di fondazione, mentre per il calcolo dello sforzo normale massimo si è fatto riferimento al palo maggiormente sollecitato.

Le azioni trasversali sono assorbite da entrambe le spalle quindi verranno ripartite su 18 pali, mentre quelle longitudinali solo sulla spalla sinistra quindi su 8 pali.

Le azioni in testa al palo sono:

AZIONI IN TESTA PALO			
<b>A1-M1-R1</b> CONDIZIONI STATICHE			
$H_{sd,x} =$	201 kN	longt.	
$M_{sd,y} =$	383 kNm		
$N_{sd} =$	1722 kN		
<b>A1-M1-R1</b> CONDIZIONI SISMICHE			
$H_{sd,x} =$	390 kN		
$M_{sd,y} =$	759 kNm		
$H_{sd,y} =$	116 kN		
$M_{sd,x} =$	572 kNm		
$N_{sd} =$	772 kN		

I casi di carico sono:

No	Name	Type	Description
1	Fx_ST	Live Load (L)	Forza orizzontale statica
2	My_ST	Live Load (L)	momento addizionale statico
3	Fx_SS	Live Load (L)	Forza orizzontale sismico
4	My_SS	Live Load (L)	momento addizionale sismico
5	Fy_SS	Live Load (L)	Forza Y sismico
6	Mx_SS	Live Load (L)	momento addizionale sismico

E le combinazioni:

```

LIST OF LOAD COMBINATIONS
=====
NUM  NAME          ACTIVE          TYPE
      LOADCASE(FACTOR) +          LOADCASE(FACTOR) +          LOADCASE(FACTOR)
=====
1    A1-M1_STAT    Strength/Stress  Add
      Fx_ST( 1.000) +          My_ST( 1.000)
-----
2    A1-M1_SISM X  Strength/Stress  Add
      Fx_SS( 1.000) +          My_SS( 1.000)
-----
3    A1-M1_SISM Y  Strength/Stress  Add
      Fy_SS( 1.000) +          Mx_SS( 1.000)
=====

```

Si riportano le mappe dei diagrammi delle azioni flettenti e taglianti in combinazione statica e sismica.

## A1-M1-R1-STATICA

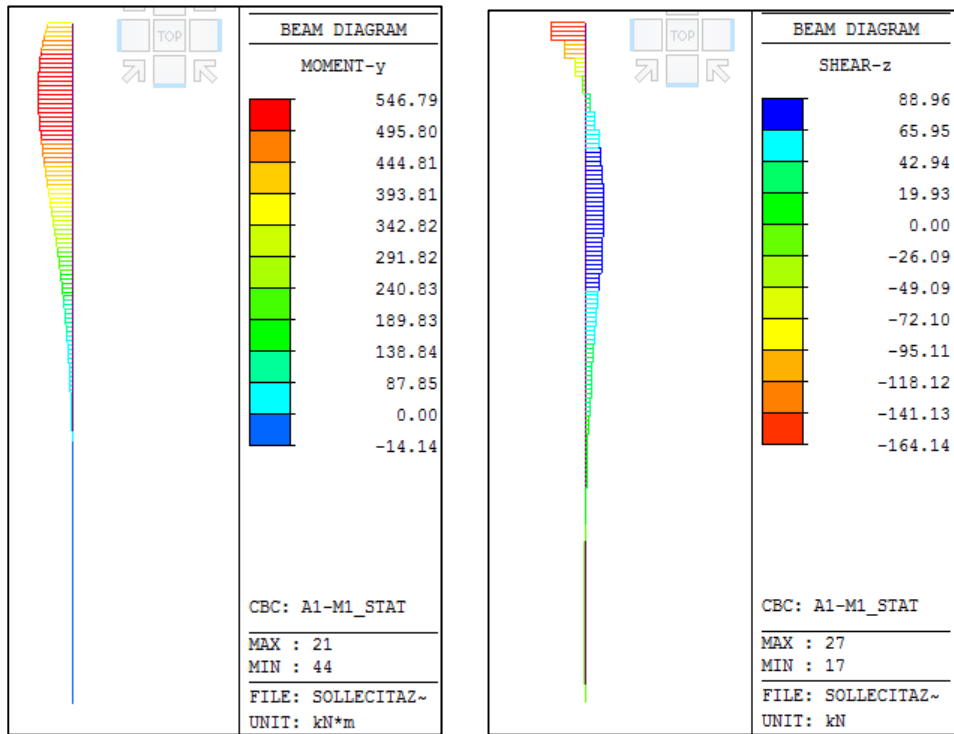


Figura 34 – Andamento sollecitazioni flettenti e taglianti lungo il palo - statica

## A1-M1-R1-SISMA X (longitudinale) 100%

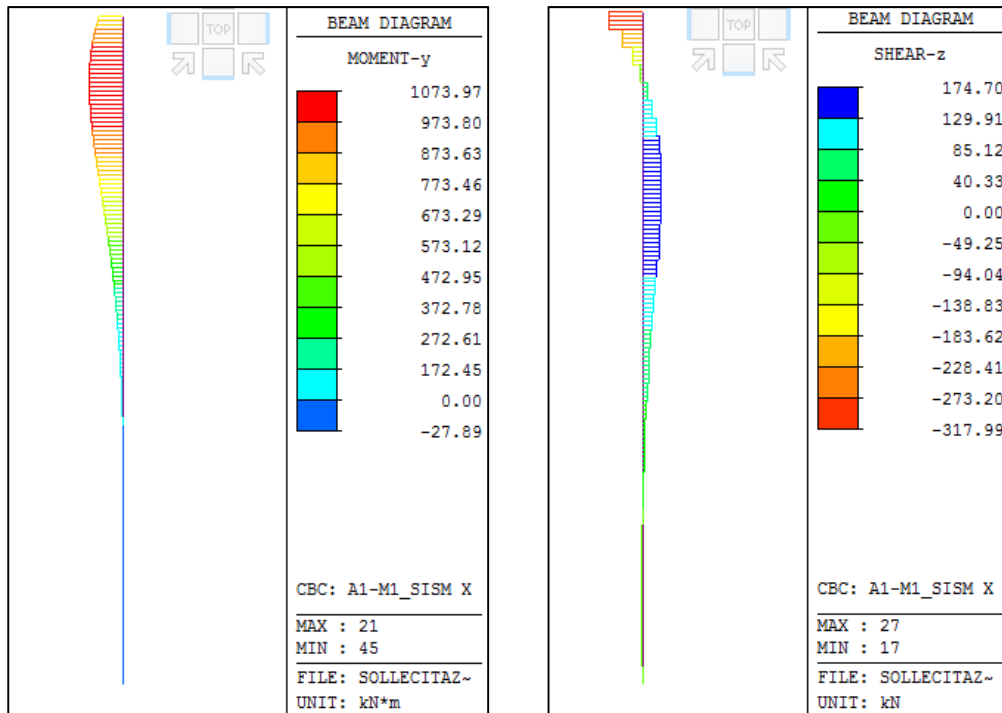


Figura 35 – Andamento sollecitazioni flettenti e taglianti lungo il palo - sisma longit.



## A1-M1-R1-SISMA Y (trasversale) 30%

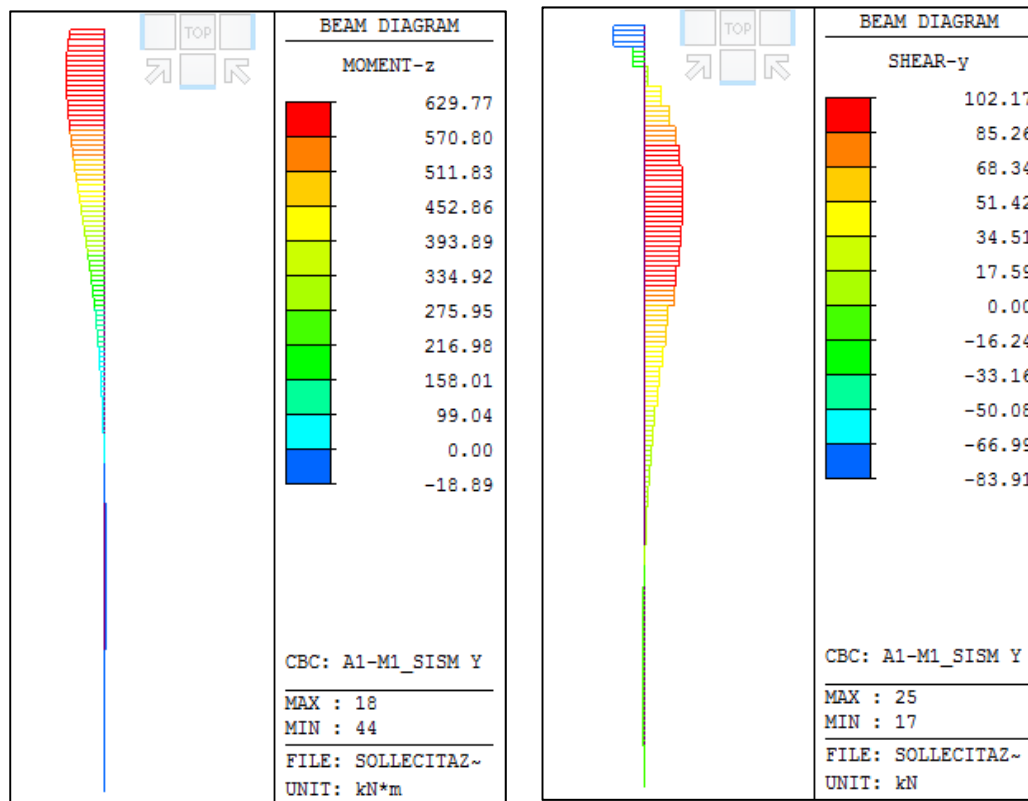


Figura 36 – Andamento sollecitazioni flettenti e taglianti lungo il palo - sisma trasversale

