



PROVINCIA DI BOLOGNA

Settore Lavori Pubblici

STRADA

S.P. 569 "DI VIGNOLA"

LAVORO

**COMPLETAMENTO DELLA VARIANTE GENERALE ALLA
S.P. 569 E VARIANTE ALLA S.P. 27 E ALLA S.P. 78 NEI
COMUNI DI CREPELLANO E BAZZANO**

ELABORATO

RELAZIONI E CALCOLI STRUTTURE

OPERE D'ARTE PRINCIPALI

**VARIANTE ALLA S.P. N° 27 "VALLE DEL SAMOGGIA" - II TRATTO
VIADOTTO LINEA FERROVIARIA CASALECCHIO VIGNOLA prog. km 0+920
RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI ED ELEVAZIONI**

PROGETTAZIONE GENERALE

PROGETTISTA

Geom. Emanuele Tracchi

Dott. Ing. Marco Ferrarini

Dott. Ing. Chiara Ferrari

P.i.e. Stefano Romagnoli

Geom. Federico Vannucchi

**IL DIRIGENTE DEL SERVIZIO
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO**

Dott. Ing. Pietro Luminasi

**Servizio
Progettazione
e Costruzioni
Stradali**

DATA **LUGLIO 2013**

N.

B.2.1.14

SCALA

-

RIFERIMENTO :

PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTAZIONE STRUTTURALE



1

09/12/2013

revisione

0

16/07/2013

emissione

REVISIONE

DATA

MODIFICA

**QUESTO DISEGNO E LA RELATIVA INVENZIONE SONO DI PROPRIETA' DELL'AMMINISTRAZIONE
NON NE E' CONSENTITO L'UTILIZZO SE NON SU ESPLICITA AUTORIZZAZIONE
OGNI DIRITTO A TALE RIGUARDO E' ESPRESSAMENTE RISERVATO ED ESCLUSIVO**

1	PREMESSA	5
2	NORMATIVA E RIFERIMENTI	7
	2.1 Altri documenti	7
3	CRITERI DI CALCOLO	8
	3.1 Combinazioni di carico	8
	3.1 Programma di calcolo.....	10
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	14
	4.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni.....	14
	4.2 Conglomerato cementizio pali	14
	4.3 Conglomerato cementizio strutturale fond. ed elevaz.	14
	4.4 Acciaio per cemento armato	15
	4.5 Copriferro minimo e copriferro nominale	15
	4.6 Aderenza barre in c.a.	15
5	PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE	17
6	GEOMETRIA DELLE SEZIONI TIPO	19
	6.1 Modellazione adottata.....	21
7	ANALISI DEI CARICHI	24
	7.1 Analisi dei carichi spalla	27
	7.1.1 <i>Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali (g1)</i>	<i>27</i>
	7.1.2 <i>Carichi permanenti portati (g2)</i>	<i>27</i>
	7.1.3 <i>Altre azioni permanenti (g3).....</i>	<i>28</i>
	7.1.4 <i>Effetti reologici: ritiro del calcestruzzo (ϵ_2)</i>	<i>28</i>
	7.1.5 <i>Azioni Variabili da Traffico</i>	<i>28</i>
	7.1.6 <i>Azione di neve e vento (q5)</i>	<i>31</i>
	7.1.7 <i>Resistenze passive dei vincoli: azione di attrito degli appoggi (q7)</i>	<i>33</i>
	7.1.8 <i>Azione di frenamento (q3).....</i>	<i>34</i>
	7.1.9 <i>Azione centrifuga (q4).....</i>	<i>34</i>
	7.1.10 <i>Variazioni termiche (ϵ_3)</i>	<i>34</i>
	7.1.11 <i>Cedimenti appoggi (ϵ_4).....</i>	<i>35</i>
	7.1.12 <i>Scorrimenti viscosi (ϵ_2).....</i>	<i>35</i>
	7.2 Analisi dei carichi pila	36
	7.2.1 <i>Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali (g1)</i>	<i>36</i>
	7.2.2 <i>Carichi permanenti portati (g2)</i>	<i>36</i>

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 2 di 189

7.2.3	<i>Altre azioni permanenti (g3)</i>	36
7.2.4	<i>Effetti reologici: ritiro del calcestruzzo (ε_2)</i>	37
7.2.5	<i>Azioni Variabili da Traffico</i>	37
7.2.6	<i>Azione di neve e vento (q5)</i>	39
7.2.7	<i>Resistenze passive dei vincoli: azione di attrito degli appoggi (q7)</i>	39
7.2.8	<i>Azione di frenamento (q3)</i>	39
7.2.9	<i>Azione centrifuga (q4)</i>	40
7.2.10	<i>Variazioni termiche (ε_3)</i>	40
7.2.11	<i>Cedimenti appoggi (ε_4)</i>	40
7.2.12	<i>Scorrimenti viscosi (ε_2)</i>	40
7.2.13	<i>Urto ferroviario</i>	40
7.3	Azioni sismiche (q6)	42
7.3.1	<i>Eccentricità masse simiche</i>	44
7.3.2	<i>I rischi di doppio accoppiamento delle frequenze di risonanza di terreno-strutture</i>	46
8	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE	47
8.1	Condizioni di carico elementari	47
8.2	Combinazioni di calcolo	47
8.3	Carichi agenti	64
8.4	Azioni interne, deformate e azioni sulle fondazioni	84
8.5	Verifiche SLU-SLE	94
8.5.1	<i>Verifica a flessione</i>	100
8.5.2	<i>Verifica a taglio</i>	141
8.5.3	<i>Verifica paraghiaia</i>	150
9	VERIFICA A FATICA	157
10	VERIFICA GIUNTI	161
11	VERIFICA APPOGGI	163
12	VERIFICA BAGGIOLO	168
13	VERIFICA RITEGNO SISMICO	173
14	VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE	174
15	CONCLUSIONI	186

Allegati:

- Tabulati di calcolo spalle e pile

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 3 di 189

- Validazione del software PROSAP

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 4 di 189

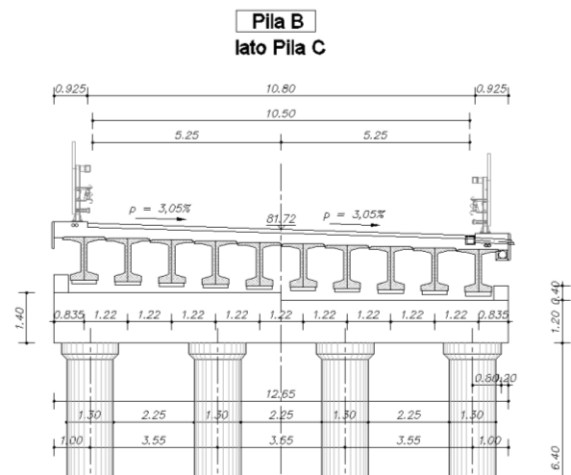
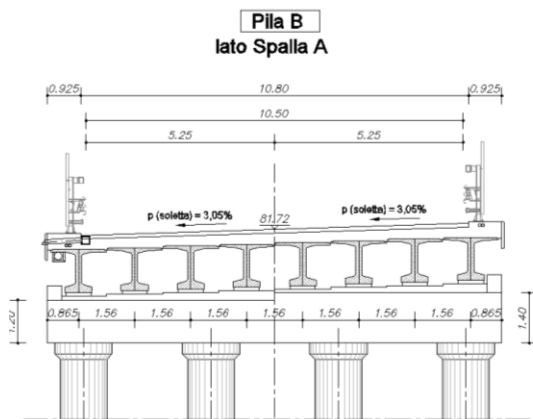
1 PREMESSA

Nell'ambito del Progetto Esecutivo relativo al "Completamento della variante generale alla S.P. n.569 e realizzazione delle varianti alla S.P. n.27 "Valle del Samoggia" e alla S.P. n.78 "Castelfranco - Monteveglio" nei Comuni di Bazzano e Crespellano" in Provincia di Bologna, si prevede la realizzazione di n.1 viadotto "Ponte SP 27 linea FER Casalecchio-Vignola" sulla Linea FER. Esso è costituito da n.3 campate in c.a.p. per il sovrappasso della linea ferroviaria in provincia di Bologna e con agenti i carichi accidentali dello "schema 1" delle NTC'08 e le azioni sismiche.

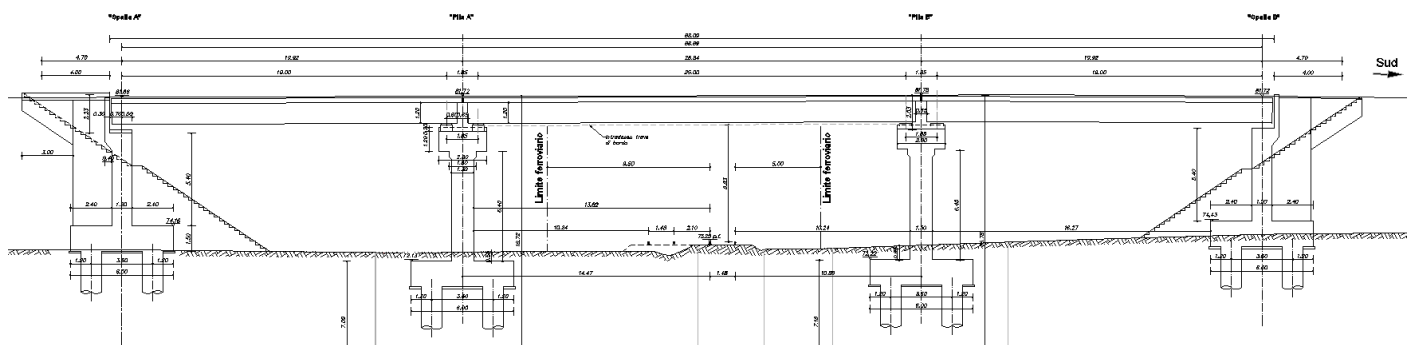


Vista aerea

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 5 di 189



Sezione trasversale



Sezione longitudinale

Le tre campate hanno luce di calcolo 19.00 e 25.00 m; la larghezza complessiva dell'impalcato è di 10.50+1.25x2 m.

Le travi hanno altezza di 1.20 m e sono n.10 interasse 1.22 m sulla ferrovia e n.8 interasse 1.56 m nelle campate laterali.

Per l'impalcato (soletta, travi e traversi) si rimanda alla relazione specifica.

Il sistema strutturale è costituito da luci di adeguata lunghezza e posti al di sopra della quota di progetto dell'asse stradale con franchi sufficienti. Le opere saranno adagate su un letto di calcestruzzo a basso dosaggio "magrone" di circa 15 cm. Le infrastrutture hanno la sezione per garantire un franco minimo per consentire il transito veicolare. Al di sopra dell'estradosso della soletta si realizza la pavimentazione stradale.

Per le indicazioni relative alle modalità di sostituzione degli appoggi e relativi martinetti si rimanda agli elaborati grafici. La presente relazione di calcolo prende in considerazione le azioni tipiche di una struttura viaria soggetta alle azioni di tipo stradale, con applicazione della Normativa sui ponti stradali *D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni*.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 6 di 189

2 NORMATIVA E RIFERIMENTI

- D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specifiche e criteri di conformità per cementi comuni”;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

2.1 Altri documenti

- CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 7 di 189

3 CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al *D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni)*, i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite.

3.1 Combinazioni di carico

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

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

I carichi sono denominati:

- ✓ G_k valore caratteristico del carico permanente, costituito dai pesi propri e dalla pressione del terreno;
- ✓ Q_k valore caratteristico di carichi accidentali di tipo stradale.
- ✓ E azione sismica

Come già anticipato, le verifiche sono tutte effettuate nei riguardi degli stati limite ultimi SLU, sismici SLV e di esercizio SLE.

Gli stati limite introducono dei coefficienti moltiplicativi γ sulle azioni di calcolo, generalmente maggiori dell'unità.

Parimenti per le resistenze dei materiali si introducono dei coefficienti riduttivi applicati alle resistenze dei materiali.

Combinazione fondamentale agli SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 8 di 189

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

$$\text{Frequente} \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Quasi permanente} \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Rara} \Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Nelle NTC sono contenute diverse tabelle con i coefficienti moltiplicativi da utilizzare per le varie combinazioni SLU ed SLE, si riporta quella per le azioni di calcolo SLU;

Tabella 6.2.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO γF	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
<i>Permanenti</i>	favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole		1.1	1.35	1.0
<i>Permanenti non strutturali</i>	favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.35	1.0
<i>Variabili</i>	favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3
<i>Variabili da traffico</i> (da Tab. 5.1.V NTC)	favorevole	γ_Q	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.35	1.35	1.15

3.1 Programma di calcolo

Di seguito si indicano (si riporta l'uscita del programma di calcolo per il modello strutturale) l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

PROSAP

Informazioni sul codice di calcolo	
Titolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2013-04-162)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara
Dati utente finale:	STIGEA s.r.l.
Codice Utente:	dsi2332
Codice Licenza:	Licenza dsi2332

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software **ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico**. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

Affidabilità dei codici utilizzati
2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm

Nel prosieguo si indicano tipo di analisi strutturale condotta (statico,dinamico, lineare o non lineare) e il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale nonché le metodologie seguite per la verifica o per il progetto-verifica delle sezioni. Si riportano le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti; le configurazioni studiate per la struttura in esame **sono risultate effettivamente esaustive per la progettazione-verifica**.

Tipo di analisi strutturale	
Statica lineare	SI
Statica non lineare	NO

Elaborato	Revisione	Data	
Ponte S.P27 Linea FER	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 10 di 189

Sismica statica lineare	NO
Sismica dinamica lineare	SI
Sismica statica non lineare (prop. masse)	NO
Sismica statica non lineare (prop. modo)	NO
Sismica statica non lineare (triangolare)	NO
Progetto-verifica degli elementi	
Progetto cemento armato	D.M. 14-01-2008
Azione sismica	
Norma applicata per l' azione sismica	D.M. 14-01-2008
Combinazioni dei casi di carico	
Tensioni ammissibili	NO
SLU	SI
SLV (SLU con sisma)	SI
SLC	NO
SLD	NO
SLO	NO
SLU terreno A1	NO
SLU terreno A2	NO
SLU terreno G	SI
Combinazione caratteristica (rara)	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente (SLE)	SI
SLA (accidentale quale incendio)	NO

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico).

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 11 di 189

$\mathbf{K} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{F}$ dove \mathbf{K} = matrice di rigidezza
 \mathbf{u} = vettore spostamenti nodali
 \mathbf{F} = vettore forze nodali

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo **TRUSS** (biella-D2)
- Elemento tipo **BEAM** (trave-D2)
- Elemento tipo **MEMBRANE** (membrana-D3)
- Elemento tipo **PLATE** (piastra-guscio-D3)
- Elemento tipo **BOUNDARY** (molla)
- Elemento tipo **STIFFNESS** (matrice di rigidezza)
- Elemento tipo **BRICK** (elemento solido)
- Elemento tipo **SOLAIO** (macro elemento composto da più membrane)

Modalità di presentazione dei risultati.			
La presente relazione, oltre a illustrare in modo esaustivo i dati in ingresso e i risultati delle analisi in forma tabellare, riporta una serie di immagini:			
per i dati in ingresso:			
•	modello solido della struttura		
•	numerazione di nodi e ed elementi		
•	configurazioni di carico statiche		
•	configurazioni di carico sismiche con baricentri delle masse e eccentricità		
per le combinazioni più significative (statisticamente più gravose per la struttura)			
•	configurazioni deformate		
•	diagrammi e involuppi delle azioni interne		
•	mappe delle tensioni		
•	reazioni vincolari		
•	mappe delle pressioni sul terreno		
per il progetto-verifica degli elementi			

Elaborato	Revisione		Data
Ponte S.P27 Linea FER	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 12 di 189

- diagrammi di armatura
- percentuali di sfruttamento
- mappe delle verifiche più significative per i vari stati limite

Informazioni generali sull'elaborazione e giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Si può pertanto asserire che l'elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Si allega al termine della presente relazione elenco sintetico dei controlli svolti (verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.) .

La presente relazione viene redatta in accordo con il D.M.14-01-2008 (NTC2008).

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 13 di 189

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

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

4.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni

Classe	C12/15
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 15 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 12 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	-
Classe di consistenza	S4 / S5
Copriferro minimo	-

4.2 Conglomerato cementizio pali

Classe	C28/35
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 28 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 15.87 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 1.89 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 1.33 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 0.88 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} = 16.80 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi Perm.)	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} = 12.60 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S4

4.3 Conglomerato cementizio strutturale fond. ed elevaz.

Classe	C32/40
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 18.13 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3.02 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2.12 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1.41 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} = 19.20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi Perm.)	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} = 14.40 \text{ N/mm}^2$

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 14 di 189

Classe di esposizione
Classe di consistenza

XC2 – XC4 – XF2
S4

4.4 Acciaio per cemento armato

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

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450/1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$

4.5 Copriferro minimo e copriferro nominale

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

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

La tolleranza di posizionamento delle armature h , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 5 mm. Considerata la Classe di esposizione ambientale dell'opera, si adotta un copriferro minimo pari a mm, pertanto $c_{nom} = \text{mm}$, valore valido per tutte le parti di struttura.

Il copriferro netto minimo considerato per le opere in oggetto è pari a 4 cm.

4.6 Aderenza barre in c.a.

Si valuta la condizione cautelativa di una struttura realizzata con calcestruzzo classe minima C25/30 e acciaio per c.a. B450C sfruttato al 70% con un diametro inferiore a $\varnothing 32 \text{ mm}$; seguono i seguenti valori minimi di lunghezza di ancoraggio per barre in zona tesa e compressa :

$$l_{min} = \frac{1}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \times \phi$$
$$l_{min} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_{min_zona_tesa}}{\phi} \rightarrow \frac{1}{4} \times \frac{450 \times 0.70}{\frac{2.5 \times 1 \times 0.7 \times 0.3 \times 25^{2/3}}{1.5 \times 1.5}} \\ \frac{l_{min_zona_compr}}{\phi} \rightarrow \frac{1}{4} \times \frac{450 \times 0.70}{\frac{2.5 \times 1 \times 0.7 \times 0.3 \times 25^{2/3}}{1.5}} \end{array} \right\}$$

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 15 di 189

$$I_{\min \text{ zona tesa}} = [56 \varnothing]_{100\%} = [40 \varnothing]_{70\%}$$

$$I_{\min \text{ zona compr}} = [38 \varnothing]_{100\%} = [30 \varnothing]_{70\%}$$

Come prescrizione minima, a meno di valutazioni specifiche, si adottano :

$$I_{\min \text{ zona tesa}} = 40 \varnothing$$

$$I_{\min \text{ zona compr}} = 30 \varnothing$$

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 16 di 189

5 PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE

Per le caratteristiche geo-meccaniche del terreno si sono assunte le seguenti quantità:

- Peso proprio terreno $\gamma_t = 19 \text{ KN/m}^3$
- Angolo di attrito interno $\phi = 30^\circ$
- Coesione $c = 0 \text{ KPa}$

Il coefficiente di spinta a riposo e attiva per il calcolo delle spinte del terreno vale:

- $K_0 = 1 - \sin\phi = 0.50$
- $K_a = 0.333$

Il modello del terreno di fondazione si assume essere secondo la teoria di *Winkler*.

La costante di sottofondo presa di riferimento per i calcoli è la seguente:

$$K_{w_v} = 2.00 \text{ daN/cm}^3$$

$$K_{w_v} = 5.00 \text{ daN/cm}^3$$

Si allega calcolo molle con modello alla Winkler in base alle caratteristiche del suolo e della struttura per due condizioni estremanti (sopra riportate) atte ad ottenere le azioni massime sulle fondazioni :

GEO Fondazione Superficiale _ Ks Winkler

File Azione

VALUTAZIONE DEL MODULO DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO
SECONDO VESIC' (1961)

File: 7\317_molle_v1.VES Data: 12-04-2013

LAVORO: GEO Fondazioni
Calcolo Geotecnico

DEFINIZIONE DEI PARAMETRI IN INGRESSO.

B = 5 (m) - Larghezza della Fondazione
H = 1 (m) - Spessore della Fondazione
J = 1,00000 (m⁴) - Momento di Inerzia della Sezione (1/12 BH³ sez. rettangolare)
Es = 85 (MN/m²) - Modulo elastico del suolo
 μ = 0.3 - Coefficiente di Poisson
Ef = 30000 (MN/m²) - Modulo elastico della fondazione

CALCOLO DI Ks

$K_s = 1/B * 0.65 * [(Es * B^4) / (Ef * J)]^{1/2} * Es / (1 - \mu^2)$
= 12,7351 (MN/m³)
= 1,2735 (daN/cm³)

DIFFERENZIAZIONE DI Ks PER FONDAZIONI A PLATEA, SECONDO BOWLES (1988)

Ks = 12,7351 (MN/m³) - Al centro della platea
Ks = 25,4702 (MN/m³) - Ai nodi di bordo degli elementi discreti
Ks = 19,1027 (MN/m³) - Valore Mediano

Programma GEOSLU

Molla k= 2 daN/cmc

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 17 di 189

GEO Fondazione Superficiale _ Ks Winkler

File Azione

VALUTAZIONE DEL MODULO DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO
SECONDO VESIC' (1961)

File: 7\317_molle_v1.VES Data: 12-04-2013

LAVORO: GEO Fondazioni
Calcolo Geotecnico

DEFINIZIONE DEI PARAMETRI IN INGRESSO.

B = 4 (m) - Larghezza della Fondazione
H = 1 (m) - Spessore della Fondazione
J = 0.3333 (m⁴) - Momento di Inerzia della Sezione (1/12 BH³ sez. rettangolare)
Es = 150 (MN/m²) - Modulo elastico del suolo
μ = 0.3 - Coefficiente di Poisson
Ef = 30000 (MN/m²) - Modulo elastico della fondazione

CALCOLO DI Ks

$$K_s = 1/B * 0.65 * [(E_s * B^4) / (E_f * J)]^{1/2} * E_s / (1 - \mu^2)$$

= 29,9638 (MN/m³)
= 2,9964 (daN/cm³)

DIFFERENZIAZIONE DI Ks PER FONDAZIONI A PLATEA, SECONDO BOWLES (1988)

Ks = 29,9638 (MN/m³) - Al centro della platea
Ks = 59,9277 (MN/m³) - Ai nodi di bordo degli elementi discreti
Ks = 44,9458 (MN/m³) - Valore Mediano

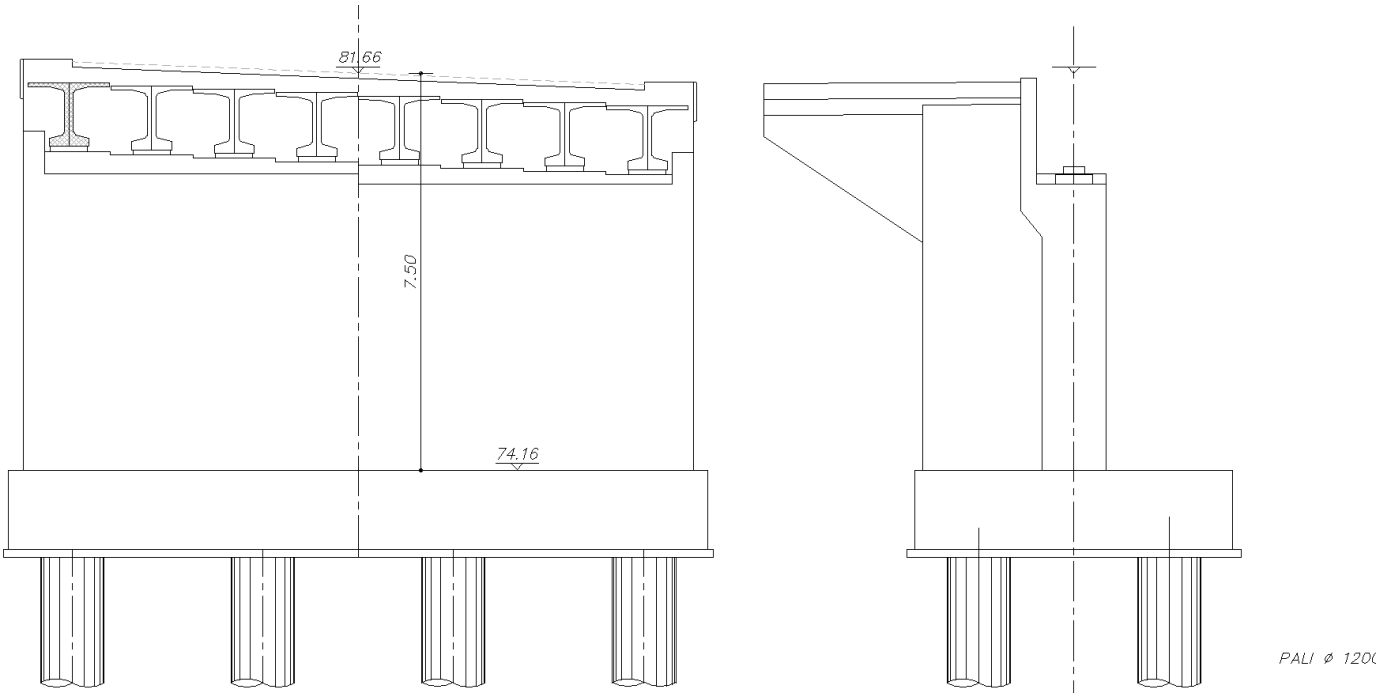
Programma GEOSLU

Molla k= 5 daN/cmc

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 18 di 189

6 GEOMETRIA DELLE SEZIONI TIPO

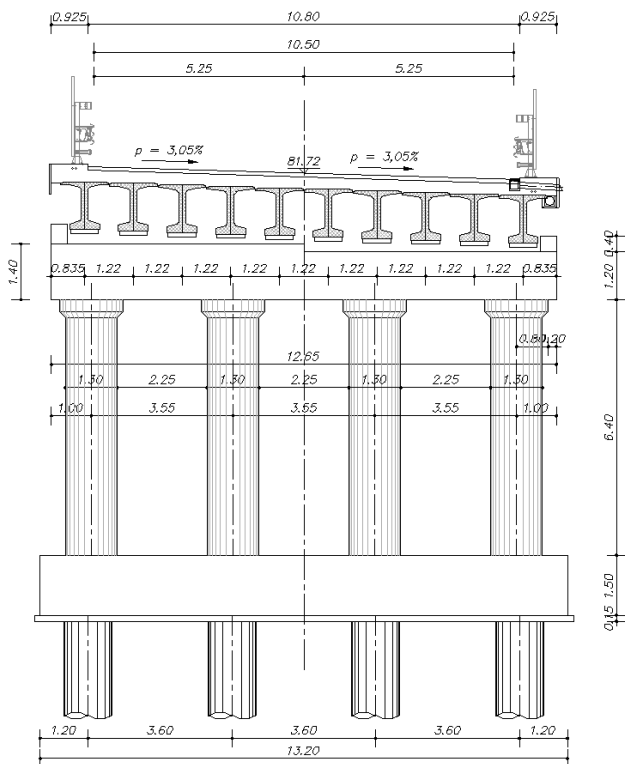
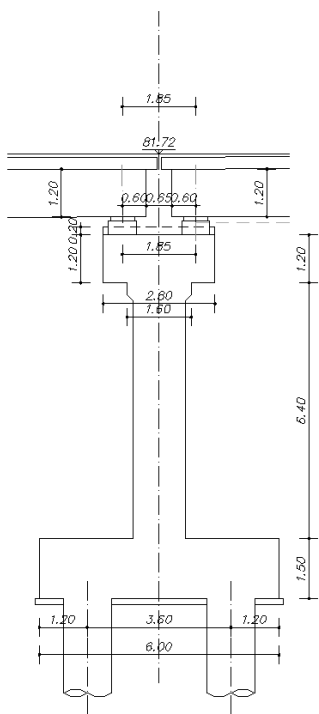
SEZIONE Spalla



La sezione tipo ha i seguenti spessori: 150 cm plinto, 120 cm elevazione e 30 cm paraghiaia.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 19 di 189

SEZIONE Pila



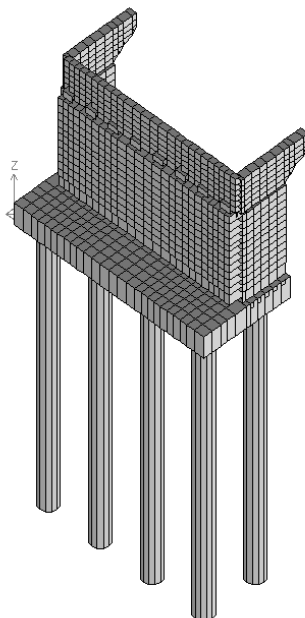
La sezione tipo ha i seguenti spessori: 150 cm plinto, 130 cm elevazione e 30 cm paraghiaia.

Elaborato	Revisione		Data
Ponte S.P27 Linea FER	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 20 di 189

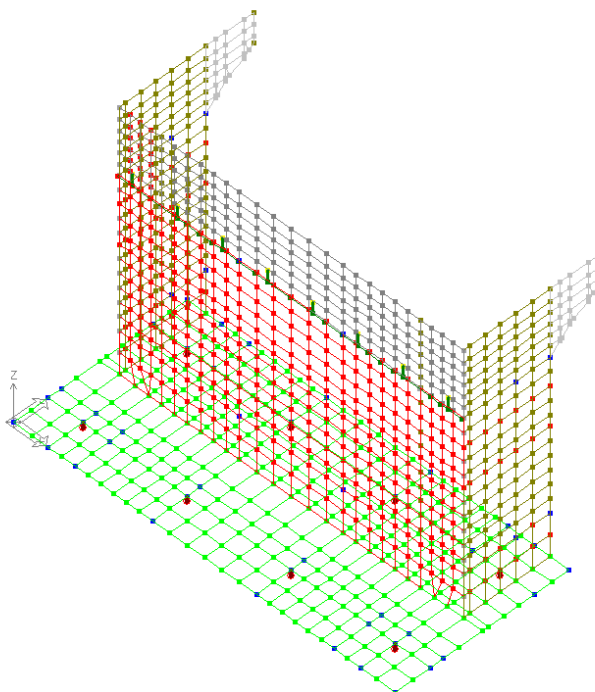
6.1 Modellazione adottata

Si riportano delle immagini con la modellazione adottata per l'analisi agli elementi finiti:

SPALLA



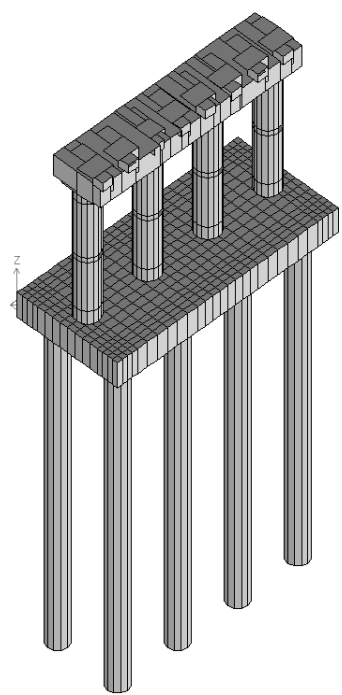
Rendering



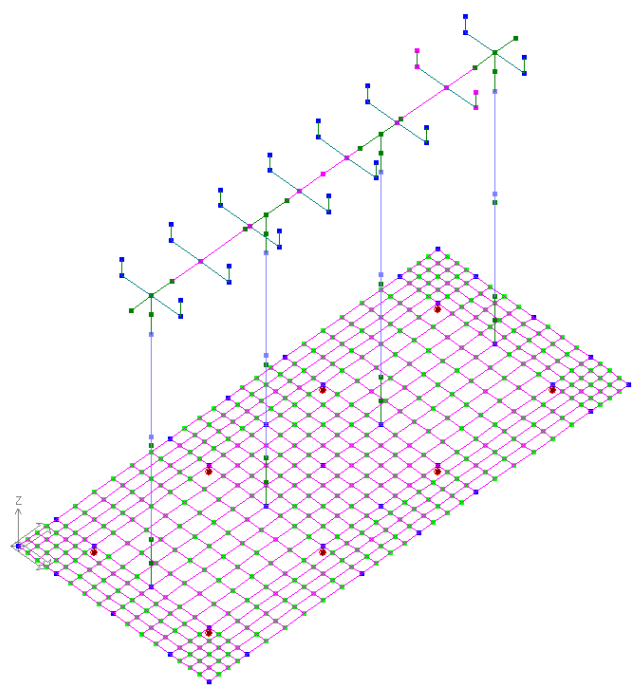
Modello FEM 3D

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 21 di 189

PILA



Rendering



Modello FEM 3D

Il vincolo alla base è realizzato con pali con molle alla Winkler, in particolare si tratta di beam immerso in suolo elastico multistrato alla Winkler.

Elaborato	Revisione	Data	
Ponte S.P27 Linea FER	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 22 di 189

Si sono adottati n. due modelli FEM distinti per impalcato e spalla-pila; per l'analisi della spalla si sono applicate le forze derivanti dai carichi gravanti sull'impalcato, le quali vengono successivamente trasformate in masse per l'analisi modale. Data l'elevata rigidità di spalla e impalcato si ritengono trascurabili i modi associati ai moti rotazionali dell'impalcato il quale tende a manifestarsi come un piano rigido senza mutare il comportamento dei modi della spalla.

Il modello dell'impalcato è implementato in ENG 8.31 e nel post-processor GRID per l'analisi di geometrie in pianta a parallelogramma. Le azioni sismiche per le verifiche delle strutture portanti dell'impalcato non sono dimensionanti rispetto alle azioni di peso proprio, carichi permanenti e carichi da traffico.

In particolare per generare le azioni da applicare al modello della spalla si adotta un foglio di calcolo che partendo dalla geometria e dei carichi di normativa genera le azioni da applicare agli appoggi del modello della spalla e la matrice delle combinazioni relative alle NTC'08.

Si conclude osservando che le masse associate ai modi significativi relativi al modello della sola spalla e di spalle e impalcato sono del tutto analoghe, quindi si può procedere nell'analisi adottando il modello della sola spalla-pila in cui si supera l'85% minimo di masse associate ai modi analizzati da normativa ed in particolare tutti i modi principali risultano considerati.

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 23 di 189

7 ANALISI DEI CARICHI

Seguono le analisi dei carichi per spalle e pile.

Per l'analisi della geometria e dei carichi agenti sulla struttura si è adottato un foglio di calcolo (di cui si riportano le parti essenziali) che conduce alle azioni da applicare agli appoggi del modello FEM ed alla matrice delle combinazioni.

Le unità di misura sono per le forze "kN", per le distanze "m" e segue per i momenti "kNm", se non diversamente indicato.

L'analisi parte dall'input della geometria e carichi (peso proprio, permanenti, corsie da traffico, vento, frenamento, attrito, centrifuga, sismica, urto e spinte di terreno-carico accidentale e sismica) dell'impalcato (considerando le eccentricità trasversali di pesi propri, permanenti e accidentali e la mobilità dei carichi da traffico anche in senso longitudinale per ottenere le condizioni di verifica più sfavorevoli), per procedere quindi con l'analisi delle permutazioni delle corsie di carico da traffico (eccentricità massima o sforzo normale massimo) sino ad ottenere le combinazioni di verifica relative alla normativa NTC'08.

Seguono le visualizzazioni principali dal foglio di calcolo sopra citato :

Premesse e cautele :			
N.B. :			
1)	Il foglio funziona per ponti di 1° Categoria (non 2° e 3° tipo passerelle pedonali) !!!!!		
2)	si inserisce in PILA la geom. dell'impalcato		
3)	si inserisce parte della geom. Nella spalla SOLO se si calcola una spalla		
4)	inserire le ordinate dello spettro di risposta $S_d(q_{strutt}, T_{opera})$ nel foglio COMB per spalla e pila		
5)	nelle matrici "CASI-CAR" va copiato il caso in esame per PALI e BASE-ELEV		
6)	nelle matrici "COMB_spalla" e "COMB_pila" va copiato il set di gamma in uso		
7)	nelle matrici "Ver-N_pali-elevaz" vanno copiati i valori massimi in analisi per PALI e BASE-ELEV		
8)	Per il sisma corretto vanno messi i fattori long, trasv e vert. in "COMB_spalla" e "COMB_pila" a destra		
9)	vanno inseriti i valori con carattere rosso		
10)	per scegliere approccio A1 o approccio A2 nel foglio COMB pila o spalla copiare i valori a destra della matrice		

Premesse

Elaborato	Revisione	Data	
Ponte S.P27 Linea FER	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 24 di 189

7.1 Analisi dei carichi spalla

Segue l'analisi della spalla.

7.1.1 Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali (g1)

I peso propri della struttura elaborati in automatico dal programma di calcolo.

Sono esplicitati nel foglio di calcolo già sopra riportato e in seguito riportati come carichi del modello FEM.

7.1.2 Carichi permanenti portati (g2)

I carichi permanenti portati (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali, rinfianchi e simili) risultano i seguenti :

Barriere di sicurezza $Q_{barr_sic} = 1.50 \text{ kN/m}$

Parapetti $Q_{parap} = 0.50 \text{ kN/m}$

Veletta in c.a. $Q_{veletta} = 1.00 \text{ kN/m}$

CARICHI PERMANENTI					
campata 1	N		e		$M_{trav} = N \times e$
pavimentazione	334,05	x	0,000	=	0,00
soletta	889,92	x	0,000	=	0,00
travi	899,34	x	0,000	=	0,00
traversi	148,50	x	0,000	=	0,00
marciapiede sinistro	38,63	x	-5,900	=	-227,89
marciapiede destro	38,63	x	5,900	=	227,89
finiture in sinistra	30,90	x	-5,900	=	-182,31
finiture in destra	30,90	x	5,900	=	182,31
-	-		-		-
	2410,86		0,000		0,00
-	-		-		-
campata 2	N		e		$M_{trav} = N \times e$
pavimentazione	405,41	x	0,000	=	0,00
soletta	1080,00	x	0,000	=	0,00
travi	1365,45	x	0,000	=	0,00
traversi	148,50	x	0,000	=	0,00
marciapiede sinistro	46,88	x	-5,900	=	-276,56
marciapiede destro	46,88	x	5,900	=	276,56
finiture in sinistra	37,50	x	-5,900	=	-221,25
finiture in destra	37,50	x	5,900	=	221,25
-	-		-		-

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 27 di 189

	3168,11	0,00	0,00
-			-

7.1.3 Altre azioni permanenti (g3)

Le spinte delle terre ed idrauliche sono presenti sulla struttura in oggetto :

La spinta idraulica non è agente sulla struttura in oggetto.

SPINTA DEL TERRENO LONG.					
coeff.spinta attiva	0,333				
coeff.spinta riposo	0,5				
altezza terreno tot	6,8 m				
Altezza terreno elav.	5,3 m	H			Mlong.
Elevaz. Alla base	spinta a riposo	1787,93	x	1,77	3158,67
	spinta attiva	1190,76	x	1,77	2103,68
Plinto	spinta a riposo	2943,18	x	2,27	6671,20
	spinta attiva	1960,16	x	2,27	4443,02

SOVRACCARICO ACC. LONG.		H			Mlong.
Base Elevaz.	20 kN/m ²	472,99	x	2,65	1253,43
Plinto	valore del sovraccarico	20 kN/m ²	606,86	x	3,4
					2063,32

7.1.4 Effetti reologici: ritiro del calcestruzzo (ε2)

Gli effetti del ritiro non sono dimensionanti per la struttura in oggetto.

7.1.5 Azioni Variabili da Traffico

Il ponte è stato studiato facendo riferimento ai carichi dati dal D.M. 14.01.2008 per i ponti di 1^a Categoria, secondo quanto previsto dalle NTC 2008 par. 5.1.3.3, di cui seguono gli estratti.

Le larghezze *w* delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nella figure sottostanti tratte dalle Norme Tecniche. Se non diversamente specificato, qualora la carreggiata di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:

- se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.
- se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 28 di 189

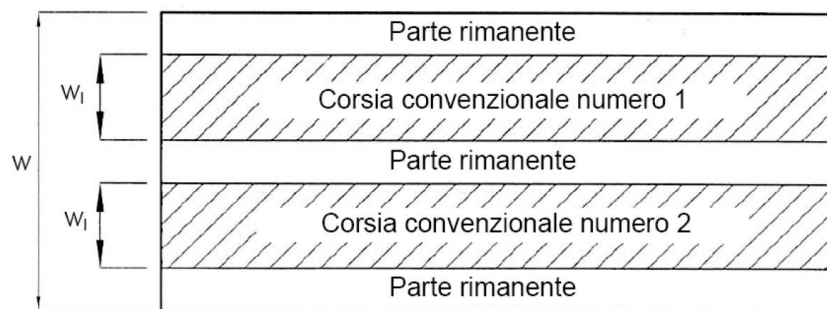


Tabella 5.1.I - Numero e Larghezza delle corsie

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc. Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applicano gli Schemi di Carico definiti nel seguito per una lunghezza e per una disposizione longitudinale, tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

Si riportano di seguito gli schemi di carico considerati. Essi definiscono le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici:

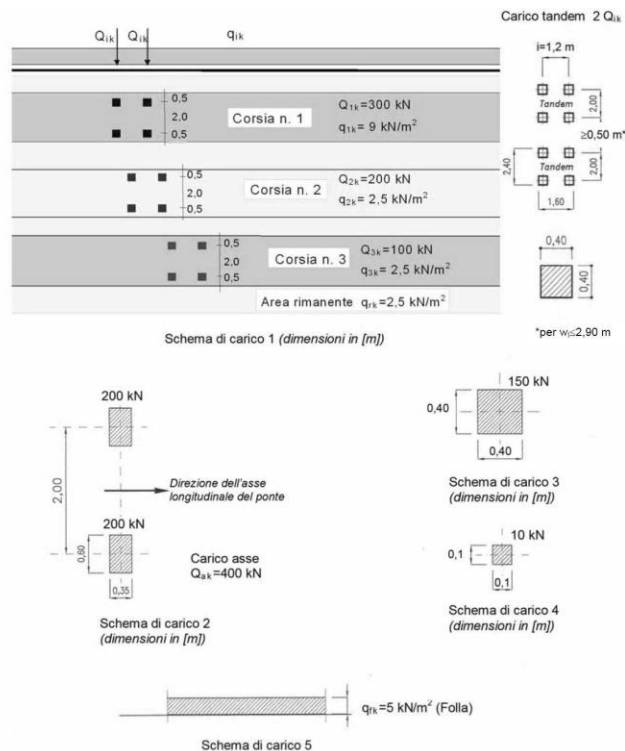
SC1 -Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

SC2 -Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

SC4 -Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

SC5 -Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di $5,0 \text{ kN/m}^2$. Il valore di combinazione è invece di $2,5 \text{ kN/m}^2$. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 29 di 189



Sovraccarico sui marciapiedi:

il sovraccarico della folla è pari a $q_{fk} = 5 \text{ kN/mq}$

Si determinano i valori caratteristici delle azioni dovute al traffico secondo la tabella 5.1.IV delle Norme Tecniche 2008:

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

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

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

Q1k =	300,00 kN	q1k =	9,00 kN/mq	Carichi NTC 2008
Q2k =	200,00 kN	q2k =	2,50 kN/mq	
Q3k =	100,00 kN	qrk = q3k	2,50 kN/mq	

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 30 di 189

=			
$\Delta q_{1k}=q_{1k}$			
Qfk =	5,00 kN/mq	-qrk	6,50 kN/mq

Stesa di carico COND.1 e COND.2 :			COND. 1 (parz): 1 o 2 colonne di carico
			COND. 2 (tot) : 2 o 3 colonne di carico
Q2k (66% di Q1k)	1,00	0,00	
Q3k (33% di Q1k)	0,00	1,00	
100%(Qfk)	1,00	1,00	

CARICHI ACCIDENTALI		I carichi sono ancora al netto del coefficiente dinamico			
1 campata carica L=		20,60			
condizione 1		N			
Qfk =	SX	51,50	x	-5,900	= M _{trasv} = N x e
Q1k =		582,52	x	-3,450	= -2009,71
Q2k = 66% di Q1k =		388,35	x	0,000	= 0,00
Q3k = 33% di Q1k =		0,00	x	3,450	= 0,00
qrk (di Q1k Q2k e Q3k) =		183,47	x	-1,838	= -337,12
Dq1k=q1k-qrk		200,85	x	-3,450	= -692,93
		-			-
	$\phi = 1,000$	1			
		406,69		-2,377	-3 343,62
		-			-
condizione 2		N			
		1406,6		e	M _{trasv} = N x e
come caso COND.1		9	x	=	-3343,62
Qfk =		51,50	x	5,900	= 303,85
Q3k = 33% di Q1k =		194,17	x	3,450	= 669,90
qrk (di Q1k Q2k e Q3k) =		94,63	x	3,563	= 337,12
		-			-
	$\phi = 1,000$	1747,0			
		0		-1,164	-2032,74
		-			-

7.1.6 Azione di neve e vento (q5)

Si riporta dalla normativa (par. 5.1.3.7) :

Per le azioni da neve e vento vale quanto specificato al Cap. 3.

L'azione della neve è trascurabile rispetto all'azione dei carichi accidentali mobili.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 31 di 189

Carichi neve e vento - 2 S.I. s.r.l.

File Relazione Informazioni su...

Localizzazione intervento

Regione: EMILIA-ROMAGNA

Provincia: BOLOGNA

Località: BAZZANO

Ricerca

Altitudine s.l.m. (m): 93.00

Normativa di riferimento

☒ D.M. 14/01/2008 (N.T.C.)

☐ D.M. 16/01/1996

Unità di misura

☒ Unità peso = kN

☐ Unità peso = daN

Neve

Vento

Impostazione dati di calcolo

Impostazione dati di calcolo

Neve - Zona: I - Mediterranea

Vento - Zona: 2 - Emilia Romagna

Vento

Htrave = 1,20 m

S soletta = 0,27 m

S coppella = 0,00 m

h imp + solett = 1,47 m

S pavim = 0,10 m

H mezzo in transito = 3,00 m

H inv = 4,57 m

Regione = Emilia Romagna

Zona = 2

as = 1,00 m

ao = 750,00 m

ka = 0,015 1/s

v_{bo} = 25,00 m/sec

v_b = v_{bo} + k_a x (a_s - a_o) = 25,00 m/sec

q_{ref} = 390,63 N/mq

0,39 kN/mq

Classe di rugosità = D

Categoria esposizione = II

Kr = 0,19

Ct = 1,00

Zo = 0,05 m

Zmin = 4,00 m

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 32 di 189

Calcolo c_1 (EN1991-1-4) pag. 37 :

$$\begin{aligned} B &= 13,00 \text{ m} \\ D_{\text{tot}} = H_{\text{inv}} &= 4,57 \text{ m} \\ B / D_{\text{tot}} &= 2,84 \\ c_1 &= 1,80 \end{aligned}$$

Si conclude :

$$\begin{aligned} C_p &= 1,00 \\ C_d &= 1,00 \\ C_e &= 2,21 \\ C_t &= 1,00 \\ C_l(\text{EN1991-1-4}) &= 1,80 \\ q_b &= 0,39 \text{ kN/mq} \\ P_v &= 1,55 \text{ kN/mq} \\ H_{\text{car}} &= 4,57 \text{ m} \\ H_{\text{scar}} &= 1,57 \text{ m} \\ F_{\text{trasv_vento_car}} &= 7,10 \text{ kN/m} \\ b_{\text{car}} &= 2,29 \text{ m} \\ M_{\text{car}} &= 16,23 \text{ kNm/m} \\ F_{\text{trasv_vento_scar}} &= 2,44 \text{ kN/m} \\ b_{\text{scar}} &= 0,79 \text{ m} \\ M_{\text{scar}} &= 1,92 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Si adotta a favore di sicurezza la pressione del vento pari a 2.50 kN/mq.

7.1.7 Resistenze passive dei vincoli: azione di attrito degli appoggi (q_7)

Si assume un'aliquota pari al 3% dei carichi verticali permanenti:

Resistenza parassita apparecchi d'appoggio

$$H = 0,03 \cdot (N_{\text{pp}} + N_{\text{perm}})$$

$$\begin{aligned} Q_{N_{\text{pp}} + N_{\text{perm}}} &= 3\,088,12 \text{ kN} \\ L &= 26,20 \text{ m} \\ B &= 13,00 \text{ m} \end{aligned}$$

$$H_{\text{attrito_tot}} = 92,64 \text{ kN}$$

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 33 di 189

7.1.8 Azione di frenamento (q3)

Si riporta dalla normativa (par. 5.13.5) :

Azione di frenatura (ponti 1° cat.)

$$H_f = 0.6 \cdot 2 \cdot Q_{1k} + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_l \cdot L < 900 \text{ kN}$$

$w_l =$	3,00	m
$Q_{1k} =$	300,00	kN
$q_{1k} =$	9,00	kN/m
$L_{tot} =$	26,20	m
$H_{x_long_fren} =$	430,74	kN
$H_{x_fren_calc} =$	430,74	kN

7.1.9 Azione centrifuga (q4)

Si riporta dalla normativa (par. 5.1.3.6) :

Azione centrifuga

	$R_{curva} =$	9 999 999,00	m
	$Q_v =$	$= \sum_i 2 \cdot Q_{ik}$	
	$Q_{ik} =$	600,00	kN
	$Q_v =$	1 200,00	kN
Se $R < 200 \text{ m}$	$Q_{v,1} =$	240,00	kN
$200 \leq R \leq 1500 \text{ m}$	$Q_{v,2} =$	0,00	kN/m
		$= 40 \times 2 \times Q_{ik} / R$	
$R > 1500 \text{ m}$	$Q_{v,3} =$	0,00	kN/m
	$H_{y_centrif_calc} =$	0,00	kN/m

7.1.10 Variazioni termiche (ε3)

Segue la valutazione delle azioni per l'azione di differenza di temperatura differenziale ed uniforme fra trave e soletta :

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 34 di 189

Var. uniforme $\Delta T_{\text{unif}} = \pm 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Var. differenziale $\Delta T_{\text{diff}} = \pm 5 \text{ }^{\circ}\text{C}$

7.1.11 Cedimenti appoggi ($\epsilon 4$)

Essendo la struttura isostatica i cedimenti non generano azioni interne ma solo deformazioni compatibili con lo schema di vincolo.

7.1.12 Scorrimenti viscosi ($\epsilon 2$)

Non sono dimensionanti per la struttura in oggetto.

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 35 di 189

7.2 Analisi dei carichi pila

Segue l'analisi della pila (in analogia con quanto già riportato per la spalla).

7.2.1 Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali (g1)

I peso propri della struttura elaborati in automatico dal programma di calcolo.

Sono esplicitati nel foglio di calcolo già sopra riportato e in seguito riportati come carichi del modello FEM.

7.2.2 Carichi permanenti portati (g2)

I carichi permanenti portati (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali, rinfianchi e simili) risultano i seguenti :

<u>Campata 1 :</u>	L =	20,60				
pavimentazione			334,05	x	0,000	= 0,00
soletta			889,92	x	0,000	= 0,00
travi			899,34	x	0,000	= 0,00
traversi			148,50	x	0,000	= 0,00
marciapiede sinistro			38,63	x	-5,900	= -227,89
marciapiede destro			38,63	x	5,900	= 227,89
finiture in sinistra			30,90	x	-5,900	= -182,31
finiture in destra			30,90	x	5,900	= 182,31
			-		-	
$\Phi =$	1,000		2410,86		0,000	= 0,00
			-		-	
<u>Campata 2 :</u>	L =	25,00				
pavimentazione			405,41	x	0,000	= 0,00
soletta			1080,00	x	0,000	= 0,00
travi			1285,46	x	0,000	= 0,00
traversi			148,50	x	0,000	= 0,00
marciapiede sinistro			46,88	x	-5,900	= -276,56
marciapiede destro			46,88	x	5,900	= 276,56
finiture in sinistra			37,50	x	-5,900	= -221,25
finiture in destra			37,50	x	5,900	= 221,25
			-		-	
$\Phi =$	1,000		3088,12		0,000	= 0,00
			-		-	

7.2.3 Altre azioni permanenti (g3)

Le spinte delle terre ed idrauliche non sono presenti sulla struttura in oggetto.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 36 di 189

7.2.4 Effetti reologici: ritiro del calcestruzzo (ϵ_2)

Gli effetti del ritiro non sono dimensionanti per la struttura in oggetto.

7.2.5 Azioni Variabili da Traffico

Sono i seguenti :

Q1k =	300,00 kN	q1k =	9,00 kN/mq	Carichi NTC 2008
Q2k =	200,00 kN	q2k =	2,50 kN/mq	
Q3k =	100,00 kN	qrk = q3k =	2,50 kN/mq	
Qfk =	5,00 kN/mq	$\Delta q1k = q1k - qrk$	6,50 kN/mq	

Stesa di carico COND.1 e COND.2 :		
Q2k (66% di Q1k)	1,00	0,00
Q3k (33% di Q1k)	0,00	1,00
100%(Qfk)	1,00	1,00

COND. 1 (parz): 1 o 2 colonne di carico

COND. 2 (tot) : 2 o 3 colonne di carico

1 CAMPATA CARICA (L = 20,60 metri)

condizione 1

Qfk =	SX	51,50 x	-5,900 =	-303,85
Q1k =		582,52 x	-3,450 =	-2009,71
Q2k = 66% di Q1k =		388,35 x	0,000 =	0,00
Q3k = 33% di Q1k =		0,00 x	3,450 =	0,00
qrk (di Q1k Q2k e Q3k) =		183,47 x	-1,838 =	-337,12
$\Delta q1k = q1k - qrk$		200,85 x	-3,450 =	-692,93

$\Phi =$	1,000	1 406,69	-2,377	-3 343,62
----------	-------	----------	--------	-----------

condizione 2

come caso COND.1		1406,69 x	=	-3343,62
Qfk =	DX	51,50 x	5,900 =	303,85
Q3k = 33% di Q1k =		194,17 x	3,450 =	669,90
qrk (di Q1k Q2k e Q3k) =	parte mancante	94,63 x	3,563 =	337,12

$\Phi =$	1,000	1747,00	-1,164	-2032,74
----------	-------	---------	--------	----------

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 37 di 189

2 CAMPATE CARICHE (L =

45,60 metri)

(campata di lunghezza
condizione 1

20,60 metri)

Qfk =	SX	51,50	x	-5,900	=	-303,85
Q1k =		291,26	x	-3,450	=	-1004,85
Q2k = 66% di Q1k =		194,17	x	0,000	=	0,00
Q3k = 33% di Q1k =		0,00	x	3,450	=	0,00
qrk (di Q1k Q2k e Q3k) =		183,47	x	-1,838	=	-337,12
$\Delta q1k=q1k-qrk$		200,85	x	-3,450	=	-692,93

$\Phi =$ 1,000 921,26 -2,539 -2338,76

(campata di lunghezza
condizione 1

25,00 metri)

Qfk =	SX	62,50	x	-5,900	=	-368,75
Q1k =		292,80	x	-3,450	=	-1010,16
Q2k = 66% di Q1k =		195,20	x	0,000	=	0,00
Q3k = 33% di Q1k =		0,00	x	3,450	=	0,00
qrk (di Q1k Q2k e Q3k) =		222,66	x	-1,838	=	-409,13
$\Delta q1k=q1k-qrk$		243,75	x	-3,450	=	-840,94

$\Phi =$ 1,000 1016,91 -2,585 -2628,98

condizione 2

(campata di lunghezza

20,60 metri)

come caso COND.1		921,26	x		=	-2338,76
Qfk =	DX	51,50	x	5,900	=	303,85
Q3k = 33% di Q1k =		97,60	x	3,450	=	336,72
qrk (di Q1k Q2k e Q3k) =	parte mancante	94,63	x	3,563	=	337,12

$\Phi =$ 1,000 1164,99 -1,168 -1361,07

(campata di lunghezza

25,00 metri)

come caso COND.1		1016,91	x		=	-2628,98
Qfk =	DX	51,50	x	5,900	=	303,85
Q3k = 33% di Q1k =		97,60	x	3,450	=	336,72
qrk (di Q1k Q2k e Q3k) =	parte mancante	114,84	x	3,563	=	409,13

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 38 di 189

$\Phi =$

1,000

-

1280,85

-1,233

-

-1579,28

-

-

7.2.6 Azione di neve e vento (q5)

Sono i seguenti :

Pressione del vento =
azione del vento

2,50 kN/mq

Da calc. in base
a zona e quota
(è caut.)

altezza ingombro impalcato scarico

1,8

altezza ingombro impalcato carico

4,62

coefficiente forma

1,00

impalcato scarico

100,89

1 campata carica

55,31

118,97

174,28

2 campate cariche

263,34

altezza baggioli e appoggi

0,30

braccio impalcato scarico (pulvino)

1,19

braccio impalcato carico (pulvino)

2,61

7.2.7 Resistenze passive dei vincoli: azione di attrito degli appoggi (q7)

Si assume un'aliquota pari al 3% dei carichi verticali permanenti:

attrito agli appoggi

percentuale di attrito 3 %

3,00%

72,33

7.2.8 Azione di frenamento (q3)

Si riporta dalla normativa (par. 5.13.5) :

frenamento	stesa per frenamento (1 campata)		20,60
	stesa per frenamento (2 campate)		20,60
	frenamento (1 campata)	415,62	415,62
	frenamento (2 campate)	415,62	415,62
	braccio (pulvino)		0,30

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 39 di 189

7.2.9 Azione centrifuga (q4)

E' già stata riportata.

7.2.10 Variazioni termiche (ε3)

E' già stata riportata.

7.2.11 Cedimenti appoggi (ε4)

Essendo la struttura isostatica i cedimenti non generano azioni interne ma solo deformazioni compatibili con lo schema di vincolo.

7.2.12 Scorrimenti viscosi (ε2)

Non sono dimensionanti per la struttura in oggetto.

7.2.13 Urto ferroviario

Si riporta la normativa ferroviaria vigente :

1.5.2.1.2 DERAGLIAMENTO AL DI SOTTO DEL PONTE

All'occorrenza di un deragliamento può verificarsi il rischio di collisione fra i veicoli deragliati e le strutture adiacenti la ferrovia. Pertanto, nel posizionamento degli elementi strutturali in adiacenza della ferrovia, **ad eccezione delle gallerie artificiali a parete continua**, occorre prevedere delle distanze minime rispetto al binario in modo da ridurre gli effetti conseguenti ad una simile evenienza. A tal fine, in figura 1.5.2.1.2 sono individuate delle zone di rispetto la cui ampiezza è fornita dalla distanza "a" dall'asse del binario più vicino, misurata perpendicolarmente all'asse del binario medesimo; per tali zone sono previste differenti caratteristiche costruttive. In particolare, **per linee alimentate in corrente continua**, si individuano:

ZONA F - avente $a \leq 3.5$ m, caratterizzata da inedificabilità assoluta;

ZONA G₁ - avente $3.5 < a \leq 4.0$ m in tale zona sono da prevedersi setti continui con spessore minimo $S=100$ cm e larghezza L almeno uguale al 60% della larghezza dell'impalcato sovrappassante la ferrovia con un minimo di $L=4.0$ m;

ZONA G₂ - avente $4.0 < a \leq 4.50$ m; in tale zona sono consentite, le tipologie ammesse nella fascia precedente con spessore minimo pari a $S=80$ cm, e la realizzazione di pilastri massicci di dimensione minima pari a 150 cm nella direzione parallela e 100 cm nella direzione ortogonale ai binari;

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 40 di 189

ZONA G₃ - avente $a > 4.50$ m; in tale zona sono consentite, in aggiunta alle tipologie ammesse nelle fasce precedenti, le realizzazioni di pilastri isolati.

Per le linee alimentate in corrente alternata, oltre a quanto sopra specificato, occorrerà effettuare le verifiche di franco elettrico orizzontale del circuito di ritorno della T.E. per quanto riguarda l'ubicazione degli elementi strutturali.

In nessun caso sono ammesse pile incernierate alla base.

Ove un sostegno interessi più zone, lo stesso andrà dimensionato sulla base delle prescrizioni più restrittive (parte "A" dell'esempio in figura 1.5.2.1.2).

Qualora le opere siano ubicate in zone interessate da piani regolatori di stazione o da tratti di linea in base ai quali sia previsto l'aumento del numero dei binari, l'ampiezza delle luci e la loro disposizione dovranno essere valutate in modo da consentire l'attuazione delle future sistemazioni, senza restrizioni.

In ogni caso, gli elementi verticali di sostegno dovranno essere progettati in modo da resistere all'azione delle seguenti forze statiche:

- 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.

Queste forze dovranno essere applicate a 1.80 m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

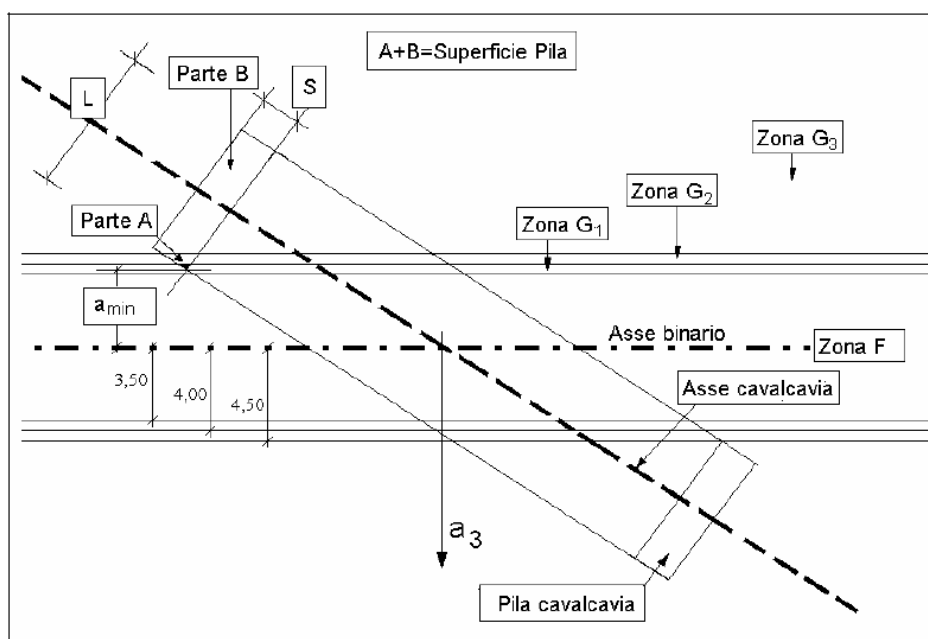


Fig. 1.5.2.1.2 - Zone di rispetto orizzontali

Si sono adottati i carichi sopra riportati (azioni orizzontali non concomitanti) nel modello di calcolo per l'urto ferroviario in base alla normativa vigente.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 41 di 189

7.3 Azioni sismiche (q6)

Si riportano i parametri sismici adottati.

Comune: Bazzano

Provincia: Bologna

Coordinate geografiche:

Long. (E) = 11°,1425

Latit. (N) = 44°,5273



Per la spalla :

$$q_x = q_y = q_z = 1.00$$

Per la pila :

$$q_x = q_y = 1.50$$

$$q_z = 1.00$$

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 42 di 189

Parametri NTC'08 :

Aztec Informatica ® * Aztec Sisma 10.0

Ricerca il Comune

n°	Comune	Prov	Latitudine	Longitudine

Località

Comune

Provincia

Regione

Latitudine

44,5273000

Longitudine

11,1425000

< Indietro

Avanti >

Informazioni azienda

Esegui nuovo calcolo >>

Chiudi

Aztec Informatica s.r.l. * Corso Umberto, 43 * 87050 Casole Bruzio (CS) * www.aztec.it

Aztec Informatica ® * Aztec Sisma 10.0

Tipo Opera

Tipo di costruzione

☐ Opere provvisorie

☒ Opere ordinarie, opere infrastrutturali di importanza normale

☐ Grandi opere di importanza strategica

Vita Nominale - V_N

50

 anni

Classe d'uso

☐ I - Presenza occasionale di persone

☐ II - Normali affollamenti, industrie non pericolose

☐ III - Affollamenti significativi, industrie pericolose

☒ IV - Opere strategiche, industrie molto pericolose

Vita di Riferimento - V_R

100

 anni

< Indietro

Avanti >

Informazioni azienda

Esegui nuovo calcolo >>

Chiudi

Aztec Informatica s.r.l. * Corso Umberto, 43 * 87050 Casole Bruzio (CS) * www.aztec.it

Aztec Informatica ® * Aztec Sisma 10.0

Parametri sismici

	T_R [anni]	a_g [m/s ²]	F_0 [--]	T_C^* [s]
SLO	45	0,600	2,499	0,268
SLD	75	0,743	2,486	0,277
SLV	712	1,834	2,396	0,311
SLC	1462	2,320	2,425	0,317

ID Punto 1 = 16728

ID Punto 2 = 16506

ID Punto 3 = 16505

ID Punto 4 = 16727

Dati sismici rilevati correttamente.

16505

16506

16727

16728

< Indietro

Avanti >

Informazioni azienda

Esegui nuovo calcolo >>

Chiudi

Aztec Informatica s.r.l. * Corso Umberto, 43 * 87050 Casole Bruzio (CS) * www.aztec.it

Elaborato	Revisione		Data
Ponte S.P27 Linea FER	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 43 di 189

Per la determinazione dell'azione sismica agente sulla struttura si sono considerate le seguenti ipotesi di calcolo:

- Vita utile $V_u = 50$ anni
- Classe d'uso tipo IV con $C_u = 2.00$
- $V_r = 100$ anni
- Categoria sottosuolo: C
- Pendenza dei pendii tipo T1 con $h/H=0.000$
- SLU adottato SLV con $pr = 10\%$

Nel modello di calcolo si adottano i seguenti moltiplicatori :

$$a_g/g = 0.205$$

$$S_s = 1.403$$

$$S_t = 1.000$$

$$S = S_s \times S_t = 1.403$$

$$\xi_{orizz} = a_g/g \times S = 0.288 \text{ g}$$

La sovraspinta sismica del terreno, a favore di sicurezza, è calcolata secondo il modello di Wood secondo un andamento costante rettangolare :

$$D_{terra_sisma} = (a_{gmax} \times S_s \times S_t) \times \gamma_{terra} \times H$$

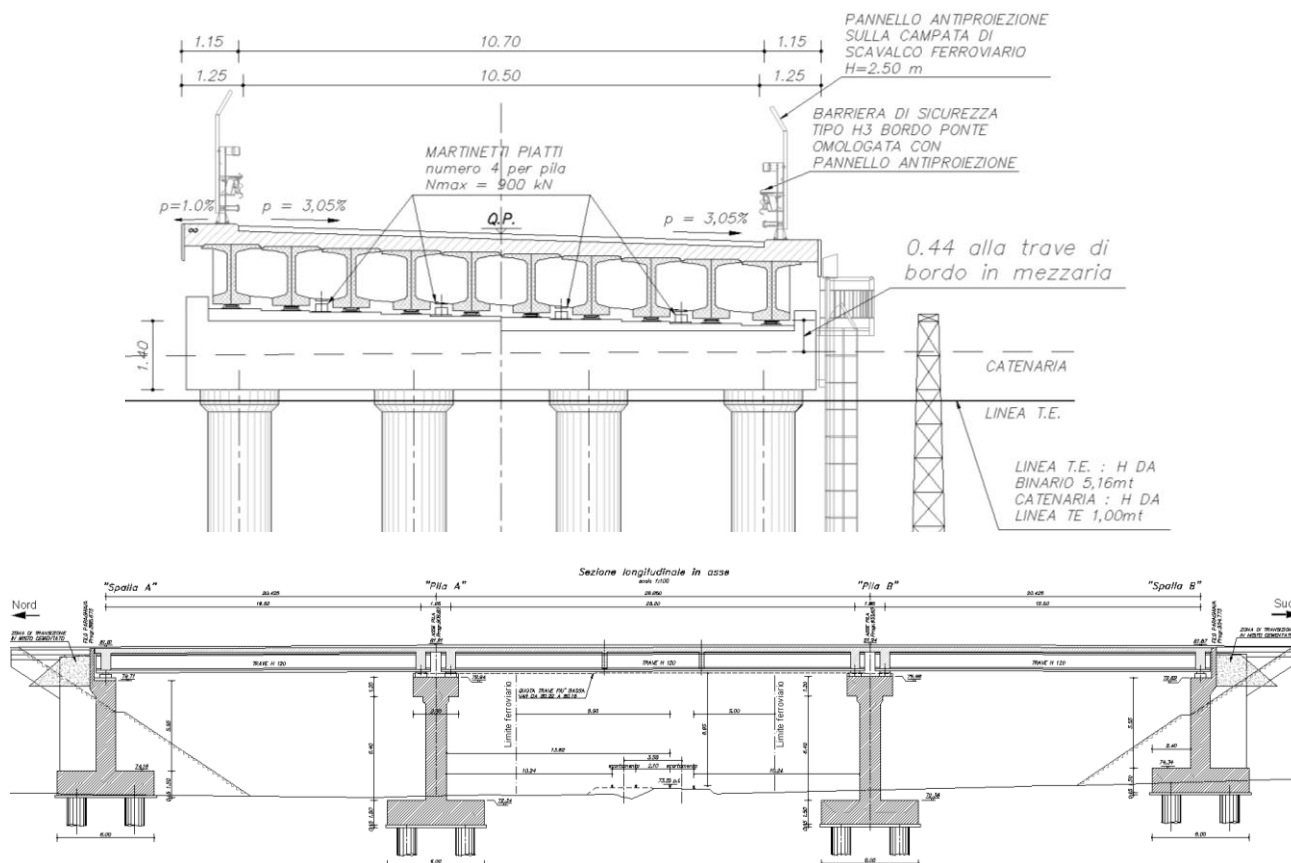
Tale azioni agiscono sui pesi propri, permanenti e spinta del terreno.

7.3.1 Eccentricità masse sismiche

Si riporta il calcolo dei momenti torcenti generati dall'eccentricità delle masse sismiche nel piano (Paragrafo P.7.3.3.1 e per i ponti P.7.9.3 delle NTC'08) per concludere che il fenomeno è trascurabile (ordine di variazioni delle forze sismiche del 4%) e pari quindi alla precisione dei calcoli condotti .

Segue l'analisi per l'impalcato in oggetto (Caso G – Viadotto FER) :

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 44 di 189



X = long

Y = trasv

$L_{\text{long}} = 27.00 \text{ m}$

$B_{\text{trasv}} = 13.00 \text{ m}$

$L_{\text{app}} = 25.00 \text{ m}$

$e_x = 0.03 \times 27.00 = 0.81 \text{ m}$

$e_y = 0.03 \times 13.00 = 0.39 \text{ m}$

$a_{\text{gmax}} = 0.20 \text{ g} \times 1.405 \times 1.000 = 0.285 \text{ g}$

$P_{\text{p_impalcato}} = 2 \times 3271.78 = 6543.56 \text{ kN}$

$F_{\text{orizz_sisma}} = P_{\text{p_impalcato}} \times a_{\text{gmax}} = 1864.91 \text{ kN}$

$M_{\text{Torc_ex}} = F_{\text{orizz_sisma}} \times e_x = 1510.58 \text{ kNm}$

$M_{\text{Torc_ey}} = F_{\text{orizz_sisma}} \times e_y = 531.50 \text{ kNm}$

$\Delta F_{\text{M_torc_ex}} =$

$\Delta F_{\text{M_torc_ey}} = M_{\text{Torc_ey}} / L_{\text{app}} = 60.42 \text{ kN/fila appoggi}$

$\% \Delta F_{\text{M_torc}} = \Delta F_{\text{M_torc_max}} / F_{\text{orizz_sisma}} \times 100 = 3 \%$

Trascurabile

Si conclude che la variazione delle forze orizzontali sismiche dovuta all'eccentricità delle masse è trascurabile (inferiore al 4%).

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 45 di 189

7.3.2 I rischi di doppio accoppiamento delle frequenze di risonanza di terreno-strutture

In base alle indicazioni riportate nella relazione geologica allegata, in particolare al paragrafo P.7.5.8 si afferma che si devono valutare i possibili effetti di risonanza terreno-struttura, ma essi non sono un pericolo reale per le opere in oggetto avendo ottenuto le frequenze delle strutture (circa 7 Hz) pari a circa la metà rispetto alla frequenza indicata dal geologo pari a circa 17 Hz.

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 46 di 189

8 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE

8.1 Condizioni di carico elementari

Le condizioni elementari di carico considerate sono di seguito riassunte:

CDC	Tipo	Descrizione
1	G _{1k}	Peso proprio della struttura
2	G _{2k}	Carichi Permanenti Portati (comprese spinte terreno)
3	Q _{1k}	Carico mobile
4	Q _{2k}	Sovraccarico Accidentale di tipo Stradale
5	E	Sisma

8.2 Combinazioni di calcolo

Sono stati costruiti due modelli di calcolo per gli scatolari.

La condizione peggiore per gli scatolari è la presenza asimmetrica della spinta laterale del terreno e del sovraccarico accidentale, oltre ovviamente alla presenza di pesi propri, permanenti e accidentali da traffico (Approccio 1).

Si considera anche l'azione sismica e la verifica in condizione GEO per il terreno di fondazione.

Combinazioni SLU

COMBINAZIONI CARICHI - S.L.U.					
DESCRIZIONI	1	2	3	4	5
PESO PROPRIO	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Permanenti Portati	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Carico Mobile DM 08	0,00	1,35	0,00	1,35	1,01
Sovraccarico Accidentale Stradale	0,00	0,00	1,35	1,01	1,35

Combinazioni SLE

COMBINAZIONI RARE - S.L.E.		
DESCRIZIONI	1	2
PESO PROPRIO	1,00	1,00
Permanenti Portati	1,00	1,00
Carico Mobile DM 08	1,00	0,75
Sovraccarico Accidentale Stradale	0,75	1,00

COMBINAZIONI FREQUENTI - S.L.E.		
DESCRIZIONI	1	2
PESO PROPRIO	1,00	1,00
Permanenti Portati	1,00	1,00
Carico Mobile DM 08	0,75	0,00
Sovraccarico Accidentale Stradale	0,00	0,75

COMBINAZIONI PERMANENTI - S.L.E.	
DESCRIZIONI	1
PESO PROPRIO	1,00
Permanenti Portati	1,00
Carico Mobile DM 08	0,00
Sovraccarico Accidentale Stradale	0,00

Segue la tabella delle combinazioni di input nel programma di calcolo :

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 47 di 189

[illegible]

Combinazioni per Spalla modello in PROSAP

Pagina 48 di 189

Combinazioni per Pila modello in PROSAP

Pagina 49 di 189

Cavalcavia_SP78

Superposition secondo Decreto Ministeriale per le Costruzioni 2008

Regola di combinazione Numero 100
combinazione rara
Superpositioning secondo la formula in MAXIMA4

$$E_{d, rrrr} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus Q_{k,1} \oplus \sum_{i \geq 2} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

Tipi di loadcase risultanti Esercizio: combinazione rara

Selezione di LCE Azioni

Act	tipo	γ-u	γ-f	γ-a	ψ-0	ψ-1	ψ-2	Designaz.
Caso difattore	Tipico di carico							
G_1	G	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	peso proprio g1
1	1.00	carico permanente raggruppato in casi di carico						Fase proprio
G_2	G	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	G non strutturali
2	1.00	carico permanente raggruppato in casi di carico						Carichi permanenti
5	1.00	carico permanente raggruppato in casi di carico						Ricoprimento terreno
LFR	Q	1.35	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	carico variabile
501	1.00	Caso di carico alternativo						A 9 Frenatura centro
502	1.00	Caso di carico alternativo						A 9 Frenatura destra
503	1.00	Caso di carico alternativo						A 9 Frenatura sinistra
L_U	Q	1.00	0.00	1.00	0.75	0.75	0.20	carico mobile
401	1.00	Caso di carico alternativo						A67 UDL centro
402	1.00	Caso di carico alternativo						A67 UDL destra
403	1.00	Caso di carico alternativo						A67 UDL sinistra
L_T	Q	1.00	0.00	1.00	0.75	0.75	0.20	carico mobile
100	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 0
101	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 1
102	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 2
103	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 3
104	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 4
105	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 5
106	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 6
107	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 7
108	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 8
109	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 9
110	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 10
111	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 11
112	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 12
113	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 13
114	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 14
115	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 15
116	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 16
117	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 17
118	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 18
119	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 19
120	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 20
121	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 21
122	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 22
123	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 23
124	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 24
125	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 25
126	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 26
127	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 27
128	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 28
129	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 29
130	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem centro pos. 30
200	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem destra pos. 0
201	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem destra pos. 1
202	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem destra pos. 2
203	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem destra pos. 3
204	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem destra pos. 4
205	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem destra pos. 5
206	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem destra pos. 6
207	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem destra pos. 7
208	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem destra pos. 8
209	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem destra pos. 9
210	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem destra pos. 10
211	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem destra pos. 11
212	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem destra pos. 12
213	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem destra pos. 13
214	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem destra pos. 14
215	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem destra pos. 15
216	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem destra pos. 16
217	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem destra pos. 17
218	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem destra pos. 18
219	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem destra pos. 19
220	1.00	Caso di carico alternativo						A66 Tadem destra pos. 20

SUPERIMAG - www.superimag.it

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 50 di 189

Cavalcavia_SP78

Selezione di LCE Azioni

Act	tipo	y-u	y-f	y-a	ψ-0	ψ-1	ψ-2	Designaz.
Caso difattore	Tipo di carico							
221	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem destra pos. 21
222	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem destra pos. 22
223	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem destra pos. 23
224	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem destra pos. 24
225	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem destra pos. 25
226	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem destra pos. 26
227	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem destra pos. 27
228	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem destra pos. 28
229	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem destra pos. 29
230	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem destra pos. 30
300	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 0
301	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 1
302	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 2
303	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 3
304	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 4
305	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 5
306	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 6
307	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 7
308	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 8
309	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 9
310	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 10
311	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 11
312	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 12
313	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 13
314	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 14
315	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 15
316	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 16
317	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 17
318	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 18
319	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 19
320	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 20
321	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 21
322	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 22
323	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 23
324	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 24
325	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 25
326	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 26
327	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 27
328	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 28
329	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 29
330	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem sinistra pos. 30
Q	1.00	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30		carico variabile
R	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		Spinta sovraccarico
4	1.00							spinta del terreno
4	1.00							Spinta terreno

Regola di combinazione Numero 101

comb. frequente

Superpositioning secondo la formula in MAXIMA5

$$E_{d,frequa} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \psi_{1,i} \cdot Q_{k,i} \oplus \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

Tipi di loadcase risultanti Esercizio: combinazione frequent

Selezione di LCE Azioni

Act	tipo	y-u	y-f	y-a	ψ-0	ψ-1	ψ-2	Designaz.
Caso difattore	Tipo di carico							
G_1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	peso proprio g1
G_2	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Peso proprio
5	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	G non strutturali
LFR	1.35	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Carichi permanenti
501	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Ricoprimento terreno
502	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	carico variabile
503	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Frenatura centro
L_U	1.00	0.00	1.00	0.75	0.75	0.20		Frenatura destra
401	1.00	0.00	1.00	0.75	0.75	0.20		Frenatura sinistra
402	1.00	0.00	1.00	0.75	0.75	0.20		carico mobile
403	1.00	0.00	1.00	0.75	0.75	0.20		UDL centro
L_T	1.00	0.00	1.00	0.75	0.75	0.20		UDL destra
100	1.00	0.00	1.00	0.75	0.75	0.20		UDL sinistra
101	1.00	0.00	1.00	0.75	0.75	0.20		carico mobile
102	1.00	0.00	1.00	0.75	0.75	0.20		Tadem centro pos. 0
103	1.00	0.00	1.00	0.75	0.75	0.20		Tadem centro pos. 1
104	1.00	0.00	1.00	0.75	0.75	0.20		Tadem centro pos. 2
								Tadem centro pos. 3
								Tadem centro pos. 4

Combinazioni e permutazioni per modello in Sofistik (non presente nella relazione in oggetto)

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 51 di 189

Seguono gli output delle impostazioni del modello FEM implementato relativi a carichi, casi di carico e combinazioni (congruenti con le indicazioni sopra riportate ed alle valutazioni del foglio di calcolo).

PALLA

Carichi

Tipo carico concentrato nodale							
Id	Tipo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		daN	daN	daN	daN cm	daN cm	daN cm
3	Cp impalcato - CN:Fz=-3.014e+04	0.0	0.0	-3.014e+04	0.0	0.0	0.0
8	Cacc 1 NO impalcato - CN:Fz=-5168.00 My=-9.415e+05	0.0	0.0	-5168.00	0.0	-9.415e+05	0.0
9	Cacc 2 NO impalcato - CN:Fz=-6424.00 My=-4.772e+05	0.0	0.0	-6424.00	0.0	-4.772e+05	0.0
10	Cacc 3 SI impalcato - CN:Fz=-1.694e+04 My=-3.800e+06	0.0	0.0	-1.694e+04	0.0	-3.800e+06	0.0
11	Cacc 4 SI impalcato - CN:Fz=-2.055e+04 My=-2.998e+06	0.0	0.0	-2.055e+04	0.0	-2.998e+06	0.0
12	Cacc folla SX imp - CN:Fz=-643.75 My=-3.798e+05	0.0	0.0	-643.75	0.0	-3.798e+05	0.0
13	Cacc folla DX imp - CN:Fz=-643.75 My=3.798e+05	0.0	0.0	-643.75	0.0	3.798e+05	0.0
14	Frenamento -Y - CN:Fy=-4685.38	0.0	-4685.38	0.0	0.0	0.0	0.0
15	Vento carico -X - CN:Fx=-1487.13 My=-3.381e+05	-1487.13	0.0	0.0	0.0	-3.381e+05	0.0
16	Vento scar -X - CN:Fx=-569.75 My=-6.780e+04	-569.75	0.0	0.0	0.0	-6.780e+04	0.0
17	Attrito -Y - CN:Fy=-904.13	0.0	-904.13	0.0	0.0	0.0	0.0

Tipo carico variabile generale					
Id	Tipo	ascissa	valore	ascissa	valore
		cm	daN/cm2	cm	daN/cm2
1	Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area X - X Qz Area L2=0.0	0.0	-1.47	1320.00	-1.47
2	Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area X - X Qz Area L2=0.0	0.0	-0.57	1320.00	-0.57
4	S terra ka -Y - QV:var z - Qy - Area Z - Z Qy Area L2=0.0	0.0	-0.59	925.00	0.0
5	S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area Z - Z Qx Area L2=0.0	0.0	-0.59	925.00	0.0
6	S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area Z - Z Qx Area L2=0.0	0.0	0.59	925.00	0.0
7	S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area Z - Z Qx Area L2=0.0	0.0	-0.07	925.00	-0.07
18	S sovraspinta sisma terra -Y - QV:var z - Qy - Area Z - Z Qy Area L2=0.0	0.0	-0.50	925.00	-0.50
21	S Qacc ka -Y - QV:var z - Qy - Area Z - Z Qy Area L2=0.0	0.0	-0.07	925.00	-0.07

Casi di carico

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gk	CDC=Gk - Cp terreno sopra plinto	D3 :da 75 a 100 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 107 a 119 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 123 a 124 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 125 a 128 Azione : Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 129 a 130 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 131 a 134 Azione : Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 135 a 136 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 137 a 140 Azione : Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 141 a 142 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 143 a 146 Azione : Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 147 a 148 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 149 a 152 Azione : Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 153 a 154 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 155 a 158 Azione : Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 52 di 189

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			D3 :da 159 a 160 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 161 a 164 Azione : Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 165 a 166 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 167 a 170 Azione : Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 171 a 172 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 173 a 176 Azione : Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 177 a 178 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 179 a 182 Azione : Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 183 a 184 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 185 a 188 Azione : Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 189 a 190 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 191 a 194 Azione : Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 195 a 196 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 197 a 200 Azione : Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 219 a 244 Azione : Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 257 a 292 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 296 a 298 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 317 a 318 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 319 a 322 Azione : Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 323 a 324 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 325 a 328 Azione : Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 329 a 330 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 331 a 334 Azione : Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 335 a 336 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 337 a 340 Azione : Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 341 a 342 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 343 a 346 Azione : Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 347 a 348 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 349 a 352 Azione : Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 353 a 354 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 355 a 358 Azione : Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 359 a 360 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 361 a 364 Azione : Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 365 a 366 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 367 a 370 Azione : Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 371 a 372 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 373 a 376 Azione : Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 377 a 378 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 379 a 382 Azione : Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 383 a 384 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 385 a 388 Azione : Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 389 a 390 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 391 a 414 Azione : Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 421 a 426 Azione : Cp terra sopra dentro h=7.75 m. - QV:var x - Qz - Area
3	Gk	CDC=Gk - Cp impalcato campata	Nodo:da 22 a 23 Azione : Cp impalcato - CN:Fz=-3.014e+04
			Nodo: 268 Azione : Cp impalcato - CN:Fz=-3.014e+04
			Nodo:da 307 a 309 Azione : Cp impalcato - CN:Fz=-3.014e+04
			Nodo:da 312 a 313 Azione : Cp impalcato - CN:Fz=-3.014e+04
4	Qk	CDC=Qk - S terra tergo	D3 :da 1 a 10 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 11 a 50 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 60 a 65 Azione : S terra ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 101 a 106 Azione : S terra ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 120 a 122 Azione : S terra ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 201 a 207 Azione : S terra ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 246 a 256 Azione : S terra ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 293 a 295 Azione : S terra ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 299 a 316 Azione : S terra ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 415 a 420 Azione : S terra ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 431 a 434 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 461 a 470 Azione : S terra ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 491 a 494 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 507 a 560 Azione : S terra ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 571 a 650 Azione : S terra ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 651 a 678 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 679 a 686 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 687 a 698 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			D3 :da 699 a 746 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 747 a 890 Azione : S terra ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 891 a 894 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 895 a 902 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 903 a 928 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 929 a 980 Azione : S terra ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 981 a 1010 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1011 a 1040 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1041 a 1082 Azione : S terra ka -Y - QV:var z - Qy - Area
5	Qk	CDC=Qk - S sovrac. Qacc tergo	D3 :da 1 a 10 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 60 a 65 Azione : S Qacc ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 101 a 106 Azione : S Qacc ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 120 a 122 Azione : S Qacc ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 201 a 207 Azione : S Qacc ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 246 a 256 Azione : S Qacc ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 293 a 295 Azione : S Qacc ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 299 a 316 Azione : S Qacc ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 415 a 420 Azione : S Qacc ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 461 a 470 Azione : S Qacc ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 507 a 560 Azione : S Qacc ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 571 a 650 Azione : S Qacc ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 679 a 686 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 699 a 746 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 747 a 890 Azione : S Qacc ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 891 a 894 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 903 a 928 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 929 a 980 Azione : S Qacc ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 1011 a 1040 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1041 a 1082 Azione : S Qacc ka -Y - QV:var z - Qy - Area
6	Qk	CDC=Qk - Q1k Emax - NO su spalla	Nodo:da 22 a 23 Azione : Cacc 1 NO impalcato - CN:Fz=-5168.00 My=-9.415e+05
			Nodo: 268 Azione : Cacc 1 NO impalcato - CN:Fz=-5168.00 My=-9.415e+05
			Nodo:da 307 a 309 Azione : Cacc 1 NO impalcato - CN:Fz=-5168.00 My=-9.415e+05
			Nodo:da 312 a 313 Azione : Cacc 1 NO impalcato - CN:Fz=-5168.00 My=-9.415e+05
7	Qk	CDC=Qk - Q1k Mmax - NO su spalla	Nodo:da 22 a 23 Azione : Cacc 2 NO impalcato - CN:Fz=-6424.00 My=-4.772e+05
			Nodo: 268 Azione : Cacc 2 NO impalcato - CN:Fz=-6424.00 My=-4.772e+05
			Nodo:da 307 a 309 Azione : Cacc 2 NO impalcato - CN:Fz=-6424.00 My=-4.772e+05
			Nodo:da 312 a 313 Azione : Cacc 2 NO impalcato - CN:Fz=-6424.00 My=-4.772e+05
8	Qk	CDC=Qk - Q1k Emax - su spalla	Nodo:da 22 a 23 Azione : Cacc 3 SI impalcato - CN:Fz=-1.694e+04 My=-3.800e+06
			Nodo: 268 Azione : Cacc 3 SI impalcato - CN:Fz=-1.694e+04 My=-3.800e+06
			Nodo:da 307 a 309 Azione : Cacc 3 SI impalcato - CN:Fz=-1.694e+04 My=-3.800e+06
			Nodo:da 312 a 313 Azione : Cacc 3 SI impalcato - CN:Fz=-1.694e+04 My=-3.800e+06
9	Qk	CDC=Qk - Q1k Mmax - su spalla	Nodo:da 22 a 23 Azione : Cacc 4 SI impalcato - CN:Fz=-2.055e+04 My=-2.998e+06
			Nodo: 268 Azione : Cacc 4 SI impalcato - CN:Fz=-2.055e+04 My=-2.998e+06
			Nodo:da 307 a 309 Azione : Cacc 4 SI impalcato - CN:Fz=-2.055e+04 My=-2.998e+06
			Nodo:da 312 a 313 Azione : Cacc 4 SI impalcato - CN:Fz=-2.055e+04 My=-2.998e+06
10	Qk	CDC=Qk - Folla SX	Nodo:da 22 a 23 Azione : Cacc folla SX imp - CN:Fz=-643.75 My=-3.798e+05
			Nodo: 268 Azione : Cacc folla SX imp - CN:Fz=-643.75 My=-3.798e+05
			Nodo:da 307 a 309 Azione : Cacc folla SX imp - CN:Fz=-643.75 My=-3.798e+05
			Nodo:da 312 a 313 Azione : Cacc folla SX imp - CN:Fz=-643.75 My=-3.798e+05
11	Qk	CDC=Qk - Folla DX	Nodo:da 22 a 23 Azione : Cacc folla DX imp - CN:Fz=-643.75 My=3.798e+05
			Nodo: 268 Azione : Cacc folla DX imp - CN:Fz=-643.75 My=3.798e+05
			Nodo:da 307 a 309 Azione : Cacc folla DX imp - CN:Fz=-643.75 My=3.798e+05
			Nodo:da 312 a 313 Azione : Cacc folla DX imp - CN:Fz=-643.75 My=3.798e+05
12	Qk	CDC=Qk - Frenamento	Nodo:da 22 a 23 Azione : Frenamento -Y - CN:Fy=-4685.38
			Nodo: 268 Azione : Frenamento -Y - CN:Fy=-4685.38
			Nodo:da 307 a 309 Azione : Frenamento -Y - CN:Fy=-4685.38
			Nodo:da 312 a 313 Azione : Frenamento -Y - CN:Fy=-4685.38
13	Qk	CDC=Qk - Vento carico	Nodo:da 22 a 23 Azione : Vento carico -X - CN:Fx=-1487.13 My=-3.381e+05
			Nodo: 268 Azione : Vento carico -X - CN:Fx=-1487.13 My=-3.381e+05
			Nodo:da 307 a 309 Azione : Vento carico -X - CN:Fx=-1487.13 My=-3.381e+05
			Nodo:da 312 a 313 Azione : Vento carico -X - CN:Fx=-1487.13 My=-3.381e+05
14	Qk	CDC=Qk - Vento scarico	Nodo:da 22 a 23 Azione : Vento scar -X - CN:Fx=-569.75 My=-6.780e+04
			Nodo: 268 Azione : Vento scar -X - CN:Fx=-569.75 My=-6.780e+04
			Nodo:da 307 a 309 Azione : Vento scar -X - CN:Fx=-569.75 My=-6.780e+04
			Nodo:da 312 a 313 Azione : Vento scar -X - CN:Fx=-569.75 My=-6.780e+04

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
15	Qk	CDC=Qk - Attrito	Nodo:da 22 a 23 Azione : Attrito -Y - CN:Fy=-904.13
			Nodo: 268 Azione : Attrito -Y - CN:Fy=-904.13
			Nodo:da 307 a 309 Azione : Attrito -Y - CN:Fy=-904.13
			Nodo:da 312 a 313 Azione : Attrito -Y - CN:Fy=-904.13
16	Qk	CDC=Qk - Ss terra sovraspinta sisma	D3 :da 60 a 65 Azione : S sovraspinta sisma terra -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 101 a 106 Azione : S sovraspinta sisma terra -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 120 a 122 Azione : S sovraspinta sisma terra -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 201 a 207 Azione : S sovraspinta sisma terra -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 246 a 256 Azione : S sovraspinta sisma terra -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 293 a 295 Azione : S sovraspinta sisma terra -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 299 a 316 Azione : S sovraspinta sisma terra -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 415 a 420 Azione : S sovraspinta sisma terra -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 461 a 470 Azione : S sovraspinta sisma terra -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 507 a 560 Azione : S sovraspinta sisma terra -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 571 a 650 Azione : S sovraspinta sisma terra -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 747 a 890 Azione : S sovraspinta sisma terra -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 929 a 980 Azione : S sovraspinta sisma terra -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 1041 a 1082 Azione : S sovraspinta sisma terra -Y - QV:var z - Qy - Area
17	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. 0) +Y long	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
			partecipazione:1.00 per 2 CDC=Gk - Cp terreno sopra plinto
			partecipazione:2.00 per 3 CDC=Gk - Cp impalcato n.1 campata
18	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. 0) + X Trasv	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
			partecipazione:1.00 per 2 CDC=Gk - Cp terreno sopra plinto
			partecipazione:1.00 per 3 CDC=Gk - Cp impalcato n.1 campata
19	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) verticale +Z Vert	come precedente CDC sismico

Combinazioni

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	C1_SLU_1	
2	SLU	C2_SLU_2	
3	SLU	C3_SLU_3	
4	SLU	C4_SLU_4	
5	SLU	C5_SLU_5	
6	SLU	C6_SLU_6	
7	SLU	C7_SLU_7	
8	SLU	C8_SLU_8	
9	SLU	C9_SLU_9	
10	SLU	C10_SLU_10	
11	SLU	C11_SLU_11	
12	SLU	C12_SLU_12	
13	SLU	C13_SLU_13	
14	SLU	C14_SLU_14	
15	SLU	C15_Sisma_1	
16	SLU	C16_Sisma_2	
17	SLU	C17_Sisma_3	
18	SLU	C18_Sisma_4	
19	SLU	C19_Sisma_5	
20	SLU	C20_Sisma_6	
21	SLU	C21_Sisma_7	
22	SLU	C22_Sisma_8	
23	SLU	C23_Sisma_9	
24	SLU	C24_Sisma_10	
25	SLU	C25_Sisma_11	
26	SLU	C26_Sisma_12	
27	SLE(r)	C27_SLE_r_1	
28	SLE(r)	C28_SLE_r_2	
29	SLE(r)	C29_SLE_r_3	
30	SLE(r)	C30_SLE_r_4	
31	SLE(r)	C31_SLE_r_5	
32	SLE(r)	C32_SLE_r_6	

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 55 di 189

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
33	SLE(r)	C33_SLE_r_7	
34	SLE(r)	C34_SLE_r_8	
35	SLE(r)	C35_SLE_r_9	
36	SLE(r)	C36_SLE_r_10	
37	SLE(r)	C37_SLE_r_11	
38	SLE(r)	C38_SLE_r_12	
39	SLE(f)	C39_SLE_f_1	
40	SLE(f)	C40_SLE_f_2	
41	SLE(f)	C41_SLE_f_3	
42	SLE(f)	C42_SLE_f_4	
43	SLE(f)	C43_SLE_f_5	
44	SLE(f)	C44_SLE_f_6	
45	SLE(f)	C45_SLE_f_7	
46	SLE(f)	C46_SLE_f_8	
47	SLE(p)	C47_SLE_qp_1	
48	SLU	C48_SLU_Urto_long	
49	SLU	C49_SLU_Urto_trasv	