Le sollecitazioni di verifica sono:

SOLLECITAZIONI PALO		
A1-M1-R1 VERIF STRUTT		
	CONDIZIONI	CONDIZIONI
	STATICHE	SISMICHE
$M_{sd,L}$	547	1075
$M_{sd,T}$	0	630
$N_{sd}$	1722	772
$V_{sd,L}$	165	318
$V_{sd,T}$	0	105

Le sollecitazioni sismiche nelle due direzioni sono combinate considerando il 100% in direzione prevalente e il 30% nella direzione trasversale.

## 12.7 Criteri di verifica a flessione delle sezioni in c.a.

Per gli elementi in c.a. soggetti sia a regimi di sforzo estensionali che flessionali, sono state condotte verifiche a presso-flessione o tenso-flessione, controllando che:

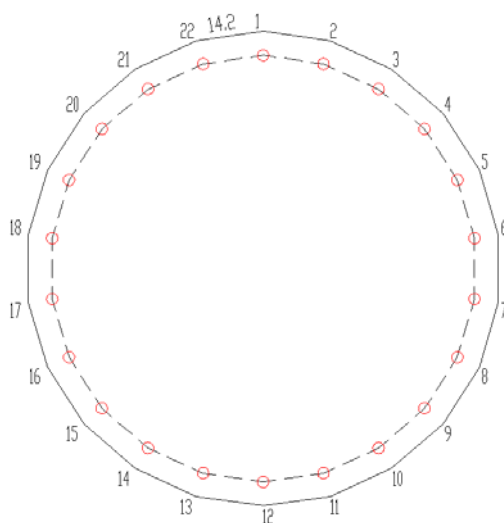
$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

$M_{Rd}$  è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a NEd;

$M_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

Si adottano come ferri longitudinali 22 $\Phi$ 24



Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.

Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm<sup>2</sup>; d in mm; deformazioni\*1000.  
ferri : diametri in mm; aree in cm<sup>2</sup>.

Simboli:

Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
S = Sigma (tensioni sui materiali);  
D = Deformazioni x 1000 (epsilon);  
Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

### MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 350. ; fck = 290.5 ; fcd = 193.67 (.35%)  
Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 5400. ; fyk = 4500. ; ftd = 4695.65 (6.75%)

### SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: POLIGONALE

Cls:

		Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm <sup>2</sup> ]
1- 1	0.	50.	1	0.	46.	24.	4.5239
1- 2	14.1	48.	2	12.9	44.1	24.	4.5239
1- 3	27.	42.1	3	24.8	38.7	24.	4.5239
1- 4	37.8	32.7	4	34.7	30.1	24.	4.5239
1- 5	45.5	20.8	5	41.8	19.1	24.	4.5239
1- 6	49.5	7.1	6	45.5	6.5	24.	4.5239
1- 7	49.5	-7.1	7	45.5	-6.5	24.	4.5239
1- 8	45.5	-20.8	8	41.8	-19.1	24.	4.5239
1- 9	37.8	-32.7	9	34.7	-30.1	24.	4.5239
1-10	27.	-42.1	10	24.8	-38.7	24.	4.5239
1-11	14.1	-48.	11	12.9	-44.1	24.	4.5239

1-12	0.	-50.	12	0.	-46.	24.	4.5239
1-13	-14.1	-48.	13	-12.9	-44.1	24.	4.5239
1-14	-27.	-42.1	14	-24.8	-38.7	24.	4.5239
1-15	-37.8	-32.7	15	-34.7	-30.1	24.	4.5239
1-16	-45.5	-20.8	16	-41.8	-19.1	24.	4.5239
1-17	-49.5	-7.1	17	-45.5	-6.5	24.	4.5239
1-18	-49.5	7.1	18	-45.5	6.5	24.	4.5239
1-19	-45.5	20.8	19	-41.8	19.1	24.	4.5239
1-20	-37.8	32.7	20	-34.7	30.1	24.	4.5239
1-21	-27.	42.1	21	-24.8	38.7	24.	4.5239
1-22	-14.1	48.	22	-12.9	44.1	24.	4.5239

## SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 0. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N. | N | Mz | My | Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)  
 1 | -77200. | 17633399. | 1890000. | Mz+:17633399./10750000.=1.6403

## RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

Sol. | muz | muy | lambda |  
 1. | -.00013753255 | -.00001515859 | .00337929415 |

Deformazioni sui materiali:

sol	Cls			Acciaio lento		
	vert.	D cls	S cls  Ve	ferro	D ferri	S ferri  Ve
1	1- 1	-3.4973	-193.7 si	1	-2.9416	-3924.8 si
1	1- 2	-3.4323	-193.7 si	2	-2.8818	-3924.1 si
1	1- 3	-2.8155	-193.7 si	3	-2.3148	-3917.3 si
1	1- 4	-1.6967	-189.2 si	4	-1.2865	-2573.1 si
1	1- 5	-.1668	-31.  si	5	.1198	239.6 si
1	1- 6	1.6504	0.  si	6	1.7901	3580.2 si
1	1- 7	3.6077	0.  si	7	3.5893	3932.5 si
1	1- 8	5.5465	0.  si	8	5.3713	3953.8 si
1	1- 9	7.3097	0.  si	9	6.9921	3973.2 si
1	1-10	8.7545	0.  si	10	8.3201	3989.  si
1	1-11	9.7638	0.  si	11	9.2478	4000.1 si
1	1-12	10.2559	0.  si	12	9.7002	4005.5 si
1	1-13	10.1909	0.  si	13	9.6403	4004.8 si
1	1-14	9.574	0.  si	14	9.0734	3998.  si
1	1-15	8.4553	0.  si	15	8.0451	3985.7 si
1	1-16	6.9254	0.  si	16	6.6388	3969.  si
1	1-17	5.1082	0.  si	17	4.9685	3949.  si
1	1-18	3.1509	0.  si	18	3.1693	3927.5 si
1	1-19	1.2121	0.  si	19	1.3872	2774.5 si
1	1-20	-.5511	-92.  si	20	-.2335	-467.  si
1	1-21	-1.9959	-193.7 si	21	-1.5615	-3123.  si
1	1-22	-3.0052	-193.7 si	22	-2.4892	-3919.4 si

**L'indice di verifica è pari a FS = 1.64 > 1, la sezione risulta per cui verificata allo SLU.**

## 12.8 Criteri di verifica a taglio delle sezioni in c.a.

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio viene valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \operatorname{sen} \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta)}{1 + \operatorname{ctg}^2 \theta}$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

dove:

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale;

$s$  è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;

$\alpha$  è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$f_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$ ).

$\alpha_c$  è un coefficiente maggiorativo.

La sezione circolare viene ricondotta a una sezione equivalente rettangolare. Il calcolo è stato effettuato con inclinazione della biella di  $37^\circ$ . Sono adottate delle staffe circolari a passo 15cm.

<b>Verifica a taglio DM08</b>					
<b>Calcestruzzo</b>			<b>Acciaio</b>		
$R_{ck} =$	350	kg/cm <sup>2</sup>	$f_{yk} =$	4500	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{ck} =$	290.5	kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_s =$	1.15	
$f_{ctk} =$	20.2	kg/cm <sup>2</sup>	$f_{yd} =$	3913	kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_c =$	1.5		$f_{cd} =$	165	kg/cm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} =$	0.85		$f'_{cd} =$	82	kg/cm <sup>2</sup>
			$f_{ctd} =$	13.5	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Azioni agente</b>					
$V_{Sd} =$	34950	kg			
$N_{Sd} =$	77200	kg			
<b>Dati sezione</b>					
			$c =$	4	cm copriferro
$\phi =$	100	cm			
$d =$	96	cm			
$b_e =$	86.4	cm			
$h_e =$	76.48	cm			
$d_e =$	72.48	cm			
$\sigma_{cp} =$	11.7	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha_c =$	1.07	
<b>Armature disposte</b>					
<u>Staffe</u>	$\theta =$	37 °	<u>Diag.</u>	$\theta =$	45 °
	$\alpha =$	90 °			
nb	$\phi$	$A_{sw}$	nb	$\phi$	$A_{sw}$
2	10	1.57	0	5	0.00
0	12	0.00	0	10	0.00
	$A_{sw} =$	1.57 cm <sup>2</sup>		$A_{sp} =$	0.00 cm <sup>2</sup>
	$s =$	15 cm		$s =$	20 cm
<b>Capacità portante a taglio</b>			$V_{Rd} =$	35454 kg	verificato
			$fs =$	1.01	
a) <i>Taglio compressione</i>					
$V_{Rcd} =$	238785	kg			
b) <i>Crisi armatura di parete</i>					
$V_{Rsd} =$	35454	kg			

## 13 VERIFICA STABILITÀ SCARPATA

### 13.1 Premessa

Considerato che il cordolo spalla inciderebbe sulla scarpata del canale, benchè la presenza dei pali consente di allontanare il carico dalla superficie di imposta riportandolo agli strati più profondi, si analizza la sponda del canale stesso da punto di vista della stabilità globale.