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.35	1.35	0.0	1.35	1.35	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							
2	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
3	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.90	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
4	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.0	1.35	0.0	0.0	1.35	1.35	0.0	0.90	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
5	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.35	0.0	1.35	0.0	0.0	0.90	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
6	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	1.35	1.35	1.35	0.0	0.90	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
7	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.90	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
8	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.90	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
9	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	1.50	0.90	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
10	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	1.50	0.90	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
11	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
12	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
13	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
14	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
15	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-1.07	1.07	0.32	0.63	0.0	0.0							
16	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-1.07	0.32	1.07	0.63	0.0	0.0							
17	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-1.07	0.32	0.32	2.10	0.0	0.0							
18	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.07	-1.07	0.32	0.63	0.0	0.0							
19	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-1.07	0.32	-1.07	0.63	0.0	0.0							
20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-1.07	0.32	0.32	-2.10	0.0	0.0							
21	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-1.07	1.07	-0.32	-0.63	0.0	0.0							
22	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.07	-0.32	1.07	-0.63	0.0	0.0							
23	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.07	-0.32	-0.32	2.10	0.0	0.0							

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 56 di 189

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
24	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.07	-1.07	-0.32	-0.63	0.0	0.0							
25	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.07	-0.32	-1.07	-0.63	0.0	0.0							
26	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.07	-0.32	-0.32	-2.10	0.0	0.0							
27	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.60	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
28	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.60	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
29	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.60	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0	0.60	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
31	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.60	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
32	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.60	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
33	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	1.00	0.60	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
34	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.60	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
36	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.75	0.0	0.0	0.75	0.75	0.0	1.00	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
37	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.75	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
38	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.0	0.75	0.75	0.75	0.0	1.00	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
39	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
40	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.75	0.0	0.0	0.75	0.75	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
41	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.75	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
42	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.0	0.75	0.75	0.75	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
43	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
44	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
45	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
46	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
47	1.00	1.00	1.00	1.00	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							
48	1.00	1.00	1.00	1.00	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	1.00	0.0							
49	1.00	1.00	1.00	1.00	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	1.00							

PILA

Carichi

Tipo		carico concentrato nodale					
Id	Tipo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		daN	daN	daN	daN cm	daN cm	daN cm
2	Cp impalcato CAP 8 travi Lc1=25 m - CN:Fz=-4.133e+04	0.0	0.0	-4.133e+04	0.0	0.0	0.0
3	Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.848e+04 Mx=-4.208e+06	0.0	0.0	-1.848e+04	-4.208e+06	0.0	0.0
4	Attrito L=25.00 m - CN:Fx=-1239.75	-1239.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-634.00 Mx=-7.545e+04	0.0	-634.00	0.0	-7.545e+04	0.0	0.0
6	Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1655.00 Mx=-4.319e+05	0.0	-1655.00	0.0	-4.319e+05	0.0	0.0
7	Frenamento -X L=25.00 m - CN:Fx=-5406.25	-5406.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-2.247e+04 Mx=-3.164e+06	0.0	0.0	-2.247e+04	-3.164e+06	0.0	0.0
9	Cp impalcato CAP 8 travi Lc1=19 m - CN:Fz=-2.794e+04	0.0	0.0	-2.794e+04	0.0	0.0	0.0
11	Folla sx 1 camp. L25.00 m altra camp.- CN:Fz=-716.44 Mx=-4.227e+05	0.0	0.0	-716.44	-4.227e+05	0.0	0.0
14	Cacc 2camp.25+19 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-1.160e+04 Mx=-2.727e+06	0.0	0.0	-1.160e+04	-2.727e+06	0.0	0.0
16	Cacc. 2 camp. 25+19 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.416e+04 Mx=-1.826e+06	0.0	0.0	-1.416e+04	-1.826e+06	0.0	0.0
17	Folla dx 1 camp. L25 m altra camp. - CN:Fz=-716.44 Mx=4.227e+05	0.0	0.0	-716.44	4.227e+05	0.0	0.0
18	Urto TRASV - CN:Fy=2.000e+05	0.0	2.000e+05	0.0	0.0	0.0	0.0
19	Urto LONG - CN:Fx=-7.500e+04	-7.500e+04	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Tipo		carico variabile generale			
Id	Tipo	ascissa	valore	ascissa	valore
		cm	daN/cm2	cm	daN/cm2
1	Cp terra Htmedio=0.55 m - QV:var x - Qz - Area				
	X - X Qz Area L2=0.0	0.0	-0.11	2100.00	-0.11

Casi di carico

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gk	CDC=Gk - Cp terreno sopra plinto	D3 :da 1 a 448 Azione : Cp terra Htmedio=0.55 m - QV:var x - Qz - Area
3	Gk	CDC=Gk - Cp impalcato n.2 campate	Nodo: 345 Azione : Cp impalcato CAP 8 travi Lc1=25 m - CN:Fz=-4.133e+04
			Nodo: 347 Azione : Cp impalcato CAP 8 travi Lc1=19 m - CN:Fz=-2.794e+04
			Nodo: 349 Azione : Cp impalcato CAP 8 travi Lc1=25 m - CN:Fz=-4.133e+04
			Nodo: 351 Azione : Cp impalcato CAP 8 travi Lc1=19 m - CN:Fz=-2.794e+04
			Nodo: 354 Azione : Cp impalcato CAP 8 travi Lc1=25 m - CN:Fz=-4.133e+04
			Nodo: 356 Azione : Cp impalcato CAP 8 travi Lc1=19 m - CN:Fz=-2.794e+04
			Nodo: 359 Azione : Cp impalcato CAP 8 travi Lc1=25 m - CN:Fz=-4.133e+04
			Nodo: 361 Azione : Cp impalcato CAP 8 travi Lc1=19 m - CN:Fz=-2.794e+04
			Nodo: 364 Azione : Cp impalcato CAP 8 travi Lc1=25 m - CN:Fz=-4.133e+04
			Nodo: 366 Azione : Cp impalcato CAP 8 travi Lc1=19 m - CN:Fz=-2.794e+04
			Nodo: 369 Azione : Cp impalcato CAP 8 travi Lc1=25 m - CN:Fz=-4.133e+04
			Nodo: 371 Azione : Cp impalcato CAP 8 travi Lc1=19 m - CN:Fz=-2.794e+04
			Nodo: 373 Azione : Cp impalcato CAP 8 travi Lc1=25 m - CN:Fz=-4.133e+04
			Nodo: 375 Azione : Cp impalcato CAP 8 travi Lc1=19 m - CN:Fz=-2.794e+04
			Nodo: 378 Azione : Cp impalcato CAP 8 travi Lc1=25 m - CN:Fz=-4.133e+04
			Nodo: 380 Azione : Cp impalcato CAP 8 travi Lc1=19 m - CN:Fz=-2.794e+04
4	Qk	CDC=Qk - Cacc 1 camp. cond.1	Nodo: 345 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.848e+04 Mx=-4.208e+06
			Nodo: 349 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.848e+04 Mx=-4.208e+06
			Nodo: 354 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.848e+04 Mx=-4.208e+06
			Nodo: 359 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.848e+04 Mx=-4.208e+06
			Nodo: 364 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.848e+04 Mx=-4.208e+06
			Nodo: 369 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.848e+04 Mx=-4.208e+06
			Nodo: 373 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.848e+04 Mx=-4.208e+06

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 58 di 189

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
5	Qk	CDC=Qk - Cacc 1camp. cond.2	Nodo: 378 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.848e+04 Mx=-4.208e+06
			Nodo: 345 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-2.247e+04 Mx=-3.164e+06
			Nodo: 349 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-2.247e+04 Mx=-3.164e+06
			Nodo: 354 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-2.247e+04 Mx=-3.164e+06
			Nodo: 359 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-2.247e+04 Mx=-3.164e+06
			Nodo: 364 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-2.247e+04 Mx=-3.164e+06
			Nodo: 369 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-2.247e+04 Mx=-3.164e+06
6	Qk	CDC=Qk - Cacc 2 camp. cond.1	Nodo: 373 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-2.247e+04 Mx=-3.164e+06
			Nodo: 378 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-2.247e+04 Mx=-3.164e+06
			Nodo: 345 Azione : Cacc 2camp.25+19 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-1.160e+04 Mx=-2.727e+06
			Nodo: 347 Azione : Cacc 2camp.25+19 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-1.160e+04 Mx=-2.727e+06
			Nodo: 349 Azione : Cacc 2camp.25+19 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-1.160e+04 Mx=-2.727e+06
			Nodo: 351 Azione : Cacc 2camp.25+19 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-1.160e+04 Mx=-2.727e+06
			Nodo: 354 Azione : Cacc 2camp.25+19 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-1.160e+04 Mx=-2.727e+06
			Nodo: 356 Azione : Cacc 2camp.25+19 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-1.160e+04 Mx=-2.727e+06
			Nodo: 359 Azione : Cacc 2camp.25+19 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-1.160e+04 Mx=-2.727e+06
			Nodo: 361 Azione : Cacc 2camp.25+19 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-1.160e+04 Mx=-2.727e+06
			Nodo: 364 Azione : Cacc 2camp.25+19 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-1.160e+04 Mx=-2.727e+06
			Nodo: 366 Azione : Cacc 2camp.25+19 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-1.160e+04 Mx=-2.727e+06
			Nodo: 369 Azione : Cacc 2camp.25+19 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-1.160e+04 Mx=-2.727e+06
			Nodo: 371 Azione : Cacc 2camp.25+19 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-1.160e+04 Mx=-2.727e+06
			Nodo: 373 Azione : Cacc 2camp.25+19 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-1.160e+04 Mx=-2.727e+06
			Nodo: 375 Azione : Cacc 2camp.25+19 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-1.160e+04 Mx=-2.727e+06
			Nodo: 378 Azione : Cacc 2camp.25+19 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-1.160e+04 Mx=-2.727e+06
			Nodo: 380 Azione : Cacc 2camp.25+19 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-1.160e+04 Mx=-2.727e+06
7	Qk	CDC=Qk - Cacc. 2camp.cond.2	Nodo: 345 Azione : Cacc. 2 camp. 25+19 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.416e+04 Mx=-1.826e+06
			Nodo: 347 Azione : Cacc. 2 camp. 25+19 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.416e+04 Mx=-1.826e+06
			Nodo: 349 Azione : Cacc. 2 camp. 25+19 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.416e+04 Mx=-1.826e+06
			Nodo: 351 Azione : Cacc. 2 camp. 25+19 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.416e+04 Mx=-1.826e+06
			Nodo: 354 Azione : Cacc. 2 camp. 25+19 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.416e+04 Mx=-1.826e+06
			Nodo: 356 Azione : Cacc. 2 camp. 25+19 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.416e+04 Mx=-1.826e+06
			Nodo: 359 Azione : Cacc. 2 camp. 25+19 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.416e+04 Mx=-1.826e+06
			Nodo: 361 Azione : Cacc. 2 camp. 25+19 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.416e+04 Mx=-1.826e+06
			Nodo: 364 Azione : Cacc. 2 camp. 25+19 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.416e+04 Mx=-1.826e+06
			Nodo: 366 Azione : Cacc. 2 camp. 25+19 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.416e+04 Mx=-1.826e+06
			Nodo: 369 Azione : Cacc. 2 camp. 25+19 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.416e+04 Mx=-1.826e+06
			Nodo: 371 Azione : Cacc. 2 camp. 25+19 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.416e+04 Mx=-1.826e+06
			Nodo: 373 Azione : Cacc. 2 camp. 25+19 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.416e+04 Mx=-1.826e+06
			Nodo: 375 Azione : Cacc. 2 camp. 25+19 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.416e+04 Mx=-1.826e+06

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 59 di 189

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			1.416e+04 Mx=-1.826e+06
			Nodo: 378 Azione : Cacc. 2 camp. 25+19 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.416e+04 Mx=-1.826e+06
			Nodo: 380 Azione : Cacc. 2 camp. 25+19 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.416e+04 Mx=-1.826e+06
8	Qk	CDC=Qk - Folla sx 2 campate	Nodo: 345 Azione : Folla sx 1 camp. L25.00 m altra camp.- CN:Fz=-716.44 Mx=-4.227e+05
			Nodo: 347 Azione : Folla sx 1 camp. L25.00 m altra camp.- CN:Fz=-716.44 Mx=-4.227e+05
			Nodo: 349 Azione : Folla sx 1 camp. L25.00 m altra camp.- CN:Fz=-716.44 Mx=-4.227e+05
			Nodo: 351 Azione : Folla sx 1 camp. L25.00 m altra camp.- CN:Fz=-716.44 Mx=-4.227e+05
			Nodo: 354 Azione : Folla sx 1 camp. L25.00 m altra camp.- CN:Fz=-716.44 Mx=-4.227e+05
			Nodo: 356 Azione : Folla sx 1 camp. L25.00 m altra camp.- CN:Fz=-716.44 Mx=-4.227e+05
			Nodo: 359 Azione : Folla sx 1 camp. L25.00 m altra camp.- CN:Fz=-716.44 Mx=-4.227e+05
			Nodo: 361 Azione : Folla sx 1 camp. L25.00 m altra camp.- CN:Fz=-716.44 Mx=-4.227e+05
			Nodo: 364 Azione : Folla sx 1 camp. L25.00 m altra camp.- CN:Fz=-716.44 Mx=-4.227e+05
			Nodo: 366 Azione : Folla sx 1 camp. L25.00 m altra camp.- CN:Fz=-716.44 Mx=-4.227e+05
			Nodo: 369 Azione : Folla sx 1 camp. L25.00 m altra camp.- CN:Fz=-716.44 Mx=-4.227e+05
			Nodo: 371 Azione : Folla sx 1 camp. L25.00 m altra camp.- CN:Fz=-716.44 Mx=-4.227e+05
			Nodo: 373 Azione : Folla sx 1 camp. L25.00 m altra camp.- CN:Fz=-716.44 Mx=-4.227e+05
			Nodo: 375 Azione : Folla sx 1 camp. L25.00 m altra camp.- CN:Fz=-716.44 Mx=-4.227e+05
			Nodo: 378 Azione : Folla sx 1 camp. L25.00 m altra camp.- CN:Fz=-716.44 Mx=-4.227e+05
			Nodo: 380 Azione : Folla sx 1 camp. L25.00 m altra camp.- CN:Fz=-716.44 Mx=-4.227e+05
9	Qk	CDC=Qk - Folla dx 2 campate	Nodo: 345 Azione : Folla dx 1 camp. L25 m altra camp. - CN:Fz=-716.44 Mx=4.227e+05
			Nodo: 347 Azione : Folla dx 1 camp. L25 m altra camp. - CN:Fz=-716.44 Mx=4.227e+05
			Nodo: 349 Azione : Folla dx 1 camp. L25 m altra camp. - CN:Fz=-716.44 Mx=4.227e+05
			Nodo: 351 Azione : Folla dx 1 camp. L25 m altra camp. - CN:Fz=-716.44 Mx=4.227e+05
			Nodo: 354 Azione : Folla dx 1 camp. L25 m altra camp. - CN:Fz=-716.44 Mx=4.227e+05
			Nodo: 356 Azione : Folla dx 1 camp. L25 m altra camp. - CN:Fz=-716.44 Mx=4.227e+05
			Nodo: 359 Azione : Folla dx 1 camp. L25 m altra camp. - CN:Fz=-716.44 Mx=4.227e+05
			Nodo: 361 Azione : Folla dx 1 camp. L25 m altra camp. - CN:Fz=-716.44 Mx=4.227e+05
			Nodo: 364 Azione : Folla dx 1 camp. L25 m altra camp. - CN:Fz=-716.44 Mx=4.227e+05
			Nodo: 366 Azione : Folla dx 1 camp. L25 m altra camp. - CN:Fz=-716.44 Mx=4.227e+05
			Nodo: 369 Azione : Folla dx 1 camp. L25 m altra camp. - CN:Fz=-716.44 Mx=4.227e+05
			Nodo: 371 Azione : Folla dx 1 camp. L25 m altra camp. - CN:Fz=-716.44 Mx=4.227e+05
			Nodo: 373 Azione : Folla dx 1 camp. L25 m altra camp. - CN:Fz=-716.44 Mx=4.227e+05
			Nodo: 375 Azione : Folla dx 1 camp. L25 m altra camp. - CN:Fz=-716.44 Mx=4.227e+05
			Nodo: 378 Azione : Folla dx 1 camp. L25 m altra camp. - CN:Fz=-716.44 Mx=4.227e+05
			Nodo: 380 Azione : Folla dx 1 camp. L25 m altra camp. - CN:Fz=-716.44 Mx=4.227e+05
10	Qk	CDC=Qk Frenatura	Nodo: 345 Azione : Frenamento -X L=25.00 m - CN:Fx=-5406.25
			Nodo: 349 Azione : Frenamento -X L=25.00 m - CN:Fx=-5406.25
			Nodo: 354 Azione : Frenamento -X L=25.00 m - CN:Fx=-5406.25
			Nodo: 359 Azione : Frenamento -X L=25.00 m - CN:Fx=-5406.25
			Nodo: 364 Azione : Frenamento -X L=25.00 m - CN:Fx=-5406.25
			Nodo: 369 Azione : Frenamento -X L=25.00 m - CN:Fx=-5406.25
			Nodo: 373 Azione : Frenamento -X L=25.00 m - CN:Fx=-5406.25
			Nodo: 378 Azione : Frenamento -X L=25.00 m - CN:Fx=-5406.25
11	Qk	CDC=Qk - Vento carico 2 campate	Nodo: 345 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1655.00 Mx=-4.319e+05
			Nodo: 347 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1655.00 Mx=-4.319e+05
			Nodo: 349 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1655.00 Mx=-4.319e+05
			Nodo: 351 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1655.00 Mx=-4.319e+05
			Nodo: 354 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1655.00 Mx=-4.319e+05
			Nodo: 356 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1655.00 Mx=-4.319e+05
			Nodo: 359 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1655.00 Mx=-4.319e+05
			Nodo: 361 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1655.00 Mx=-4.319e+05
			Nodo: 364 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1655.00 Mx=-4.319e+05
			Nodo: 366 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1655.00 Mx=-4.319e+05
			Nodo: 369 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1655.00 Mx=-4.319e+05
			Nodo: 371 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1655.00 Mx=-4.319e+05
			Nodo: 373 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1655.00 Mx=-4.319e+05
			Nodo: 375 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1655.00 Mx=-4.319e+05
			Nodo: 378 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1655.00 Mx=-4.319e+05
			Nodo: 380 Azione : Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1655.00 Mx=-4.319e+05
12	Qk	CDC=Qk - Vento Scarico 2 campate	Nodo: 345 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-634.00 Mx=-7.545e+04
			Nodo: 347 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-634.00 Mx=-7.545e+04
			Nodo: 349 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-634.00 Mx=-7.545e+04
			Nodo: 351 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-634.00 Mx=-7.545e+04
			Nodo: 354 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-634.00 Mx=-7.545e+04
			Nodo: 356 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-634.00 Mx=-7.545e+04

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			Nodo: 359 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-634.00 Mx=-7.545e+04
			Nodo: 361 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-634.00 Mx=-7.545e+04
			Nodo: 364 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-634.00 Mx=-7.545e+04
			Nodo: 366 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-634.00 Mx=-7.545e+04
			Nodo: 369 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-634.00 Mx=-7.545e+04
			Nodo: 371 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-634.00 Mx=-7.545e+04
			Nodo: 373 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-634.00 Mx=-7.545e+04
			Nodo: 375 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-634.00 Mx=-7.545e+04
			Nodo: 378 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-634.00 Mx=-7.545e+04
			Nodo: 380 Azione : Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-634.00 Mx=-7.545e+04
13	Qk	CDC=Qk - attrito	Nodo: 345 Azione : Attrito L=25.00 m - CN:Fx=-1239.75
			Nodo: 347 Azione : Attrito L=25.00 m - CN:Fx=-1239.75
			Nodo: 349 Azione : Attrito L=25.00 m - CN:Fx=-1239.75
			Nodo: 351 Azione : Attrito L=25.00 m - CN:Fx=-1239.75
			Nodo: 354 Azione : Attrito L=25.00 m - CN:Fx=-1239.75
			Nodo: 356 Azione : Attrito L=25.00 m - CN:Fx=-1239.75
			Nodo: 359 Azione : Attrito L=25.00 m - CN:Fx=-1239.75
			Nodo: 361 Azione : Attrito L=25.00 m - CN:Fx=-1239.75
			Nodo: 364 Azione : Attrito L=25.00 m - CN:Fx=-1239.75
			Nodo: 366 Azione : Attrito L=25.00 m - CN:Fx=-1239.75
			Nodo: 369 Azione : Attrito L=25.00 m - CN:Fx=-1239.75
			Nodo: 371 Azione : Attrito L=25.00 m - CN:Fx=-1239.75
			Nodo: 373 Azione : Attrito L=25.00 m - CN:Fx=-1239.75
			Nodo: 375 Azione : Attrito L=25.00 m - CN:Fx=-1239.75
			Nodo: 378 Azione : Attrito L=25.00 m - CN:Fx=-1239.75
			Nodo: 380 Azione : Attrito L=25.00 m - CN:Fx=-1239.75
14	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. 0) +X LONG	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
			partecipazione:1.00 per 2 CDC=Gk - Cp terreno sopra plinto
			partecipazione:1.00 per 3 CDC=Gk - Cp impalcato n.2 campate
15	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. 0) +Y TRASV	come precedente CDC sismico
16	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) verticale +Z	come precedente CDC sismico
17	Qk	CDC=Qk - Folla sx 1 campata	Nodo: 345 Azione : Folla sx 1 camp. L25.00 m altra camp.- CN:Fz=-716.44 Mx=-4.227e+05
			Nodo: 349 Azione : Folla sx 1 camp. L25.00 m altra camp.- CN:Fz=-716.44 Mx=-4.227e+05
			Nodo: 354 Azione : Folla sx 1 camp. L25.00 m altra camp.- CN:Fz=-716.44 Mx=-4.227e+05
			Nodo: 359 Azione : Folla sx 1 camp. L25.00 m altra camp.- CN:Fz=-716.44 Mx=-4.227e+05
			Nodo: 364 Azione : Folla sx 1 camp. L25.00 m altra camp.- CN:Fz=-716.44 Mx=-4.227e+05
			Nodo: 369 Azione : Folla sx 1 camp. L25.00 m altra camp.- CN:Fz=-716.44 Mx=-4.227e+05
			Nodo: 373 Azione : Folla sx 1 camp. L25.00 m altra camp.- CN:Fz=-716.44 Mx=-4.227e+05
			Nodo: 378 Azione : Folla sx 1 camp. L25.00 m altra camp.- CN:Fz=-716.44 Mx=-4.227e+05
18	Qk	CDC=Qk - Folla dx 1 campata	Nodo: 345 Azione : Folla dx 1 camp. L25 m altra camp. - CN:Fz=-716.44 Mx=4.227e+05
			Nodo: 349 Azione : Folla dx 1 camp. L25 m altra camp. - CN:Fz=-716.44 Mx=4.227e+05
			Nodo: 354 Azione : Folla dx 1 camp. L25 m altra camp. - CN:Fz=-716.44 Mx=4.227e+05
			Nodo: 359 Azione : Folla dx 1 camp. L25 m altra camp. - CN:Fz=-716.44 Mx=4.227e+05
			Nodo: 364 Azione : Folla dx 1 camp. L25 m altra camp. - CN:Fz=-716.44 Mx=4.227e+05
			Nodo: 369 Azione : Folla dx 1 camp. L25 m altra camp. - CN:Fz=-716.44 Mx=4.227e+05
			Nodo: 373 Azione : Folla dx 1 camp. L25 m altra camp. - CN:Fz=-716.44 Mx=4.227e+05
			Nodo: 378 Azione : Folla dx 1 camp. L25 m altra camp. - CN:Fz=-716.44 Mx=4.227e+05
19	Qk	CDC=Qk - Urto TRASV	Nodo: 573 Azione : Urto TRASV - CN:Fy=2.000e+05
20	Qk	CDC=Qk - Urto LONG	Nodo: 573 Azione : Urto LONG - CN:Fx=-7.500e+04

Combinazioni

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	C1_SLU_1	
2	SLU	C2_SLU_2	
3	SLU	C3_SLU_3	
4	SLU	C4_SLU_4	
5	SLU	C5_SLU_5	
6	SLU	C6_SLU_6	
7	SLU	C7_SLU_7	

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 61 di 189

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
8	SLU	C8_SLU_8	
9	SLU	C9_SLU_9	
10	SLU	C10_SLU_11	
11	SLU	C12_SLU_12	
12	SLU	C13_SLU_13	
13	SLU	C14_SLU_14	
14	SLU	C15_SISMA1	
15	SLU	C16_SISMA2	
16	SLU	C17_SISMA3	
17	SLU	C18_SISMA4	
18	SLU	C19_SISMA5	
19	SLU	C20_SISMA6	
20	SLU	C21_SISMA7	
21	SLE(r)	C22_SLE_RARA_1_	
22	SLE(r)	C23_SLE_RARA_2	
23	SLE(r)	C24_SLE_RARA_3	
24	SLE(r)	C25_SLE_RARA_4	
25	SLE(r)	C26_SLE_RARA_5	
26	SLE(r)	C27_SLE_RARA_6	
27	SLE(r)	C28_SLE_RARA_7	
28	SLE(r)	C29_SLE_RARA_8	
29	SLE(r)	C30_SLE_RARA_9	
30	SLE(r)	C31_SLE_RARA10	
31	SLE(r)	C32_SLE_RARA_11	
32	SLE(r)	C33_SLE_RARA_12	
33	SLE(f)	C34_SLE_FREQ_1	
34	SLE(f)	C35_SLE_FREQ_2	
35	SLE(f)	C36_SLE_FREQ_3	
36	SLE(f)	C37_SLE_FREQ_4	
37	SLE(f)	C38_SLE_FREQ_5	
38	SLE(f)	C39_SLE_FREQ_6	
39	SLE(f)	C40_SLE_FREQ_7	
40	SLE(f)	C41_SLE_FREQ_8	
41	SLE(p)	C42_SLE_Q.P._1	
42	SLU	C43 - SLU urto trasv.	
43	SLU	C44 - SLU urto long.	

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
2	1.35	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0								
3	1.35	1.35	1.35	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	1.35	1.35	0.0	0.0								
4	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.35	0.0	1.35	0.0	0.0	0.90	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
5	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	1.35	1.35	1.35	0.0	0.90	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
6	1.35	1.35	1.35	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.35	0.90	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
7	1.35	1.35	1.35	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	1.35	0.90	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
8	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	1.35	0.90	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
9	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	1.35	0.90	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
10	1.35	1.35	1.35	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
11	1.35	1.35	1.35	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
12	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
13	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.00	0.0

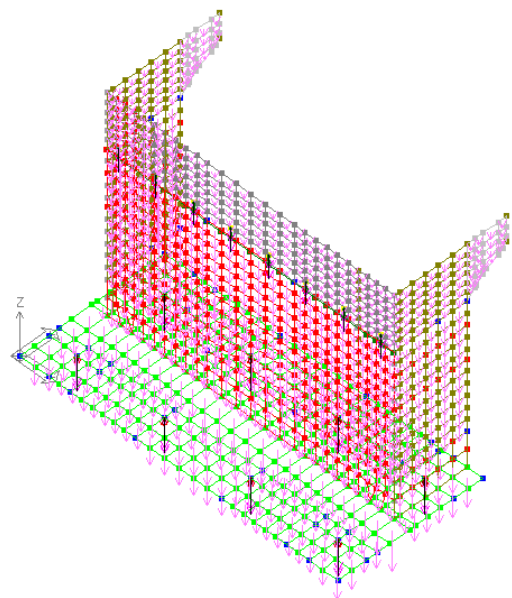
Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 62 di 189

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
14	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0								
15	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30
	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0								
16	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30
	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0								
17	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00
	-0.30	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0								
18	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00
	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0								
19	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30
	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0								
20	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30
	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0								
21	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0								
22	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0								
23	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.60	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
24	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0	0.60	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
25	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.60	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
26	1.00	1.00	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.60	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
27	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	1.00	0.60	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
28	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.60	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
29	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0								
30	1.00	1.00	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.75	0.75	0.0	0.0								
31	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.75	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
32	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.75	0.75	0.75	0.0	1.00	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
33	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0								
34	1.00	1.00	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.75	0.75	0.0	0.0								
35	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.75	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
36	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.75	0.75	0.75	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
37	1.00	1.00	1.00	0.56	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
38	1.00	1.00	1.00	0.0	0.56	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
39	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.56	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
40	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.56	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
41	1.00	1.00	1.00	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								
42	1.00	1.00	1.00	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	1.00	0.0								
43	1.00	1.00	1.00	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	1.00								

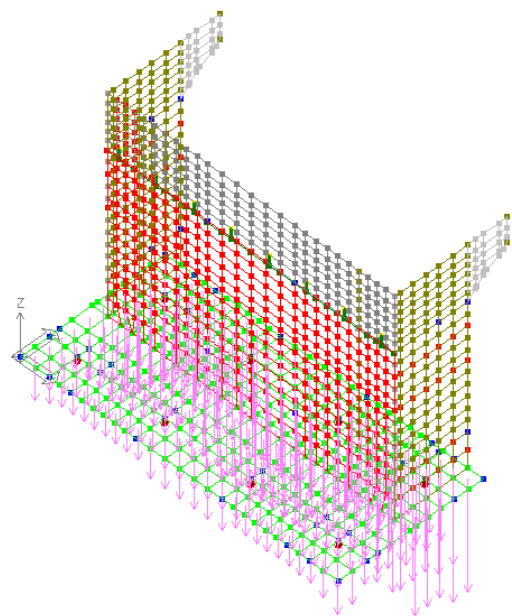
8.3 Carichi agenti

Si riportano i carichi applicati per ogni caso di carico adottato, con riferimento alle combinazioni sopra già esplicitate (avendo ottimizzato le visualizzazioni grafiche) :

SPALLA

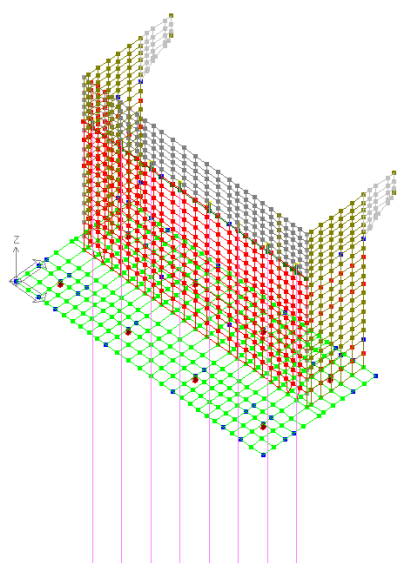


Peso proprio

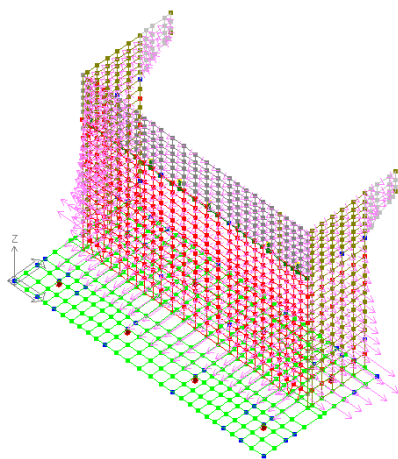


Carico permanente terreno sopra plinto

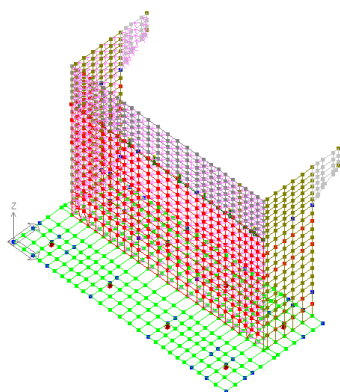
Elaborato	Revisione	Data	
Ponte S.P27 Linea FER	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 64 di 189



Carico permanente impalcato

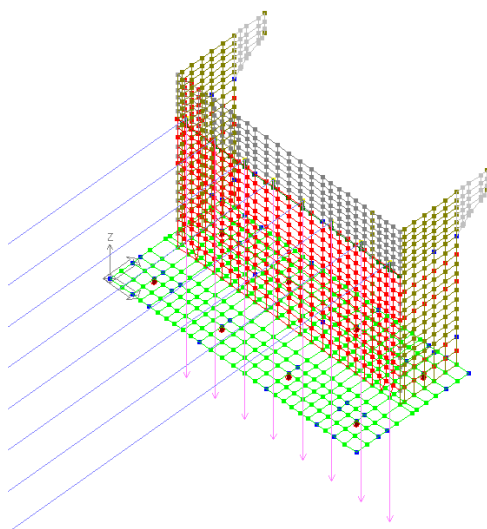
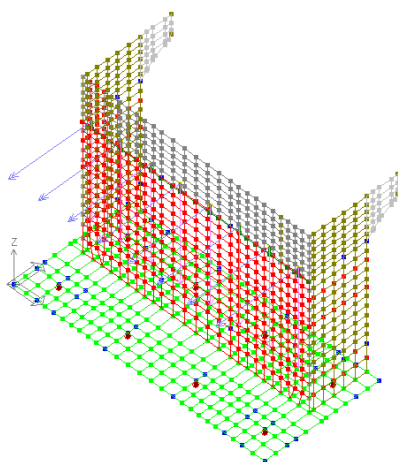
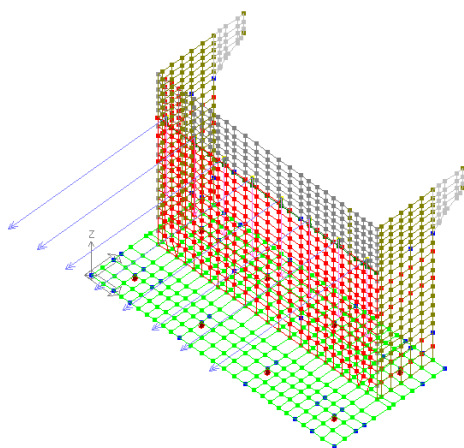


Spinta terreno a tergo

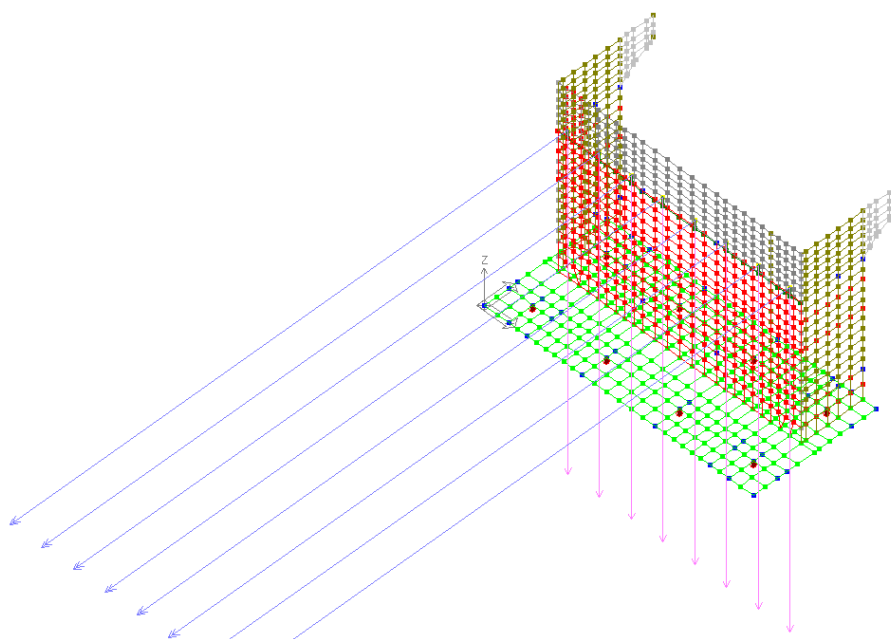


Spinta sovraccarico accidentale a tergo

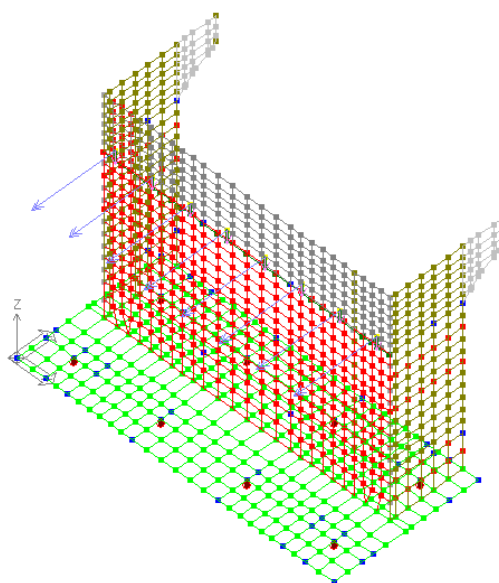
<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 65 di 189



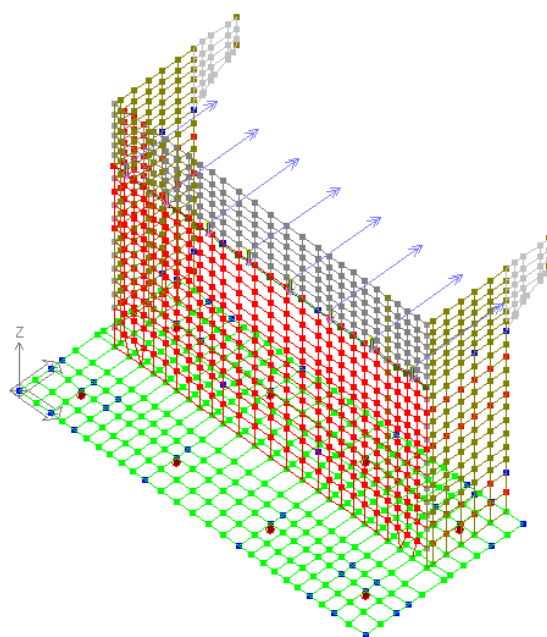
<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 66 di 189



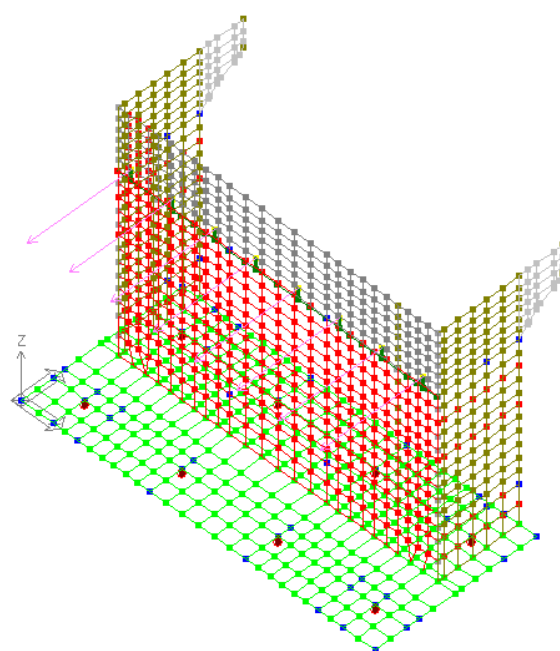
Qacc traffico sup – Schema 1 (con casi di corsie da traffico traslate in senso trasversale e longitudinale per avere le azioni corrispondenti ad azione normale massima e momento torcente massimo)



Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 67 di 189

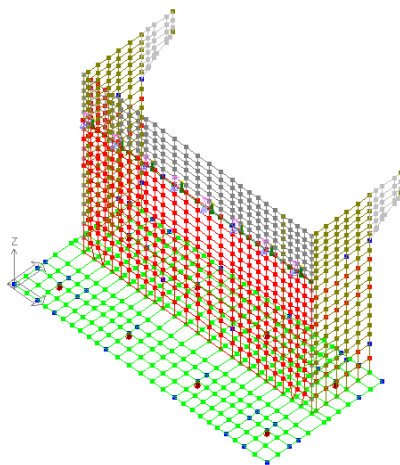
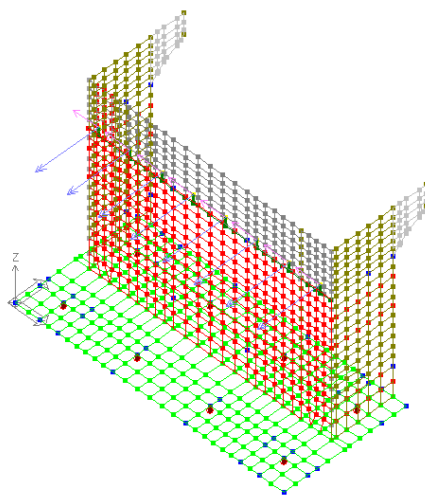


Folla

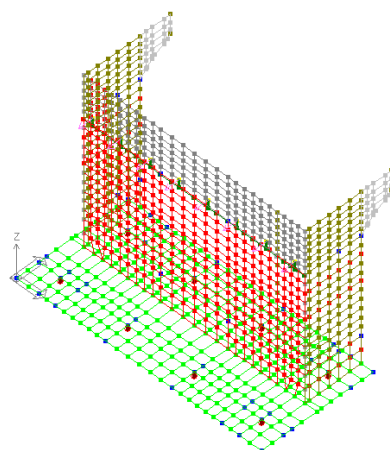


Frenamento

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 68 di 189

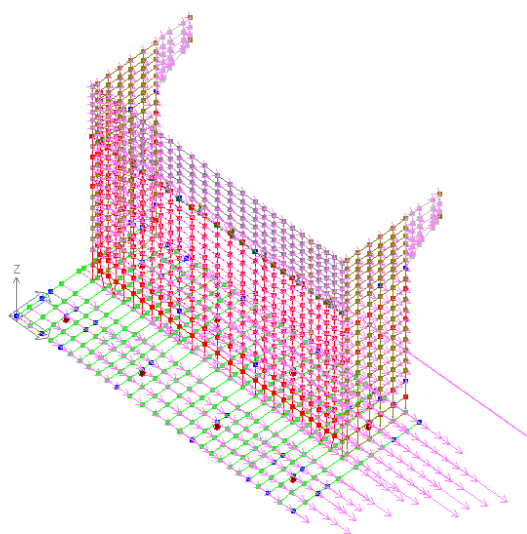


Vento

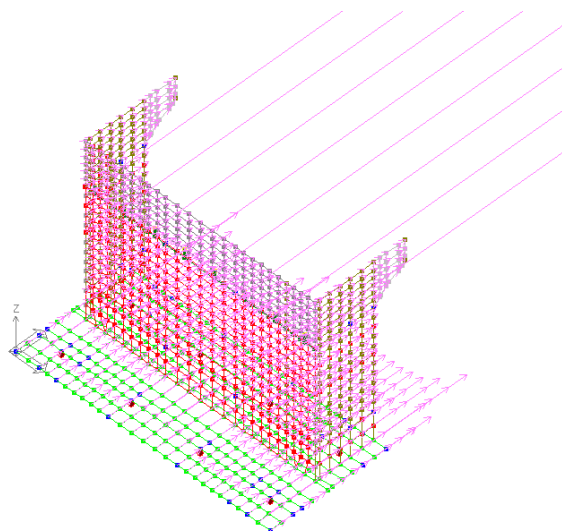


Attrito

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 69 di 189

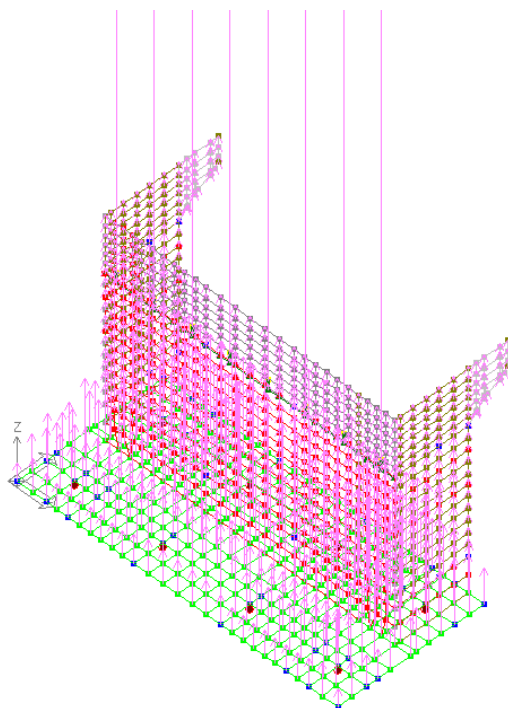


Sisma X

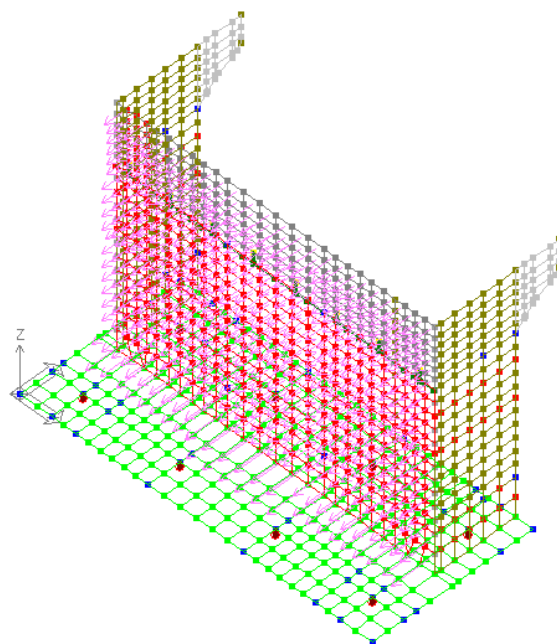


Sisma y

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 70 di 189



Sisma Z

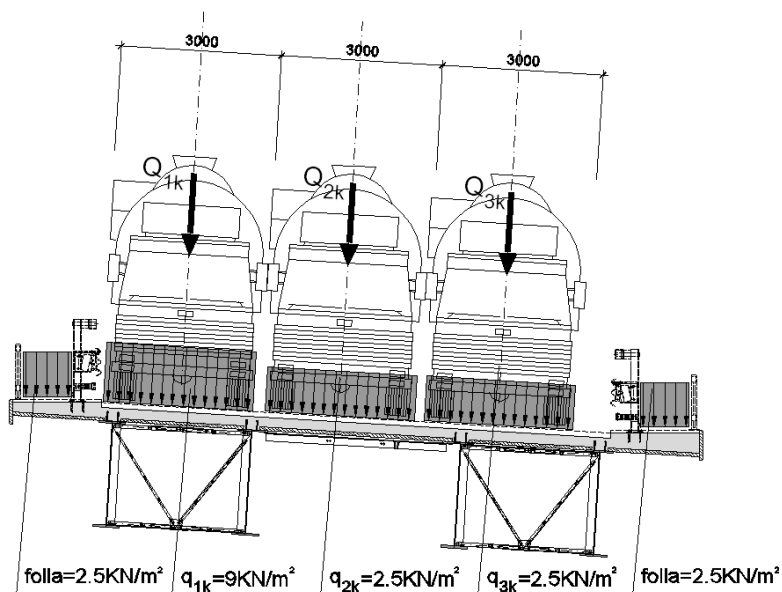


Sovrappinta sisma terra (formulazione di Wood con forma rettangolare)

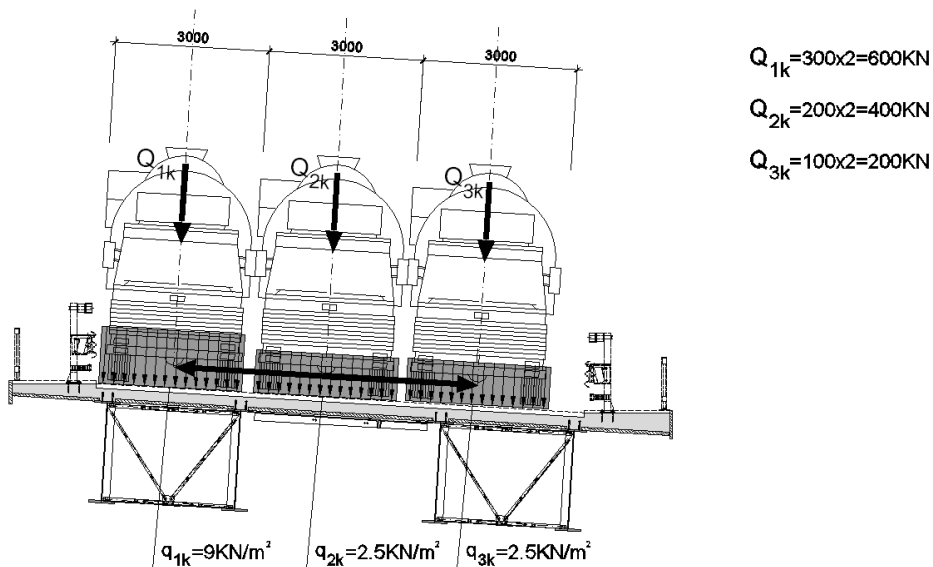
Si riportano le immagini esplicative delle condizioni di carico da traffico adottate sia in senso trasversale che longitudinale :

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 71 di 189

DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI SULL'IMPALCATO

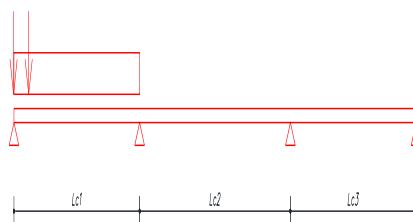
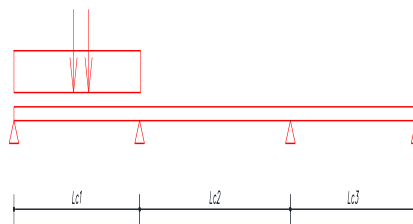
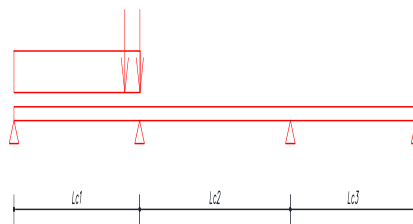


DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI SULLA SOLETTA: TRASLAZIONE IN SENSO TRASVERSALE ALL'IMPALCATO



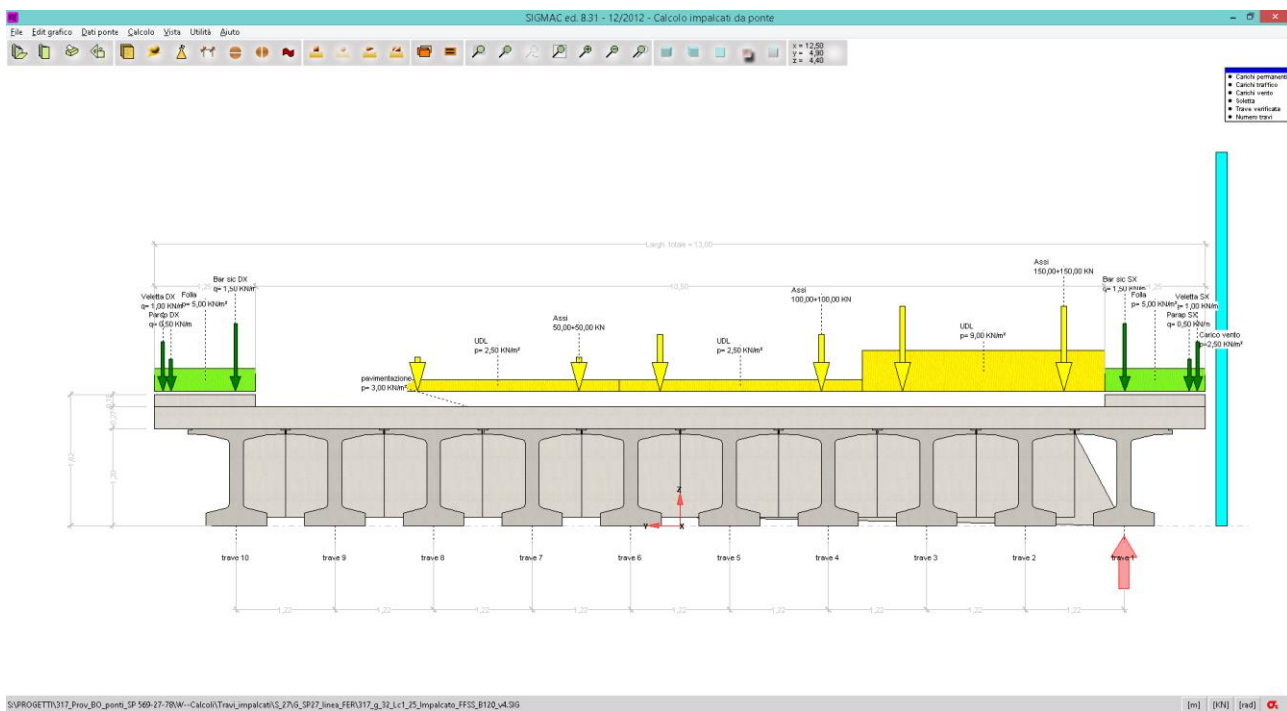
DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI SULL'IMPALCATO IN SENSO LONGITUDINALE

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 72 di 189

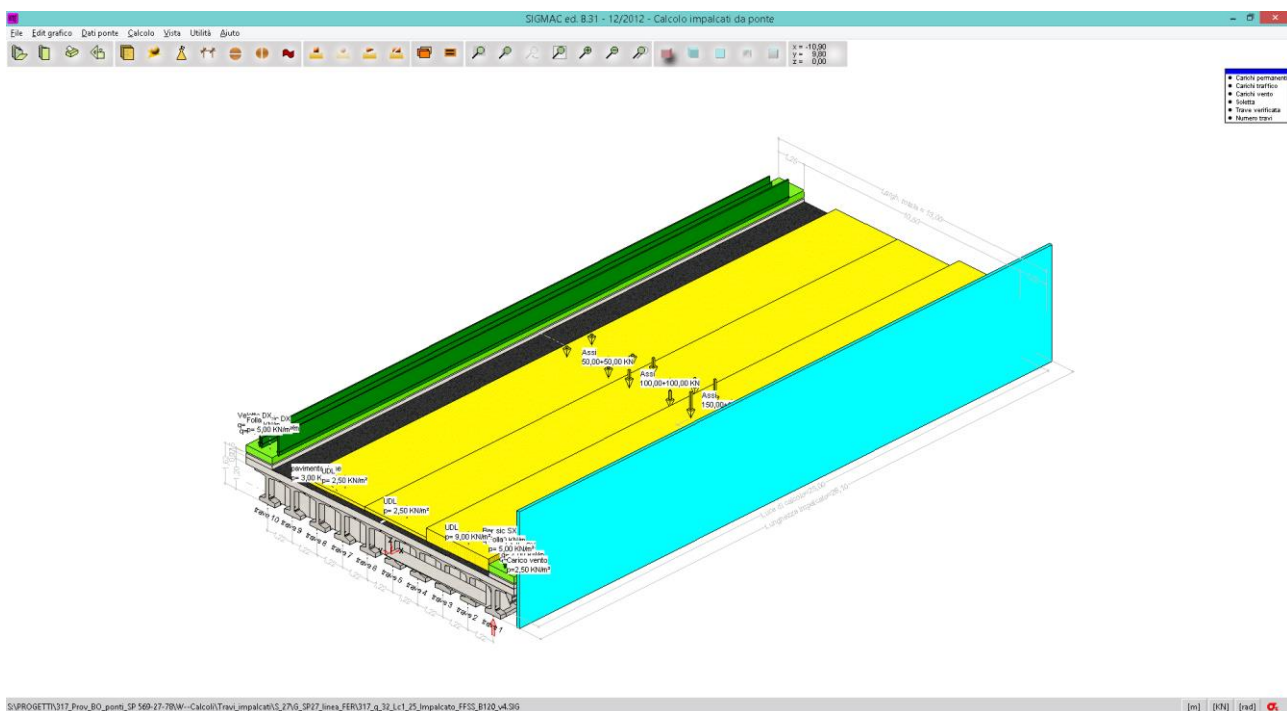


Seguono le immagini tratte dal programma ENG 8.31 (per gli impalcati) con la disposizione delle corsie di carico :

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 73 di 189



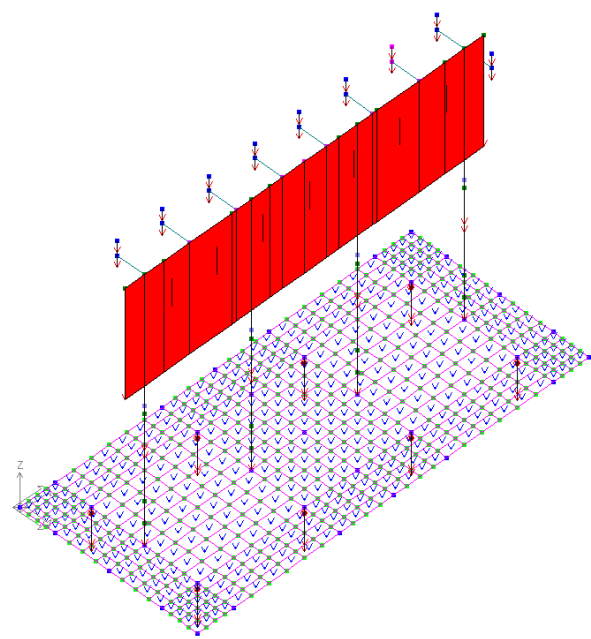
Sezione trasversale



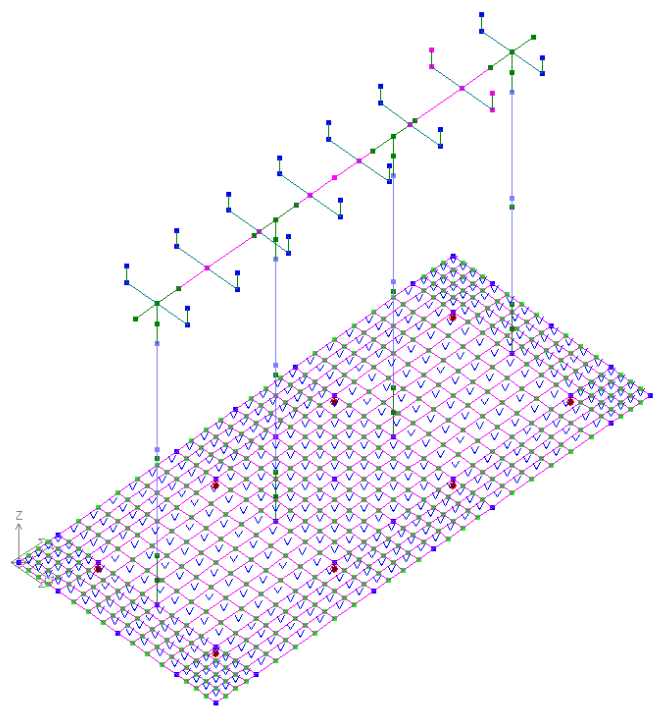
Vista assonometrica

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 74 di 189

PILA (in analogia alla spalla)

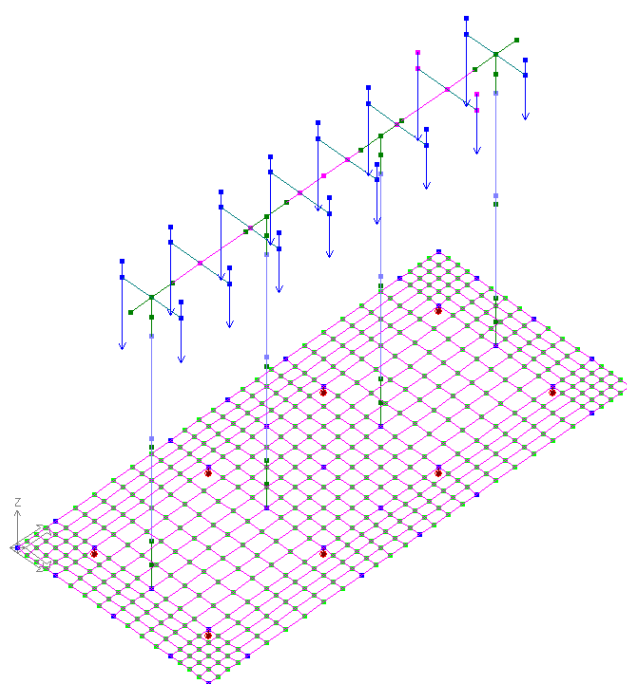


Pp

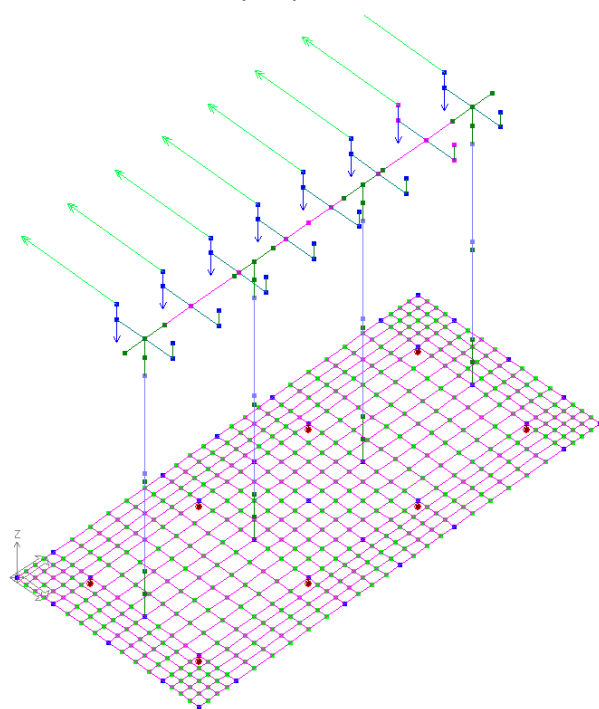


Cp terreno su plinto

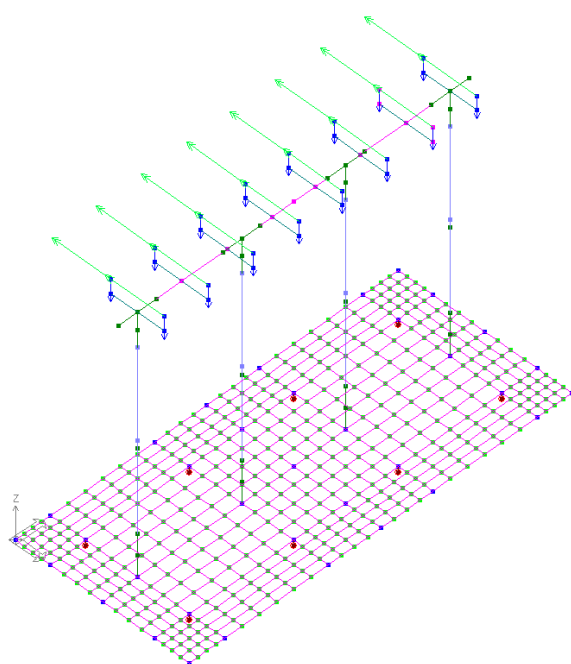
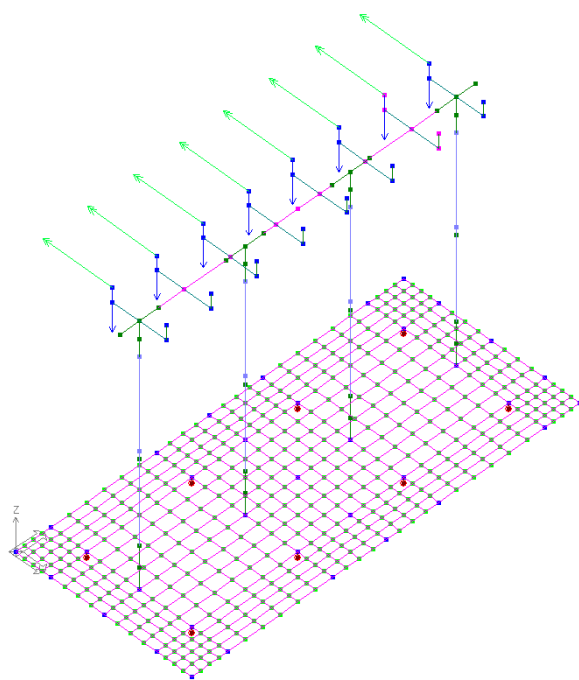
Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 75 di 189



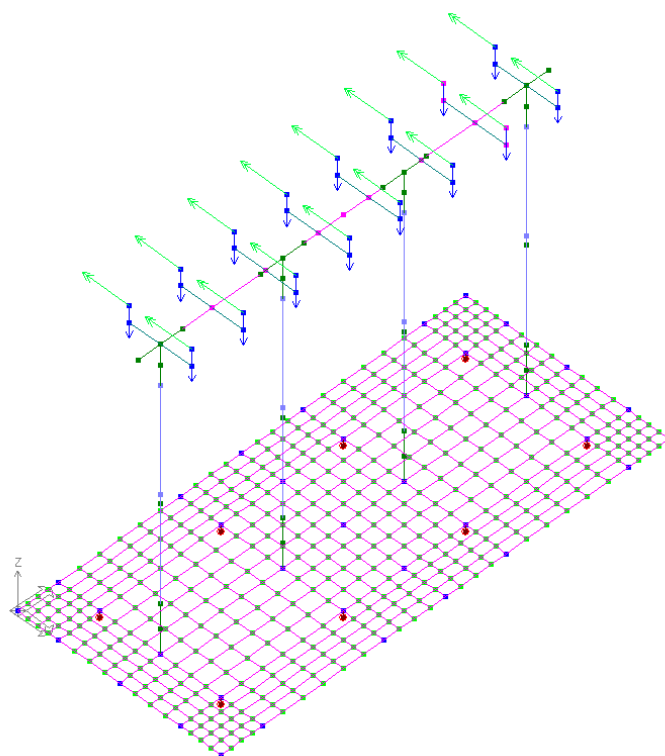
Cp impalcato



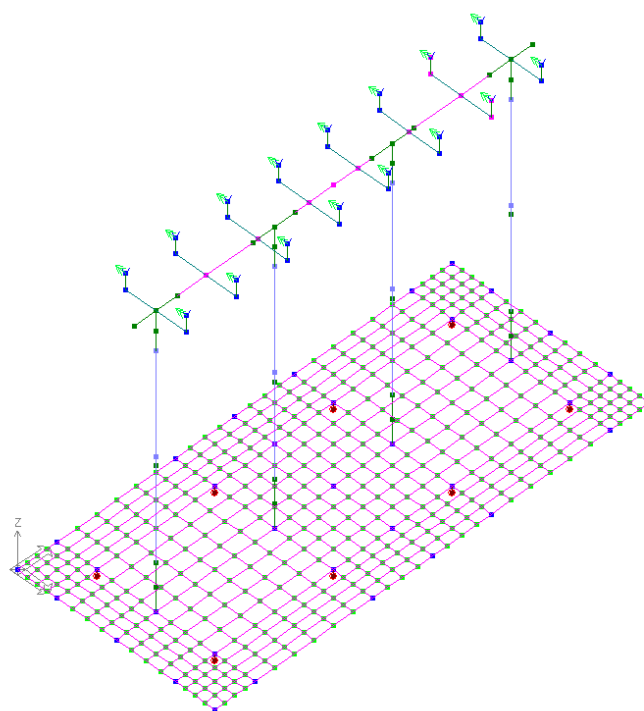
Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 76 di 189



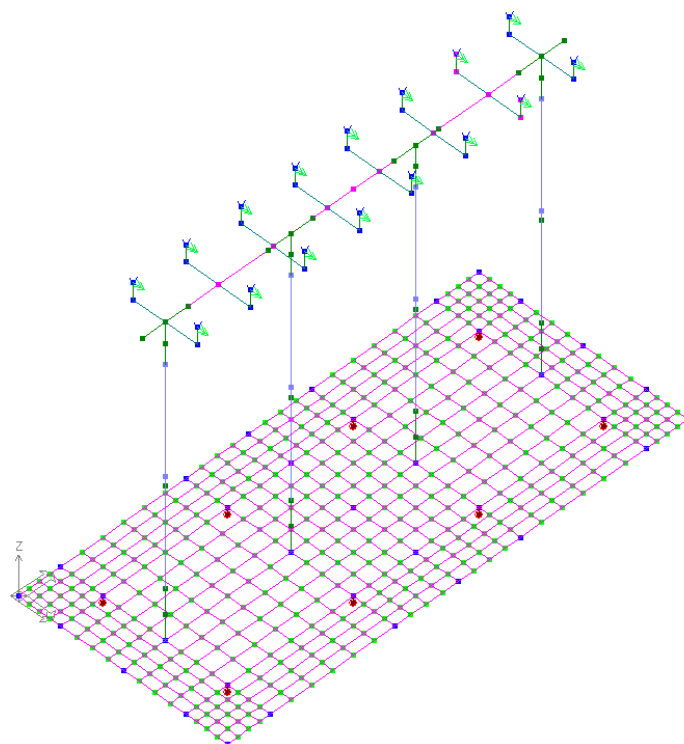
Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 77 di 189



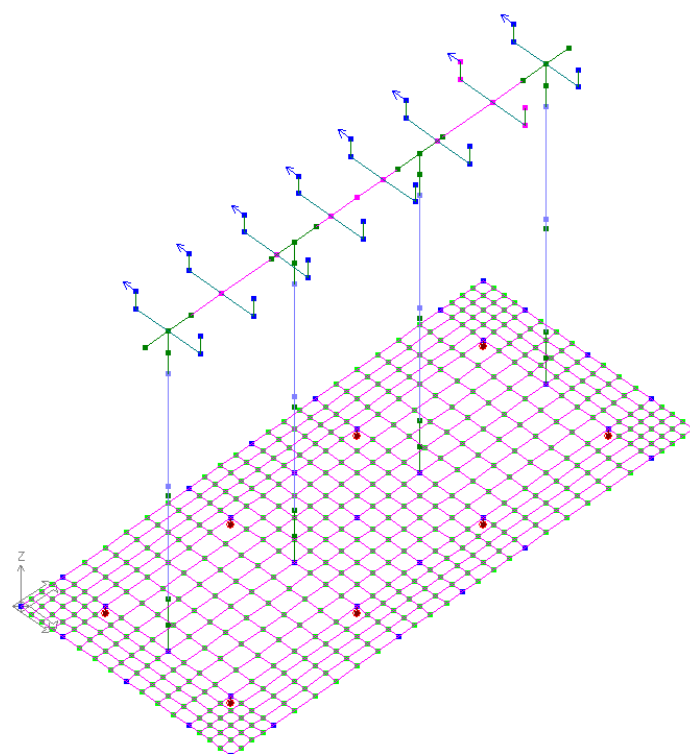
Qacc traffico sup – Schema 1



Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 78 di 189

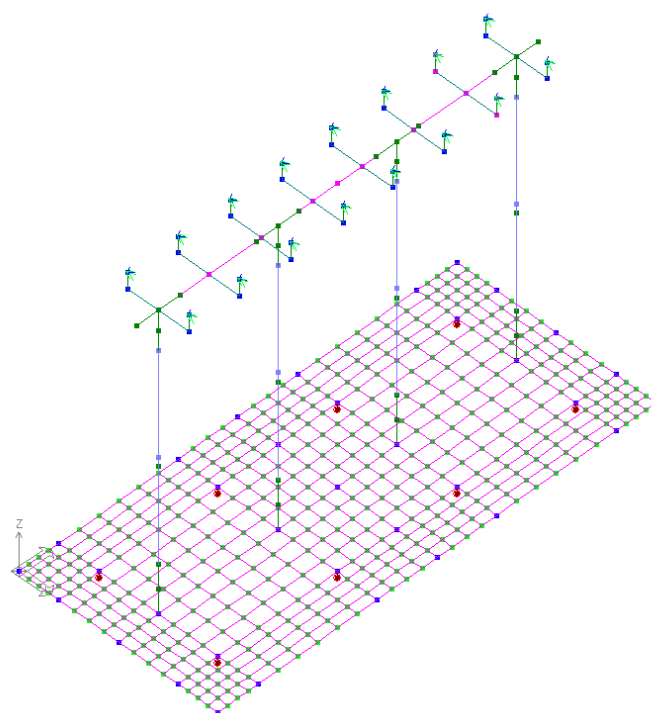
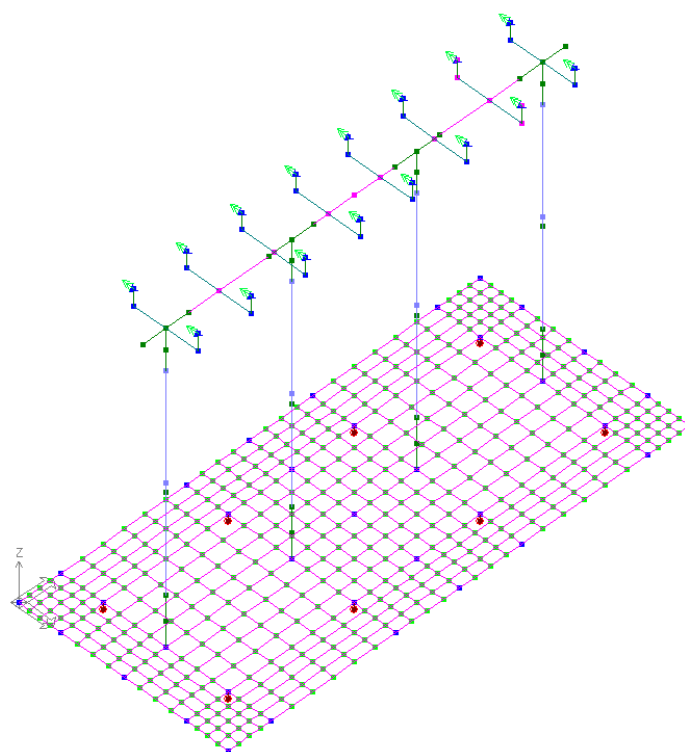


Folla



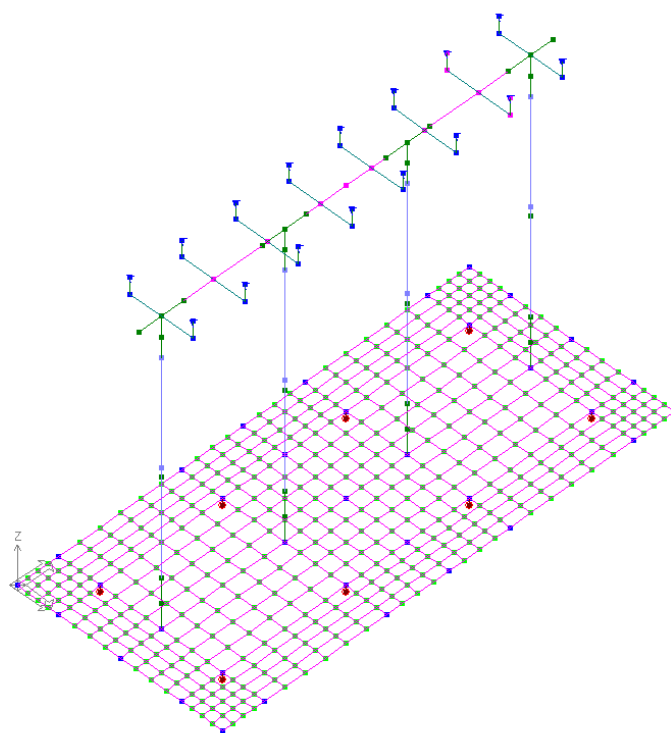
Frenamento

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>	
Ponte S.P27 Linea FER	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 79 di 189

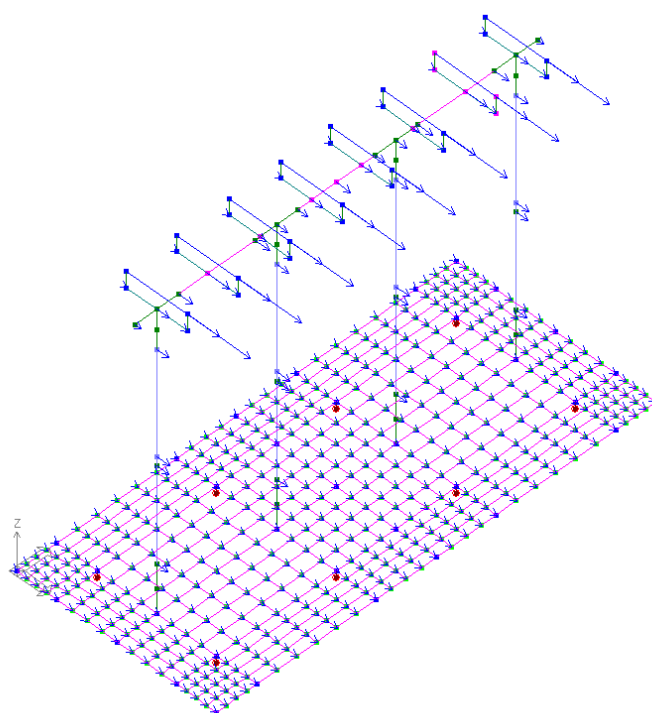


Vento

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 80 di 189

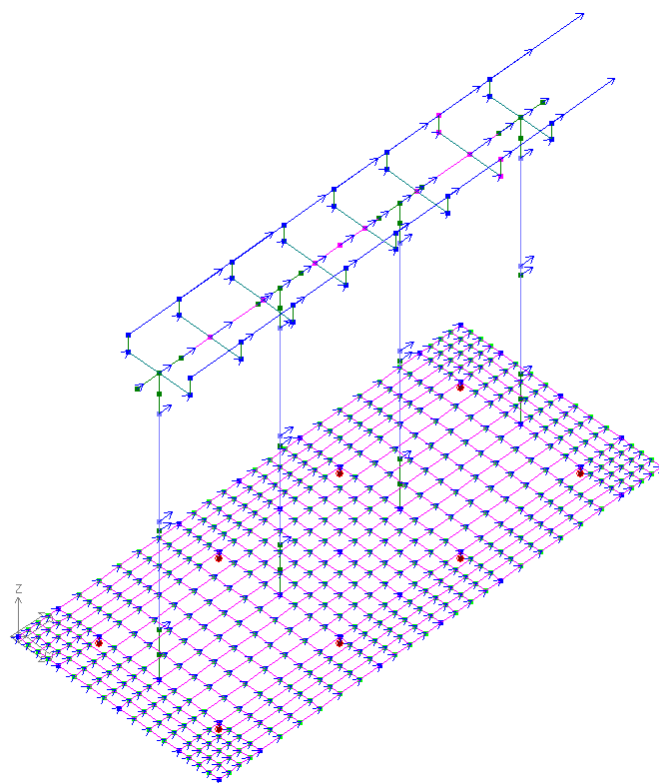


Attrito

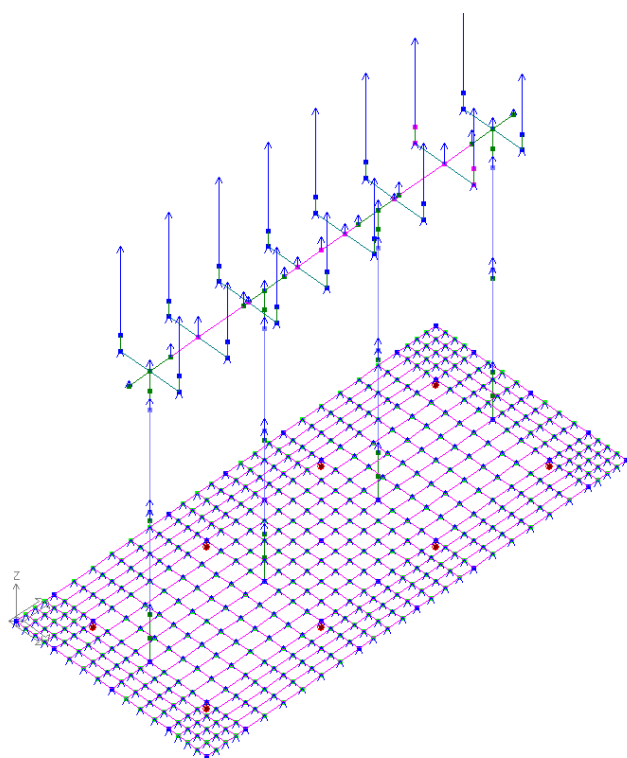


Sisma X

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 81 di 189

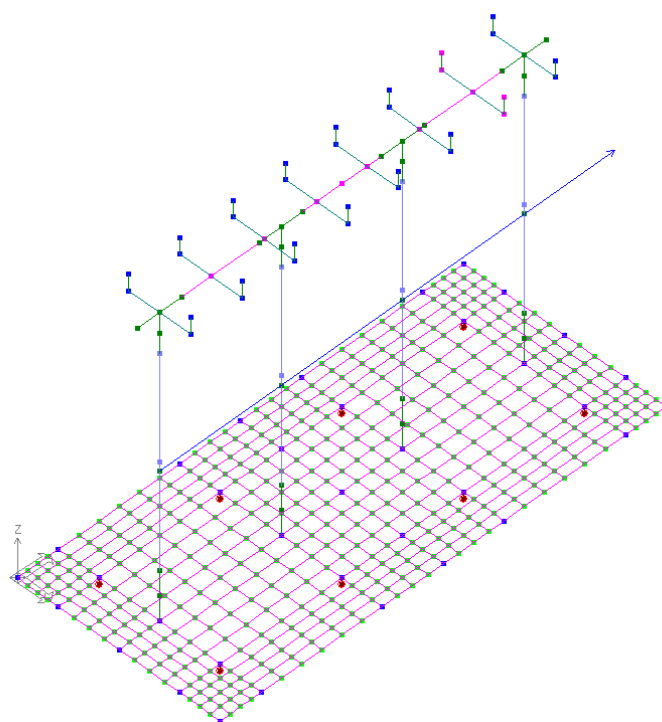


Sisma Y

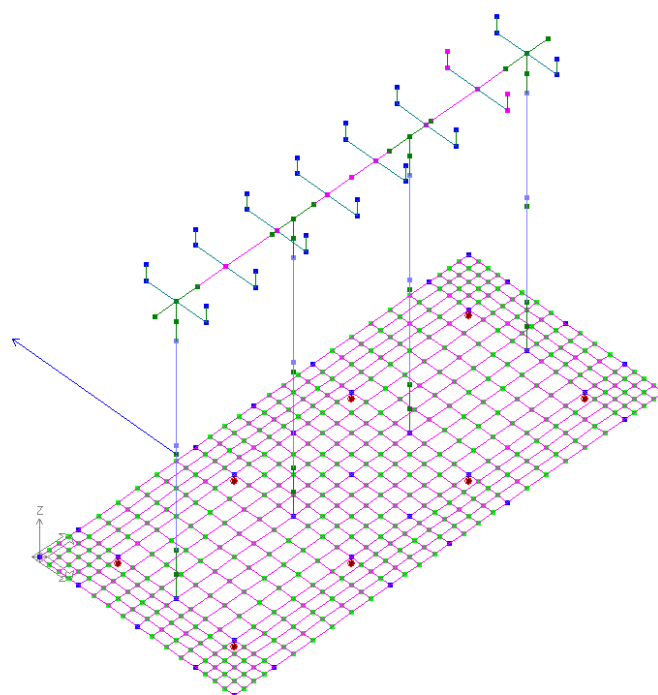


Sisma Z

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 82 di 189



Urto FFSS trasv



Urto FFSS long

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 83 di 189

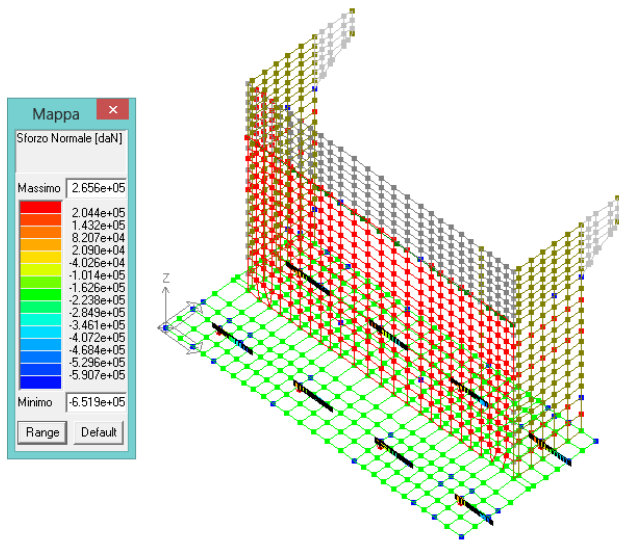
8.4 Azioni interne, deformate e azioni sulle fondazioni

Si riportano gli inviluppi delle azioni interne.

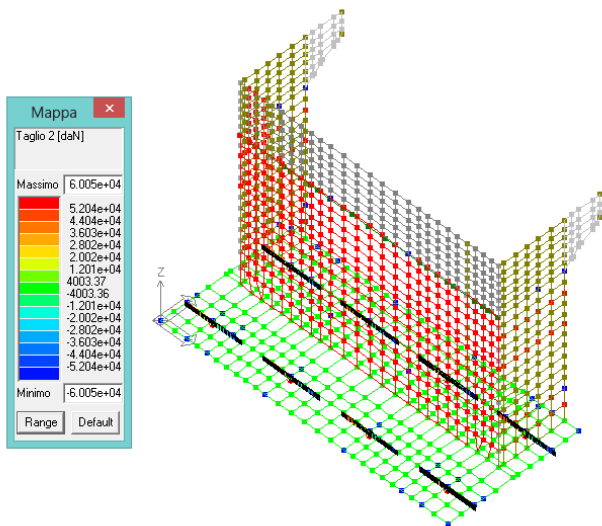
Per i pali di fondazione si riportano le azioni massime di inviluppo relative a tutte le combinazioni e lungo il palo medesimo in direzione verticale; seguono anche le azioni interne massime per gli altri elementi strutturali costituiti da shell (plinto, elevazione, muri di risvolto, paraghiaia ed orecchi) e beam (pali e baggioli) avendo proceduto all'ottimizzazione delle visualizzazioni grafiche.

SPALLA

Pali

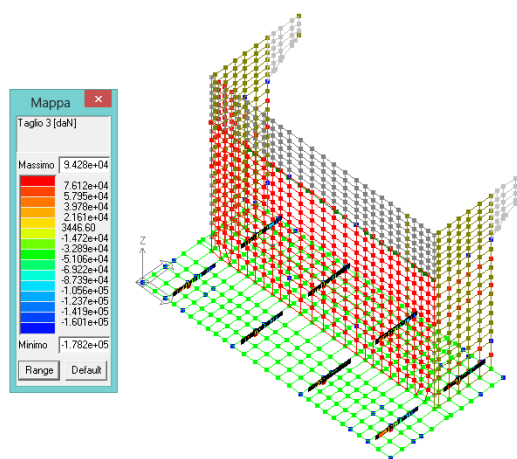


N (daN)

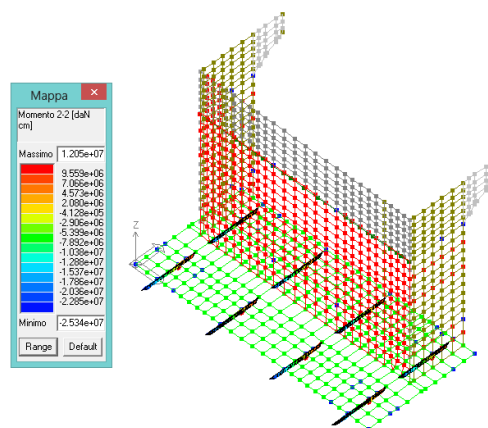


T2 (daN)

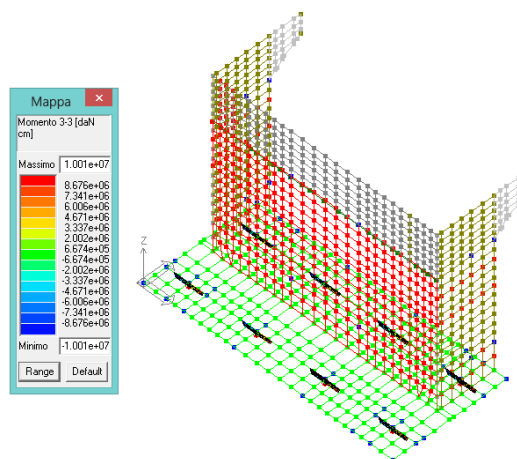
Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 84 di 189



T3 (daN)



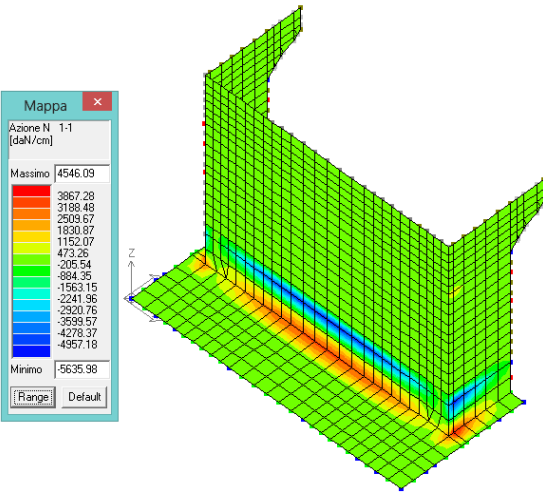
M2 (daNcm)



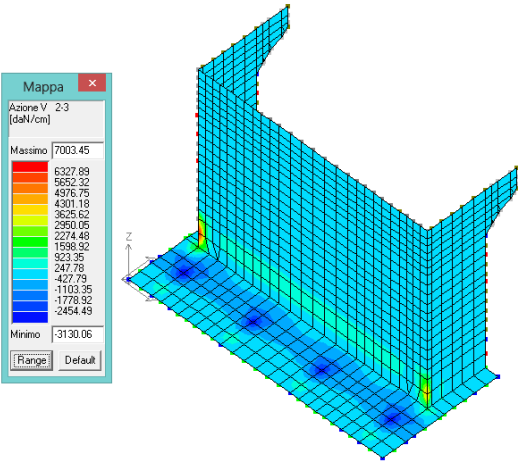
M3 (daNcm)

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 85 di 189

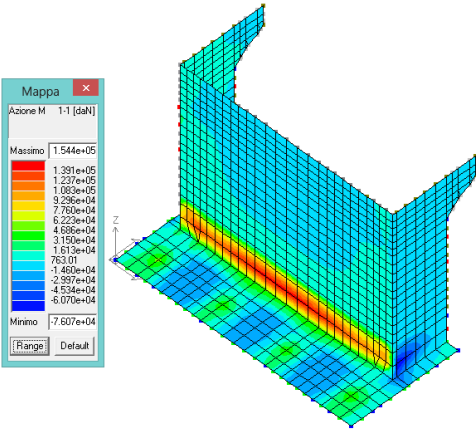
Shell



N (daN/cm)

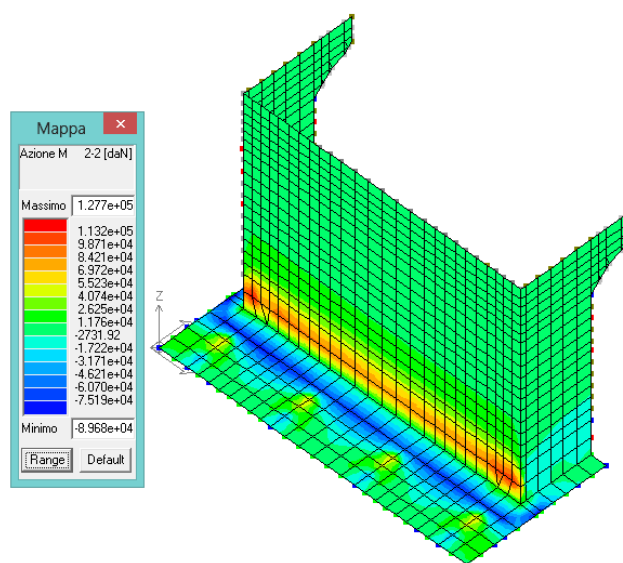


T2 (daN/cm)



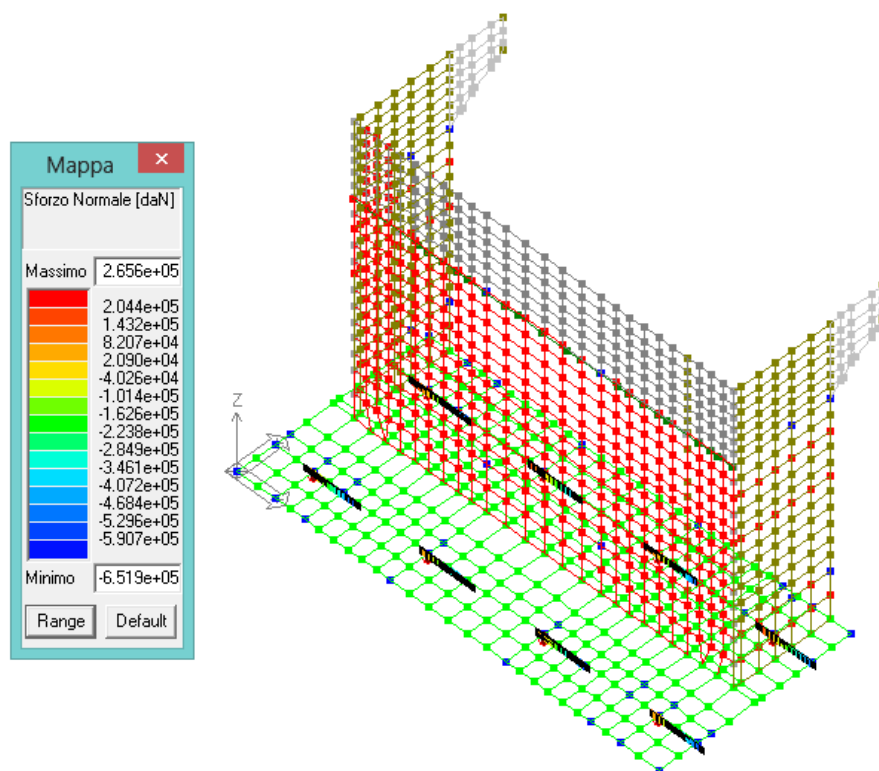
M2 (daNcm/cm)

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 86 di 189



M3 (daNcm/cm)

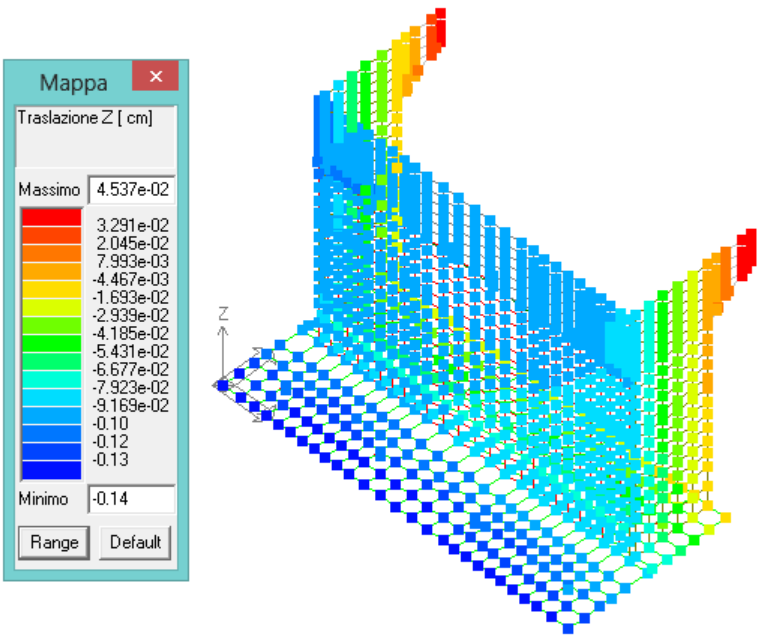
Si riportano le pressioni massime agli SLU-GEO sui pali di fondazione :