A tal fine si considera la quota di imposta della spalla a testa palo e a tale quota è applicato il carico trasferito dall'impalcato, nella condizione sia di impalcato carico che scarico.

In entrambi i casi è effettuata l'analisi sia in condizione gravitazionale che sismica.

Le verifiche sono condotte con riferimento al §6.8.2 delle NTC08 considerando l'approccio 1, segnatamente la condizione A2+M2+R2

- A2 rappresentano i coefficienti di combinazione delle azioni, che assumono i valori indicati al punto 6.2.3.1.1, tab. 6.2.I:
  - per azioni permanenti  $\gamma_{\min} = 1.00$   $\gamma_{\max} = 1.00$ ,
  - per azioni variabili  $\gamma_{\min} = 0.00$   $\gamma_{\max} = 1.30$ ,
- M2 rappresentano i coefficienti di sicurezza sui parametri geotecnici, ovvero i fattori riduttivi da assumere sulla tangente dell'angolo di resistenza a taglio e coesione efficace o sulla coesione non drenata, indicati al punto 6.2.3.1.2, tab. 6.2.II:  
 $\gamma_{\tan\phi} = 1.25$ ;  $\gamma_c = 1.25$ ;  $\gamma_{cu} = 1.40$
- R2 rappresenta il coefficienti di sicurezza sulla resistenza globale, che assume il valore indicato al punto 6.8.2, tab. 6.8.I:  $\gamma_R = 1.10$

Il codice di calcolo utilizzato per la verifica in oggetto sarà ASPEN (5.X), prodotto dalla Newsoft s.a.s (CS). Il codice è provvisto di tutti i manuali di utilizzo e di specifici test di validazione.

### 13.2 Carichi agenti

#### *13.2.1 Azione trasmessa dall'impalcato*

Il futuro impalcato viario è impostato su una specifica struttura di trasferimento costituita da un cordolo-spalla su pali trivellati di lunghezza opportuna, realizzati col fine di non incidere sulla sommità del pendio.

Le azioni verticali ed orizzontali trasmesse dall'impalcato alla fondazione sono quindi trasferite agli strati più profondi appunto dai pali.

Gli scarichi, in termini di valori caratteristici ottenuti dal calcolo dell'impalcato sono riportati di seguito:

$R_G = 2567$  kN effetto dei p.p. e dei carichi permanenti portati

$R_Q = 2567$  kN effetto del carico variabile stradale previsto per l'impalcato.

Le dimensioni trasversali del cordolo e dell'impalcato sono utilizzate per ripartire i carichi totali dell'impalcato come azioni unitarie da applicare sulla superficie di imposta del ponte.

Ciò è riportato al seguente foglio di calcolo:

Q. valore caratteristico		$\gamma_F$	Q. al valore di calcolo		
$g_{1k} =$	1212 kg/mq	1.35	$g_{1d} =$	1637 kg/mq	perm.
$q_{1k} =$	394 kg/mq	1.35	$q_{1d} =$	532 kg/mq	var. stradale
			$w_{1d} =$	2168 kg/mq	totale

*Figura 37 – Carichi unitari sul pendio*

Tali azioni sono applicate, cautelativamente, alla superficie di imposta del cordolo senza considerare l'effetto di trasferimento in profondità dei pali.

L'ipotesi è certamente cautelativa, anche per il fatto che essendo il problema analizzato come stato piano di deformazione, la situazione di carico ipotizzata per l'azione dell'impalcato è implicitamente considerata agente indefinitamente in tutte le sezioni trasversali della sponda, mentre in realtà essa si estingue subito oltre i tratti di incidenza del ponte.

### 13.2.2 Azione sismica

Le vigenti NTC08 al § 7.11.3.5.2 dispongono che nell'analisi di stabilità dei pendii allo stato limite ultimo con i metodi pseudostatici l'azione sismica sia rappresentata da una forza proporzionale al peso  $W$  del terreno potenzialmente instabile ed indica le espressioni della componente orizzontale e verticale di tale forza:

$$F_h = \beta_s a_{max} W$$

$$F_v = \pm 0.5 F_h$$

in cui:

$\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito,

$a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito (espressa in frazioni di  $g$ ),

$W$  = peso del terreno instabile.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito può essere valutata come:

$$a_{max} = S_s S_t a_g$$

in cui

$S_s$  è il coefficiente stratigrafico dipendente dalla categoria di profilo stratigrafico del suolo,

$S_t$  è il coefficiente topografico dipendente dalle caratteristiche topografiche del sito,

$a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido (suolo di categoria A).

Secondo le NTC08, l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido  $a_g$  si ottiene in base alla posizione geografica del sito (latitudine, longitudine) e all'importanza dell'opera, quest'ultima espressa dalle informazioni riguardanti il tipo di opera e la classe d'uso, che nel caso particolare sono da intendere in senso lato come attinenti al pendio. Il coefficiente stratigrafico e topografico esprimono invece fattori amplificativi dell'accelerazione  $a_g$  per effetto delle condizioni stratigrafiche e topografiche del suolo, definite specificando le relative categorie di appartenenza.

Nel caso in esame i dati in oggetto sono riportati di seguito

Dati di pericolosità sismica: come dedotti dalla relazione geologica e geofisica del sito al §8.2

“*Caratterizzazione sismica dei terreni*” (doc. PD2C3AMUS1200AAPNOT del 25/10/2013).

“*Sulla base di questi risultati pertanto i terreni presenti nell'area di progetto ricadono nella categoria di suolo di tipo B ovvero “depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti”.*”

Per quanto riguarda la classificazione sismica della zona, ai sensi della vigente legislazione regionale (DGR 12 dic. 2011, n. 4-3084 s.m.i.) si ha quanto di seguito:

<b>Parametro</b>	<b>Valore</b>	<b>Descrizione</b>
Coordinate UTM ED50 (°)	7.211004	Lon.
	45.1266	Lat.
Località	-	
Comune	San Didero	
Provincia	Torino	
Zona sismica	3	DGR 12 dic. 2011, n. 4-3084

Per la classe d'uso e la vita nominale valgono i seguenti parametri

Classe d'uso IV  $C_U = 2$

Vita nominale  $V_N = 100$  anni

Periodo di riferimento  $V_R = 200$  anni



Con tali dati le azioni al sito conseguono secondo gli studi di pericolosità recepiti dalla norma. Tali dati sono consegnati nel seguente prospetto, che rappresenta direttamente l'input per il codice di calcolo utilizzato

Azione sismica Ntc 2008				
Lat/Lng	45.127	7.211	Da Lat/Lng	
Tipo	3 grande oper	Classe	4 strategica	
Accelerazione al suolo		Ag	0.201	
Cat.stratigrafica	B	Ss	1.20	
Cat.topografica	T1 [0%]	St	1.00	
Fattore riduttivo di calcolo		$\beta$	0.28	
Accelerazioni sismiche di calcolo				
Orizzontale		Aso	0.068	
Verticale	Fattore v.	0.50	Asv	0.034

### 13.2.3 Modellazione della stratigrafia

La stratigrafia di dettaglio è ottenuta dalla campagna di indagine del mese di settembre 2016, che integra quanto precedentemente effettuato nell'area.

Nello specifico è eseguito un sondaggio in corrispondenza del punto di indagine (SC4) e dalla verticale indagata si ottiene il seguente corrispondente profilo stratigrafico.

Tale profilo è corredato da specifici parametri meccanici dei vari strati indagati dalla verticale di sondaggio che sono riportati alla successiva figura.