N (daN)

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 87 di 189

Si riportano le deformate massime agli SLE rare :

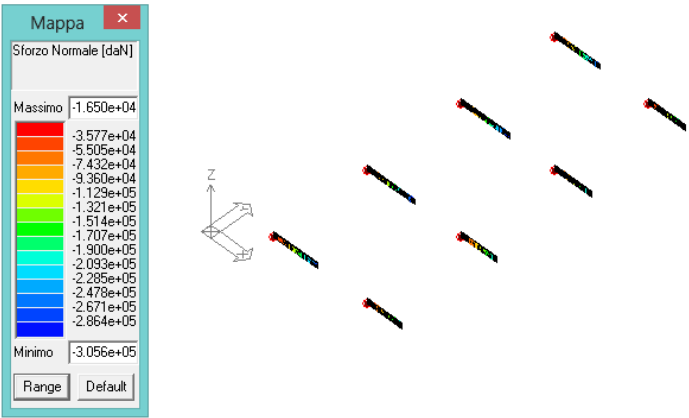


Spostamento Δz (cm)

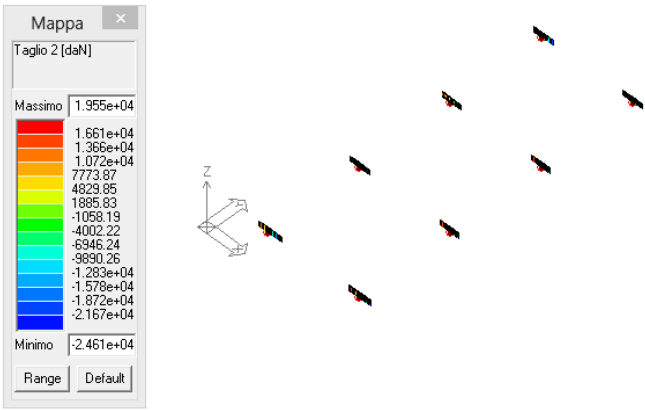
Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 88 di 189

PILA (in analogia alla spalla)

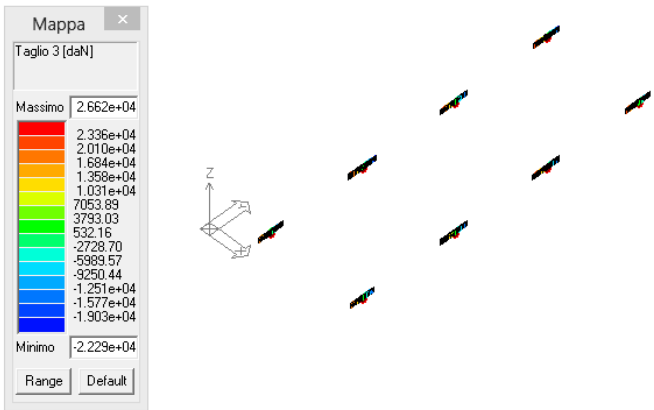
Pali



N (daN)

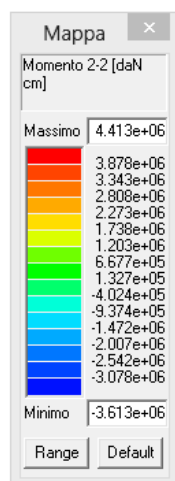


T2 (daN)

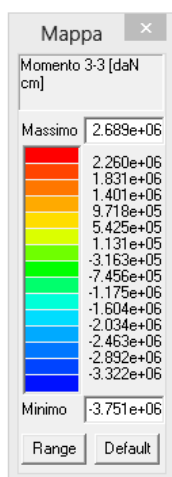


T3 (daN)

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 89 di 189



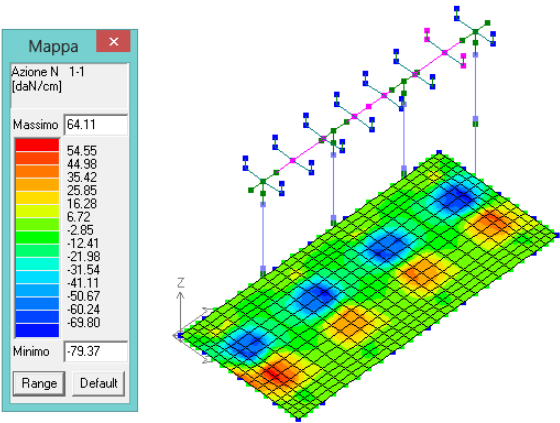
M2 (daNcm)



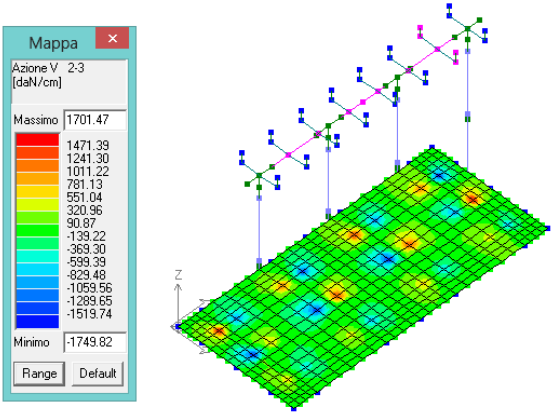
M3 (daNcm)

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 90 di 189

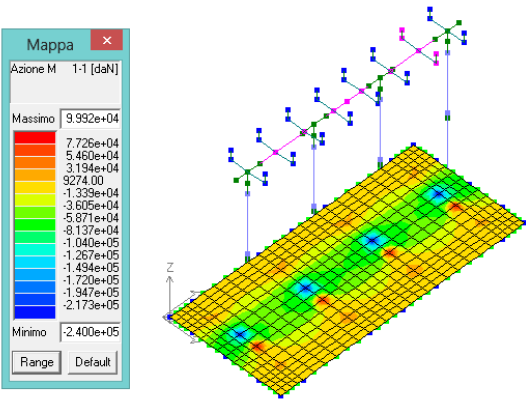
Shell



N (daN/cm)

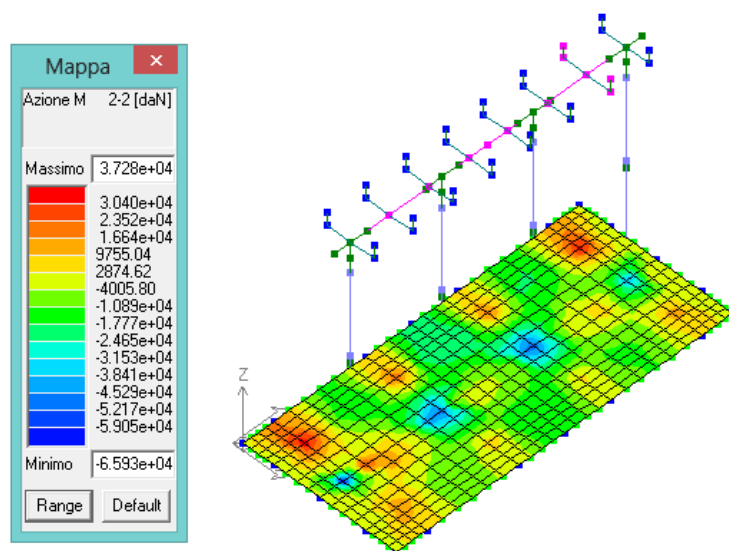


T2 (daN/cm)



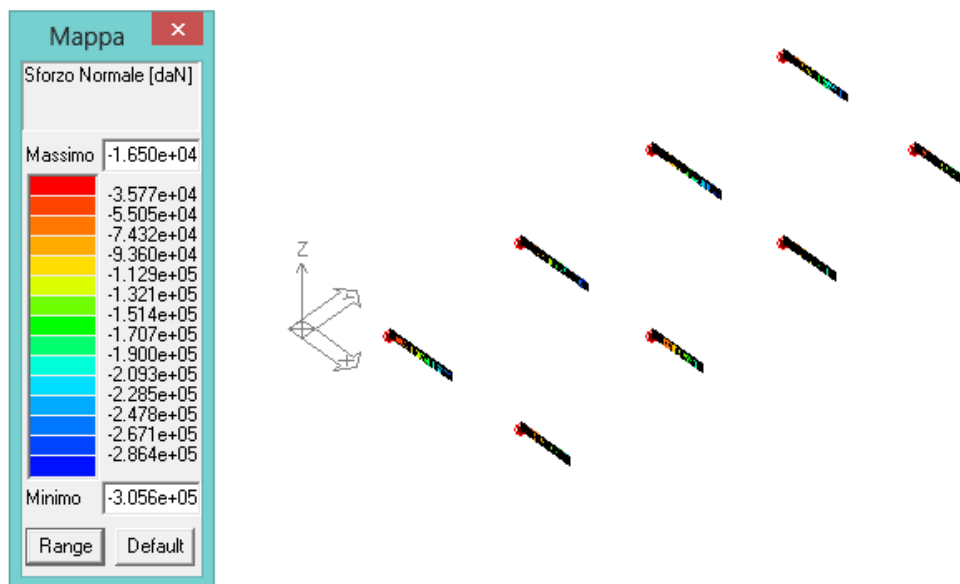
M2 (daNcm/cm)

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 91 di 189



M_3 (daNcm/cm)

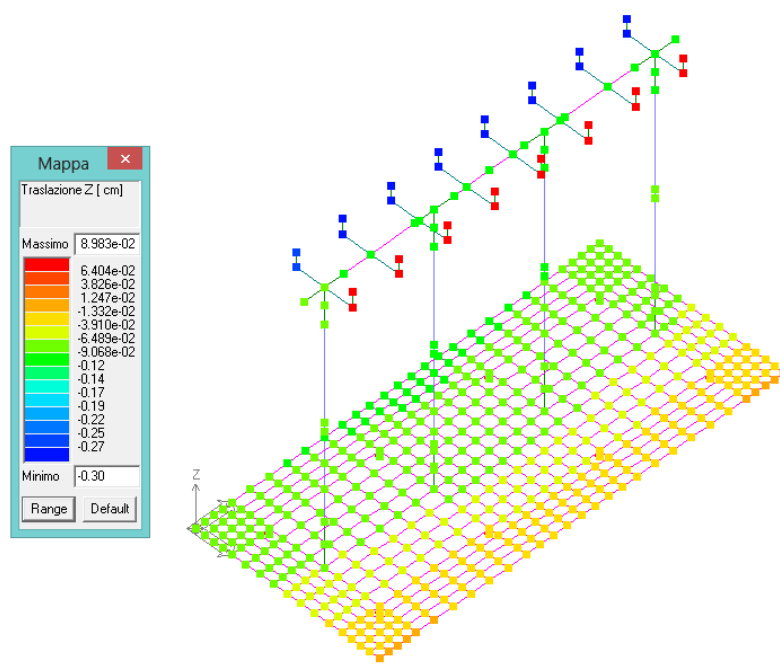
Si riportano le pressioni massime agli SLU-GEO sui pali di fondazione :



N (daN)

Si riportano le deformate massime agli SLE rare :

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 92 di 189



Spostamento Δz (cm)

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 93 di 189

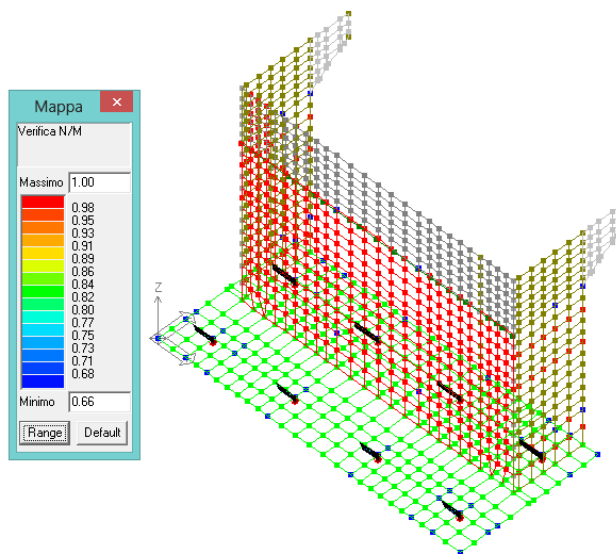
8.5 Verifiche SLU-SLE

Si riportano le verifiche degli elementi strutturali in base agli involuپی delle azioni interne sopra riportati .

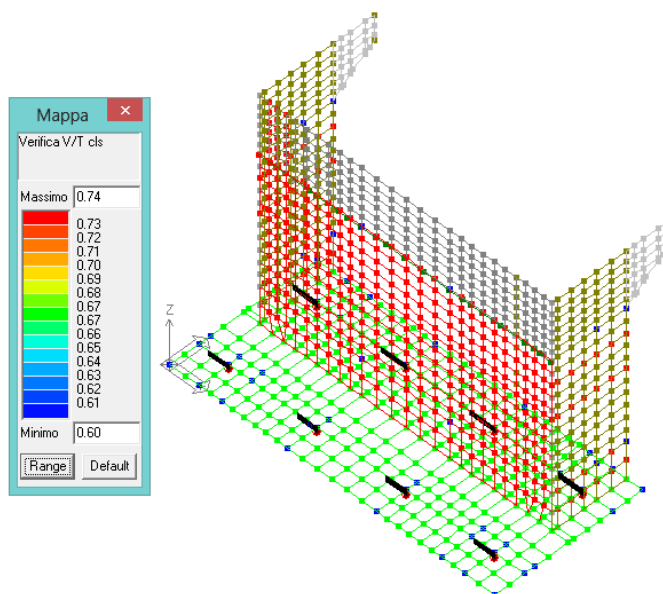
Si riportano per i vari elementi strutturali le verifiche del C.A. del software di calcolo PROSAP. Nel seguito si riportano comunque le verifiche esplicite (per presso-flessione e taglio) delle singole sezioni con indicazione di azioni agenti, armature e geometrie, avendo sempre proceduto all'ottimizzazione delle immagini.

SPALLA

Pali



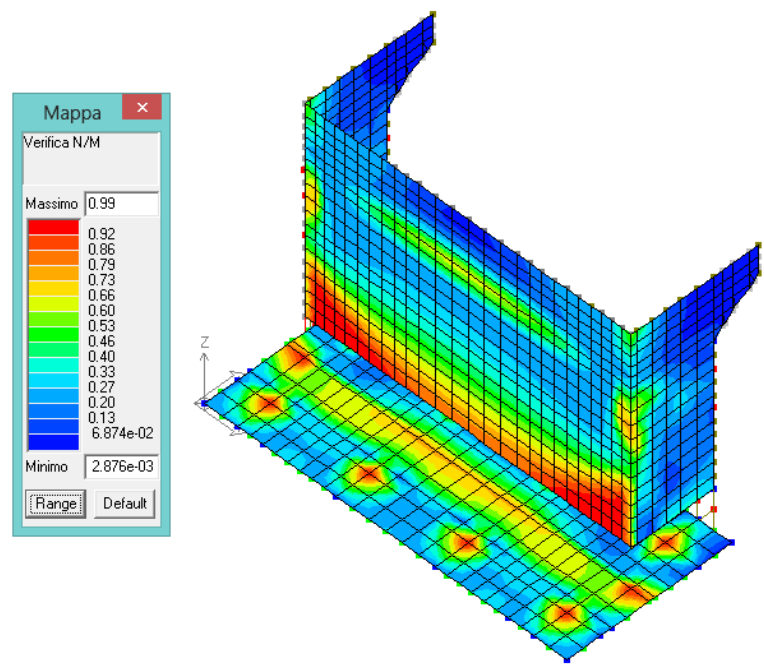
Verifica N/M SLU



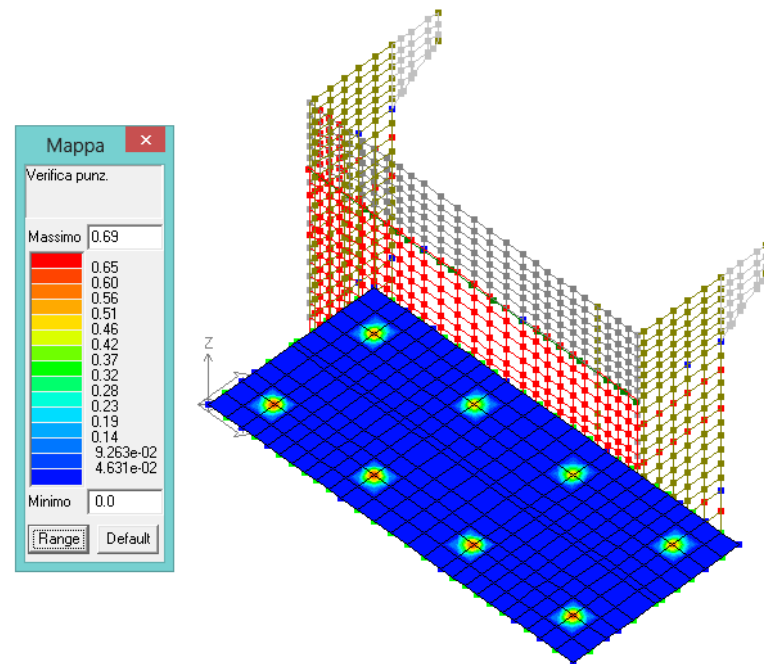
Verifica V/T SLU

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 94 di 189

Shell



Verifica N/M SLU

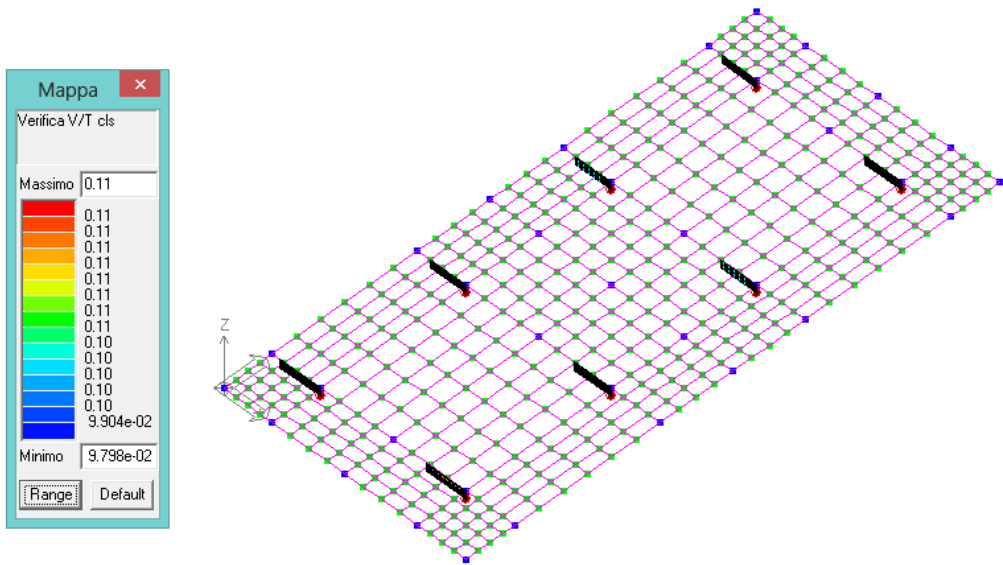
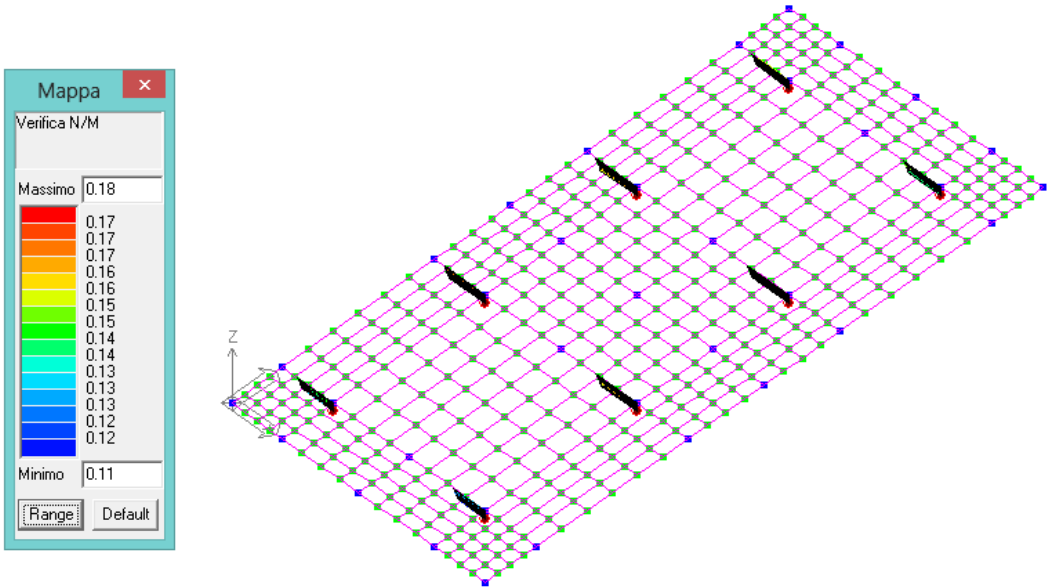


Verifica punzonamento SLU

Elaborato	Revisione	Data	
Ponte S.P27 Linea FER	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 95 di 189

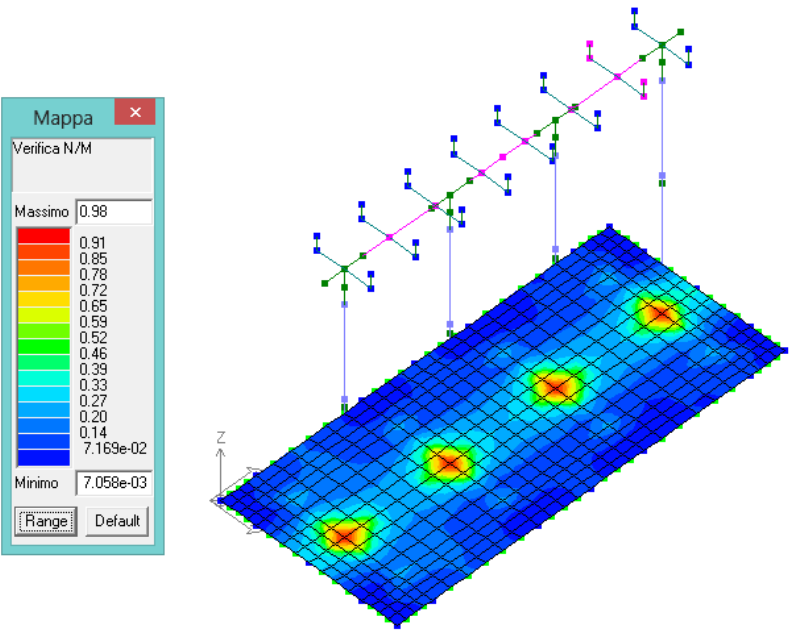
PILA

Pali

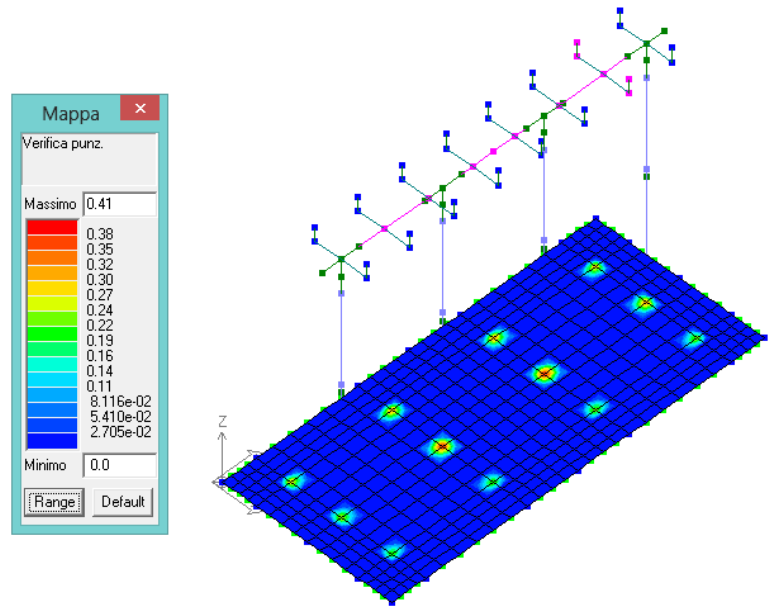


Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 96 di 189

Shell



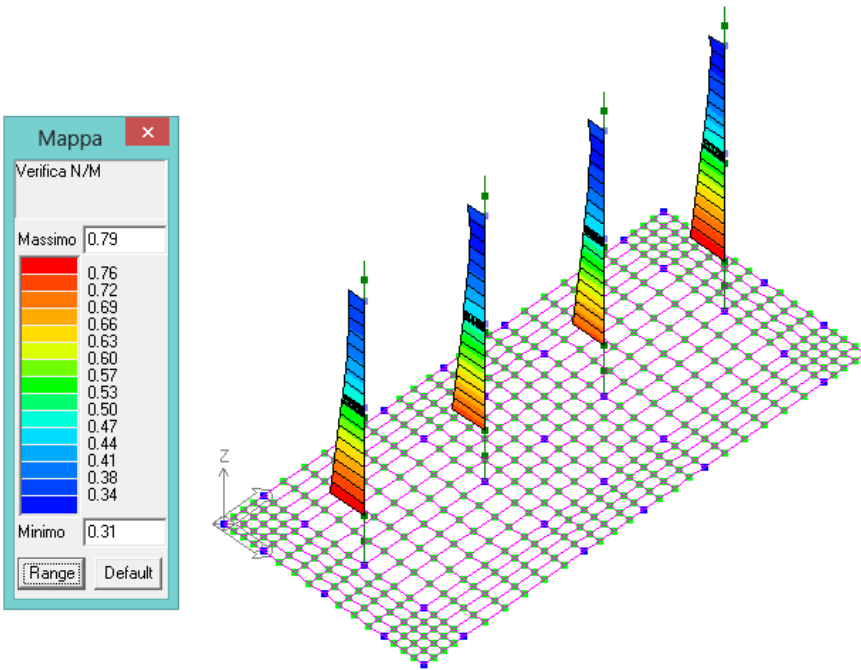
Verifica N/M SLU



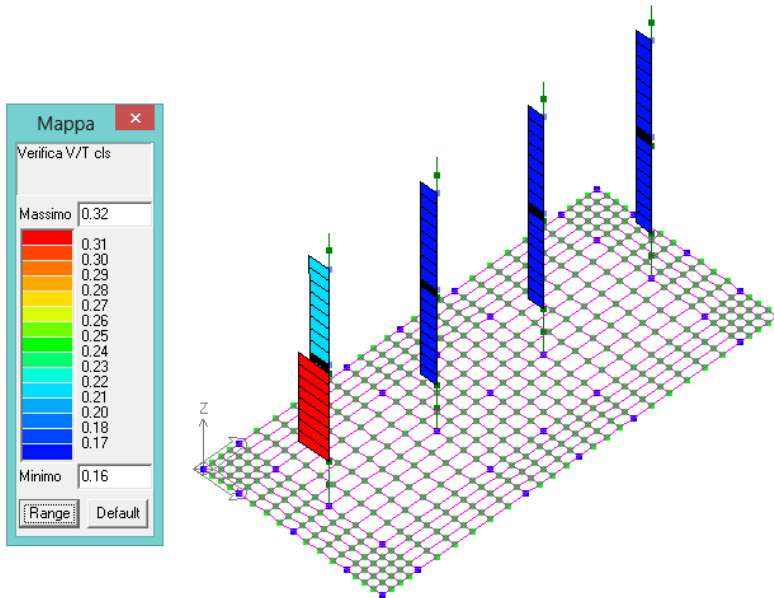
Verifica punzonamento SLU

Elaborato	Revisione	Data	
Ponte S.P27 Linea FER	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 97 di 189

Colonne

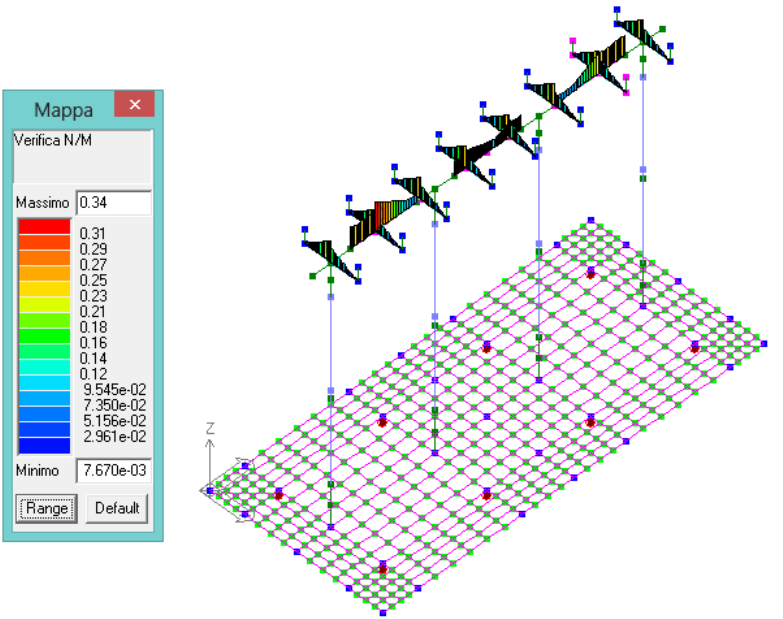


Verifica N/M SLU

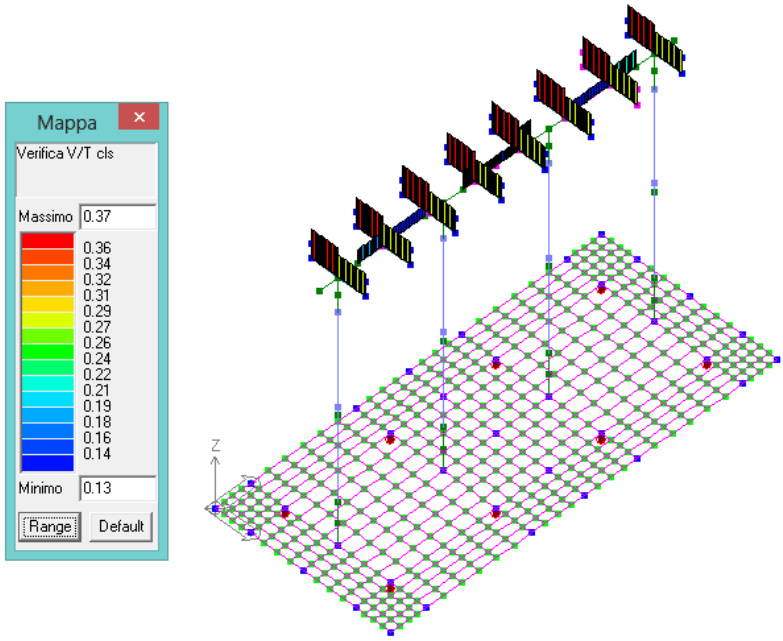


Verifica V/T SLU

Elaborato	Revisione	Data	
Ponte S.P27 Linea FER	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 98 di 189

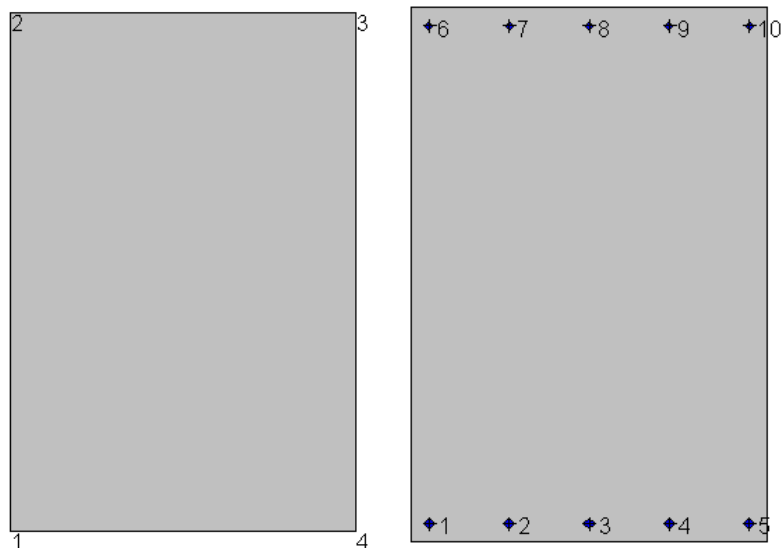
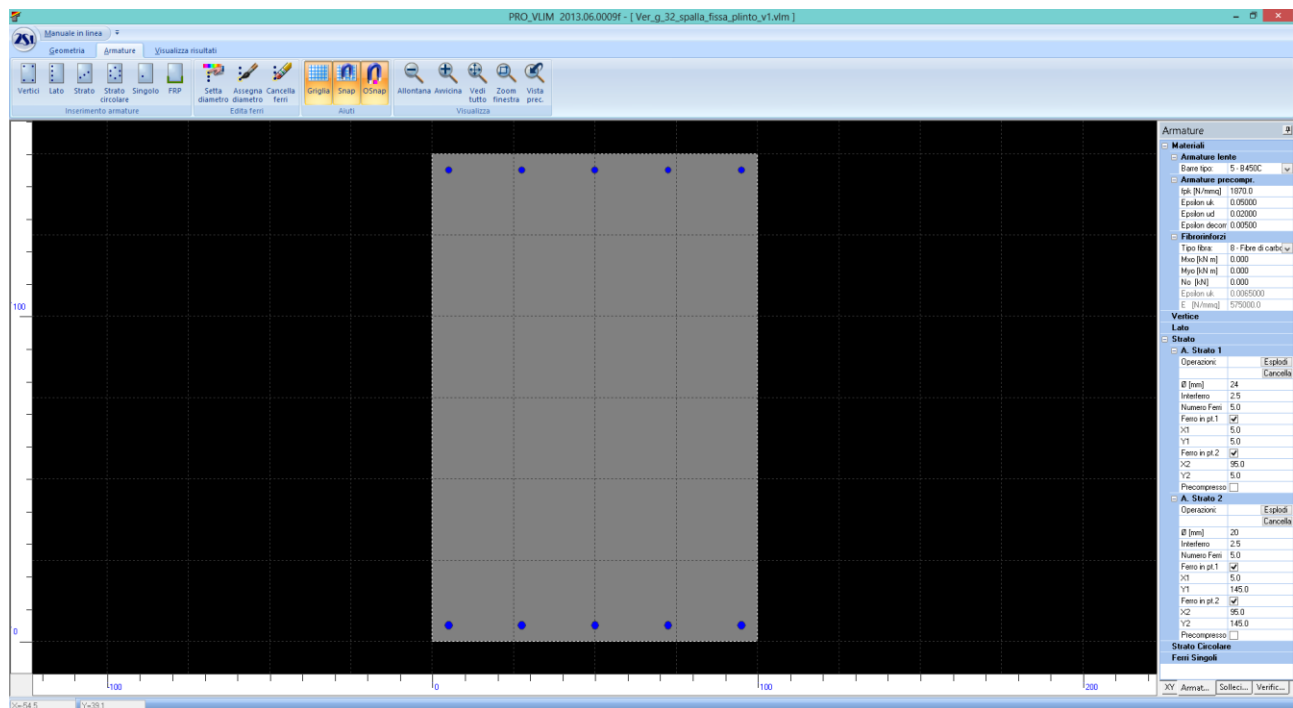


Verifica N/M SLU



Verifica V/T SLU

Plinto



Geomeria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	150,0
3	100,0	150,0
4	100,0	0,0

Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5,0	5,0	4,5	no

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 101 di 189

2	27,5	5,0	4,5	no
3	50,0	5,0	4,5	no
4	72,5	5,0	4,5	no
5	95,0	5,0	4,5	no
6	5,0	145,0	3,1	no
7	27,5	145,0	3,1	no
8	50,0	145,0	3,1	no
9	72,5	145,0	3,1	no
10	95,0	145,0	3,1	no

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

Materiali:

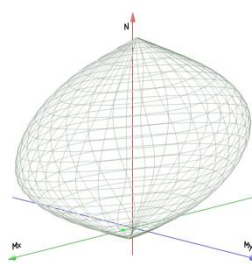
Calcestruzzo classe: C32/40

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm²
fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm²
fctm (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm²
G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm²
E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm²
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²
fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²
εuk (deformazione di rottura) = 0.075
G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²
E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1499,8	189,3	0,0	Completamente tesa
27956,0	-189,3	0,0	Completamente compressa
0,0	1260,5	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-881,1	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	705,5	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-705,5	Fibre di destra tese

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 102 di 189

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
 Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)
 Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)
 Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	695,1	0,0	P	0,0	1260,5	0,0	0,550	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	1260,5	0,0	0,550	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	695,1	0,0	P	0,0	1260,5	0,0	0,550	OK
1	0,0	695,1	0,0	M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	OK
1	0,0	695,1	0,0	N	0,0	1260,5	0,0	0,550	OK

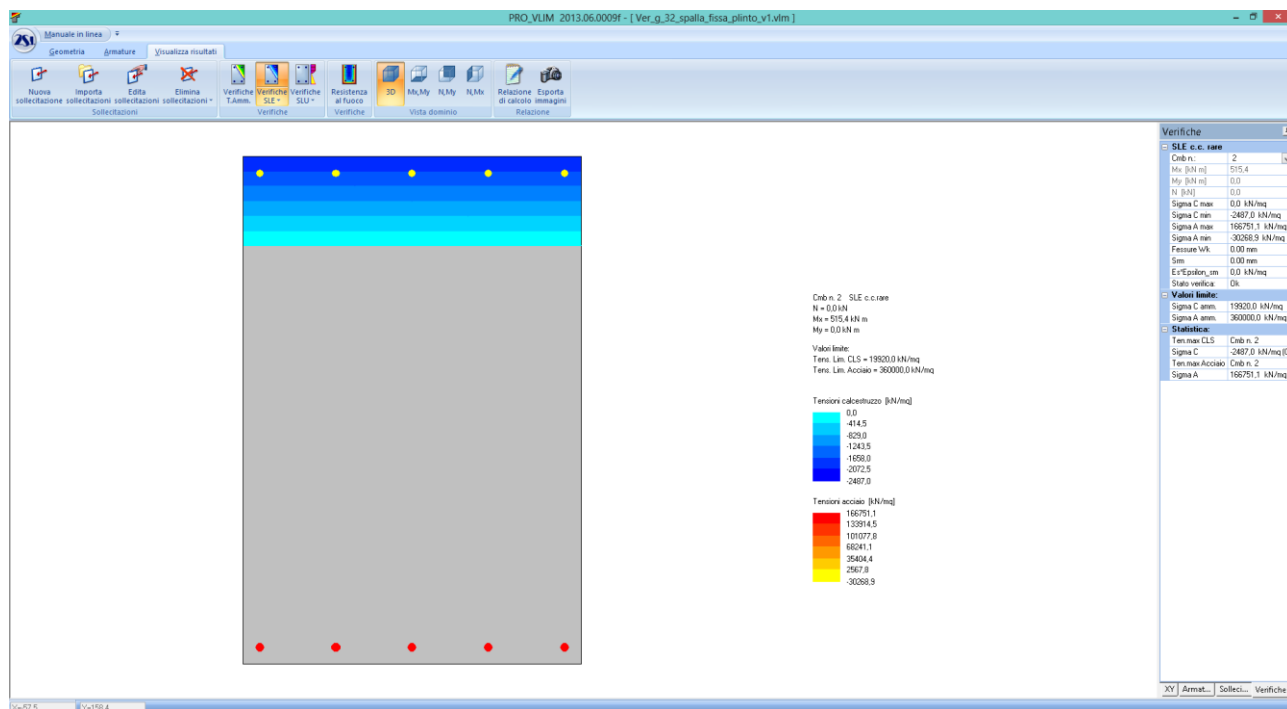
Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 19920,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 360000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

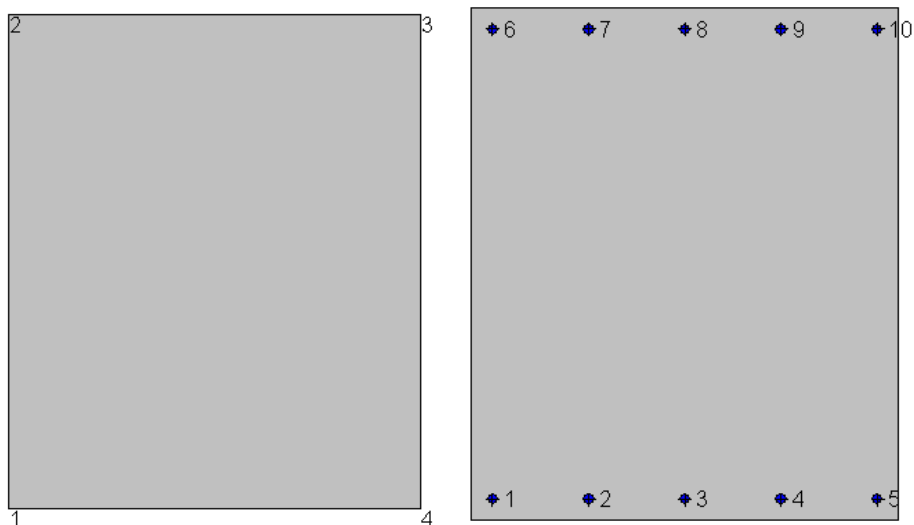
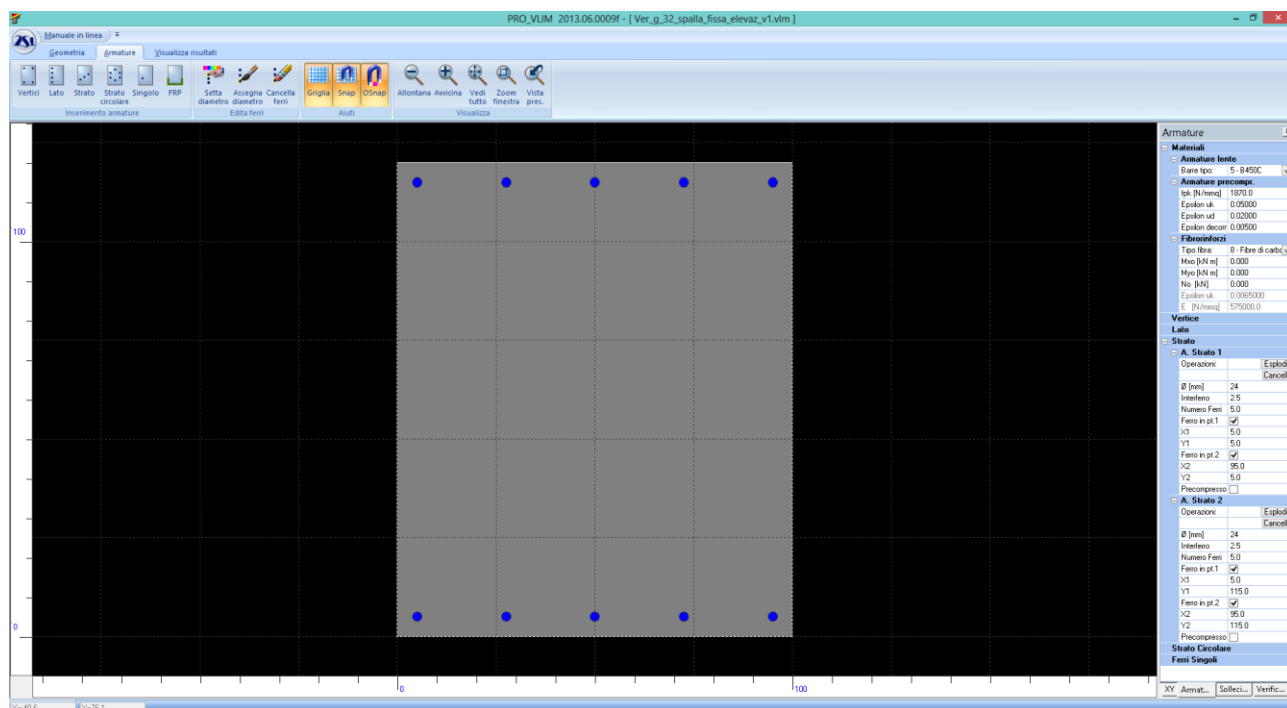
Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	515,4	0,0	0,0	-2487,0	0,12	166751,1	0,46



Tensioni – Comb. rare

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 103 di 189

Elevazione



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	120,0
3	100,0	120,0
4	100,0	0,0

Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/h)
1	5,0	5,0	4,5	no

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 104 di 189

2	27,5	5,0	4,5	no
3	50,0	5,0	4,5	no
4	72,5	5,0	4,5	no
5	95,0	5,0	4,5	no
6	5,0	115,0	4,5	no
7	27,5	115,0	4,5	no
8	50,0	115,0	4,5	no
9	72,5	115,0	4,5	no
10	95,0	115,0	4,5	no

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

Materiali:

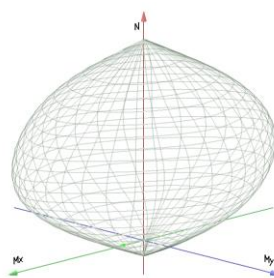
Calcestruzzo classe: C32/40

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm²
fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm²
fctm (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm²
G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm²
E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm²
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²
fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²
εuk (deformazione di rottura) = 0.075
G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²
E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu
kN	kN m	kN m
-1770,2	0,0	0,0
22935,2	0,0	0,0
0,0	994,8	0,0
0,0	-994,8	0,0

Stato Sez.