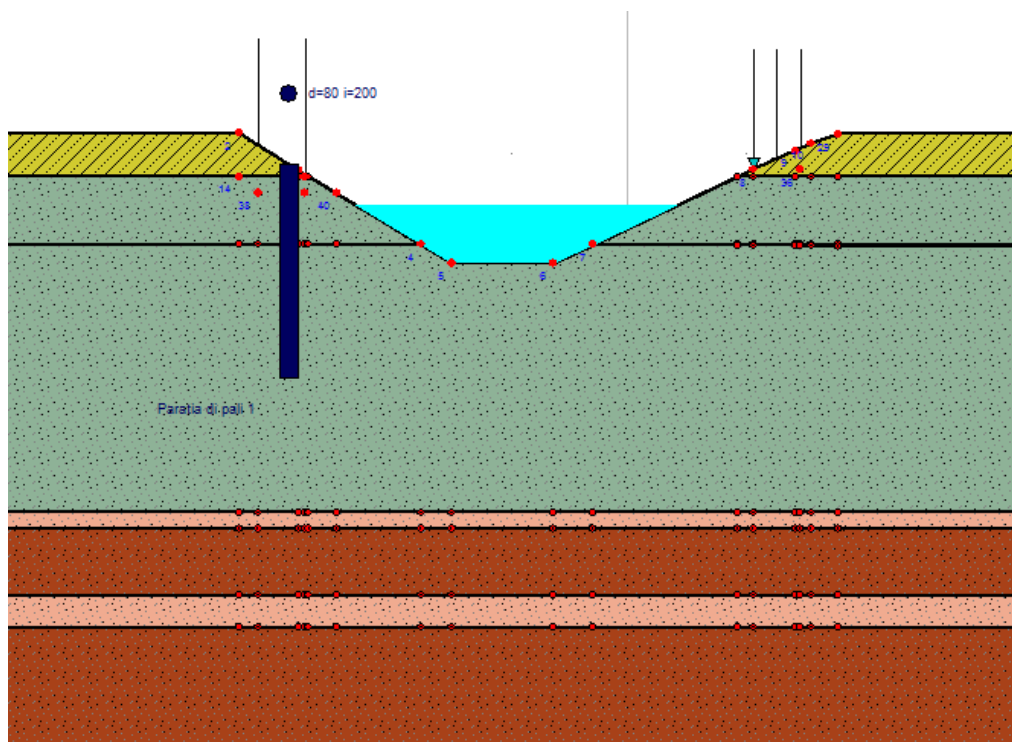
La quota del p.c. riportata nella stratigrafica può stimarsi dal piano quotato generale dell'area ed approssimativamente essa è a +405 m slmm. Pertanto l'attuale p.c. è prossimo alla quota del futuro impalcato.

Si nota che lo strato iniziale di terreno di riporto, di spessore pari a 1.70m è praticamente superato dalla presenza del cordolo spalla attestando la sommità del palo subito oltre tale strato.

### 13.2.4 Modellazione ed analisi del pendio

L'analisi di stabilità è eseguita descrivendo in maniera accurata la situazione stratigrafica del pendio, il profilo di falda (nel caso in esame è assente), assegnando i carichi esterni agenti su di esso e le opere di consolidamento presenti.

La figura successiva riporta la vista del modello utilizzato:



*Figura 38 – Modellazione del problema piano*

Data la simmetria del sistema le superfici di scivolamento di interesse per la verifica sono collocate nella parte di sinistra della figura; il sistema è modellato complessivamente vista la piccola estensione del canale rispetto alle geometrie usuali.

Il pendio è stato quindi analizzato sotto l'azione dei carichi da peso proprio, di quelli dei manufatti presenti (scarico impalcato), dell'eventuale spinta dell'acqua sulla frattura di monte e dell'accelerazione sismica assegnata, tenendo conto del contributo alla stabilità offerto dagli interventi strutturali disposti sul pendio.

A vantaggio di sicurezza, l'intero scarico del ponte è assegnato come carico sulla superficie di imposta, del cordolo prescindendo dal reale effetto di trasferimento in profondità eseguito dai pali.

L'analisi di stabilità è stata condotta utilizzando il metodo dell'equilibrio limite, nell'ipotesi di stato di deformazione piano.

L'ipotesi di stato di deformazione piano ha consentito di descrivere il pendio assegnando le caratteristiche geometriche e meccaniche della striscia di larghezza unitaria, parallela alla direzione di scorrimento. La suddetta ipotesi prescinde dall'aspetto tridimensionale in cui avviene il fenomeno franoso e da tutte le altre irregolarità in concreto presenti, quali

l'anisotropia del materiale e la forma quasi sempre irregolare del pendio in senso trasversale. Comunque, in situazioni di frane aventi forma approssimativamente cilindrica e molto allungata in direzione ortogonale al piano di deformazione, l'ipotesi di stato di deformazione piano è ritenuta sufficientemente accurata per rappresentare il fenomeno franoso che avviene nella parte centrale della frana. In queste condizioni i metodi di equilibrio limite portano ad una valutazione in genere sotto stimata del reale fattore di sicurezza del pendio.

#### Criterio di Mohr-Coulomb

Posizione base del metodo dell'equilibrio limite è che, in condizioni di incipiente scivolamento la tensione tangenziale  $T_f$  agente sulla superficie di scivolamento in opposizione al movimento sia espressa dalla formula di Mohr-Coulomb:

$$T_f = c' + (S_n - U_w) \operatorname{tg}\phi'$$

in cui:

- $c'$  è la coesione di calcolo in termini di pressioni effettive,
- $S_n$  è la pressione normale totale,
- $U_w$  è la pressione neutra,
- $\phi'$  è l'angolo di resistenza a taglio di calcolo.

Le quantità  $c'$  e  $\phi'$  sono ovviamente caratteristiche del terreno, mentre  $S_n$  e  $U_w$  dipendono dalla superficie di rottura considerata.

L'applicazione di un fattore di sicurezza  $F > 1$  fa sì che nella impostazione dell'equilibrio ci si riferisca alla tensione ridotta:

$$T = [c' + (S_n - U_w) \operatorname{tg} \phi'] / F$$

Sarà questa la tensione resistiva da considerare nell'equilibrio della massa in frana.

#### Discretizzazione in strisce

Per tener conto in modo semplice ma sufficientemente accurato dell'andamento variabile delle tensioni lungo la superficie di scivolamento, l'intero pendio viene suddiviso in un insieme opportunamente fitto di strisce verticali.

La generica striscia è sottoposta ad un sistema di forze derivanti sia da azioni interne (peso proprio ed eventuale carico sismico) sia da azioni di contatto agenti sul piano di campagna, sulle due interfacce (di sinistra e di destra) che la collegano alle strisce adiacenti e sulla parte della superficie di scivolamento che taglia la striscia.

Assumendo uno spessore trasversale unitario, possiamo distinguere:

$W_v$	Carico verticale totale sulla striscia (peso terreno, interventi, carichi agenti, azioni di tiranti, muri e paratie);
$W_o$	Carico orizzontale totale (azione sismica, azione di tiranti);
$E'$	Risultante delle tensioni normali effettive sull'interfaccia;
$E_u$	Risultante delle tensioni neutre sull'interfaccia;
$T$	Risultante delle tensioni tangenziali sull'interfaccia;
$N'$	Risultante delle tensioni normali effettive agenti lungo la superficie di scivolamento;
$N_u$	Risultante delle tensioni neutre agenti lungo la superficie di scivolamento;
$S$	Risultante delle tensioni tangenziali agenti lungo la superficie di scivolamento.

### Termini noti

Le risultanti dei carichi  $W_v$  e  $W_o$  e le risultanti delle tensioni neutre  $E_u$  ed  $N_u$  sono in generale note sia in intensità sia in posizione (sono infatti o direttamente definite o facilmente calcolabili dai dati del problema).

### Termini incogniti

Tutte le altre risultanti sono da considerare incognite sia in termini di intensità sia di posizione. Per l'intero pendio, che pensiamo suddiviso in  $n$  strisce.

Abbiamo così le seguenti variabili:

$n-1$	risultanti normali $E'$ agenti sulle $(n-1)$ interfacce;
$n-1$	risultanti tangenziali $T$ agenti sulle $(n-1)$ interfacce;
$n$	risultanti normali $N'$ agenti sulle $n$ intercette della superficie di scivolamento;
$n$	risultanti tangenziali $S$ agenti sulle $n$ intercette della superficie di scivolamento;
$n-1$	ascisse di applicazione delle forze orizzontali $E'$ ;
$n$	ascisse di applicazione delle forze normali $N'$ ;
1	fattore di sicurezza $F$ del pendio.

per un totale quindi di  $(6n-2)$  incognite.

### Le equazioni disponibili

Per ciascuna delle  $n$  strisce del pendio, possiamo scrivere tre equazioni di equilibrio di corpo rigido (in direzione orizzontale, verticale e alla rotazione) e una condizione di Mohr-Coulomb.

### Il problema sotto determinato

Il problema, così caratterizzato da  $4n$  equazioni e  $(6n-2)$  incognite, risulta ovviamente sottodeterminato e richiede pertanto  $(2n-2)$  assunzioni indipendenti per poter essere risolto in modo univoco.

### Comparazione dei metodi risolutivi

La maggior parte dei metodi dell'equilibrio limite assumono come noto il punto di applicazione della forza normale  $N$  agente alla base della striscia (generalmente posizionato nel punto medio). In tal modo restano ancora  $(n-2)$  assunzioni da effettuare. Un modo semplice di introdurre ulteriori assunzioni è quello di definire la posizione delle forze orizzontali di interfaccia  $E'$  (come nel metodo di Janbu) o il rapporto  $T/E'$  tra le forze verticali ed orizzontali di interfaccia (come nei metodi di Bishop e di Spencer).

- Metodi parzialmente equilibrati

Ciò conduce però ad un totale di  $(n-1)$  assunzioni e pertanto rende sovradeterminato il problema: diventa cioè impossibile verificare contemporaneamente tutte le equazioni di equilibrio del problema di cui almeno una viene ad essere ignorata (ad esempio l'equazione globale alla traslazione orizzontale nel metodo di Bishop o quella alla rotazione globale nel metodo di Janbu).

- Metodi totalmente equilibrati
- Metodi totalmente equilibrati, che verificano cioè tutte le equazioni del problema, possono essere ottenuti introducendo un ulteriore parametro incognito che permetta di pareggiare il numero di equazioni e di incognite.

I vari metodi per l'analisi di stabilità dei pendii disponibili in letteratura, a parte differenze di dettaglio relative al modo con cui sono calcolate le varie quantità in gioco o per come viene condotta la sequenza iterativa necessaria alla soluzione del problema, si differenziano sostanzialmente per il numero e tipo di assunzioni operate, come mostrato in tabella.

METODO	ASSUNZIONI OPERATE	EQUILIBRI MANCANTI:
Fellenius	Non sono considerate le forze di interstriscia	rotazione
Bishop	Si assumono nulle i tagli di interstriscia	traslazione
Janbu	Viene definita la posizione delle forze orizzontali di interstriscia $E$ in funzione dell'altezza totale del concio	rotazione
Spencer	La risultante delle forze di interstriscia ha pendenza costante lungo tutta la massa scivolante	Traslazione o rotazione
Morgenstern Price	La direzione della risultante delle forze di interstriscia è definita usando una funzione arbitraria	nessuno

*Figura 39 – Metodi di calcolo per l'analisi di stabilità dei pendii*

I metodi di tipo totalmente equilibrato, come quello di Morgenstern Price, risultano ovviamente di utilizzo più complesso ma sono allo stesso tempo più accurati ed affidabili.

### ***13.2.5 Metodo utilizzato nell'analisi***

Nell'analisi è stato utilizzato il metodo di Morgenstern & Price. Il metodo, sviluppato da Morgenstern, Price ed altri autori inglesi dell'Imperial College nella seconda metà degli anni '60, assume la sola ipotesi che il rapporto T/E tra le forze verticali ed orizzontali di interstriscia sia esprimibile attraverso una funzione incognita i cui parametri sono ricavati dall'equilibrio globale del corpo in frana. Diviene così possibile definire una soluzione totalmente equilibrata, che rispetta cioè tutte le equazioni di equilibrio del problema; tuttavia il metodo non conduce ad una formula finale semplice, come nei metodi precedenti, ma ad un sistema di equazioni nonlineari da risolvere mediante uno schema iterativo alla Newton-Raphson e risulta pertanto sensibilmente più complesso ed oneroso. Il metodo resta comunque caratterizzato da una elevata accuratezza ed affidabilità e viene assunto come riferimento in tutti i metodi successivi che propongono solo differenze di dettaglio, spesso originate da sole esigenze di semplificazioni di calcolo. La sua maggiore complessità ne ha tuttavia limitato la diffusione nella pratica professionale.

L'implementazione contenuta in ASPEN è caratterizzata da un calcolo molto accurato delle forze in gioco e da alcune varianti nello schema iterativo di soluzione che ne migliorano sensibilmente l'affidabilità numerica e la velocità di esecuzione.

### ***13.2.6 Sintesi dei risultati dell'analisi***

L'analisi di stabilità è stata condotta con l'Approccio 1 Combinazione 2, indicata al p. 6.8.2 delle NTC 2008.

Nell'analisi sono stati assunti fattori di sicurezza parziali differenziati per i contributi di attrito, di coesione e per la resistenza globale, assunti rispettivamente pari a 1.25, 1.25, 1.10.

La definizione dei fattori di sicurezza è in accordo con le disposizioni di normativa e tiene conto di considerazioni relative al livello di conoscenze raggiunto, al grado di affidabilità dei dati disponibili, alla complessità della situazione geologica e geotecnica, alla esperienza locale su pendii naturali in situazione simile, nonché alle conseguenze di una eventuale frana.

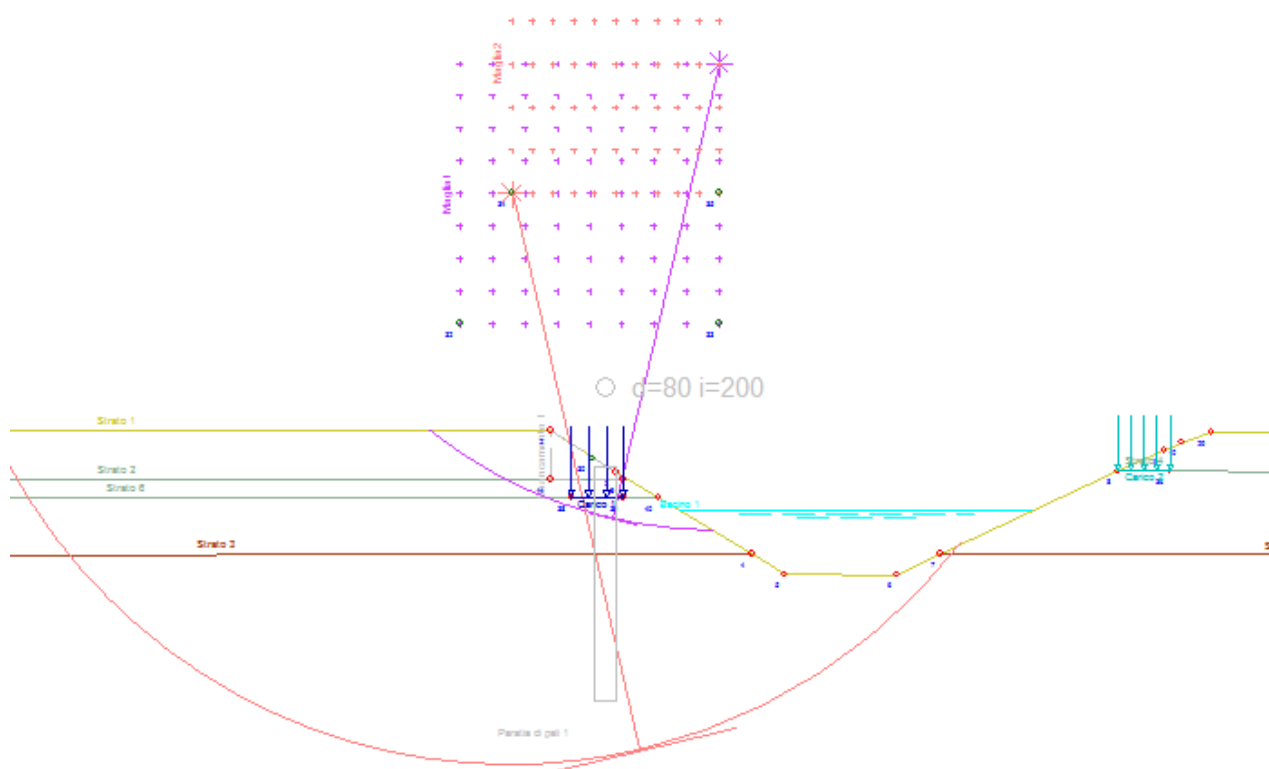
I risultati della verifica di stabilità, eseguita col metodo di Morgenstern-Price, mostrano che il pendio in esame, sotto l'azione del peso proprio, dei carichi applicati, dell'accelerazione sismica orizzontale, pari a 0.068 g, dell'accelerazione sismica verticale, considerata nei due versi, pari a 0.034 g, tenendo conto dei contributi di stabilità offerti dagli interventi di consolidamento applicati, considerando i fattori di sicurezza parziali sui contributi di attrito e coesione indicati, è caratterizzato da un coefficiente di sicurezza minimo allo scorrimento pari a 1.18 registrato sulla superficie di rottura 83 di forma circolare.

Tale valore non considera il contributo dei pali di fondazione.

Tale valore è maggiore al limite minimo accettabile per la sicurezza, assunto pari a 1.10.

La verifica di stabilità è pertanto soddisfatta.