Completamente tesa
Completamente compressa
Fibre inferiori tese
Fibre superiori tese

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 105 di 189

0,0	0,0	821,4	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-821,4	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	952,1	0,0	P	0,0	994,8	0,0	0,960	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	994,8	0,0	0,960	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	952,1	0,0	P	0,0	994,8	0,0	0,960	OK
1	0,0	952,1	0,0	M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	OK
1	0,0	952,1	0,0	N	0,0	994,8	0,0	0,960	OK

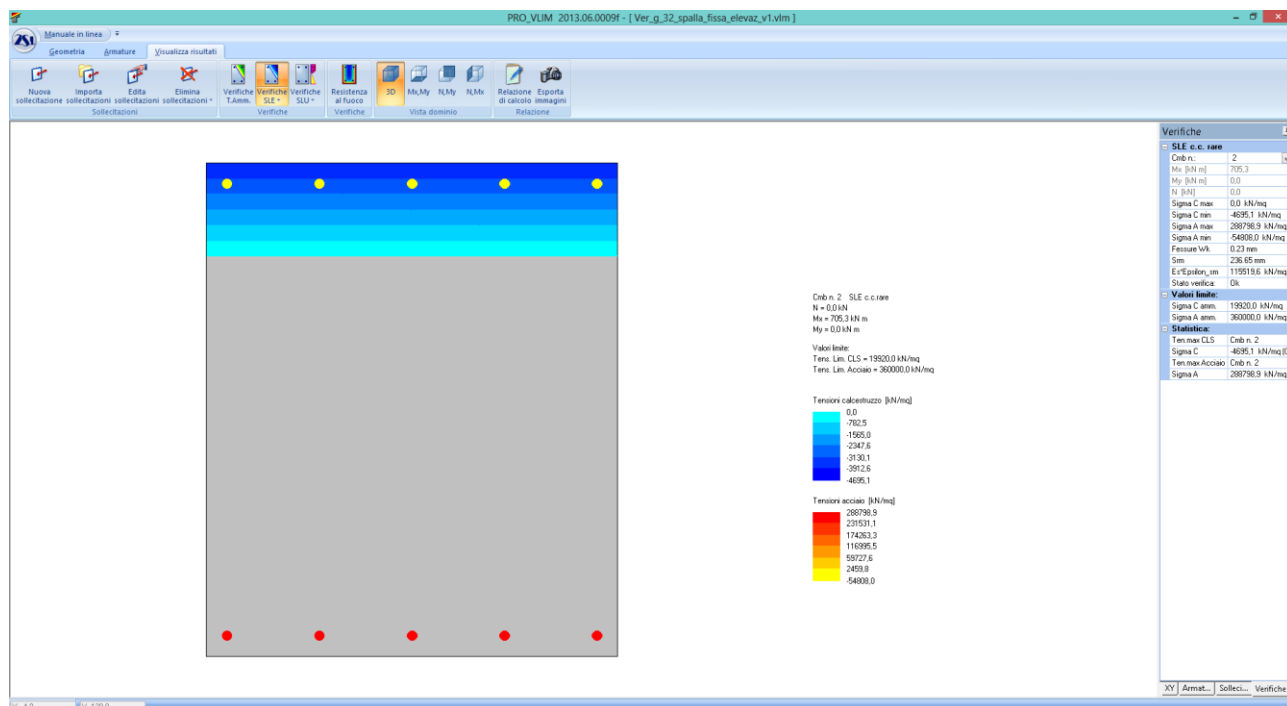
Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 19920,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 360000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

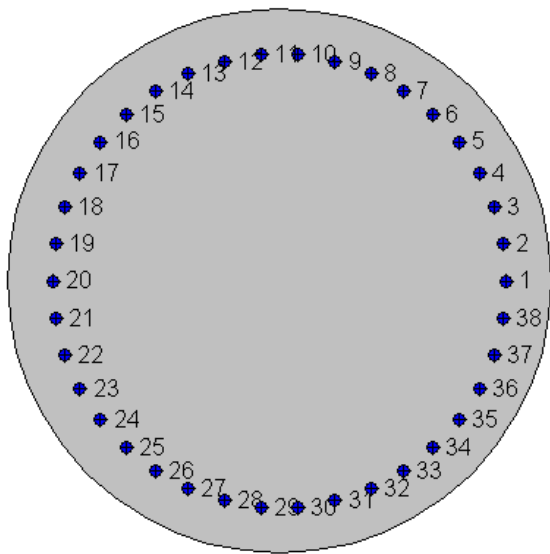
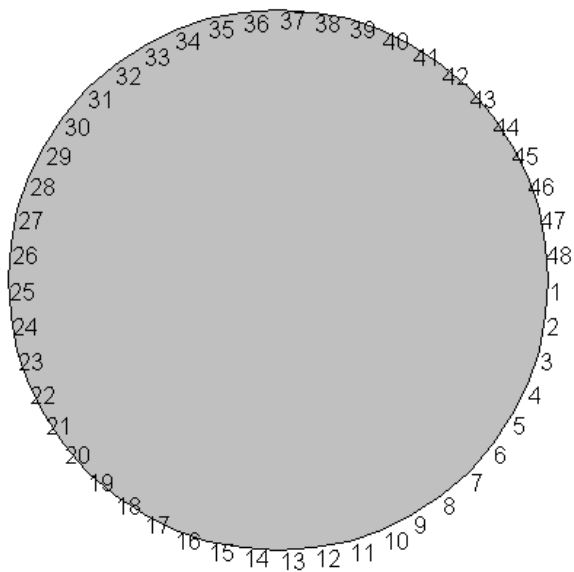
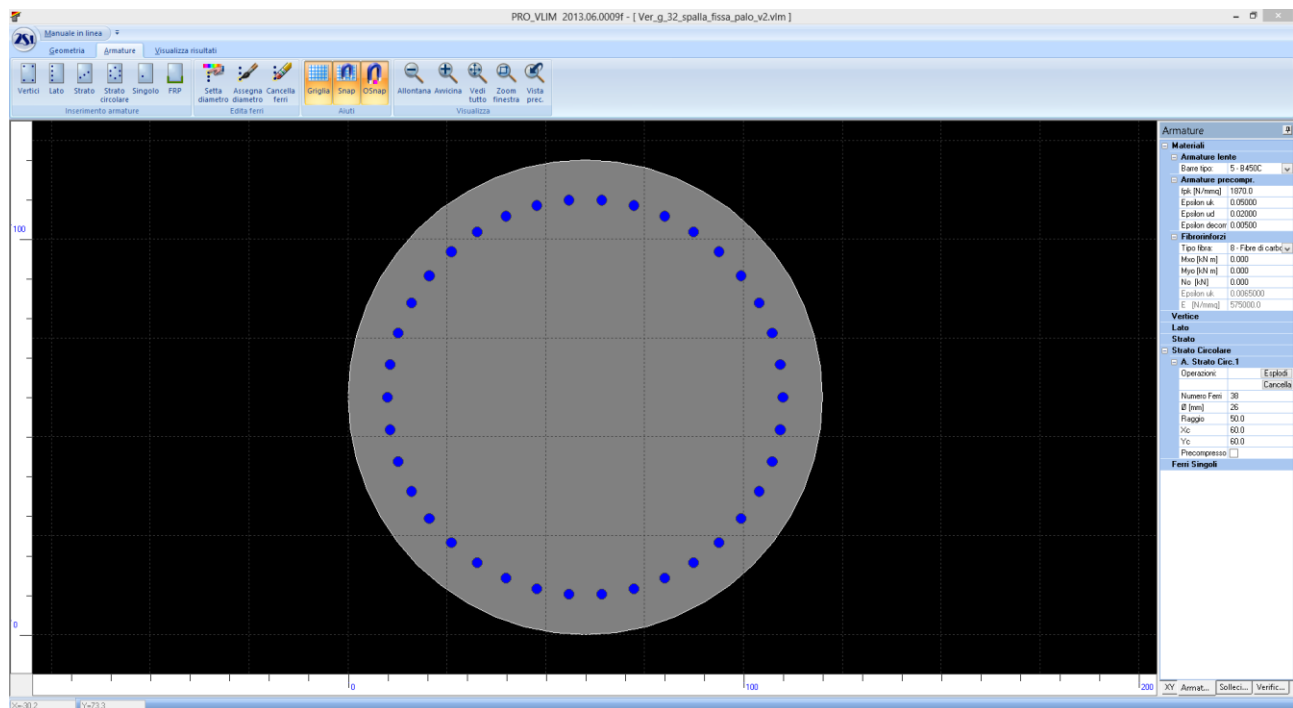
Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	705,3	0,0	0,0	-4695,1	0,24	288798,9	0,80



Tensioni – Comb. rare

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 106 di 189

Palo



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	120.0	60.0
2	119.5	52.2
3	118.0	44.5
4	115.4	37.0
5	112.0	30.0
6	107.6	23.5
7	102.4	17.6

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 107 di 189

8	96.5	12.4
9	90.0	8.0
10	83.0	4.6
11	75.5	2.0
12	67.8	0.5
13	60.0	0.0
14	52.2	0.5
15	44.5	2.0
16	37.0	4.6
17	30.0	8.0
18	23.5	12.4
19	17.6	17.6
20	12.4	23.5
21	8.0	30.0
22	4.6	37.0
23	2.0	44.5
24	0.5	52.2
25	0.0	60.0
26	0.5	67.8
27	2.0	75.5
28	4.6	83.0
29	8.0	90.0
30	12.4	96.5
31	17.6	102.4
32	23.5	107.6
33	30.0	112.0
34	37.0	115.4
35	44.5	118.0
36	52.2	119.5
37	60.0	120.0
38	67.8	119.5
39	75.5	118.0
40	83.0	115.4
41	90.0	112.0
42	96.5	107.6
43	102.4	102.4
44	107.6	96.5
45	112.0	90.0
46	115.4	83.0
47	118.0	75.5
48	119.5	67.8

Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	110.0	60.0	5.3	no
2	109.3	68.2	5.3	no
3	107.3	76.2	5.3	no
4	104.0	83.8	5.3	no
5	99.5	90.7	5.3	no
6	93.9	96.8	5.3	no
7	87.3	101.9	5.3	no
8	80.1	105.8	5.3	no
9	72.3	108.5	5.3	no
10	64.1	109.8	5.3	no
11	55.9	109.8	5.3	no

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 108 di 189

12	47.7	108.5	5.3	no
13	39.9	105.8	5.3	no
14	32.7	101.9	5.3	no
15	26.1	96.8	5.3	no
16	20.5	90.7	5.3	no
17	16.0	83.8	5.3	no
18	12.7	76.2	5.3	no
19	10.7	68.2	5.3	no
20	10.0	60.0	5.3	no
21	10.7	51.8	5.3	no
22	12.7	43.8	5.3	no
23	16.0	36.2	5.3	no
24	20.5	29.3	5.3	no
25	26.1	23.2	5.3	no
26	32.7	18.1	5.3	no
27	39.9	14.2	5.3	no
28	47.7	11.5	5.3	no
29	55.9	10.2	5.3	no
30	64.1	10.2	5.3	no
31	72.3	11.5	5.3	no
32	80.1	14.2	5.3	no
33	87.3	18.1	5.3	no
34	93.9	23.2	5.3	no
35	99.5	29.3	5.3	no
36	104.0	36.2	5.3	no
37	107.3	43.8	5.3	no
38	109.3	51.8	5.3	no

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente ordinario

Materiali:

Calcestruzzo classe: C28/35

R_{ck} (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cm²

f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 290 daN/cm²

f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 28 daN/cm²

G (modulo di elasticità tangenziale) = 145424 daN/cm²

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 325750 daN/cm²

ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²

f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²

ϵ_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075

G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²

E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²

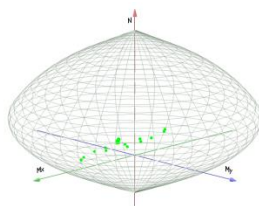
ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 109 di 189

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu
kN	kN m	kN m
-7894.7	0.0	0.0
26428.1	0.0	0.0
0.0	3328.0	0.0
0.0	-3328.0	0.0
0.0	0.0	3323.8
0.0	0.0	-3323.8

Stato Sez.

Completamente tesa
Completamente compressa
Fibre inferiori tese
Fibre superiori tese
Fibre di sinistra tese
Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)
Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)
Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	1400.6	-84.0	-971.7	P	6392.2	-383.6	-4434.6	0.220	OK
				M	23855.4	-84.1	-972.0	0.060	
				N	1400.6	-319.1	-3689.9	0.260	
2	1842.4	-110.5	-959.6	P	8542.3	-512.5	-4449.1	0.220	OK
				M	23884.2	-110.4	-958.6	0.080	
				N	1842.4	-435.5	-3780.6	0.250	
3	1976.4	-118.6	-963.9	P	9066.0	-543.9	-4421.6	0.220	OK
				M	23870.0	-118.5	-963.2	0.080	
				N	1976.4	-468.2	-3806.3	0.250	
4	1966.9	-118.0	-964.1	P	9026.2	-541.6	-4424.1	0.220	OK
				M	23870.2	-117.9	-963.2	0.080	
				N	1966.9	-465.7	-3804.5	0.250	
5	2265.5	-135.9	-956.3	P	10204.2	-612.3	-4307.3	0.220	OK
				M	23883.5	-135.8	-955.4	0.090	
				N	2265.5	-548.6	-3859.3	0.250	
6	2274.7	-136.5	-955.9	P	10239.0	-614.3	-4302.6	0.220	OK
				M	23884.3	-136.4	-955.0	0.090	
				N	2274.7	-551.3	-3860.9	0.250	
7	1691.3	-101.5	-998.5	P	7566.2	-454.0	-4466.9	0.220	OK
				M	23781.5	-101.5	-998.4	0.070	
				N	1691.3	-381.4	-3752.5	0.270	
8	1689.7	-101.4	-998.5	P	7558.6	-453.5	-4466.9	0.220	OK
				M	23781.6	-101.4	-998.4	0.070	
				N	1689.7	-381.0	-3752.2	0.270	
9	1907.6	-114.5	-992.8	P	8548.1	-512.9	-4448.9	0.220	OK
				M	23793.6	-114.4	-992.6	0.080	
				N	1907.6	-437.5	-3794.7	0.260	
10	1919.9	-115.2	-992.4	P	8602.8	-516.2	-4446.7	0.220	OK
				M	23794.7	-115.2	-992.1	0.080	
				N	1919.9	-440.8	-3797.0	0.260	
11	2032.6	-122.0	-923.4	P	9632.5	-578.0	-4375.9	0.210	OK
				M	23975.4	-121.8	-922.5	0.080	
				N	2032.6	-503.8	-3814.3	0.240	
12	2031.0	-121.9	-923.4	P	9626.1	-577.6	-4376.6	0.210	OK
				M	23975.4	-121.7	-922.5	0.080	
				N	2031.0	-503.3	-3814.0	0.240	
13	2248.9	-134.9	-917.7	P	10467.1	-628.0	-4271.2	0.210	OK

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 110 di 189

				M	23985.3	-134.8	-916.7	0.090	
				N	2248.9	-566.6	-3853.5	0.240	
14	2261.2	-135.7	-917.3	P	10513.5	-630.8	-4264.8	0.210	OK
				M	23986.1	-135.5	-916.3	0.090	
				N	2261.2	-570.3	-3855.7	0.240	
15	5211.3	318.2	1148.5	P	15395.8	940.0	3393.0	0.340	OK
				M	23286.5	317.9	1147.5	0.220	
				N	5211.3	1163.9	4201.1	0.270	
16	3523.7	998.1	623.6	P	12200.4	3455.7	2159.1	0.290	OK
				M	23324.4	997.4	623.1	0.150	
				N	3523.7	3507.5	2191.4	0.280	
17	3859.0	310.6	609.7	P	17385.0	1399.4	2746.8	0.220	OK
				M	24630.4	310.3	609.0	0.160	
				N	3859.0	1901.1	3731.5	0.160	
18	-2655.6	265.1	-2293.4	P	-2704.8	270.0	-2335.9	0.980	OK
				M	-2804.8	265.2	-2294.9	0.950	
				N	-2655.6	272.3	-2355.9	0.970	
19	5023.5	-962.7	546.9	P	15697.1	-3008.2	1708.8	0.320	OK
				M	23506.6	-963.0	547.0	0.210	
				N	5023.5	-3772.2	2142.8	0.250	
20	4402.8	311.3	572.6	P	18640.8	1318.1	2424.1	0.240	OK
				M	24716.6	310.9	571.7	0.180	
				N	4402.8	2036.5	3745.1	0.150	
21	5823.0	-349.4	1114.4	P	16452.1	-987.1	3148.6	0.350	OK
				M	23348.7	-349.1	1113.5	0.250	
				N	5823.0	-1320.5	4211.8	0.260	
22	-1856.2	959.8	-1725.8	P	-2347.6	1213.9	-2182.7	0.790	OK
				M	-3605.7	959.8	-1725.9	0.510	
				N	-1856.2	1308.6	-2353.1	0.730	
23	-1235.5	-314.3	-1751.5	P	-1866.6	-474.8	-2646.2	0.660	OK
				M	-4050.6	-314.7	-1753.6	0.300	
				N	-1235.5	-517.2	-2882.2	0.610	
24	-2043.9	-321.1	-2327.4	P	-2218.2	-348.5	-2525.8	0.920	OK
				M	-2709.7	-321.3	-2328.6	0.750	
				N	-2043.9	-358.0	-2594.4	0.900	
25	-356.4	-1001.0	-1802.5	P	-546.5	-1535.0	-2764.0	0.650	OK
				M	-3405.2	-1000.6	-1801.8	0.100	
				N	-356.4	-1563.0	-2814.5	0.640	
26	-691.7	-313.6	-1788.7	P	-1130.1	-512.4	-2922.4	0.610	OK
				M	-3966.3	-314.0	-1791.0	0.170	
				N	-691.7	-538.0	-3068.6	0.580	
48	1583.7	-95.0	-589.5	P	11194.7	-671.7	-4166.9	0.140	OK
				M	24861.6	-94.9	-588.6	0.060	
				N	1583.7	-595.8	-3696.2	0.160	
49	1583.7	-95.0	-589.5	P	11194.7	-671.7	-4166.9	0.140	OK
				M	24861.6	-94.9	-588.6	0.060	
				N	1583.7	-595.8	-3696.2	0.160	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
18	-2655.6	265.1	-2293.4	P	-2704.8	270.0	-2335.9	0.980	OK
18	-2655.6	265.1	-2293.4	M	-2804.8	265.2	-2294.9	0.950	OK
18	-2655.6	265.1	-2293.4	N	-2655.6	272.3	-2355.9	0.970	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 17400.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 315000.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
27 OK	-57.3	-713.5	1463.2	-4865.0	0.28	-61830.0	0.20
28 OK	-58.7	-713.6	1456.1	-4866.5	0.28	-61808.4	0.20
29 OK	-50.8	-707.8	1677.3	-4839.9	0.28	-62325.8	0.20

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 111 di 189

30	OK	-52.7	-707.5	1684.1	-4840.1	0.28	-62334.2	0.20
31	OK	-49.1	-733.8	1274.6	-4983.2	0.29	-62595.9	0.20
32	OK	-49.6	-733.8	1273.4	-4983.7	0.29	-62590.3	0.20
33	OK	-44.2	-729.5	1435.2	-4961.7	0.29	-62962.7	0.20
34	OK	-45.1	-729.2	1444.4	-4960.2	0.29	-62977.9	0.20
35	OK	-55.9	-683.3	1516.3	-4668.6	0.27	-59718.0	0.19
36	OK	-56.9	-683.4	1511.0	-4669.6	0.27	-59704.9	0.19
37	OK	-51.0	-679.1	1676.9	-4653.0	0.27	-60106.5	0.19
38	OK	-52.4	-678.9	1682.0	-4653.3	0.27	-60114.0	0.19

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $WkL = 0.30$ mm (verifica Ok per $Wk/WkL < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
39	OK	-33.0	-678.6	1487.5	0.00
40	OK	-34.1	-678.7	1482.2	0.00
41	OK	-28.2	-674.4	1648.1	0.00
42	OK	-29.6	-674.1	1653.2	0.00
43	OK	-1.8	-599.4	1542.4	0.00
44	OK	-1.8	-599.4	1542.4	0.00
45	OK	-1.8	-599.4	1542.4	0.00
46	OK	-1.8	-599.4	1542.4	0.00

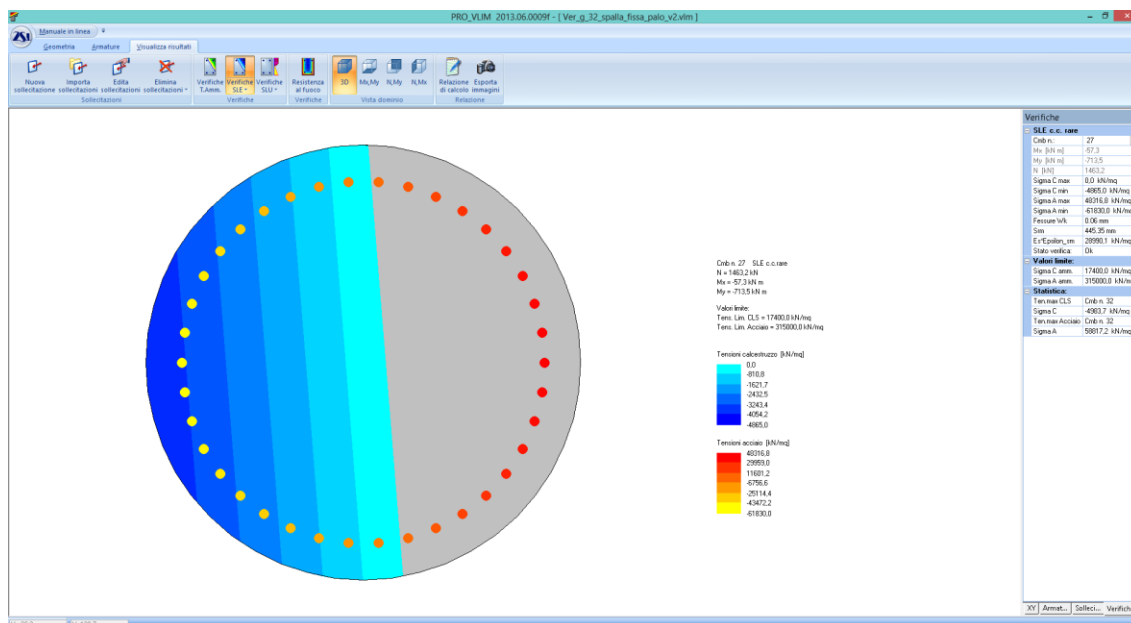
Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 13050.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $WkL = 0.20$ mm (verifica Ok per $Wk/WkL < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
47	OK	-1.5	-589.5	1583.7	-4051.6	0.31	0.00



Tensioni – Comb. Rare

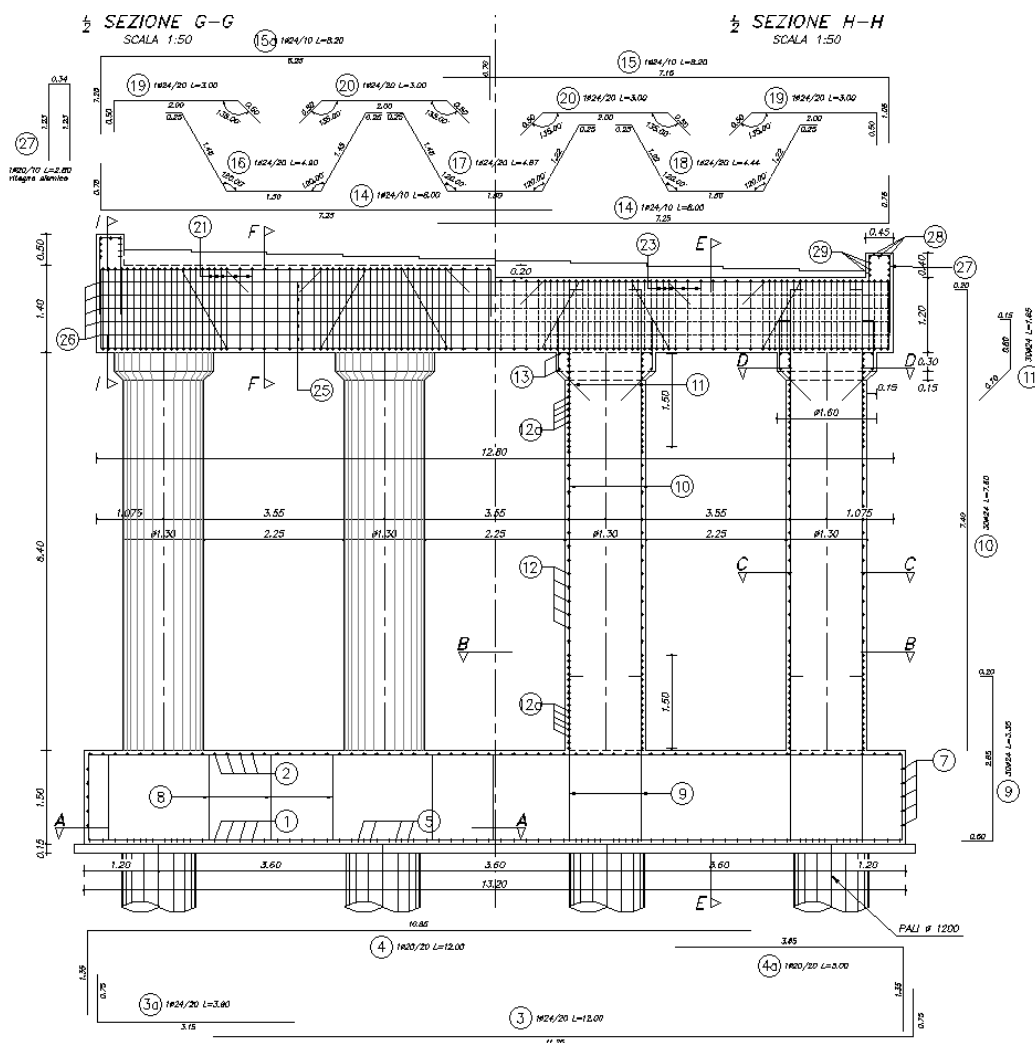
Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 112 di 189

PILA

La struttura è armata con :

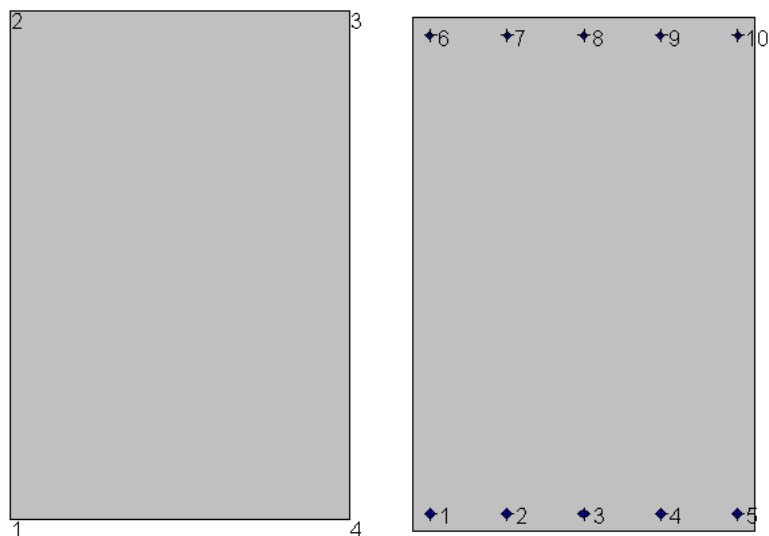
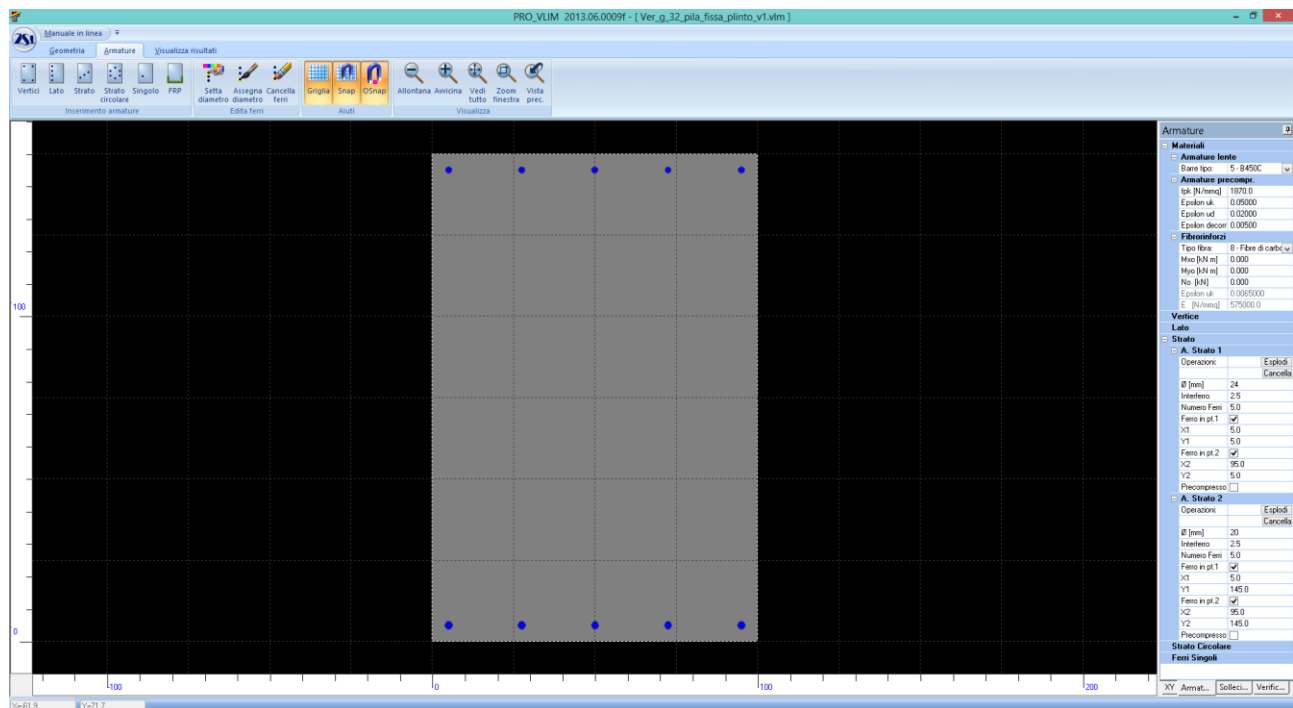
- Pali - \varnothing 1200 l=20.00 m gabbia 1_ 24 \varnothing 26, spirale \varnothing 12/20 raffittita a \varnothing 12/10 per 2.50 m dalla sommità, anello \varnothing 24/200 - gabbia 2_ 24 \varnothing 20, spirale \varnothing 12/20, anello \varnothing 24/200 - gabbia 3_ 24 \varnothing 16, spirale \varnothing 12/20, anello \varnothing 24/200
- Plinto s=150 cm - as inf. long. e trasv. \varnothing 24/20 - as sup. long. e trasv. \varnothing 20/20 - as agg. inf. long. 4 \varnothing 24/palo
- Elevazione colonne s=130 cm - as vert. n.30 \varnothing 24 - as oriz. \varnothing 16/20 raffittito per 1.50 m agli estremi a \varnothing 16/10
- Pulvino colonne 280x120 - asinf \varnothing 24/10+ \varnothing 24/20 pieg e assup \varnothing 20/10 + \varnothing 24/20 pieg, staffe \varnothing 18/4 br/20 cm correnti e \varnothing 18/4 br/10 cm per 1.00 m da ogni parte di asse pila
- Baggioli min 70x70 - as \varnothing 20/20, staffe \varnothing 16/10
- Ritegno sismico min. 45 cm - as \varnothing 20/20

Seguono le verifiche per le sezioni più sollecitate.



Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 113 di 189

Plinto



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	150,0
3	100,0	150,0
4	100,0	0,0

Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5,0	5,0	4,5	no

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 114 di 189

2	27,5	5,0	4,5	no
3	50,0	5,0	4,5	no
4	72,5	5,0	4,5	no
5	95,0	5,0	4,5	no
6	5,0	145,0	3,1	no
7	27,5	145,0	3,1	no
8	50,0	145,0	3,1	no
9	72,5	145,0	3,1	no
10	95,0	145,0	3,1	no

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

Materiali:

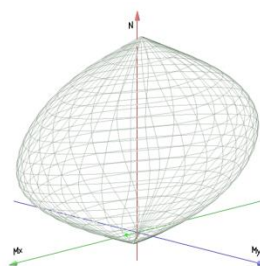
Calcestruzzo classe: C32/40

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm²
 fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm²
 fctm (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm²
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm²
 E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm²
 C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
 Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²
 fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²
 εuk (deformazione di rottura) = 0.075
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²
 E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²
 C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
 Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu
kN	kN m	kN m
-1499,8	189,3	0,0
27956,0	-189,3	0,0
0,0	1260,5	0,0
0,0	-881,1	0,0
0,0	0,0	705,5

Stato Sez.

Completamente tesa
 Completamente compressa
 Fibre inferiori tese
 Fibre superiori tese
 Fibre di sinistra tese

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 115 di 189

0,0 0,0 -705,5 Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per M_{xu} , M_{yu} e N_u proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto M_{xu} , M_{yu} assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con N_u costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	748,3	0,0	P	0,0	1260,5	0,0	0,590	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	1260,5	0,0	0,590	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	748,3	0,0	P	0,0	1260,5	0,0	0,590	OK
1	0,0	748,3	0,0	M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	OK
1	0,0	748,3	0,0	N	0,0	1260,5	0,0	0,590	OK

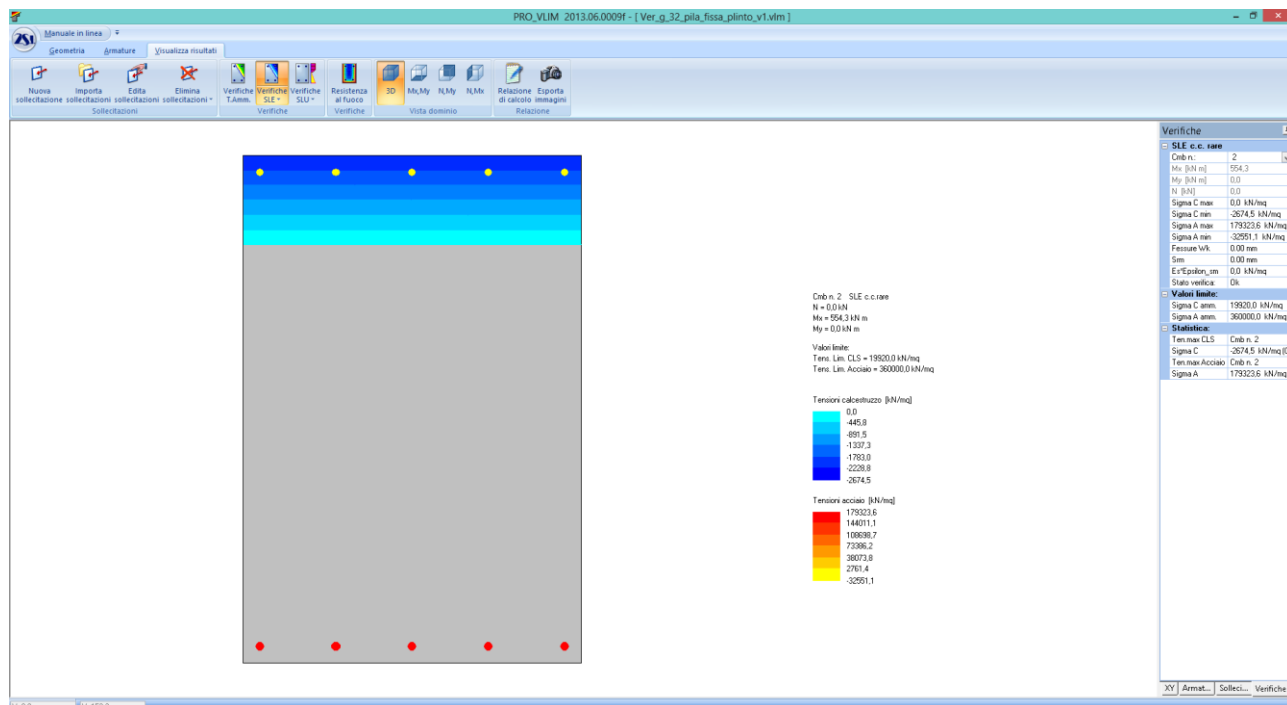
Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 19920,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 360000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

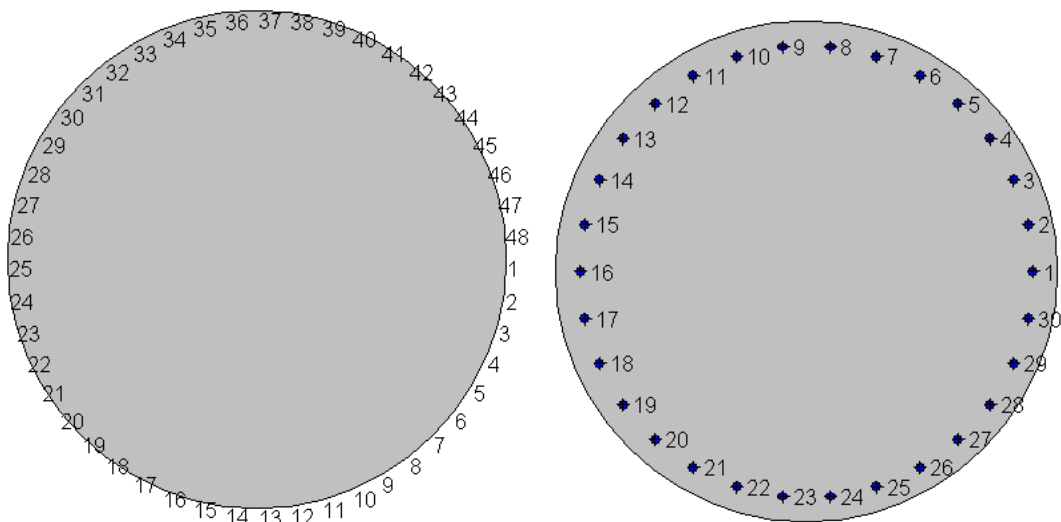
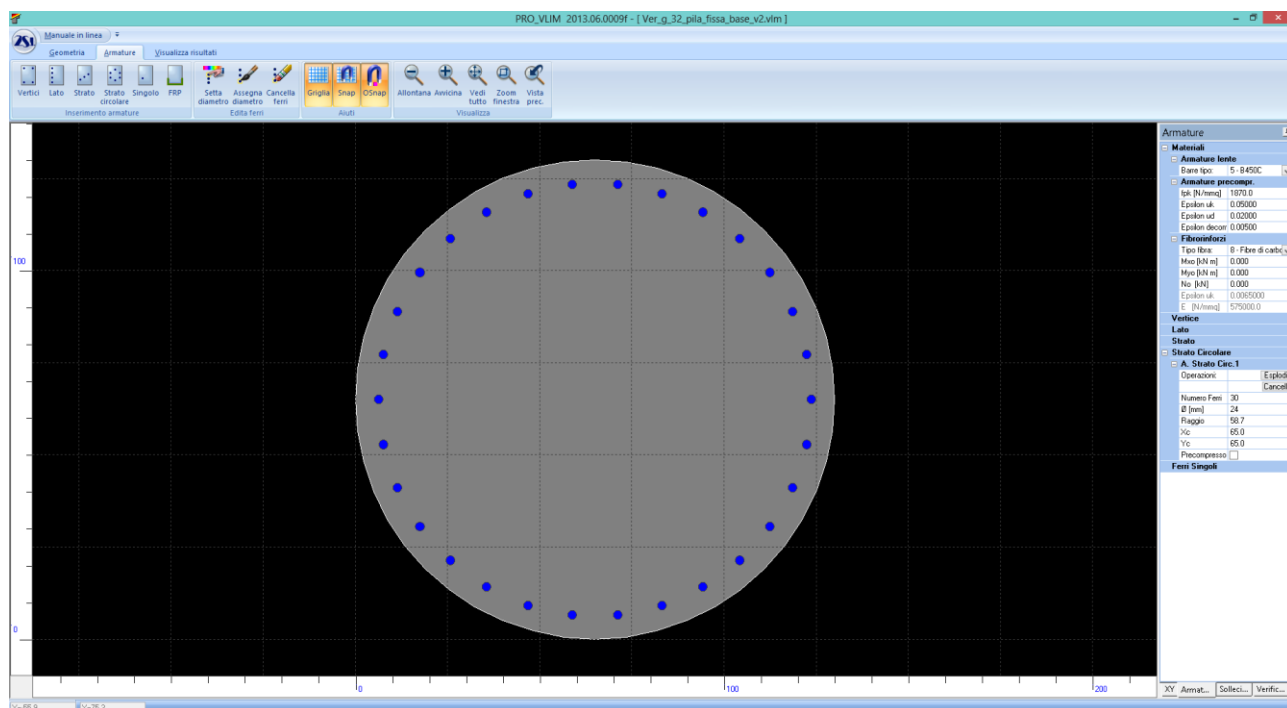
Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	554,3	0,0	0,0	-2674,5	0,13	179323,6	0,50



Tensioni – Comb. rare

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 116 di 189

Elevazione colonne



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	130,0	65,0
2	129,4	56,5
3	127,8	48,2
4	125,1	40,1
5	121,3	32,5
6	116,6	25,4
7	111,0	19,0
8	104,6	13,4
9	97,5	8,7

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 117 di 189

10	89,9	4,9
11	81,8	2,2
12	73,5	0,6
13	65,0	0,0
14	56,5	0,6
15	48,2	2,2
16	40,1	4,9
17	32,5	8,7
18	25,4	13,4
19	19,0	19,0
20	13,4	25,4
21	8,7	32,5
22	4,9	40,1
23	2,2	48,2
24	0,6	56,5
25	0,0	65,0
26	0,6	73,5
27	2,2	81,8
28	4,9	89,9
29	8,7	97,5
30	13,4	104,6
31	19,0	111,0
32	25,4	116,6
33	32,5	121,3
34	40,1	125,1
35	48,2	127,8
36	56,5	129,4
37	65,0	130,0
38	73,5	129,4
39	81,8	127,8
40	89,9	125,1
41	97,5	121,3
42	104,6	116,6
43	111,0	111,0
44	116,6	104,6
45	121,3	97,5
46	125,1	89,9
47	127,8	81,8
48	129,4	73,5

Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	123,7	65,0	4,5	no
2	122,4	77,2	4,5	no
3	118,6	88,9	4,5	no
4	112,5	99,5	4,5	no
5	104,3	108,6	4,5	no
6	94,3	115,8	4,5	no
7	83,1	120,8	4,5	no
8	71,1	123,4	4,5	no
9	58,9	123,4	4,5	no
10	46,9	120,8	4,5	no
11	35,7	115,8	4,5	no
12	25,7	108,6	4,5	no
13	17,5	99,5	4,5	no

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 118 di 189

14	11,4	88,9	4,5	no
15	7,6	77,2	4,5	no
16	6,3	65,0	4,5	no
17	7,6	52,8	4,5	no
18	11,4	41,1	4,5	no
19	17,5	30,5	4,5	no
20	25,7	21,4	4,5	no
21	35,6	14,2	4,5	no
22	46,9	9,2	4,5	no
23	58,9	6,6	4,5	no
24	71,1	6,6	4,5	no
25	83,1	9,2	4,5	no
26	94,3	14,2	4,5	no
27	104,3	21,4	4,5	no
28	112,5	30,5	4,5	no
29	118,6	41,1	4,5	no
30	122,4	52,8	4,5	no

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente ordinario

Materiali:

Calcestruzzo classe: C32/40

R_{ck} (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm²

f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm²

f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm²

G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm²

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm²

ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²

f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²

ϵ_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075

G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²

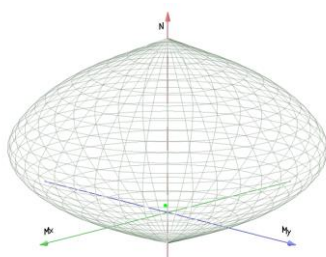
E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²

ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 119 di 189

Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu
kN	kN m	kN m
-5310,7	0,0	0,0
30210,1	0,0	0,0
0,0	2716,6	0,0
0,0	-2716,6	0,0
0,0	0,0	2721,3
0,0	0,0	-2721,3

Stato Sez.