Per la superficie critica individuata ( $FS = 1.18$ ), senza il contributo dei pali di fondazione, si riporta l'esposizione grafica ottenuta dal codice utilizzato:



**Figura 40** – Superficie critica del pendio

n°	nome	geometria	soluzione	fs	ok
73	Circolare 9-8 MC1	C: [-10.00 28.75] R:18.00	regolare	1.374	si
74	Circolare 1-9 MC1	C: [-20.00 30.00] R:18.00	regolare	3.703	si
75	Circolare 2-9 MC1	C: [-18.75 30.00] R:18.00	regolare	3.096	si
76	Circolare 3-9 MC1	C: [-17.50 30.00] R:18.00	regolare	2.631	si
77	Circolare 4-9 MC1	C: [-16.25 30.00] R:18.00	regolare	2.248	si
78	Circolare 5-9 MC1	C: [-15.00 30.00] R:18.00	regolare	1.950	si
79	Circolare 6-9 MC1	C: [-13.75 30.00] R:18.00	regolare	1.714	si
80	Circolare 7-9 MC1	C: [-12.50 30.00] R:18.00	regolare	1.508	si
81	Circolare 8-9 MC1	C: [-11.25 30.00] R:18.00	regolare	1.337	si
82	Circolare 9-9 MC1	C: [-10.00 30.00] R:18.00	regolare	1.180	si
83	Circolare 1-1 MC2	C: [-18.00 25.00] R:22.00	regolare	3.135	si
84	Circolare 2-1 MC2	C: [-17.20 25.00] R:22.00	regolare	3.107	si
85	Circolare 3-1 MC2	C: [-16.40 25.00] R:22.00	regolare	3.096	si
86	Circolare 4-1 MC2	C: [-15.60 25.00] R:22.00	regolare	3.105	si
87	Circolare 5-1 MC2	C: [-14.80 25.00] R:22.00	regolare	3.142	si
88	Circolare 6-1 MC2	C: [-14.00 25.00] R:22.00	regolare	3.221	si
89	Circolare 7-1 MC2	C: [-13.20 25.00] R:22.00	regolare	3.380	si
90	Circolare 8-1 MC2	C: [-12.40 25.00] R:22.00	regolare	3.617	si
91	Circolare 9-1 MC2	C: [-11.60 25.00] R:22.00	regolare	3.816	si
92	Circolare 10-1 MC2	C: [-10.80 25.00] R:22.00	regolare	4.049	si

**Figura 41**– Stralcio dei risultati relativi alle superfici di scivolamento

Evidentemente, il contributo dei pali non può che portare a migliorare le condizioni di sicurezza, anche per porzioni di pendio piuttosto superficiali.

Si riportano i dati sintetici ottenuti dal tabulato di calcolo con l'indicazione delle varie superfici di scorrimento valutate.



**Materiali**

n.	Nome	ps kg/mc	pw kg/mc	c kg/mq	fi gradi
1	UG1_riporto	1600	1800	0	23.0
2	UG2_sabbia con ghiaia	1900	2000	0	30.0
3	UG3_ghiaia in m sab lim.sa	1900	2100	0	35.0
4	UG4_limi sabb.si con ghiaia	1900	1900	0	21.0
5	Sabbie	1900	2100	0	37.0

**Nodi**

n.	x m	y m
1	-50.00	15.85
2	-16.50	15.85
3	-14.00	14.27
4	-8.77	11.12
5	-7.48	10.33
6	-3.16	10.32
7	-1.48	11.12
8	5.40	14.31
9	7.18	15.10
10	7.87	15.42
11	25.00	15.80
12	-50.00	14.00
13	-50.00	14.40
14	-16.50	14.00
15	-50.00	11.08
16	-50.00	-0.30
17	-50.00	-1.00
18	-50.00	-3.83
19	-50.00	-5.20
20	-50.00	-15.80
21	25.00	15.27
22	25.00	14.09
23	25.00	11.03
24	25.00	-0.30
25	25.00	-1.00
26	25.00	-3.83
27	25.00	-5.20
28	25.00	-15.83
29	9.00	15.80
30	-14.90	14.80
31	-13.70	14.00
32	-20.00	20.00
33	-10.00	20.00
34	-18.00	25.00
35	-10.00	25.00
36	7.40	14.31
37	-50.00	13.30
38	-15.70	13.30
39	-13.70	13.30
40	-12.35	13.30

**Strati**

n.	Nome	Sequenza nodi	Materiale	Falda
1	ST1_pc	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 29 11	1: UG1_riporto	0: Assente
2	st1sx	12 14 31	2: UG2_sabbia con ghiaia	0: Assente
3	st2sx	15 4	3: UG3_ghiaia in m sab lim.sa	0: Assente
4	st1dx	8 36 22	2: UG2_sabbia con ghiaia	0: Assente
5	st2dx	7 23	3: UG3_ghiaia in m sab lim.sa	0: Assente
6	testa_pali	37 38 39 40	2: UG2_sabbia con ghiaia	0: Assente
7	st6b	16 24	4: UG4_limi sabb.si con ghiaia	0: Assente
8	st7b	17 25	3: UG3_ghiaia in m sab lim.sa	0: Assente
9	st8b	18 26	4: UG4_limi sabb.si con ghiaia	0: Assente
10	st9b	19 27	3: UG3_ghiaia in m sab lim.sa	0: Assente
11	st10b	20 28	3: UG3_ghiaia in m sab lim.sa	0: Assente

**Carichi**

n.	Ap	Nome	Nodi	Forza kg/mq
----	----	------	------	----------------

1	si	Ponte_sx	38 39	2168
2	si	Ponte_dx	8 36	1673

**Risultati di analisi****Parametri di analisi del pendio**

Metodo utilizzato: Morgenstern-Price  
 Normativa adottata: Ntc 2008  
 Fattore di sicurezza applicato su contributi di attrito: 1.25  
 Fattore di sicurezza applicato su contributi di coesione: 1.25  
 Fattore di sicurezza richiesto su resistenza globale in assenza di sisma: 1.10  
 Fattore di sicurezza richiesto su resistenza globale in presenza di sisma: 1.10  
 Zona sismica: definita da coordinate geografiche  
 Coordinate geografiche del sito: 45.127° lat, 7.211° lng  
 Tipo di opera: 3 grande opera  
 Classe d'uso: IV strategica  
 Categoria stratigrafica suolo: B  
 Categoria topografica suolo: T1  
 Accelerazione al suolo: 0.201 g  
 Coefficiente stratigrafico: 1.20  
 Coefficiente topografico: 1.00  
 Fattore riduttivo di calcolo: 0.28  
 Accelerazione sismica orizzontale di calcolo: 0.068 g  
 Accelerazione sismica verticale di calcolo: 0.034 g