Completamente tesa
 Completamente compressa
 Fibre inferiori tese
 Fibre superiori tese
 Fibre di sinistra tese
 Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	2172,9	335,5	257,6	P	19770,0	3052,5	2343,8	0,110	OK
				M	29234,7	334,8	257,1	0,070	
				N	2172,9	2828,6	2171,9	0,120	
2	2183,5	1218,0	398,9	P	8384,4	4676,9	1531,7	0,260	OK
				M	27195,5	1218,1	398,9	0,080	
				N	2183,5	3390,3	1110,3	0,360	
3	2425,1	1335,8	407,5	P	8573,9	4722,7	1440,6	0,280	OK
				M	26923,7	1334,8	407,2	0,090	
				N	2425,1	3489,9	1064,5	0,380	
4	2147,1	737,0	410,3	P	12746,5	4375,0	2435,7	0,170	OK
				M	28241,1	736,0	409,8	0,080	
				N	2147,1	3106,0	1729,2	0,240	
5	2540,5	737,0	422,0	P	14430,4	4186,1	2397,0	0,180	OK
				M	28228,5	736,0	421,4	0,090	
				N	2540,5	3199,2	1831,9	0,230	
6	2203,8	2265,2	387,7	P	3922,7	4032,0	690,1	0,560	OK
				M	24762,9	2263,0	387,3	0,090	
				N	2203,8	3525,7	603,4	0,640	
7	2343,0	2339,9	393,2	P	4081,5	4076,1	684,9	0,570	OK
				M	24562,9	2338,4	392,9	0,090	
				N	2343,0	3571,9	600,2	0,650	
8	2194,3	1918,7	395,0	P	4837,2	4229,7	870,8	0,450	OK
				M	25575,8	1917,5	394,8	0,090	
				N	2194,3	3499,7	720,5	0,550	
9	2405,6	1918,7	402,0	P	5480,7	4371,4	915,8	0,440	OK
				M	25572,0	1917,7	401,7	0,090	
				N	2405,6	3563,2	746,4	0,540	
10	2237,8	1083,4	497,3	P	9392,9	4547,4	2087,5	0,240	OK
				M	27407,4	1082,4	496,9	0,080	
				N	2237,8	3259,8	1496,4	0,330	
11	2377,1	1158,1	502,8	P	9422,9	4590,9	1993,3	0,250	OK
				M	27238,3	1157,5	502,6	0,090	
				N	2377,1	3330,7	1446,1	0,350	
12	2228,4	737,0	504,7	P	12527,9	4143,2	2837,2	0,180	OK
				M	28120,0	736,0	504,0	0,080	
				N	2228,4	2957,6	2025,4	0,250	
13	2439,7	737,0	511,6	P	13440,8	4060,2	2818,6	0,180	OK
				M	28110,4	736,1	511,0	0,090	
				N	2439,7	2999,6	2082,4	0,250	
14	1366,3	-2068,3	-146,6	P	2399,1	-3631,9	-257,3	0,570	OK
				M	25305,5	-2067,0	-146,5	0,050	
				N	1366,3	-3273,0	-231,9	0,630	
15	949,5	-312,4	-811,9	P	4670,6	-1536,4	-3993,8	0,200	OK
				M	28175,7	-312,0	-811,0	0,030	
				N	949,5	-1119,4	-2909,8	0,280	
16	1311,0	-424,8	-154,9	P	14106,0	-4570,6	-1667,0	0,090	OK
				M	29166,9	-424,0	-154,6	0,040	
				N	1311,0	-3062,8	-1117,1	0,140	

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 120 di 189

17	1807,1	2565,3	434,9	P	2563,9	3639,8	617,1	0,700	OK
				M	23931,5	2566,3	435,1	0,070	
				N	1807,1	3392,9	575,2	0,760	
18	1388,9	2648,9	-144,1	P	1800,0	3432,9	-186,7	0,770	OK
				M	23788,1	2649,8	-144,1	0,060	
				N	1388,9	3286,2	-178,7	0,810	
19	2162,9	-612,2	1091,6	P	8515,1	-2410,2	4297,5	0,250	OK
				M	27265,6	-611,7	1090,6	0,080	
				N	2162,9	-1742,7	3107,3	0,350	
20	1491,6	-403,4	-128,5	P	16127,3	-4361,6	-1389,5	0,090	OK
				M	29235,1	-402,6	-128,3	0,050	
				N	1491,6	-3170,7	-1010,1	0,130	
42	1913,3	248,5	-1705,9	P	4777,0	620,4	-4259,0	0,400	OK
				M	26138,4	248,3	-1704,8	0,070	
				N	1913,3	501,4	-3441,7	0,500	
43	1586,7	1504,0	144,2	P	4435,7	4204,6	403,1	0,360	OK
				M	26650,6	1503,0	144,1	0,060	
				N	1586,7	3345,8	320,7	0,450	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
18	1388,9	2648,9	-144,1	P	1800,0	3432,9	-186,7	0,770	OK
3	2425,1	1335,8	407,5	M	26923,7	1334,8	407,2	0,090	OK
18	1388,9	2648,9	-144,1	N	1388,9	3286,2	-178,7	0,810	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 19920,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 315000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
21 OK	1006,3	283,3	1613,6	-6536,3	0,33	99637,6	0,32
22 OK	1093,6	289,6	1792,6	-7062,1	0,35	104982,4	0,33
23 OK	650,0	291,7	1586,7	-4351,5	0,22	-59526,1	0,19
24 OK	650,0	300,4	1878,1	-4356,2	0,22	-60221,2	0,19
25 OK	1782,6	275,0	1628,6	-11523,5	0,58	248970,2	0,79
26 OK	1838,1	279,1	1732,0	-11870,3	0,60	252791,1	0,80
27 OK	1525,4	280,5	1621,6	-9857,9	0,49	197975,2	0,63
28 OK	1525,4	285,6	1778,5	-9831,0	0,49	187250,6	0,59
29 OK	917,2	349,0	1638,1	-6102,5	0,31	86275,9	0,27
30 OK	982,7	353,8	1772,4	-6482,9	0,33	90239,1	0,29
31 OK	650,0	355,4	1617,9	-4529,6	0,23	-62145,6	0,20
32 OK	650,0	361,9	1836,5	-4529,6	0,23	-62571,0	0,20

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_kL = 0,30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
33 OK	917,2	166,3	1581,4	0.09	0,29
34 OK	982,7	171,0	1715,6	0.09	0,31
35 OK	650,0	172,6	1561,1	0.00	0,00
36 OK	650,0	179,1	1779,7	0.00	0,00
37 OK	1498,6	160,0	1592,6	0.23	0,77
38 OK	1540,0	163,1	1669,8	0.24	0,80
39 OK	1306,5	164,1	1587,3	0.17	0,57
40 OK	1306,5	167,9	1704,5	0.17	0,58

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 121 di 189

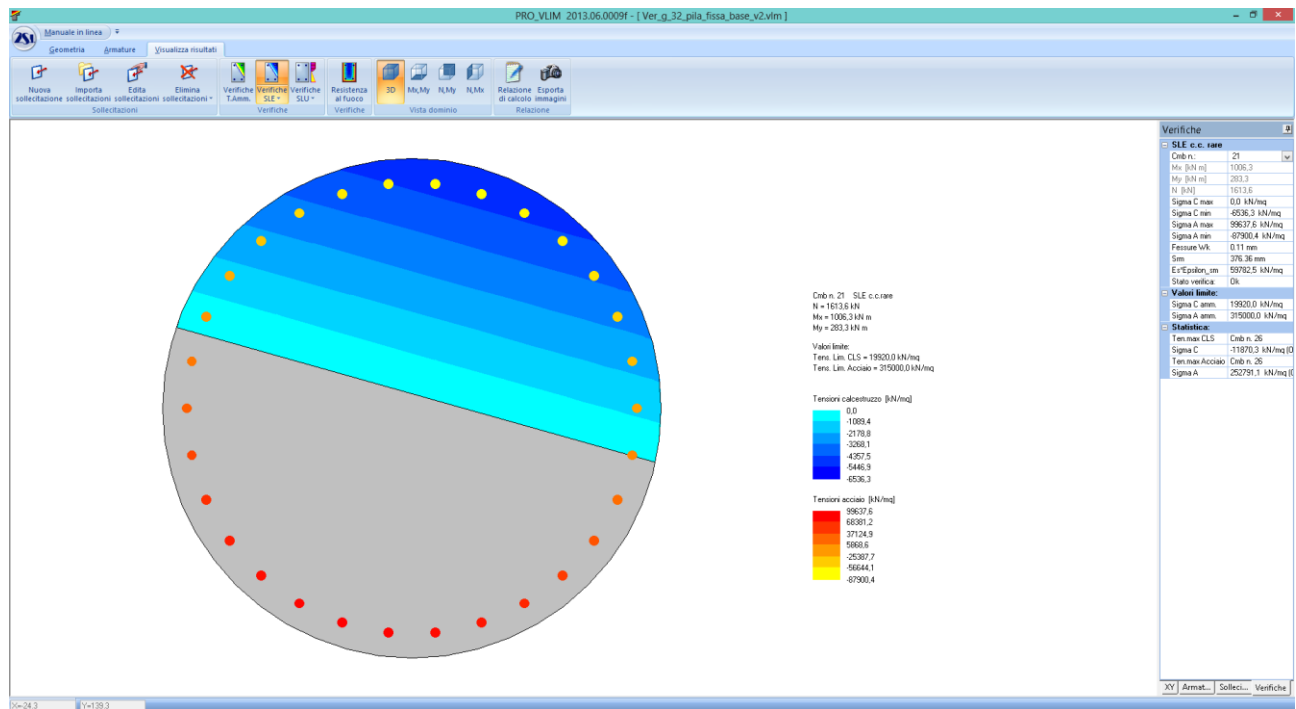
Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 14940,0 \text{ kN/mq}$ (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0,20 \text{ mm}$ (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

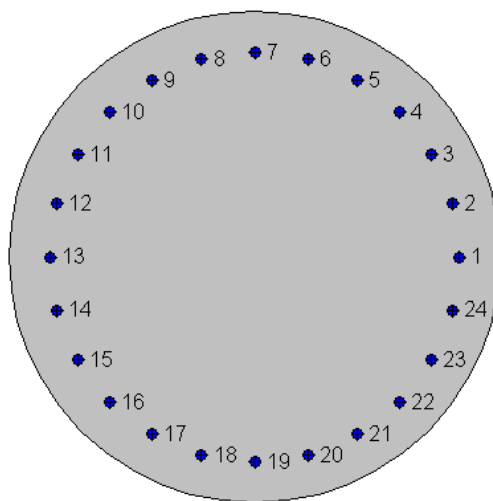
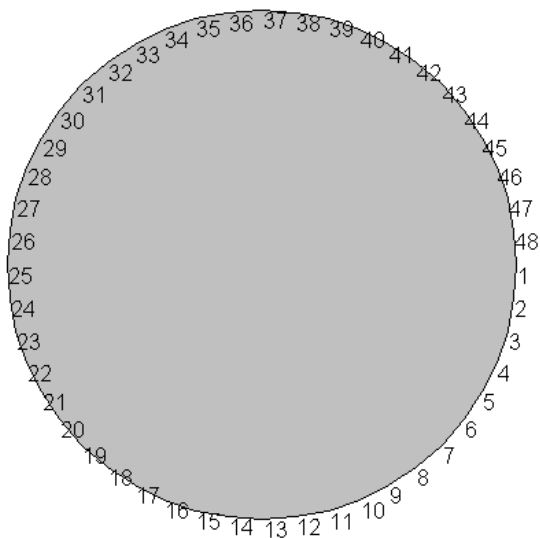
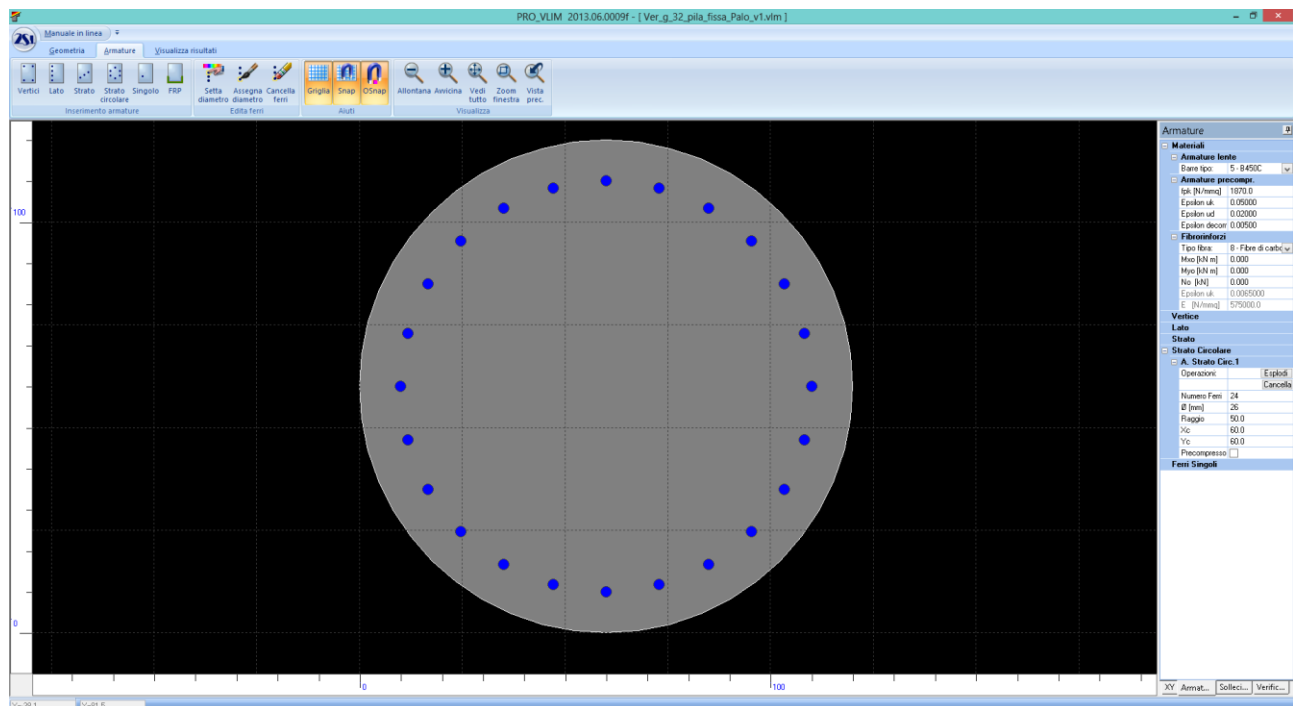
Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
41 OK	248,5	144,2	1586,7	-2109,5	0,14	0.00	0,00



Tensioni – Comb. rare

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 122 di 189

Palo



Geometria della sezione:

Vert. n.	X cm	Y cm
1	120.0	60.0
2	119.5	52.2
3	118.0	44.5
4	115.4	37.0
5	112.0	30.0
6	107.6	23.5
7	102.4	17.6
8	96.5	12.4

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 123 di 189

9	90.0	8.0
10	83.0	4.6
11	75.5	2.0
12	67.8	0.5
13	60.0	0.0
14	52.2	0.5
15	44.5	2.0
16	37.0	4.6
17	30.0	8.0
18	23.5	12.4
19	17.6	17.6
20	12.4	23.5
21	8.0	30.0
22	4.6	37.0
23	2.0	44.5
24	0.5	52.2
25	0.0	60.0
26	0.5	67.8
27	2.0	75.5
28	4.6	83.0
29	8.0	90.0
30	12.4	96.5
31	17.6	102.4
32	23.5	107.6
33	30.0	112.0
34	37.0	115.4
35	44.5	118.0
36	52.2	119.5
37	60.0	120.0
38	67.8	119.5
39	75.5	118.0
40	83.0	115.4
41	90.0	112.0
42	96.5	107.6
43	102.4	102.4
44	107.6	96.5
45	112.0	90.0
46	115.4	83.0
47	118.0	75.5
48	119.5	67.8

Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	110.0	60.0	5.3	no
2	108.3	72.9	5.3	no
3	103.3	85.0	5.3	no
4	95.4	95.4	5.3	no
5	85.0	103.3	5.3	no
6	72.9	108.3	5.3	no
7	60.0	110.0	5.3	no
8	47.1	108.3	5.3	no
9	35.0	103.3	5.3	no
10	24.6	95.4	5.3	no
11	16.7	85.0	5.3	no
12	11.7	72.9	5.3	no

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 124 di 189

13	10.0	60.0	5.3	no
14	11.7	47.1	5.3	no
15	16.7	35.0	5.3	no
16	24.6	24.6	5.3	no
17	35.0	16.7	5.3	no
18	47.1	11.7	5.3	no
19	60.0	10.0	5.3	no
20	72.9	11.7	5.3	no
21	85.0	16.7	5.3	no
22	95.4	24.6	5.3	no
23	103.3	35.0	5.3	no
24	108.3	47.1	5.3	no

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente ordinario

Materiali:

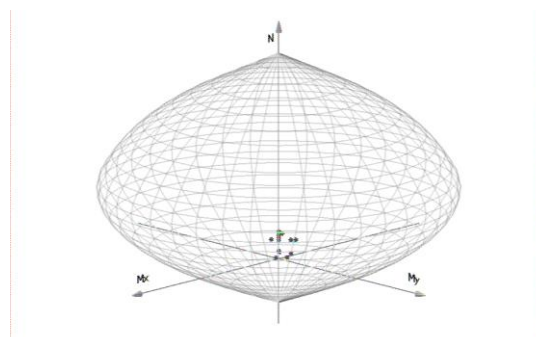
Calcestruzzo classe: C28/35

R_{ck} (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cm²
 f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 290 daN/cm²
 f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 28 daN/cm²
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 145424 daN/cm²
 E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 325750 daN/cm²
 ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
 Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²
 f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²
 ϵ_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²
 E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²
 ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
 Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

N_u M_{xu} M_{yu} Stato Sez.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 125 di 189

kN	kN m	kN m	
-4986.1	0.0	0.0	Completamente tesa
23518.7	0.0	0.0	Completamente compressa
0.0	2220.0	0.0	Fibre inferiori tese
0.0	-2220.0	0.0	Fibre superiori tese
0.0	0.0	2220.0	Fibre di sinistra tese
0.0	0.0	-2220.0	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N kN	Mx kN m	My kN m	Tipo	Nu kN	Mxu kN m	Myu kN m	Sd/Su	Verif.
1	1925.3	-115.5	-115.5	P	19209.5	-1152.6	-1152.6	0.100	OK
				M	23097.1	-115.1	-115.1	0.080	
				N	1925.3	-1994.1	-1994.1	0.060	
2	2280.0	-136.8	-136.8	P	19209.7	-1152.6	-1152.6	0.120	OK
				M	23016.8	-136.4	-136.4	0.100	
				N	2280.0	-2062.9	-2062.9	0.070	
3	2435.2	-146.1	-146.1	P	19209.7	-1152.6	-1152.6	0.130	OK
				M	22981.9	-145.7	-145.7	0.110	
				N	2435.2	-2089.4	-2089.4	0.070	
4	2148.9	-128.9	-128.9	P	19209.7	-1152.6	-1152.6	0.110	OK
				M	23046.4	-128.6	-128.6	0.090	
				N	2148.9	-2037.9	-2037.9	0.060	
5	2349.6	-141.0	-141.0	P	19209.5	-1152.6	-1152.6	0.120	OK
				M	23001.1	-140.6	-140.6	0.100	
				N	2349.6	-2075.7	-2075.7	0.070	
6	2674.1	-160.8	-160.5	P	19205.1	-1155.0	-1152.3	0.140	OK
				M	22927.3	-160.4	-160.1	0.120	
				N	2674.1	-2129.5	-2124.6	0.070	
7	2765.9	-166.0	-166.0	P	19209.7	-1152.6	-1152.6	0.140	OK
				M	22907.3	-165.6	-165.6	0.120	
				N	2765.9	-2141.4	-2141.4	0.080	
8	2586.9	-172.5	-155.2	P	18995.0	-1266.7	-1139.7	0.140	OK
				M	22915.0	-172.1	-154.8	0.110	
				N	2586.9	-2221.3	-1998.5	0.080	
9	2695.3	-179.0	-161.7	P	19004.1	-1262.0	-1140.3	0.140	OK
				M	22890.6	-178.6	-161.3	0.120	
				N	2695.3	-2236.7	-2021.0	0.080	
10	2302.9	-138.2	-138.2	P	19209.7	-1152.6	-1152.6	0.120	OK
				M	23011.7	-137.8	-137.8	0.100	
				N	2302.9	-2067.1	-2067.1	0.070	
11	2394.6	-143.7	-143.7	P	19209.6	-1152.6	-1152.6	0.120	OK
				M	22991.0	-143.3	-143.3	0.100	
				N	2394.6	-2082.9	-2082.9	0.070	
12	2215.6	-132.9	-132.9	P	19209.5	-1152.6	-1152.6	0.110	OK
				M	23031.3	-132.6	-132.6	0.100	
				N	2215.6	-2050.8	-2050.8	0.060	
13	2324.1	-139.4	-139.4	P	19209.7	-1152.6	-1152.6	0.120	OK
				M	23006.9	-139.1	-139.1	0.100	
				N	2324.1	-2071.1	-2071.1	0.070	
14	307.1	139.0	63.2	P	7315.5	3312.1	1504.5	0.040	OK
				M	23124.4	138.6	63.0	0.010	
				N	307.1	2121.4	963.7	0.060	
15	458.4	33.2	271.0	P	5956.2	431.1	3520.3	0.080	OK
				M	22807.0	33.1	270.3	0.020	
				N	458.4	289.2	2361.9	0.110	
16	871.3	52.3	66.8	P	18656.9	1119.5	1430.0	0.050	OK
				M	23303.9	52.0	66.4	0.040	
				N	871.3	1549.8	1979.6	0.030	
17	2487.0	-246.1	-149.2	P	17861.6	-1767.1	-1071.7	0.140	OK
				M	22766.6	-245.6	-148.9	0.110	
				N	2487.0	-2536.7	-1538.4	0.100	
18	2052.9	-223.1	123.2	P	17504.3	-1902.1	1050.2	0.120	OK

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 126 di 189

				M	22854.3	-222.5	122.8	0.090	
				N	2052.9	-2499.9	1380.3	0.090	
19	1771.8	-106.3	-316.6	P	14919.3	-895.2	-2666.2	0.120	OK
				M	22645.1	-106.1	-316.0	0.080	
				N	1771.8	-884.4	-2634.2	0.120	
20	1005.0	60.3	62.5	P	19139.2	1148.3	1190.6	0.050	OK
				M	23298.2	60.2	62.4	0.040	
				N	1005.0	1773.1	1838.4	0.030	
42	841.9	-50.5	297.5	P	9929.5	-595.7	3508.4	0.080	OK
				M	22731.1	-50.4	296.9	0.040	
				N	841.9	-419.3	2469.3	0.120	
43	1893.0	-375.1	113.6	P	14236.2	-2821.0	854.2	0.130	OK
				M	22490.8	-374.5	113.4	0.080	
				N	1893.0	-2691.0	814.8	0.140	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
6	2674.1	-160.8	-160.5	P	19205.1	-1155.0	-1152.3	0.140	OK
6	2674.1	-160.8	-160.5	M	22927.3	-160.4	-160.1	0.120	OK
43	1893.0	-375.1	113.6	N	1893.0	-2691.0	814.8	0.140	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 17400.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 315000.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
21 OK	-71.1	-59.4	1720.3	-1748.4	0.10	-25098.8	0.08
22 OK	-73.8	-57.8	1835.2	-1841.1	0.11	-26450.9	0.08
23 OK	-82.8	-63.5	1623.1	-1731.1	0.10	-24662.0	0.08
24 OK	-91.6	-60.4	1771.8	-1868.7	0.11	-26717.8	0.08
25 OK	-124.9	-55.2	2012.4	-2180.8	0.13	-31029.4	0.10
26 OK	-126.4	-54.4	2080.5	-2237.4	0.13	-31855.6	0.10
27 OK	-133.6	-57.7	1947.6	-2174.6	0.12	-30816.9	0.10
28 OK	-138.4	-56.2	2028.1	-2254.3	0.13	-31954.5	0.10
29 OK	-74.7	-75.2	1730.1	-1820.3	0.10	-26033.5	0.08
30 OK	-76.8	-74.0	1816.3	-1888.4	0.11	-27047.6	0.09
31 OK	-83.5	-78.3	1657.3	-1805.2	0.10	-25705.8	0.08
32 OK	-90.1	-76.0	1768.8	-1905.7	0.11	-27156.0	0.09

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{KL} = 0.30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{KL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
33 OK	-70.8	-29.5	1631.7	0.00	0.00
34 OK	-72.9	-28.3	1717.9	0.00	0.00
35 OK	-79.6	-32.6	1558.8	0.00	0.00
36 OK	-86.2	-30.3	1670.4	0.00	0.00
37 OK	-111.2	-26.3	1850.5	0.00	0.00
38 OK	-112.3	-25.7	1901.4	0.00	0.00
39 OK	-117.7	-28.2	1802.1	0.00	0.00
40 OK	-121.3	-27.0	1862.3	0.00	0.00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

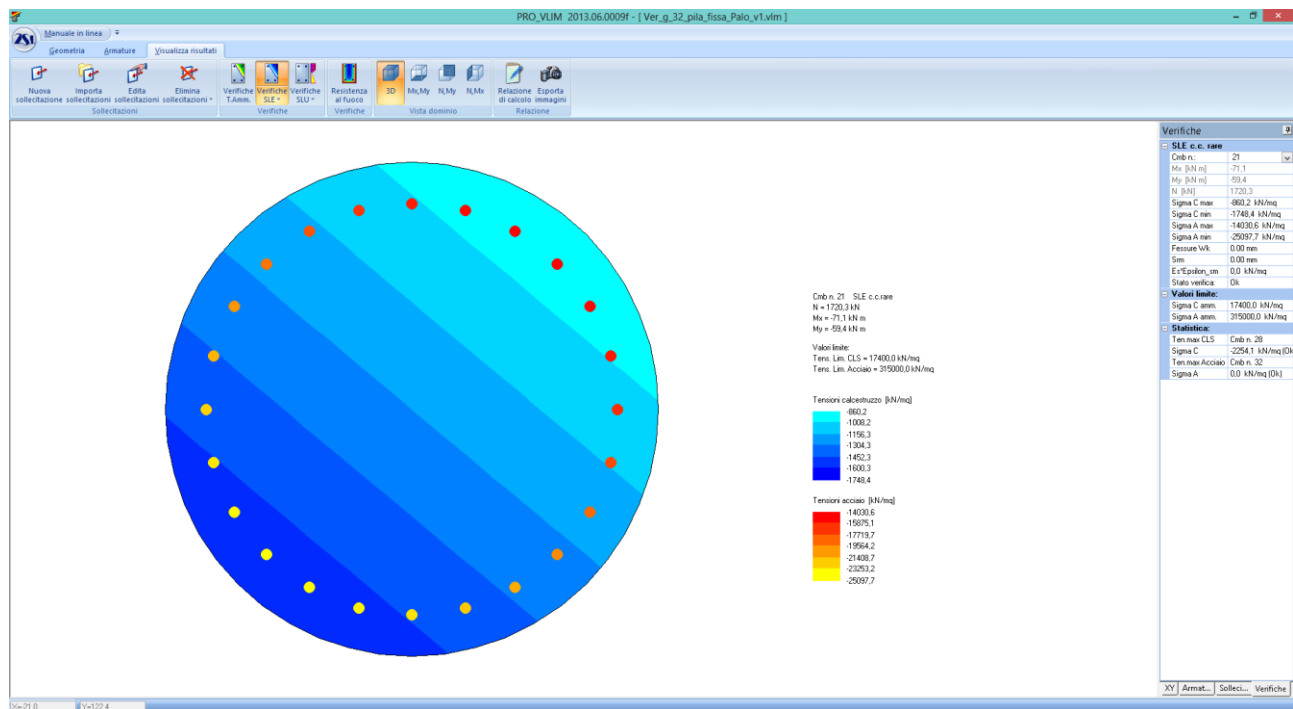
Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 127 di 189

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 13050.0 \text{ kN/mq}$ (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0.20 \text{ mm}$ (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

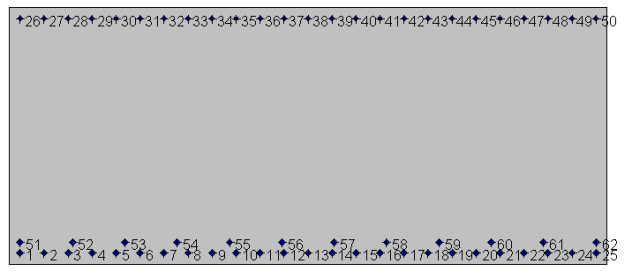
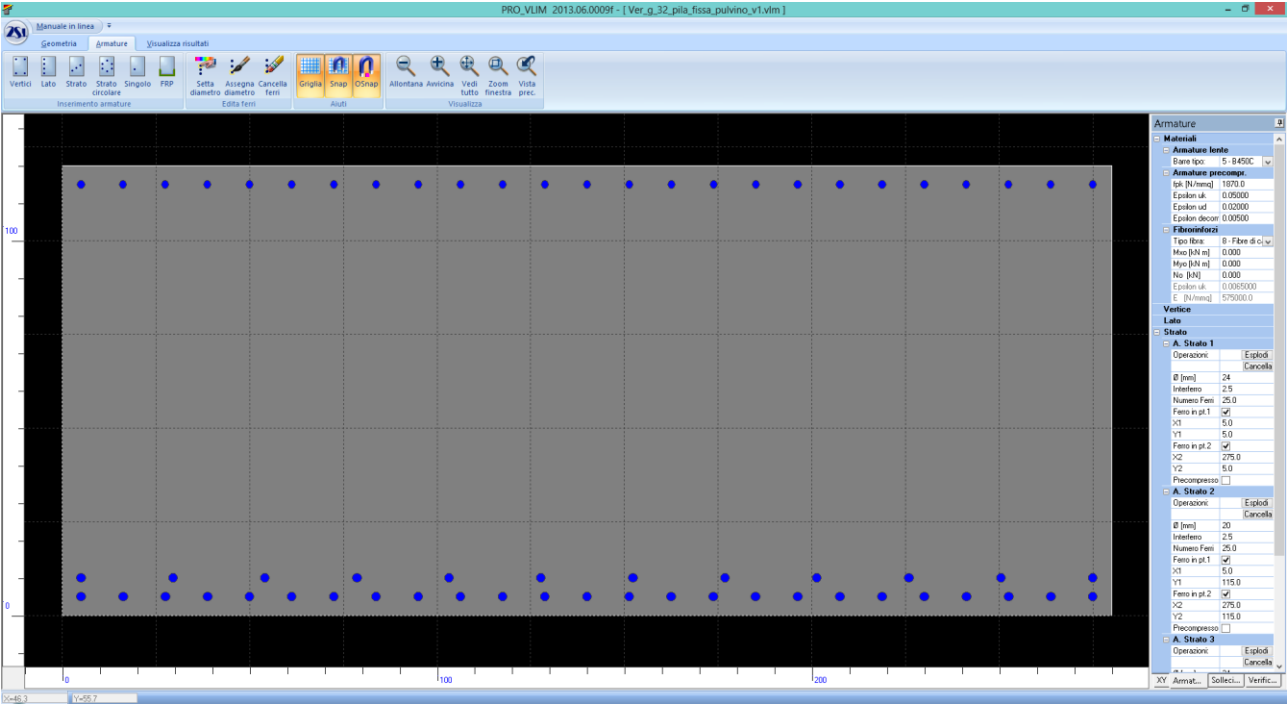
Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
41 OK	-53.5	-22.6	1397.0	-1337.8	0.10	0.00	0.00



Tensioni – Comb. rare

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 128 di 189

Pulvino mezzeria



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	120,0
2	280,0	120,0
3	280,0	0,0
4	0,0	0,0

Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5,0	5,0	4,5	no
2	16,3	5,0	4,5	no
3	27,5	5,0	4,5	no
4	38,8	5,0	4,5	no
5	50,0	5,0	4,5	no
6	61,3	5,0	4,5	no
7	72,5	5,0	4,5	no
8	83,8	5,0	4,5	no
9	95,0	5,0	4,5	no

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 129 di 189

10	106,3	5,0	4,5	no
11	117,5	5,0	4,5	no
12	128,8	5,0	4,5	no
13	140,0	5,0	4,5	no
14	151,3	5,0	4,5	no
15	162,5	5,0	4,5	no
16	173,8	5,0	4,5	no
17	185,0	5,0	4,5	no
18	196,3	5,0	4,5	no
19	207,5	5,0	4,5	no
20	218,8	5,0	4,5	no
21	230,0	5,0	4,5	no
22	241,3	5,0	4,5	no
23	252,5	5,0	4,5	no
24	263,8	5,0	4,5	no
25	275,0	5,0	4,5	no
26	5,0	115,0	3,1	no
27	16,3	115,0	3,1	no
28	27,5	115,0	3,1	no
29	38,8	115,0	3,1	no
30	50,0	115,0	3,1	no
31	61,3	115,0	3,1	no
32	72,5	115,0	3,1	no
33	83,8	115,0	3,1	no
34	95,0	115,0	3,1	no
35	106,3	115,0	3,1	no
36	117,5	115,0	3,1	no
37	128,8	115,0	3,1	no
38	140,0	115,0	3,1	no
39	151,3	115,0	3,1	no
40	162,5	115,0	3,1	no
41	173,8	115,0	3,1	no
42	185,0	115,0	3,1	no
43	196,3	115,0	3,1	no
44	207,5	115,0	3,1	no
45	218,8	115,0	3,1	no
46	230,0	115,0	3,1	no
47	241,3	115,0	3,1	no
48	252,5	115,0	3,1	no
49	263,8	115,0	3,1	no
50	275,0	115,0	3,1	no
51	5,0	10,0	4,5	no
52	29,5	10,0	4,5	no
53	54,1	10,0	4,5	no
54	78,6	10,0	4,5	no
55	103,2	10,0	4,5	no
56	127,7	10,0	4,5	no
57	152,3	10,0	4,5	no
58	176,8	10,0	4,5	no
59	201,4	10,0	4,5	no
60	225,9	10,0	4,5	no
61	250,5	10,0	4,5	no
62	275,0	10,0	4,5	no

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 130 di 189

Note:

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

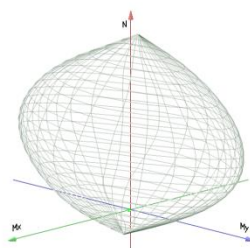
Materiali:**Calcestruzzo classe: C32/40**

R_{ck} (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm²
 f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm²
 f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm²
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm²
 E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm²
 ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
 Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²
 f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²
 ϵ_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²
 E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²
 ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
 Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:

**Caratteristiche limite della sezione:**

Nu	Mxu	Myu
kN	kN m	kN m
-9623,1	1805,9	0,0
72835,9	-1805,9	0,0
0,0	7063,4	0,0
0,0	-3413,5	0,0
0,0	0,0	11284,6
0,0	0,0	-11284,6

Stato Sez.

Completamente tesa
 Completamente compressa
 Fibre inferiori tese
 Fibre superiori tese
 Fibre di sinistra tese
 Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
 Verifica per M_{xu} , M_{yu} e N_u proporzionali (sigla verifica: P)
 Verifica con rapporto M_{xu} , M_{yu} assegnato (sigla verifica: M)
 Verifica con N_u costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	79,7	652,8	2,8	P	919,9	7534,8	31,7	0,090	OK
				M	67751,0	649,5	2,7	0,000	
				N	79,7	7104,4	29,9	0,090	

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 131 di 189

2	103,0	1315,1	42,6	P	576,0	7358,2	238,1	0,180	OK
				M	66323,6	1311,7	42,4	0,000	
				N	103,0	7115,4	230,2	0,180	
3	103,9	1192,5	43,5	P	644,4	7392,9	269,8	0,160	OK
				M	66588,8	1188,9	43,4	0,000	
				N	103,9	7115,7	259,6	0,170	
4	111,2	1545,7	38,6	P	527,8	7333,9	183,2	0,210	OK
				M	65824,7	1542,2	38,5	0,000	
				N	111,2	7120,0	177,9	0,220	
5	111,4	1308,3	38,6	P	628,6	7385,2	218,0	0,180	OK
				M	66338,3	1304,9	38,5	0,000	
				N	111,4	7119,8	210,1	0,180	
6	95,1	1105,5	147,0	P	634,7	7378,5	981,0	0,150	OK
				M	66768,5	1103,7	146,7	0,000	
				N	95,1	7102,7	944,4	0,160	
7	96,1	1044,3	147,6	P	680,7	7400,7	1046,0	0,140	OK
				M	66900,6	1042,4	147,3	0,000	
				N	96,1	7102,2	1003,8	0,150	
8	100,2	1238,5	144,2	P	595,3	7360,6	856,7	0,170	OK
				M	66482,2	1236,4	143,9	0,000	
				N	100,2	7107,3	827,2	0,170	
9	100,7	1121,9	144,2	P	663,4	7393,7	950,0	0,150	OK
				M	66733,4	1120,1	143,9	0,000	
				N	100,7	7106,1	913,1	0,160	
10	91,2	1077,4	41,4	P	624,7	7382,7	284,0	0,150	OK
				M	66837,3	1073,8	41,3	0,000	
				N	91,2	7109,0	273,4	0,150	
11	92,1	1016,1	42,1	P	671,4	7406,4	306,6	0,140	OK
				M	66967,9	1013,1	41,9	0,000	
				N	92,1	7109,3	294,3	0,140	
12	96,2	1210,4	38,6	P	585,3	7363,0	234,9	0,160	OK
				M	66550,2	1206,9	38,5	0,000	
				N	96,2	7111,9	226,9	0,170	
13	96,7	1093,7	38,6	P	654,2	7398,0	261,2	0,150	OK
				M	66802,1	1090,1	38,5	0,000	
				N	96,7	7112,0	251,1	0,150	
14	68,0	672,7	-214,9	P	746,9	7394,4	-2361,8	0,090	OK
				M	67694,6	671,7	-214,5	0,000	
				N	68,0	7052,7	-2252,7	0,090	
15	96,0	1074,7	-99,3	P	660,7	7396,6	-683,3	0,140	OK
				M	66837,5	1072,7	-99,1	0,000	
				N	96,0	7107,6	-656,6	0,150	
16	59,4	644,8	-75,8	P	682,5	7404,9	-869,9	0,090	OK
				M	67761,9	643,2	-75,6	0,000	
				N	59,4	7086,2	-832,5	0,090	
17	53,9	338,0	218,9	P	1184,4	7433,8	4814,5	0,040	OK
				M	68409,5	337,4	218,5	0,000	
				N	53,9	6905,5	4472,3	0,050	
18	69,6	664,0	192,7	P	777,6	7418,2	2153,0	0,090	OK
				M	67714,6	662,9	192,4	0,000	
				N	69,6	7060,9	2049,3	0,090	
19	17,5	-82,6	-22,0	P	816,4	-3848,4	-1022,3	0,020	OK
				M	69312,0	-83,2	-22,1	0,000	
				N	17,5	-3419,0	-908,2	0,020	
20	85,4	715,8	-65,7	P	897,1	7516,9	-689,5	0,090	OK
				M	67610,5	714,0	-65,5	0,000	
				N	85,4	7102,2	-651,4	0,100	
42	789,4	-537,7	2,0	P	16814,0	-11453,1	43,5	0,050	OK
				M	70275,3	-540,7	2,1	0,010	
				N	789,4	-3839,1	14,6	0,140	
43	60,9	505,4	-87,3	P	905,1	7509,2	-1297,6	0,070	OK
				M	68059,2	504,2	-87,1	0,000	
				N	60,9	7079,7	-1223,4	0,070	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
4	111,2	1545,7	38,6	P	527,8	7333,9	183,2	0,210	OK
42	789,4	-537,7	2,0	M	70275,3	-540,7	2,1	0,010	OK
4	111,2	1545,7	38,6	N	111,2	7120,0	177,9	0,220	OK

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 132 di 189

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 19920,0 \text{ kN/mq}$ (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 360000,0 \text{ kN/mq}$ (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
21 OK	977,3	40,8	76,7	-1720,8	0,09	56668,9	0,16
22 OK	886,4	41,5	77,4	-1570,0	0,08	51296,1	0,14
23 OK	1148,1	37,9	82,8	-2003,8	0,10	66535,3	0,18
24 OK	972,2	37,9	82,9	-1709,6	0,09	56139,6	0,16
25 OK	822,9	118,2	70,9	-1579,0	0,08	49485,1	0,14
26 OK	777,4	118,6	71,6	-1503,3	0,08	46787,1	0,13
27 OK	921,6	116,1	74,7	-1742,5	0,09	55170,8	0,15
28 OK	835,0	116,1	75,0	-1597,1	0,08	50040,4	0,14
29 OK	833,5	40,1	69,1	-1476,8	0,07	48353,4	0,13
30 OK	765,4	40,6	69,7	-1363,7	0,07	44323,9	0,12
31 OK	961,6	37,9	73,7	-1689,2	0,08	55754,1	0,15
32 OK	829,7	37,9	73,8	-1468,4	0,07	47956,6	0,13

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0,30 \text{ mm}$ (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
33 OK	880,4	40,1	75,7	0.00	0,00
34 OK	812,3	40,6	76,3	0.00	0,00
35 OK	1008,5	37,9	80,3	0.00	0,00
36 OK	876,6	37,9	80,4	0.00	0,00
37 OK	763,5	98,1	71,3	0.00	0,00
38 OK	729,5	98,4	71,9	0.00	0,00
39 OK	837,2	96,5	74,1	0.00	0,00
40 OK	772,5	96,5	74,4	0.00	0,00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

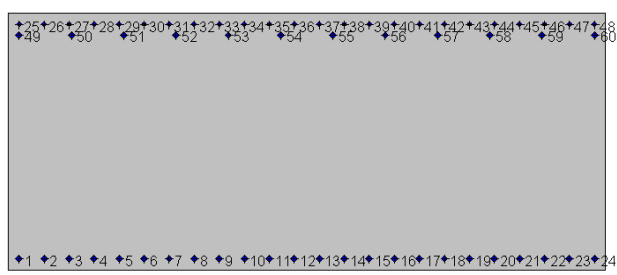
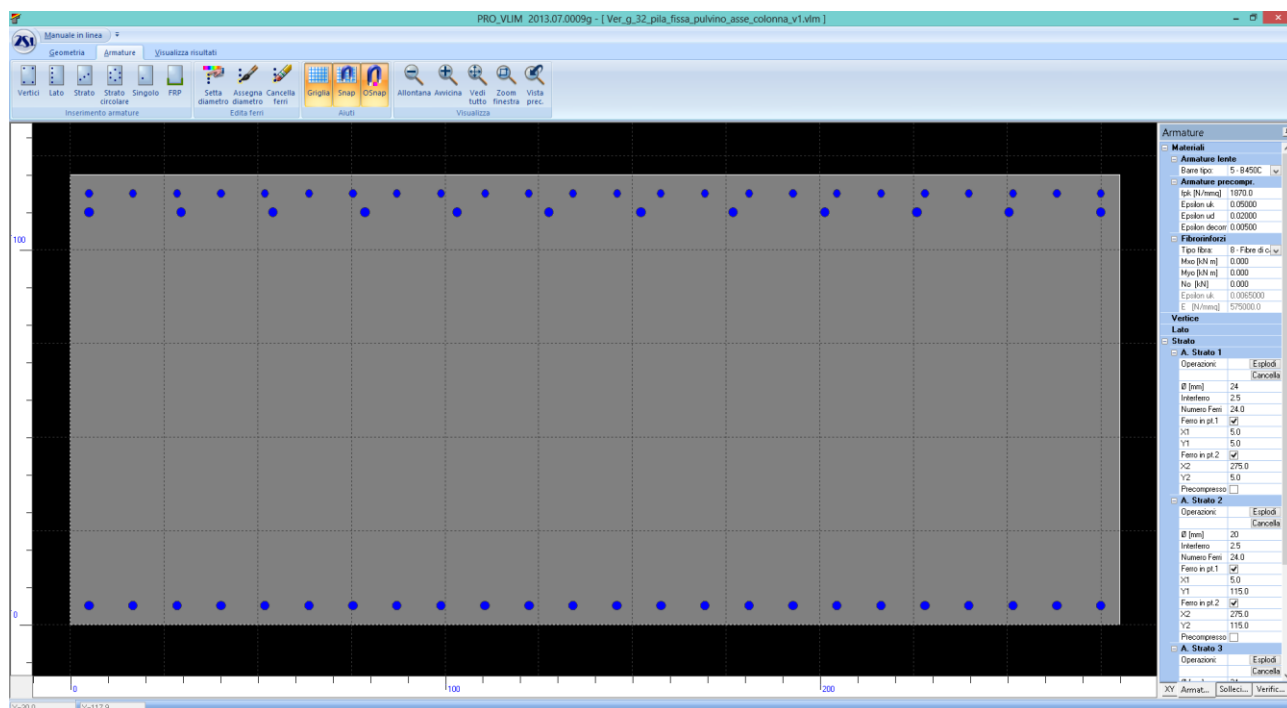
CLS: $\sigma_{cL} = 14940,0 \text{ kN/mq}$ (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0,20 \text{ mm}$ (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
41 OK	505,4	2,0	60,9	-866,5	0,06	0.00	0,00

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 133 di 189

Pulvino asse colonne



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	120,0
2	280,0	120,0
3	280,0	0,0
4	0,0	0,0

Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5,0	5,0	4,5	no
2	16,7	5,0	4,5	no
3	28,5	5,0	4,5	no
4	40,2	5,0	4,5	no
5	52,0	5,0	4,5	no
6	63,7	5,0	4,5	no
7	75,4	5,0	4,5	no
8	87,2	5,0	4,5	no
9	98,9	5,0	4,5	no

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 135 di 189

10	110,7	5,0	4,5	no
11	122,4	5,0	4,5	no
12	134,1	5,0	4,5	no
13	145,9	5,0	4,5	no
14	157,6	5,0	4,5	no
15	169,3	5,0	4,5	no
16	181,1	5,0	4,5	no
17	192,8	5,0	4,5	no
18	204,6	5,0	4,5	no
19	216,3	5,0	4,5	no
20	228,0	5,0	4,5	no
21	239,8	5,0	4,5	no
22	251,5	5,0	4,5	no
23	263,3	5,0	4,5	no
24	275,0	5,0	4,5	no
25	5,0	115,0	3,1	no
26	16,7	115,0	3,1	no
27	28,5	115,0	3,1	no
28	40,2	115,0	3,1	no
29	52,0	115,0	3,1	no
30	63,7	115,0	3,1	no
31	75,4	115,0	3,1	no
32	87,2	115,0	3,1	no
33	98,9	115,0	3,1	no
34	110,7	115,0	3,1	no
35	122,4	115,0	3,1	no
36	134,1	115,0	3,1	no
37	145,9	115,0	3,1	no
38	157,6	115,0	3,1	no
39	169,3	115,0	3,1	no
40	181,1	115,0	3,1	no
41	192,8	115,0	3,1	no
42	204,6	115,0	3,1	no
43	216,3	115,0	3,1	no
44	228,0	115,0	3,1	no
45	239,8	115,0	3,1	no
46	251,5	115,0	3,1	no
47	263,3	115,0	3,1	no
48	275,0	115,0	3,1	no
49	5,0	110,0	4,5	no
50	29,5	110,0	4,5	no
51	54,1	110,0	4,5	no
52	78,6	110,0	4,5	no
53	103,2	110,0	4,5	no
54	127,7	110,0	4,5	no
55	152,3	110,0	4,5	no
56	176,8	110,0	4,5	no
57	201,4	110,0	4,5	no
58	225,9	110,0	4,5	no
59	250,5	110,0	4,5	no
60	275,0	110,0	4,5	no

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 136 di 189

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

Materiali:

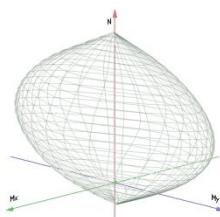
Calcestruzzo classe: C28/35

R_{ck} (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cm²
 f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 290 daN/cm²
 f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 28 daN/cm²
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 145424 daN/cm²
 E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 325750 daN/cm²
 ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
 Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²
 f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²
 ϵ_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²
 E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²
 ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
 Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-9323,2	-348,1	0,0	Completamente tesa
64539,2	348,1	0,0	Completamente compressa
0,0	4674,2	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-5480,9	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	11043,0	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-11043,0	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
 Verifica per M_{xu} , M_{yu} e N_u proporzionali (sigla verifica: P)
 Verifica con rapporto M_{xu} , M_{yu} assegnato (sigla verifica: M)
 Verifica con N_u costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	91,1	-542,8	-0,2	P	1009,6	-6014,2	-1,7	0,090	OK
				M	62726,8	-540,2	-0,1	0,000	
				N	91,1	-5529,3	-1,5	0,100	
2	132,7	-180,4	-1,5	P	6429,1	-8738,0	-73,1	0,020	OK
				M	63481,0	-178,6	-1,5	0,000	
				N	132,7	-5551,3	-46,5	0,030	
3	133,7	-377,5	-1,6	P	2383,1	-6727,4	-28,0	0,060	OK
				M	63073,1	-375,0	-1,6	0,000	

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 137 di 189

4	141,0	-7,3	-1,3	N	133,7	-5551,9	-23,1	0,070	
				P	57475,3	-2954,7	-529,8	0,000	OK
				M	63832,5	-7,1	-1,3	0,000	
5	141,2	-353,7	-1,3	N	141,0	-5547,5	-994,7	0,000	
				P	2762,4	-6921,8	-25,4	0,050	OK
				M	63122,8	-351,2	-1,3	0,000	
6	124,9	-331,7	-4,8	N	141,2	-5555,9	-20,4	0,060	
				P	2568,6	-6822,3	-99,5	0,050	OK
				M	63167,5	-329,7	-4,8	0,000	
7	125,8	-439,0	-4,9	N	124,9	-5547,1	-80,9	0,060	
				P	1849,7	-6451,9	-71,6	0,070	OK
				M	62944,8	-436,3	-4,8	0,000	
8	130,0	-237,3	-4,7	N	125,8	-5547,6	-61,5	0,080	
				P	4182,5	-7638,2	-150,6	0,030	OK
				M	63362,8	-235,7	-4,6	0,000	
9	130,5	-416,1	-4,7	N	130,0	-5549,7	-109,4	0,040	
				P	2056,5	-6558,9	-73,8	0,060	OK
				M	62992,7	-413,5	-4,7	0,000	
10	140,8	-453,9	-1,5	N	130,5	-5550,1	-62,4	0,070	
				P	2030,8	-6545,8	-20,9	0,070	OK
				M	62913,5	-451,3	-1,4	0,000	
11	141,8	-561,1	-1,5	N	140,8	-5555,7	-17,7	0,080	
				P	1596,9	-6320,9	-16,8	0,090	OK
				M	62688,3	-558,5	-1,5	0,000	
12	145,9	-359,5	-1,3	N	141,8	-5556,2	-14,8	0,100	
				P	2820,9	-6951,7	-25,1	0,050	OK
				M	63110,7	-357,0	-1,3	0,000	
13	146,4	-538,2	-1,3	N	145,9	-5558,4	-20,1	0,060	
				P	1739,1	-6394,8	-15,4	0,080	OK
				M	62736,5	-535,6	-1,3	0,000	
14	18,4	92,8	-2,1	N	146,4	-5558,7	-13,4	0,100	
				P	1033,2	5217,2	-119,2	0,020	OK
				M	64035,6	93,3	-2,1	0,000	
15	-72,5	1075,9	-37,0	N	18,4	4683,7	-107,0	0,020	
				P	-304,0	4512,7	-155,1	0,240	OK
				M	-6658,0	1075,1	-37,0	0,010	
16	12,4	108,2	-6,9	N	-72,5	4635,4	-159,3	0,230	
				P	568,4	4972,7	-317,5	0,020	OK
				M	64065,8	108,4	-6,9	0,000	
17	103,4	-771,7	1,9	N	12,4	4679,8	-298,8	0,020	
				P	790,7	-5899,2	14,5	0,130	OK
				M	62242,7	-769,2	1,9	0,000	
18	19,7	87,4	-20,9	N	103,4	-5535,9	13,6	0,140	
				P	1189,2	5287,7	-1261,1	0,020	OK
				M	64023,5	87,5	-20,9	0,000	
19	188,4	-1738,4	43,9	N	19,7	4676,4	-1115,3	0,020	
				P	630,0	-5814,0	146,8	0,300	OK
				M	60164,9	-1735,6	43,8	0,000	
20	30,8	58,7	-12,0	N	188,4	-5580,5	140,9	0,310	
				P	3359,1	6400,8	-1303,3	0,010	OK
				M	63965,8	58,8	-12,0	0,000	
42	789,4	-1882,3	-0,1	N	30,8	4684,3	-953,8	0,010	
				P	2941,0	-7013,1	-0,4	0,270	OK
				M	59854,3	-1879,4	-0,1	0,010	
43	60,9	-339,5	138,2	N	789,4	-5898,5	-0,3	0,320	
				P	1077,0	-6002,8	2442,9	0,060	OK
				M	63142,0	-338,9	137,9	0,000	
				N	60,9	-5476,7	2228,8	0,060	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
19	188,4	-1738,4	43,9	P	630,0	-5814,0	146,8	0,300	OK
15	-72,5	1075,9	-37,0	M	-6658,0	1075,1	-37,0	0,010	OK
42	789,4	-1882,3	-0,1	N	789,4	-5898,5	-0,3	0,320	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 138 di 189

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 17400,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 360000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

	Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
21	OK	-120,1	-1,4	96,6	-231,8	0,01	5881,6	0,02
22	OK	-266,1	-1,5	97,3	-492,5	0,03	16799,6	0,05
23	OK	8,2	-1,3	102,7	-37,6	0,00	-551,5	0,00
24	OK	-248,4	-1,3	102,8	-462,1	0,03	15277,7	0,04
25	OK	-231,6	-3,9	90,8	-434,0	0,02	14473,9	0,04
26	OK	-311,2	-3,9	91,5	-574,7	0,03	20463,6	0,06
27	OK	-161,5	-3,8	94,5	-309,8	0,02	9075,6	0,03
28	OK	-294,2	-3,8	94,9	-545,2	0,03	19057,6	0,05
29	OK	-286,9	-1,4	102,2	-530,2	0,03	18201,8	0,05
30	OK	-396,4	-1,4	102,8	-723,0	0,04	26455,9	0,07
31	OK	-190,7	-1,3	106,8	-360,3	0,02	10807,0	0,03
32	OK	-383,2	-1,3	106,9	-700,5	0,04	25309,3	0,07

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0,30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

	Cmb	Mx	My	N	Wk	W_k/W_{kL}
n. e stato		kN m	kN m	kN	mm	
33	OK	-83,3	-1,4	75,7	0,00	0,00
34	OK	-192,8	-1,4	76,3	0,00	0,00
35	OK	12,9	-1,3	80,3	0,00	0,00
36	OK	-179,6	-1,3	80,4	0,00	0,00
37	OK	-167,7	-3,2	71,3	0,00	0,00
38	OK	-227,2	-3,2	71,9	0,00	0,00
39	OK	-115,4	-3,1	74,1	0,00	0,00
40	OK	-214,5	-3,1	74,4	0,00	0,00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

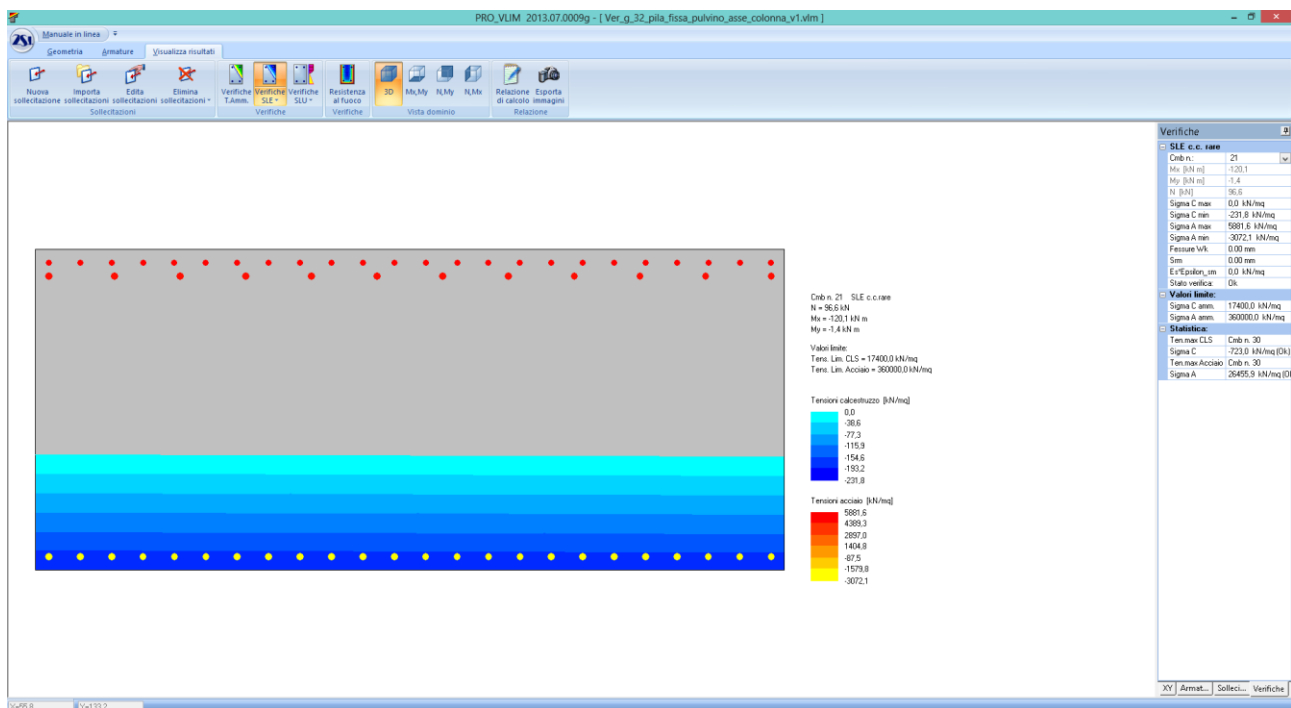
Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 13050,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0,20$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

	Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	W_k/W_{kL}
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
41	OK	-339,5	-0,1	60,9	-610,5	0,05	0,00	0,00

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 139 di 189



Tensioni – Comb. rare

Le verifiche sono soddisfatte.