**Quadro sintetico dei coefficienti di sicurezza**

n.	Nome	geometria	vol mc	soluzione	Swi kg	fs	ok
1	C2	C: [-10.00 30.00] R:18.00 [m]	16	regolare	0	1.180	si
2	Circolare 1-1 MC1	C: [-20.00 20.00] R:18.00 [m]	312	regolare	0	3.468	si
3	Circolare 2-1 MC1	C: [-18.75 20.00] R:18.00 [m]	305	regolare	0	3.332	si
4	Circolare 3-1 MC1	C: [-17.50 20.00] R:18.00 [m]	299	regolare	0	3.233	si
5	Circolare 4-1 MC1	C: [-16.25 20.00] R:18.00 [m]	293	regolare	0	3.193	si
6	Circolare 5-1 MC1	C: [-15.00 20.00] R:18.00 [m]	288	regolare	0	3.177	si
7	Circolare 6-1 MC1	C: [-13.75 20.00] R:18.00 [m]	284	regolare	0	3.001	si
8	Circolare 7-1 MC1	C: [-12.50 20.00] R:18.00 [m]	281	regolare	0	3.342	si
9	Circolare 8-1 MC1	C: [-11.25 20.00] R:18.00 [m]	279	regolare	0	3.300	si
10	Circolare 9-1 MC1	C: [-10.00 20.00] R:18.00 [m]	278	regolare	0	3.803	si
11	Circolare 1-2 MC1	C: [-20.00 21.25] R:18.00 [m]	272	regolare	0	3.333	si
12	Circolare 2-2 MC1	C: [-18.75 21.25] R:18.00 [m]	265	regolare	0	3.188	si
13	Circolare 3-2 MC1	C: [-17.50 21.25] R:18.00 [m]	258	regolare	0	3.062	si
14	Circolare 4-2 MC1	C: [-16.25 21.25] R:18.00 [m]	252	regolare	0	3.000	si
15	Circolare 5-2 MC1	C: [-15.00 21.25] R:18.00 [m]	246	regolare	0	2.984	si
16	Circolare 6-2 MC1	C: [-13.75 21.25] R:18.00 [m]	242	regolare	0	2.984	si
17	Circolare 7-2 MC1	C: [-12.50 21.25] R:18.00 [m]	239	regolare	0	3.071	si
18	Circolare 8-2 MC1	C: [-11.25 21.25] R:18.00 [m]	236	regolare	0	3.255	si
19	Circolare 9-2 MC1	C: [-10.00 21.25] R:18.00 [m]	235	regolare	0	3.550	si
20	Circolare 1-3 MC1	C: [-20.00 22.50] R:18.00 [m]	234	regolare	0	3.219	si
21	Circolare 2-3 MC1	C: [-18.75 22.50] R:18.00 [m]	227	regolare	0	3.045	si
22	Circolare 3-3 MC1	C: [-17.50 22.50] R:18.00 [m]	220	regolare	0	2.911	si
23	Circolare 4-3 MC1	C: [-16.25 22.50] R:18.00 [m]	213	regolare	0	2.809	si
24	Circolare 5-3 MC1	C: [-15.00 22.50] R:18.00 [m]	207	regolare	0	2.774	si
25	Circolare 6-3 MC1	C: [-13.75 22.50] R:18.00 [m]	202	regolare	0	2.769	si
26	Circolare 7-3 MC1	C: [-12.50 22.50] R:18.00 [m]	198	regolare	0	2.814	si
27	Circolare 8-3 MC1	C: [-11.25 22.50] R:18.00 [m]	195	regolare	0	2.961	si
28	Circolare 9-3 MC1	C: [-10.00 22.50] R:18.00 [m]	193	regolare	0	3.286	si
29	Circolare 1-4 MC1	C: [-20.00 23.75] R:18.00 [m]	197	regolare	0	3.136	si
30	Circolare 2-4 MC1	C: [-18.75 23.75] R:18.00 [m]	191	regolare	0	2.922	si
31	Circolare 3-4 MC1	C: [-17.50 23.75] R:18.00 [m]	184	regolare	0	2.766	si
32	Circolare 4-4 MC1	C: [-16.25 23.75] R:18.00 [m]	177	regolare	0	2.642	si
33	Circolare 5-4 MC1	C: [-15.00 23.75] R:18.00 [m]	170	regolare	0	2.558	si
34	Circolare 6-4 MC1	C: [-13.75 23.75] R:18.00 [m]	164	regolare	0	2.547	si
35	Circolare 7-4 MC1	C: [-12.50 23.75] R:18.00 [m]	159	regolare	0	2.563	si
36	Circolare 8-4 MC1	C: [-11.25 23.75] R:18.00 [m]	156	regolare	0	2.649	si
37	Circolare 9-4 MC1	C: [-10.00 23.75] R:18.00 [m]	153	regolare	0	2.860	si
38	Circolare 1-5 MC1	C: [-20.00 25.00] R:18.00 [m]	163	regolare	0	3.078	si
39	Circolare 2-5 MC1	C: [-18.75 25.00] R:18.00 [m]	157	regolare	0	2.830	si
40	Circolare 3-5 MC1	C: [-17.50 25.00] R:18.00 [m]	150	regolare	0	2.631	si
41	Circolare 4-5 MC1	C: [-16.25 25.00] R:18.00 [m]	143	regolare	0	2.487	si
42	Circolare 5-5 MC1	C: [-15.00 25.00] R:18.00 [m]	136	regolare	0	2.375	si
43	Circolare 6-5 MC1	C: [-13.75 25.00] R:18.00 [m]	129	regolare	0	2.297	si
44	Circolare 7-5 MC1	C: [-12.50 25.00] R:18.00 [m]	123	regolare	0	2.312	si
45	Circolare 8-5 MC1	C: [-11.25 25.00] R:18.00 [m]	119	regolare	0	2.352	si
46	Circolare 9-5 MC1	C: [-10.00 25.00] R:18.00 [m]	115	regolare	0	2.479	si

47	Circolare 1-6 MC1	C: [-20.00 26.25] R:18.00 [m]	131	regolare	0	3.060	si
48	Circolare 2-6 MC1	C: [-18.75 26.25] R:18.00 [m]	125	regolare	0	2.779	si
49	Circolare 3-6 MC1	C: [-17.50 26.25] R:18.00 [m]	119	regolare	0	2.546	si
50	Circolare 4-6 MC1	C: [-16.25 26.25] R:18.00 [m]	112	regolare	0	2.345	si
51	Circolare 5-6 MC1	C: [-15.00 26.25] R:18.00 [m]	106	regolare	0	2.204	si
52	Circolare 6-6 MC1	C: [-13.75 26.25] R:18.00 [m]	99	regolare	0	2.100	si
53	Circolare 7-6 MC1	C: [-12.50 26.25] R:18.00 [m]	92	regolare	0	2.028	si
54	Circolare 8-6 MC1	C: [-11.25 26.25] R:18.00 [m]	85	regolare	0	2.040	si
55	Circolare 9-6 MC1	C: [-10.00 26.25] R:18.00 [m]	80	regolare	0	2.119	si
56	Circolare 1-7 MC1	C: [-20.00 27.50] R:18.00 [m]	100	regolare	0	3.108	si
57	Circolare 2-7 MC1	C: [-18.75 27.50] R:18.00 [m]	96	regolare	0	2.766	si
58	Circolare 3-7 MC1	C: [-17.50 27.50] R:18.00 [m]	90	regolare	0	2.490	si
59	Circolare 4-7 MC1	C: [-16.25 27.50] R:18.00 [m]	85	regolare	0	2.266	si
60	Circolare 5-7 MC1	C: [-15.00 27.50] R:18.00 [m]	79	regolare	0	2.072	si
61	Circolare 6-7 MC1	C: [-13.75 27.50] R:18.00 [m]	72	regolare	0	1.913	si
62	Circolare 7-7 MC1	C: [-12.50 27.50] R:18.00 [m]	65	regolare	0	1.787	si
63	Circolare 8-7 MC1	C: [-11.25 27.50] R:18.00 [m]	59	regolare	0	1.718	si
64	Circolare 9-7 MC1	C: [-10.00 27.50] R:18.00 [m]	52	regolare	0	1.674	si
65	Circolare 1-8 MC1	C: [-20.00 28.75] R:18.00 [m]	73	regolare	0	3.285	si
66	Circolare 2-8 MC1	C: [-18.75 28.75] R:18.00 [m]	69	regolare	0	2.834	si
67	Circolare 3-8 MC1	C: [-17.50 28.75] R:18.00 [m]	65	regolare	0	2.493	si
68	Circolare 4-8 MC1	C: [-16.25 28.75] R:18.00 [m]	60	regolare	0	2.212	si
69	Circolare 5-8 MC1	C: [-15.00 28.75] R:18.00 [m]	55	regolare	0	1.985	si
70	Circolare 6-8 MC1	C: [-13.75 28.75] R:18.00 [m]	49	regolare	0	1.799	si
71	Circolare 7-8 MC1	C: [-12.50 28.75] R:18.00 [m]	43	regolare	0	1.634	si
72	Circolare 8-8 MC1	C: [-11.25 28.75] R:18.00 [m]	37	regolare	0	1.497	si
73	Circolare 9-8 MC1	C: [-10.00 28.75] R:18.00 [m]	31	regolare	0	1.374	si
74	Circolare 1-9 MC1	C: [-20.00 30.00] R:18.00 [m]	48	regolare	0	3.703	si
75	Circolare 2-9 MC1	C: [-18.75 30.00] R:18.00 [m]	45	regolare	0	3.096	si
76	Circolare 3-9 MC1	C: [-17.50 30.00] R:18.00 [m]	42	regolare	0	2.631	si
77	Circolare 4-9 MC1	C: [-16.25 30.00] R:18.00 [m]	38	regolare	0	2.248	si
78	Circolare 5-9 MC1	C: [-15.00 30.00] R:18.00 [m]	34	regolare	0	1.950	si
79	Circolare 6-9 MC1	C: [-13.75 30.00] R:18.00 [m]	30	regolare	0	1.714	si
80	Circolare 7-9 MC1	C: [-12.50 30.00] R:18.00 [m]	25	regolare	0	1.508	si
81	Circolare 8-9 MC1	C: [-11.25 30.00] R:18.00 [m]	20	regolare	0	1.337	si
<b>82</b>	<b>Circolare 9-9 MC1</b>	<b>C: [-10.00 30.00] R:18.00 [m]</b>	<b>16</b>	<b>regolare</b>	<b>0</b>	<b>1.180</b>	<b>si</b>
83	Circolare 1-1 MC2	C: [-18.00 25.00] R:22.00 [m]	301	regolare	0	3.135	si
84	Circolare 2-1 MC2	C: [-17.20 25.00] R:22.00 [m]	298	regolare	0	3.107	si
85	Circolare 3-1 MC2	C: [-16.40 25.00] R:22.00 [m]	295	regolare	0	3.096	si
86	Circolare 4-1 MC2	C: [-15.60 25.00] R:22.00 [m]	292	regolare	0	3.105	si
87	Circolare 5-1 MC2	C: [-14.80 25.00] R:22.00 [m]	290	regolare	0	3.142	si
88	Circolare 6-1 MC2	C: [-14.00 25.00] R:22.00 [m]	289	regolare	0	3.221	si
89	Circolare 7-1 MC2	C: [-13.20 25.00] R:22.00 [m]	288	regolare	0	3.380	si
90	Circolare 8-1 MC2	C: [-12.40 25.00] R:22.00 [m]	287	regolare	0	3.617	si
91	Circolare 9-1 MC2	C: [-11.60 25.00] R:22.00 [m]	286	regolare	0	3.816	si
92	Circolare 10-1 MC2	C: [-10.80 25.00] R:22.00 [m]	286	regolare	0	4.049	si
93	Circolare 11-1 MC2	C: [-10.00 25.00] R:22.00 [m]	286	regolare	0	4.287	si
94	Circolare 1-2 MC2	C: [-18.00 26.66] R:22.00 [m]	242	regolare	0	2.923	si
95	Circolare 2-2 MC2	C: [-17.20 26.66] R:22.00 [m]	238	regolare	0	2.883	si
96	Circolare 3-2 MC2	C: [-16.40 26.66] R:22.00 [m]	234	regolare	0	2.857	si
97	Circolare 4-2 MC2	C: [-15.60 26.66] R:22.00 [m]	231	regolare	0	2.842	si
98	Circolare 5-2 MC2	C: [-14.80 26.66] R:22.00 [m]	228	regolare	0	2.845	si
99	Circolare 6-2 MC2	C: [-14.00 26.66] R:22.00 [m]	226	regolare	0	2.876	si
100	Circolare 7-2 MC2	C: [-13.20 26.66] R:22.00 [m]	224	regolare	0	2.947	si
101	Circolare 8-2 MC2	C: [-12.40 26.66] R:22.00 [m]	223	regolare	0	3.094	si
102	Circolare 9-2 MC2	C: [-11.60 26.66] R:22.00 [m]	222	regolare	0	3.351	si
103	Circolare 10-2 MC2	C: [-10.80 26.66] R:22.00 [m]	222	regolare	0	3.580	si
104	Circolare 11-2 MC2	C: [-10.00 26.66] R:22.00 [m]	222	regolare	0	3.853	si
105	Circolare 1-3 MC2	C: [-18.00 28.32] R:22.00 [m]	188	regolare	0	2.763	si
106	Circolare 2-3 MC2	C: [-17.20 28.32] R:22.00 [m]	184	regolare	0	2.685	si
107	Circolare 3-3 MC2	C: [-16.40 28.32] R:22.00 [m]	179	regolare	0	2.616	si
108	Circolare 4-3 MC2	C: [-15.60 28.32] R:22.00 [m]	175	regolare	0	2.573	si
109	Circolare 5-3 MC2	C: [-14.80 28.32] R:22.00 [m]	171	regolare	0	2.563	si
110	Circolare 6-3 MC2	C: [-14.00 28.32] R:22.00 [m]	168	regolare	0	2.562	si
111	Circolare 7-3 MC2	C: [-13.20 28.32] R:22.00 [m]	165	regolare	0	2.575	si
112	Circolare 8-3 MC2	C: [-12.40 28.32] R:22.00 [m]	163	regolare	0	2.623	si
113	Circolare 9-3 MC2	C: [-11.60 28.32] R:22.00 [m]	162	regolare	0	2.726	si
114	Circolare 10-3 MC2	C: [-10.80 28.32] R:22.00 [m]	161	regolare	0	2.974	si
115	Circolare 11-3 MC2	C: [-10.00 28.32] R:22.00 [m]	160	regolare	0	3.283	si
116	Circolare 1-4 MC2	C: [-18.00 29.98] R:22.00 [m]	140	regolare	0	2.630	si
117	Circolare 2-4 MC2	C: [-17.20 29.98] R:22.00 [m]	136	regolare	0	2.520	si
118	Circolare 3-4 MC2	C: [-16.40 29.98] R:22.00 [m]	131	regolare	0	2.432	si
119	Circolare 4-4 MC2	C: [-15.60 29.98] R:22.00 [m]	127	regolare	0	2.356	si
120	Circolare 5-4 MC2	C: [-14.80 29.98] R:22.00 [m]	122	regolare	0	2.293	si

121	Circolare 6-4 MC2	C: [-14.00 29.98] R:22.00 [m]	118	regolare	0	2.236	si
122	Circolare 7-4 MC2	C: [-13.20 29.98] R:22.00 [m]	114	regolare	0	2.196	si
123	Circolare 8-4 MC2	C: [-12.40 29.98] R:22.00 [m]	110	regolare	0	2.241	si
124	Circolare 9-4 MC2	C: [-11.60 29.98] R:22.00 [m]	107	regolare	0	2.264	si
125	Circolare 10-4 MC2	C: [-10.80 29.98] R:22.00 [m]	105	regolare	0	2.323	si
126	Circolare 11-4 MC2	C: [-10.00 29.98] R:22.00 [m]	103	regolare	0	2.453	si
127	Circolare 1-5 MC2	C: [-18.00 31.64] R:22.00 [m]	98	regolare	0	2.587	si
128	Circolare 2-5 MC2	C: [-17.20 31.64] R:22.00 [m]	94	regolare	0	2.449	si
129	Circolare 3-5 MC2	C: [-16.40 31.64] R:22.00 [m]	90	regolare	0	2.322	si
130	Circolare 4-5 MC2	C: [-15.60 31.64] R:22.00 [m]	86	regolare	0	2.203	si
131	Circolare 5-5 MC2	C: [-14.80 31.64] R:22.00 [m]	82	regolare	0	2.101	si
132	Circolare 6-5 MC2	C: [-14.00 31.64] R:22.00 [m]	78	regolare	0	2.000	si
133	Circolare 7-5 MC2	C: [-13.20 31.64] R:22.00 [m]	74	regolare	0	1.914	si
134	Circolare 8-5 MC2	C: [-12.40 31.64] R:22.00 [m]	69	regolare	0	1.850	si
135	Circolare 9-5 MC2	C: [-11.60 31.64] R:22.00 [m]	65	regolare	0	1.804	si
136	Circolare 10-5 MC2	C: [-10.80 31.64] R:22.00 [m]	61	regolare	0	1.770	si
137	Circolare 11-5 MC2	C: [-10.00 31.64] R:22.00 [m]	56	regolare	0	1.737	si
138	Circolare 1-6 MC2	C: [-18.00 33.30] R:22.00 [m]	61	regolare	0	2.651	si
139	Circolare 2-6 MC2	C: [-17.20 33.30] R:22.00 [m]	58	regolare	0	2.462	si
140	Circolare 3-6 MC2	C: [-16.40 33.30] R:22.00 [m]	55	regolare	0	2.292	si
141	Circolare 4-6 MC2	C: [-15.60 33.30] R:22.00 [m]	52	regolare	0	2.139	si
142	Circolare 5-6 MC2	C: [-14.80 33.30] R:22.00 [m]	49	regolare	0	2.004	si
143	Circolare 6-6 MC2	C: [-14.00 33.30] R:22.00 [m]	46	regolare	0	1.881	si
144	Circolare 7-6 MC2	C: [-13.20 33.30] R:22.00 [m]	42	regolare	0	1.774	si
145	Circolare 8-6 MC2	C: [-12.40 33.30] R:22.00 [m]	39	regolare	0	1.667	si
146	Circolare 9-6 MC2	C: [-11.60 33.30] R:22.00 [m]	35	regolare	0	1.576	si
147	Circolare 10-6 MC2	C: [-10.80 33.30] R:22.00 [m]	32	regolare	0	1.483	si
148	Circolare 11-6 MC2	C: [-10.00 33.30] R:22.00 [m]	28	regolare	0	1.398	si
149	Circolare 1-7 MC2	C: [-18.00 34.96] R:22.00 [m]	30	regolare	0	3.057	si
150	Circolare 2-7 MC2	C: [-17.20 34.96] R:22.00 [m]	28	regolare	0	2.762	si
151	Circolare 3-7 MC2	C: [-16.40 34.96] R:22.00 [m]	27	regolare	0	2.497	si
152	Circolare 4-7 MC2	C: [-15.60 34.96] R:22.00 [m]	24	regolare	0	2.264	si
153	Circolare 5-7 MC2	C: [-14.80 34.96] R:22.00 [m]	22	regolare	0	2.063	si
154	Circolare 6-7 MC2	C: [-14.00 34.96] R:22.00 [m]	20	regolare	0	1.879	si
155	Circolare 7-7 MC2	C: [-13.20 34.96] R:22.00 [m]	18	regolare	0	1.731	si
156	Circolare 8-7 MC2	C: [-12.40 34.96] R:22.00 [m]	16	regolare	0	1.577	si
157	Circolare 9-7 MC2	C: [-11.60 34.96] R:22.00 [m]	13	regolare	0	1.452	si
158	Circolare 10-7 MC2	C: [-10.80 34.96] R:22.00 [m]	11	regolare	0	1.327	si
159	Circolare 11-7 MC2	C: [-10.00 34.96] R:22.00 [m]	9	regolare	0	1.213	si

## 14 CONCLUSIONI

Il progetto è stato redatto in conformità dell'art.17 della Legge 2.2.74 n°64 e dei decreti ministeriali emanati ai sensi degli artt.1 e 3 della medesima legge, ed in particolare delle nuove "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.