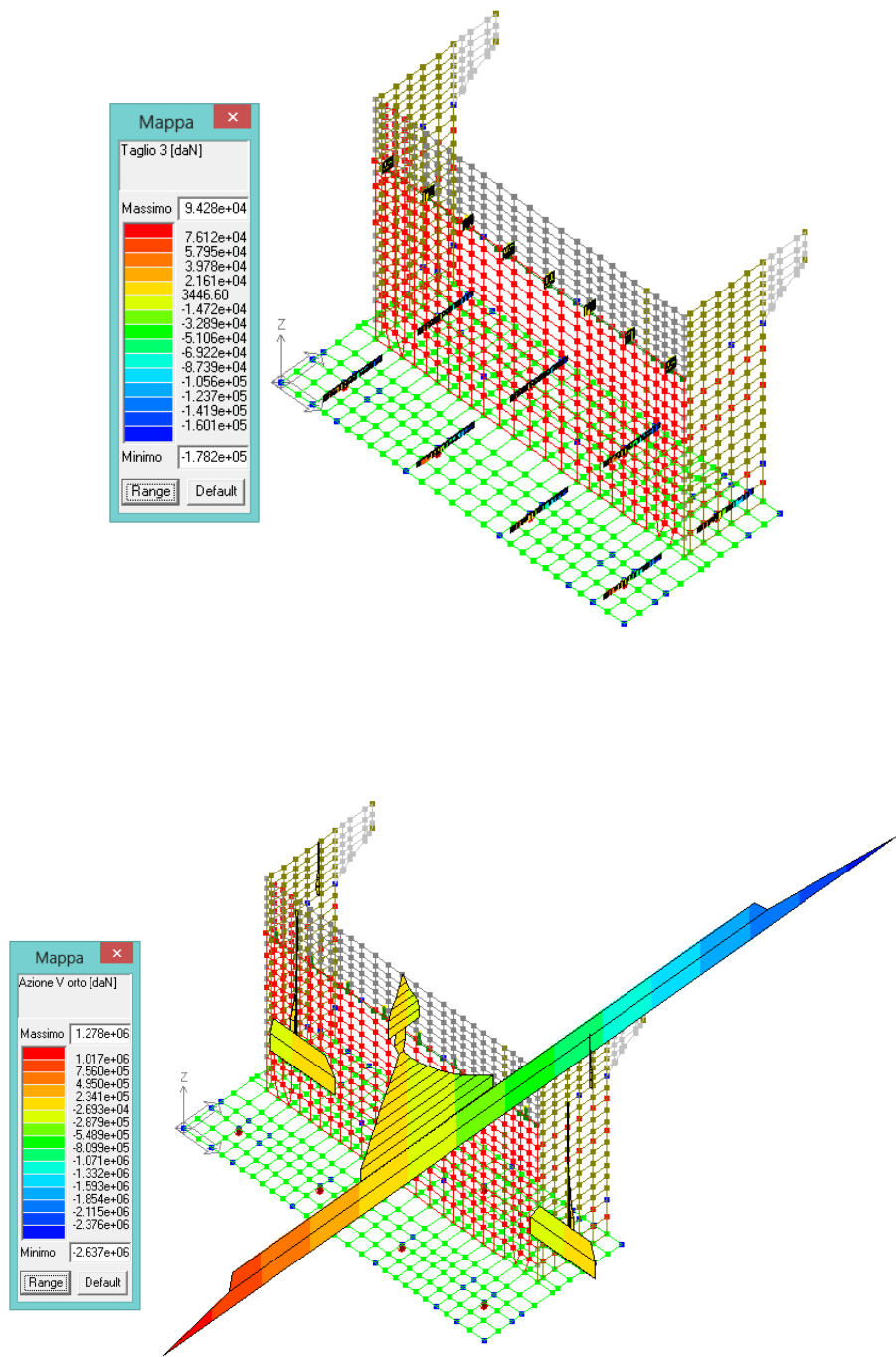
Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 140 di 189

8.5.2 Verifica a taglio

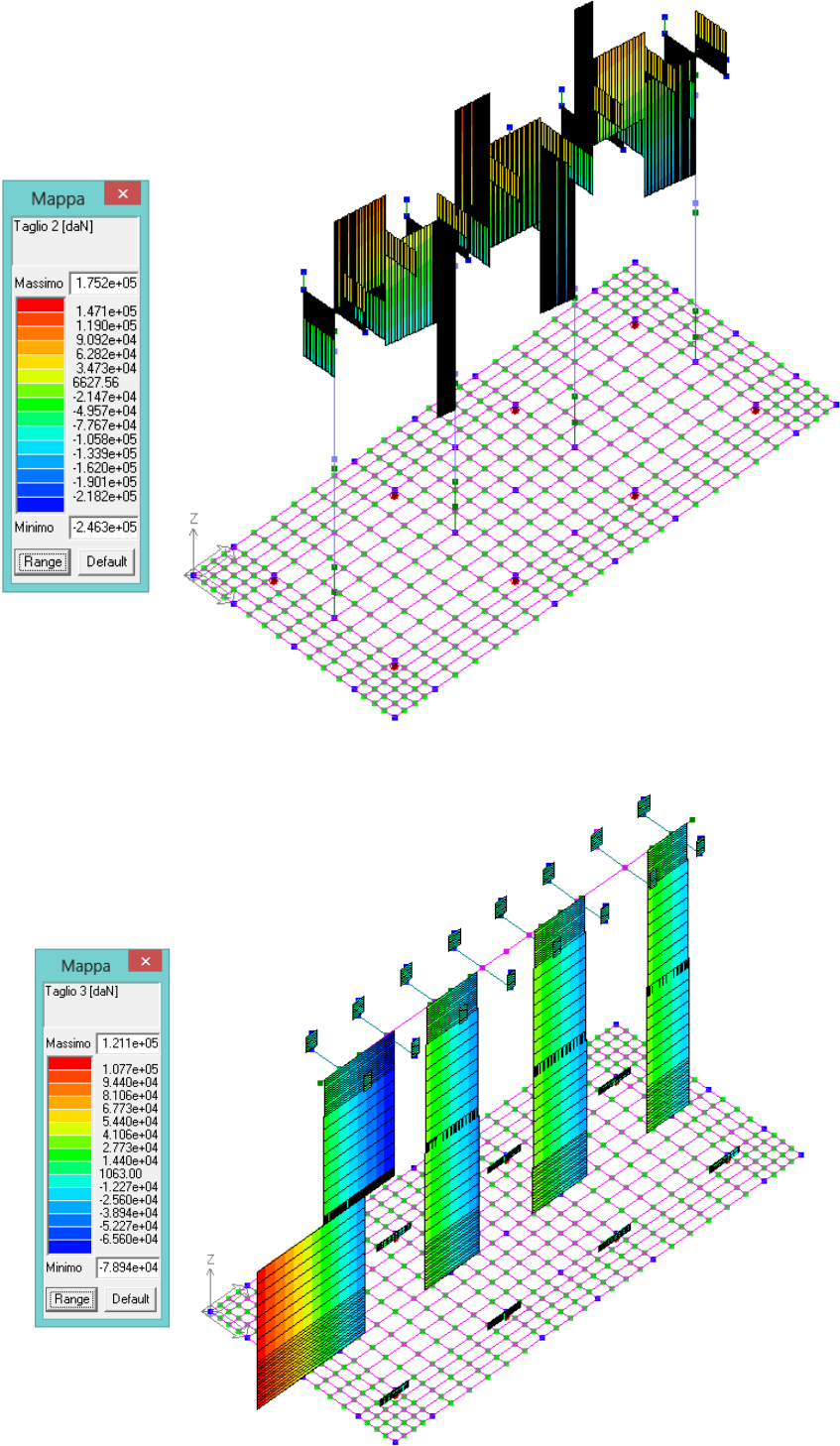
Si riportano le verifiche a taglio per le sezioni analizzate in precedenza.

I tagli massimi agli SLU agenti sono :

Spalla



Pila



Si riporta la verifica :

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 142 di 189

SPALLA

Palo

$T_{\max_filo} = 1782 \text{ kN}$

$T_{\text{amm_senza_armatura}} = 394 \text{ kN}$

Verifica a taglio palo di fondazione			
Rck =	35 N/mm ²		
fck =	28 N/mm ²		
ϕ =	1200 mm		
c =	75 mm		
Apalo =	1130973,36 mm ²		
Armatura :			
Staffe	12 mm		
Passo	90 mm		
Azioni di progetto		Si arma con sole staffe	
Tx_max	178200 daN	<u>Lato C/s</u>	Rad Sessadec.
Ty_max	0 daN	$\theta =$	0,46365 26,5650
Tmax_slv	1782,00 kN	Vrd2 =	3669,12 kN
		v =	0,560
		fcd =	18,67 N/mm ²
B =	1200 mm	Ver.	
d =	1125 mm		
0.9*d =	1012,5 mm	<u>Lato Acciaio-staffe</u>	
pl =	0 mm ²	s =	1000 mm
		Asw =	2513 mm ²
		Afst =	113 mm ²
Resistenza senza armatura a taglio			
Vrd1 =	394,34 kN	Vrd3 =	1832,65 kN
τ_{rd} =	0,337 N/mm ²	Vwdstaffe =	1438,31 kN
k =	1	fyk =	450 N/mm ²
f _{ctk0.05} =	2,02 N/mm ²	γ_{acc} =	1,15
γ_c =	1,5	f _{yd} =	391,30 N/mm ²
Occorre armatura a taglio		Ver.	

Si arma con spirale Ø12/20 cm raffittita a Ø12/10 cm per 2.50 m dalla sommità.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 143 di 189

Plinto

$T_{\max_filo} = 689.70 \text{ kN/m}$

$T_{\text{amm_senza_armatura}} = 463.59 \text{ kN/m}$

NTC 2008 - CALCESTRUZZO			
VERIFICA A TAGLIO TRAM RETTANGOLARI			
UNITA' DI MISURA	forze e carichi: peso specifico: tensioni e resistenze momenti (flettenti, ecc.) $\gamma = 24 \text{ kNm}^3$ (cls non armato) $\gamma = 25 \text{ kNm}^3$ (cls armato)	kN, kNm, kNm ² kNm ³ N/mm ² kNm	LEGENDA 123 dati da inserire 123 valori calcolati valori notevoli risultati verifiche
PESI SPECIFICI	se $V_{ed} \leq V_{ed, \text{senza arm.}}$ armat. minima a taglio se $V_{ed} > V_{ed, \text{senza arm.}}$ armat. a taglio tale che: $V_{ed} \leq V_{ed, \text{con arm.}}$		
Elementi che non richiedono armatura a taglio ($V_{ed} \leq V_{ed, \text{senza arm.}}$)			
V_{ed} [kN] =	463.59	V_{ed} [kN] =	689.70 NON VERIFICATO si deve armare a taglio
Acciaio =	B450C		
Clas =	C32/40		
R_{yk} =	40.00 [N/mm ²]		
f_{yk} =	32.00 [N/mm ²]		
$f_{yk, \text{ess}}$ =	2.12 [N/mm ²]		
γ_c in uso =	1.60		
V_{ed} [kN] =	409.19 [kN]		463.59 [kN]
V_{ed} =	0.32		
$k = 1 + (200/d)^{1/4}$	1.37	≤ 2	1.37
$\rho_k =$	0.0015 [puro]	≤ 0.02	0.0015
$A_k =$	2.260 [mm ²]		0.02
$b_w =$	1000.00 [mm]	Area armat. in trazione che si estende per non meno di $d + l_{b, \text{inf}}$ oltre la sez. consider. (cioè ancorata oltre l'inters. dell'asse dell'armat. con eventuale fessura a 45° che si innesci nella sez. consid.) (EC2)	
$\sigma_{yk} =$	0.00 [N/mm ²]	N_{yk}/A_k	0.00 4.42666667
$N_{yk} =$	0.00 [kN]	forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva)	
$A_k =$	1.600.000 [mm ²]	area calcestruzzo (valida solo per sezione rettangolare)	
$d =$	1.460 [mm]	altezza utile sezione	
$h =$	1.500 [mm]	altezza sezione	
$b =$	1.000 [mm]	base sezione	
$c =$	40 [mm]	copriferro	
Elementi che richiedono armatura a taglio ($V_{ed} > V_{ed, \text{senza arm.}}$)			
V_{ed} =	7270.80 [kN]	resistenza a compressione del cls per il taglio	
f_{yk} =	22.13 [N/mm ²]	spessore minima anima continua in altezza	
$b_w =$	1000.00 [mm]	angolo inclin. delle staffe	
$\alpha_c =$	90 °	1.57	
$\cot \alpha_c =$	0 [puro]	angolo inclin. bielle compresse	
$\theta =$	46 °	0.79	
$\cot \theta =$	1.00	1 < $\cot \theta$ < 2.5 VERIFICATO	
Staffe	1	0.no	1.sì
$V_{ed, \text{tr}}$ =	817.76 [kN]	Taglio resistente staffe	
$A_{s, \text{tr}}$ =	636 [mm ²]	Area complessiva staffe	
$s_w =$	400 [mm]	passo staffe in senso longitudinale alla trave	
f_{yk} =	391.30 [N/mm ²]	f_{yk} acciaio tipo B450 C	
$\phi_{s, \text{tr}}$ =	18 [mm]	Diametro staffe	
$n_{s, \text{tr}}$ =	2.5 [puro]	n. bracci verticali	
$\omega_{s, \text{tr}}$ =	254.47 [mm ²]	Area singolo braccio di staffa	
f_{yk} =	450 [N/mm ²]	acciaio tipo B450 C	
γ_s in uso =	1.15 NTC 2008	lunghezza a tratto da armare	
$\Delta =$	1000 [mm]	n° staffe a taglio nel tratto	
$n_s =$	2.50 [puro]		
Ferri piegati	0	0.no	1.sì
$V_{ed, \text{tr}}$ =	0.00 [kN]	Taglio resistente ferri piegati (EC2)	
$A_{s, \text{tr}}$ =	402 [mm ²]	Area complessiva ferri piegati	
$s_w =$	1000 [mm]	passo ferri piegati in senso long.	
f_{yk} =	391.30 [N/mm ²]	f_{yk} dell'acciaio dei ferri piegati	
$\phi_{s, \text{tr}}$ =	16 [mm]	Diametro ferri piegati	
$n_{s, \text{tr}}$ =	2 [puro]	n. ferri piegati	
$\omega_{s, \text{tr}}$ =	201 [mm ²]	Area diam. singolo ferro piegato	
f_{yk} =	450 [N/mm ²]	acciaio tipo B450 C	
γ_s in uso =	1.15	lunghezza a tratto da armare	
$\Delta =$	1000 [mm]	inclinaz. ferri piegati	
$\alpha_{f, \text{tr}}$ =	46 °	0.7854 [°] - [rad]	
V_{ed} =	817.76 [kN]		
V_{ed} [kN] =	817.76	V_{ed} [kN] =	689.70 VERIFICATO
Verifica armatura trasversale minima			
$A_{s, \text{tr}}$ =	1590 [mm ²]	area armatura a taglio stile lunghezza Δ	
$A_{s, \text{tr}}$ =	1500 [mm ²]	VERIFICATO	
Verifica passo staffe			
$s_w =$	400 [mm]	passo staffe	
$s_{w, \text{min}}$ =	1168 [mm]	passo minimo staffe VERIFICATO	

Si arma con staffe $\varnothing 18/40 \times 40 \text{ cm}$ per $L = 100 \text{ cm}$ dal filo.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 144 di 189

Elevazione

T_{max_filo} = 409.92 kN/m

T_{amm_senza_armatura} = 444 kN/m

NTC 2008 - CALCESTRUZZO			
VERIFICA A TAGLIO TRAM RETTANGOLARI			
UNITA' DI MISURA	forze e carichi:	kN, kNm, kNm ²	LEGENDA 123 dati da inserire 123 valori calcolati valori notevoli risultati verifiche
	peso specifico:	kNm ³	
	tensioni e resistenze	N/mm ²	
	momenti (flettente, ecc.)	kNm	
PESI SPECIFICI	γ = 24 kNm ³ (cls non armato)		
	γ = 25 kNm ³ (cls armato)		
se $V_{sd} \leq V_{Rd,senza\ arm.}$		armat. minima a taglio	
se $V_{sd} > V_{Rd,senza\ arm.}$		armat. a taglio tale che: $V_{sd} \leq V_{Rd,con\ arm.}$	
Elementi che non richiedono armatura a taglio. ($V_{sd} \leq V_{Rd,senza\ arm.}$)			
V_{Ed} [kN] =	444,67	V_{Ed} [kN] =	409,92 VERIFICATO armatura a taglio minima
Acciaio =	B460C		
Classe =	C32/40		
f_{ck} =	40,00 [N/mm ²]		
f_{yk} =	32,00 [N/mm ²]		
$f_{ct,ess}$ =	2,12 [N/mm ²]		
γ_c in uso =	1,30		
V_{Rd} [kN] =	420,58 [kN]		444,67 [kN]
η =	0,33		
$k = 1 + (200/d)^{1/4}$	1,42	≤ 2	1,42
$\rho =$	0,0019 [puro]	$\leq 0,02$	0,0019
A_{st} =	2 260 [mm ²]		
b_w =	1 000,00 [mm]		
σ_{cp} =	0,33 [N/mm ²]		
N_{Ed} =	400,00 [kN]		
A_c =	1 200 000 [mm ²]		
d =	1 160 [mm]		
h =	1 200 [mm]		
b =	1 000 [mm]		
c =	40 [mm]		

Sezione in esame

Non occorre specifica armatura a taglio.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 145 di 189

PILA

Palo

$T_{\max_filo} = 266.20 \text{ kN}$

$T_{\text{amm_senza_armatura}} = 394.34 \text{ kN}$

Verifica a taglio palo di fondazione				
Rck =	35	N/mm ²		
fck =	28	N/mm ²		
φ =	1200	mm		
c =	75	mm		
Apalo =	1130973,36	mm ²		
Armatura :				
Staffe	12	mm		
Passo	200	mm		
Si arma con sole staffe				
Azioni di progetto			<u>Lato C/s</u>	Rad Sessadec.
Tx_max	26620	daN	θ =	0,46365 26,5650
Ty_max	0	daN	Vrd2 =	3669,12 kN
Tmax_slu	266,20	kN	v =	0,560
			fcd =	18,67 N/mm ²
B =	1200	mm	Ver.	
d =	1125	mm		
0.9*d =	1012,5	mm	<u>Lato Acciaio-staffe</u>	
pl =	0	mm ²	s =	1000 mm
			Asw =	1131 mm ²
			Afst =	113 mm ²
Resistenza senza armatura a taglio				
Vrd1 =	394,34	kN	Vrd3 =	1 041,58 kN
τ _{rd} =	0,337	N/mm ²	Vwd staffe =	647,24 kN
k =	1		fyk =	450 N/mm ²
f _{ctk0,05} =	2,02	N/mm ²	γ _{acc} =	1,15
γ _c =	1,5		fyd =	391,30 N/mm ²
Ver.			Ver.	

Si arma con spirale Ø12/20 cm raffittita a Ø12/10 cm per 2.50 m dalla sommità.

Elaborato	Revisione	Data	
Ponte S.P27 Linea FER	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 146 di 189

Plinto

$T_{\max_filo} = 582.27 \text{ kN/m}$

$T_{\text{amm_senza_armatura}} = 463 \text{ kN/m}$

NTC 2008 - CALCESTRUZZO																																										
VERIFICA A TAGLIO TRAM RETTANGOLARI																																										
UNITA' DI MISURA	forze e carichi: peso specifico: tensioni e resistenze momenti (flettenti, ecc.)	kN, kNm, kNm ² kNm ³ N/mm ² kNm	LEGENDA 123 dati da inserire 123 valori calcolati valori notevoli risultati verifiche																																							
PESI SPECIFICI	$\gamma = 24 \text{ kNm}^3$ (cls non armato) $\gamma = 25 \text{ kNm}^3$ (cls armato)																																									
se $V_{ed} \leq V_{Rd, \text{senza arm.}}$ armat. minima a taglio																																										
se $V_{ed} \geq V_{Rd, \text{senza arm.}}$ armat. a taglio tale che: $V_{ed} \leq V_{Rd, \text{con arm.}}$																																										
Elementi che non richiedono armatura a taglio ($V_{ed} \leq V_{Rd, \text{senza arm.}}$)																																										
V_{ed} [kN] =	463.59	V_{Rd} [kN] =	582.27 NON VERIFICATO si deve armare a taglio																																							
$A_{s, \text{cal}}$ =	B450C																																									
ϕ_s =	C32/40																																									
R_{yk} =	40.00 [N/mm ²]																																									
f_{yk} =	32.00 [N/mm ²]																																									
$f_{yk, \text{ess}}$ =	2.12 [N/mm ²]																																									
γ_c in uso =	1.50																																									
V_{Rd} [kN] =	409.19 [kN]		463.59 [kN]																																							
γ_{red} =	0.32																																									
$k = 1 + (200/\delta)^{1/4}$	1.37	≤ 2	1.37																																							
$\rho = 0.0015$ [puro]		≤ 0.02	0.0015																																							
A_{st} =	2.260 [mm ²]		0.02																																							
b_w =	1000.00 [mm]																																									
σ_{cp} =	0.00 [N/mm ²]	N_{ed}/A_c	0.00 4.426666667																																							
N_{ed} =	0.00 [kN]																																									
A_c =	1 500 000 [mm ²]																																									
d =	1 460 [mm]																																									
h =	1 500 [mm]																																									
b =	1 000 [mm]																																									
c =	40 [mm]																																									
forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva)																																										
area calcestruzzo (valida solo per sezione rettangolare)																																										
altezza utile sezione																																										
altezza sezione																																										
base sezione																																										
copriferro																																										
Elementi che richiedono armatura a taglio ($V_{ed} \geq V_{Rd, \text{senza arm.}}$)																																										
V_{ed} =	7270.80 [kN]																																									
f_{yk} =	22.13 [N/mm ²]	resistenza a compressione del ds per il taglio																																								
b_w =	1 000.00 [mm]	spessore minima anima continua in altezza																																								
$\alpha = 90^\circ$		angolo inclin. delle staffe																																								
$\cot \theta = 0$ [puro]																																										
$\theta = 45^\circ$		angolo inclin. bielle compresse																																								
$\cot \theta = 1.00$		$1 < \cot \theta < 2.5$ VERIFICATO																																								
<table border="1"> <tr> <td>$\alpha_c =$</td> <td>1</td> <td>per membrature non compresse</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1.00</td> <td>per $0 < \sigma_{cp} < 0.25 f_{yk}$</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1.25</td> <td>per $0.25 f_{yk} < \sigma_{cp} < 0.5 f_{yk}$</td> </tr> <tr> <td></td> <td>2.50</td> <td>per $0.5 f_{yk} < \sigma_{cp} < f_{yk}$</td> </tr> <tr> <td>$\alpha_c =$</td> <td>1.00</td> <td></td> </tr> </table>				$\alpha_c =$	1	per membrature non compresse		1.00	per $0 < \sigma_{cp} < 0.25 f_{yk}$		1.25	per $0.25 f_{yk} < \sigma_{cp} < 0.5 f_{yk}$		2.50	per $0.5 f_{yk} < \sigma_{cp} < f_{yk}$	$\alpha_c =$	1.00																									
$\alpha_c =$	1	per membrature non compresse																																								
	1.00	per $0 < \sigma_{cp} < 0.25 f_{yk}$																																								
	1.25	per $0.25 f_{yk} < \sigma_{cp} < 0.5 f_{yk}$																																								
	2.50	per $0.5 f_{yk} < \sigma_{cp} < f_{yk}$																																								
$\alpha_c =$	1.00																																									
<table border="1"> <tr> <td>Staffe</td> <td>1</td> <td>0: no 1: si</td> </tr> <tr> <td>$V_{Rd, \text{sp}}$ =</td> <td>817.76 [kN]</td> <td>Taglio resistente staffe</td> </tr> <tr> <td>$A_{st, \text{sp}}$ =</td> <td>636 [mm²]</td> <td>Area complessiva staffe</td> </tr> <tr> <td>s_{sp} =</td> <td>400 [mm]</td> <td>passo staffe in senso longitudinale alla trave</td> </tr> <tr> <td>f_{yk} =</td> <td>391.30 [N/mm²]</td> <td>f_{yk} acciaio tipo B450C</td> </tr> <tr> <td>$\phi_{st, \text{sp}}$ =</td> <td>18 [mm]</td> <td>Diametro staffe</td> </tr> <tr> <td>$n_{st, \text{sp}}$ =</td> <td>2.5 [puro]</td> <td>n. bracci verticali</td> </tr> <tr> <td>σ_{cp} =</td> <td>254.47 [N/mm²]</td> <td>Area singolo braccio di staffe</td> </tr> <tr> <td>f_{yk} =</td> <td>450 [N/mm²]</td> <td>acciaio tipo B450C</td> </tr> <tr> <td>γ_c in uso =</td> <td>1.15 NTC 2008</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Δ =</td> <td>1000 [mm]</td> <td>lunghezza a tratto da armare</td> </tr> <tr> <td>n_{st} =</td> <td>2.50 [puro]</td> <td>n° staffe a taglio nel tratto</td> </tr> </table>				Staffe	1	0: no 1: si	$V_{Rd, \text{sp}}$ =	817.76 [kN]	Taglio resistente staffe	$A_{st, \text{sp}}$ =	636 [mm ²]	Area complessiva staffe	s_{sp} =	400 [mm]	passo staffe in senso longitudinale alla trave	f_{yk} =	391.30 [N/mm ²]	f_{yk} acciaio tipo B450C	$\phi_{st, \text{sp}}$ =	18 [mm]	Diametro staffe	$n_{st, \text{sp}}$ =	2.5 [puro]	n. bracci verticali	σ_{cp} =	254.47 [N/mm ²]	Area singolo braccio di staffe	f_{yk} =	450 [N/mm ²]	acciaio tipo B450C	γ_c in uso =	1.15 NTC 2008		Δ =	1000 [mm]	lunghezza a tratto da armare	n_{st} =	2.50 [puro]	n° staffe a taglio nel tratto			
Staffe	1	0: no 1: si																																								
$V_{Rd, \text{sp}}$ =	817.76 [kN]	Taglio resistente staffe																																								
$A_{st, \text{sp}}$ =	636 [mm ²]	Area complessiva staffe																																								
s_{sp} =	400 [mm]	passo staffe in senso longitudinale alla trave																																								
f_{yk} =	391.30 [N/mm ²]	f_{yk} acciaio tipo B450C																																								
$\phi_{st, \text{sp}}$ =	18 [mm]	Diametro staffe																																								
$n_{st, \text{sp}}$ =	2.5 [puro]	n. bracci verticali																																								
σ_{cp} =	254.47 [N/mm ²]	Area singolo braccio di staffe																																								
f_{yk} =	450 [N/mm ²]	acciaio tipo B450C																																								
γ_c in uso =	1.15 NTC 2008																																									
Δ =	1000 [mm]	lunghezza a tratto da armare																																								
n_{st} =	2.50 [puro]	n° staffe a taglio nel tratto																																								
<table border="1"> <tr> <td>Ferri piegati</td> <td>0</td> <td>0: no 1: si</td> </tr> <tr> <td>$V_{Rd, \text{fp}}$ =</td> <td>0.00 [kN]</td> <td>Taglio resistente ferri piegati (EC2)</td> </tr> <tr> <td>$A_{st, \text{fp}}$ =</td> <td>402 [mm²]</td> <td>Area complessiva ferri piegati</td> </tr> <tr> <td>s_{fp} =</td> <td>1000 [mm]</td> <td>passo ferri piegati in senso long.</td> </tr> <tr> <td>f_{yk} =</td> <td>391.30 [N/mm²]</td> <td>f_{yk} dell'acciaio dei ferri piegati</td> </tr> <tr> <td>$\phi_{st, \text{fp}}$ =</td> <td>18 [mm]</td> <td>Diametro ferri piegati</td> </tr> <tr> <td>n_{fp} =</td> <td>2 [puro]</td> <td>n. ferri piegati</td> </tr> <tr> <td>σ_{cp} =</td> <td>201 [N/mm²]</td> <td>Area diam. singolo ferro piegato</td> </tr> <tr> <td>f_{yk} =</td> <td>450 [N/mm²]</td> <td>acciaio tipo B450C</td> </tr> <tr> <td>γ_c in uso =</td> <td>1.15</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Δ =</td> <td>1000 [mm]</td> <td>lunghezza a tratto da armare</td> </tr> <tr> <td>$\alpha_{f, \text{fp}}$ =</td> <td>45</td> <td>0.7854 [°] - [rad] inclinaz. ferri piegati</td> </tr> <tr> <td>$V_{Rd, \text{fp}}$ =</td> <td>817.76 [kN]</td> <td></td> </tr> </table>				Ferri piegati	0	0: no 1: si	$V_{Rd, \text{fp}}$ =	0.00 [kN]	Taglio resistente ferri piegati (EC2)	$A_{st, \text{fp}}$ =	402 [mm ²]	Area complessiva ferri piegati	s_{fp} =	1000 [mm]	passo ferri piegati in senso long.	f_{yk} =	391.30 [N/mm ²]	f_{yk} dell'acciaio dei ferri piegati	$\phi_{st, \text{fp}}$ =	18 [mm]	Diametro ferri piegati	n_{fp} =	2 [puro]	n. ferri piegati	σ_{cp} =	201 [N/mm ²]	Area diam. singolo ferro piegato	f_{yk} =	450 [N/mm ²]	acciaio tipo B450C	γ_c in uso =	1.15		Δ =	1000 [mm]	lunghezza a tratto da armare	$\alpha_{f, \text{fp}}$ =	45	0.7854 [°] - [rad] inclinaz. ferri piegati	$V_{Rd, \text{fp}}$ =	817.76 [kN]	
Ferri piegati	0	0: no 1: si																																								
$V_{Rd, \text{fp}}$ =	0.00 [kN]	Taglio resistente ferri piegati (EC2)																																								
$A_{st, \text{fp}}$ =	402 [mm ²]	Area complessiva ferri piegati																																								
s_{fp} =	1000 [mm]	passo ferri piegati in senso long.																																								
f_{yk} =	391.30 [N/mm ²]	f_{yk} dell'acciaio dei ferri piegati																																								
$\phi_{st, \text{fp}}$ =	18 [mm]	Diametro ferri piegati																																								
n_{fp} =	2 [puro]	n. ferri piegati																																								
σ_{cp} =	201 [N/mm ²]	Area diam. singolo ferro piegato																																								
f_{yk} =	450 [N/mm ²]	acciaio tipo B450C																																								
γ_c in uso =	1.15																																									
Δ =	1000 [mm]	lunghezza a tratto da armare																																								
$\alpha_{f, \text{fp}}$ =	45	0.7854 [°] - [rad] inclinaz. ferri piegati																																								
$V_{Rd, \text{fp}}$ =	817.76 [kN]																																									
V_{ed} [kN] =	817.76	V_{Rd} [kN] =	582.27 VERIFICATO																																							
Verifica armatura trasversale minima																																										
$A_{st, \text{min}}$ =	1590 [mm ²]	area armatura a taglio e la lunghezza Δ	Almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe. VERIFICATO																																							
$A_{st, \text{min}}$ =	1500 [mm ²]																																									
Verifica passo staffe																																										
s_{st} =	400 [mm]	passo staffe																																								
$s_{st, \text{min}}$ =	1188 [mm]	passo minimo staffe	VERIFICATO																																							

Si arma con staffe $\varnothing 18/40 \times 40 \text{ cm}$ per $L = 100 \text{ cm}$ dal filo.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 147 di 189

Elevazione colonne

$T_{\max_filo} = 1211 \text{ kN}$

$T_{\text{amm_senza_armatura}} = 523 \text{ kN}$

Verifica a taglio palo di fondazione				
Rck =	40	N/mm ²		
fck =	32	N/mm ²		
φ =	1300	mm		
c =	40	mm		
Apalo =	1327322,9	mm ²		
Armatura :				
Staffe	12	mm		
Passo	200	mm		
Si arma con sole staffe				
Azioni di progetto			<u>Lato C/ls</u>	Rad Sessadec.
Tx_max	121100	daN	θ =	0,46365 26,5650
Ty_max	0	daN	Vrd2 =	4906,13 kN
Tmax_slu	1211,00	kN	v =	0,540
			fcd =	21,33 N/mm ²
B =	1300	mm	Ver.	
d =	1260	mm		
0.9*d =	1134	mm	<u>Lato Acciaio-staffe</u>	
			s =	1000 mm
ρl =	0	mm ²	Asw =	1131 mm ²
			Afst =	113 mm ²
Resistenza senza armatura a taglio				
Vrd1 =	523,02	kN	Vrd3 =	1 247,92 kN
τ _{rd} =	0,368	N/mm ²	Vwd staffe =	724,91 kN
k =	1		fyk =	450 N/mm ²
f _{ctk,0.05} =	2,21	N/mm ²	γ _{acc} =	1,15
γ _c =	1,5		fyd =	391,30 N/mm ²
Occorre armatura a taglio			Ver.	

Si arma con spirale Ø16/20 cm.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 148 di 189

Pulvino

$$T_{\max_filo} = 2463 \text{ kN}$$

$$T_{\text{amm_senza_armatura}} = 1143 \text{ kN}$$

NTC 2008 - CALCESTRUZZO VERIFICA A TAGLIO TRAM RETTANGOLARI			
UNITA' DI MISURA	forze e carichi: peso specifico: tensioni e resistenze momenti (flettente, ecc.)	kN, kNm, kNm ² kNm ³ N/mm ² kNm	LEGENDA 123 dati da inserire 123 valori calcolati valori notevoli risultati verifiche
PESI SPECIFICI	$\gamma = 24 \text{ kNm}^3$ (cls non armato) $\gamma = 25 \text{ kNm}^3$ (cls armato)		
se $V_{ed} \leq V_{Rd, \text{senza arm.}}$ armat. minima a taglio			
se $V_{ed} > V_{Rd, \text{senza arm.}}$ armat. a taglio tale che: $V_{ed} \leq V_{Rd, \text{con arm.}}$			
Elementi che non richiedono armatura a taglio ($V_{ed} \leq V_{Rd, \text{senza arm.}}$)			
V_{ed} [kN]	1143,38	$V_{ed} < V_{Rd}$ [kN]	2463,00 NON VERIFICATO si deve armare a taglio.
$A_{c, \text{taglio}}$	8400		
$C_{32/40}$			
R_{ct}	40,00 [N/mm ²]		
f_{ctk}	32,00 [N/mm ²]		
$f_{ctk, \text{ess}}$	2,12 [N/mm ²]		
$\gamma_{\text{in uso}}$	1,50		
V_{ed} [kN]	1143,38		1082,88 [kN]
ν_{eff}	0,33		
$k = 1 + (200d)^{-0,2}$	1,42	≤ 2	1,42
ρ_k	0,0028 [puro]	$\leq 0,02$	0,0028
A_s	9040 [mm ²]		
b_w	2800,00 [mm]		
σ_{cp}	0,00 [N/mm ²]		
N_{ed}	0,00 [kN]		
A_c	3360000 [mm ²]		
d	1160 [mm]		
h	1200 [mm]		
b	2800 [mm]		
c	40 [mm]		

Elementi che richiedono armatura a taglio ($V_{ed} > V_{Rd, \text{senza arm.}}$)																																																																																																																																											
V_{ed}	16175,04 [kN]																																																																																																																																										
f_{ctk}	22,13 [N/mm ²]	resistenza a compressione del cls per il taglio																																																																																																																																									
b_w	2800,00 [mm]	spessore minima anima continua in altezza																																																																																																																																									
α_c	90°	angolo inclin. delle staffe																																																																																																																																									
$\cot \alpha_c$	0 [puro]																																																																																																																																										
θ	45°	angolo inclin. bielle compresse																																																																																																																																									
$\cot \theta$	1,00	$\cot \theta < 2,5$ VERIFICATO																																																																																																																																									
<table border="1"> <tr> <td>α_c</td> <td>1</td> <td>per membrature non compresse</td> </tr> <tr> <td>α_c</td> <td>1,00</td> <td>per $0 < \sigma_{cp} < 0,25 f_{ctk}$</td> </tr> <tr> <td>$\alpha_c$</td> <td>1,25</td> <td>per $0,25 f_{ctk} < \sigma_{cp} < 0,5 f_{ctk}$</td> </tr> <tr> <td>$\alpha_c$</td> <td>2,00</td> <td>per $0,5 f_{ctk} < \sigma_{cp} < f_{ctk}$</td> </tr> <tr> <td>$\alpha_c$</td> <td>1,00</td> <td></td> </tr> </table>				α_c	1	per membrature non compresse	α_c	1,00	per $0 < \sigma_{cp} < 0,25 f_{ctk}$	α_c	1,25	per $0,25 f_{ctk} < \sigma_{cp} < 0,5 f_{ctk}$	α_c	2,00	per $0,5 f_{ctk} < \sigma_{cp} < f_{ctk}$	α_c	1,00																																																																																																																										
α_c	1	per membrature non compresse																																																																																																																																									
α_c	1,00	per $0 < \sigma_{cp} < 0,25 f_{ctk}$																																																																																																																																									
α_c	1,25	per $0,25 f_{ctk} < \sigma_{cp} < 0,5 f_{ctk}$																																																																																																																																									
α_c	2,00	per $0,5 f_{ctk} < \sigma_{cp} < f_{ctk}$																																																																																																																																									
α_c	1,00																																																																																																																																										
<table border="1"> <tr> <td>Staffe</td> <td>1</td> <td>0: no</td> <td>1: si</td> </tr> <tr> <td>$V_{Rd, \text{taglio}}$</td> <td>4158,24 [kN]</td> <td>Taglio resistente staffe</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$A_{s, \text{taglio}}$</td> <td>1018 [mm²]</td> <td>Area complessiva staffe</td> <td></td> </tr> <tr> <td>s_w</td> <td>100 [mm]</td> <td>passo staffe in senso longitudinale alla trave</td> <td></td> </tr> <tr> <td>f_{yk}</td> <td>391,30 [N/mm²]</td> <td>f_{yk} acciaio tipo B460C</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$\phi_{s, \text{taglio}}$</td> <td>10 [mm]</td> <td>Diámetro staffe</td> <td></td> </tr> <tr> <td>n_{bracci}</td> <td>2 [puro]</td> <td>n. bracci verticali</td> <td></td> </tr> <tr> <td>f_{yk}</td> <td>254,47 [N/mm²]</td> <td>Area singolo braccio di staffe</td> <td></td> </tr> <tr> <td>f_{yk}</td> <td>450 [N/mm²]</td> <td>acciaio tipo B460C</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$\gamma_{\text{in uso}}$</td> <td>1,15</td> <td>NTC 2008</td> <td></td> </tr> <tr> <td>A_s</td> <td>1000 [mm]</td> <td>lunghezza tratto da armare</td> <td></td> </tr> <tr> <td>n_s</td> <td>10,00 [puro]</td> <td>n° staffe a taglio nel tratto</td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="4"> <table border="1"> <tr> <td>Ferri piegati</td> <td>0</td> <td>0: no</td> <td>1: si</td> </tr> <tr> <td>$V_{Rd, \text{taglio}}$</td> <td>0,00 [kN]</td> <td>Taglio resistente ferri piegati (EC2)</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$A_{s, \text{taglio}}$</td> <td>402 [mm²]</td> <td>Area complessiva ferri piegati</td> <td></td> </tr> <tr> <td>s_w</td> <td>1000 [mm]</td> <td>passo ferri piegati in senso long.</td> <td></td> </tr> <tr> <td>f_{yk}</td> <td>391,30 [N/mm²]</td> <td>f_{yk} dell'acciaio dei ferri piegati</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$\phi_{s, \text{piegati}}$</td> <td>10 [mm]</td> <td>Diámetro ferri piegati</td> <td></td> </tr> <tr> <td>n_{bracci}</td> <td>2 [puro]</td> <td>n. ferri piegati</td> <td></td> </tr> <tr> <td>σ_{cp}</td> <td>201 [N/mm²]</td> <td>Area diam. singolo ferro piegato</td> <td></td> </tr> <tr> <td>f_{yk}</td> <td>450 [N/mm²]</td> <td>acciaio tipo B460C</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$\gamma_{\text{in uso}}$</td> <td>1,15</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>A_s</td> <td>1000 [mm]</td> <td>lunghezza tratto da armare</td> <td></td> </tr> <tr> <td>σ_{cp}</td> <td>49</td> <td>0,7854 [°] - [rad]</td> <td></td> </tr> <tr> <td>V_{Rd}</td> <td>4158,24 [kN]</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>V_{ed} [kN]</td> <td>4158,24</td> <td>$V_{ed} > V_{Rd}$ [kN]</td> <td>2463,00 VERIFICATO</td> </tr> <tr> <td colspan="4">Verifica armatura trasversale minima</td> </tr> <tr> <td>$A_{s, \text{min}}$</td> <td>10179 [mm²]</td> <td>area minima a taglio x altezza</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$A_{s, \text{min}}$</td> <td>4200 [mm²]</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="4">Verifica passo staffe</td> </tr> <tr> <td>s_w</td> <td>100 [mm]</td> <td>passo staffe</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$s_{w, \text{min}}$</td> <td>928 [mm]</td> <td>passo minimo staffe</td> <td></td> </tr> <tr> <td>n_s</td> <td>10 [puro]</td> <td>n. staffe nel tratto ($n_{s, \text{min}} = 3$)</td> <td></td> </tr> </table></td></tr></table>				Staffe	1	0: no	1: si	$V_{Rd, \text{taglio}}$	4158,24 [kN]	Taglio resistente staffe		$A_{s, \text{taglio}}$	1018 [mm ²]	Area complessiva staffe		s_w	100 [mm]	passo staffe in senso longitudinale alla trave		f_{yk}	391,30 [N/mm ²]	f_{yk} acciaio tipo B460C		$\phi_{s, \text{taglio}}$	10 [mm]	Diámetro staffe		n_{bracci}	2 [puro]	n. bracci verticali		f_{yk}	254,47 [N/mm ²]	Area singolo braccio di staffe		f_{yk}	450 [N/mm ²]	acciaio tipo B460C		$\gamma_{\text{in uso}}$	1,15	NTC 2008		A_s	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare		n_s	10,00 [puro]	n° staffe a taglio nel tratto		<table border="1"> <tr> <td>Ferri piegati</td> <td>0</td> <td>0: no</td> <td>1: si</td> </tr> <tr> <td>$V_{Rd, \text{taglio}}$</td> <td>0,00 [kN]</td> <td>Taglio resistente ferri piegati (EC2)</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$A_{s, \text{taglio}}$</td> <td>402 [mm²]</td> <td>Area complessiva ferri piegati</td> <td></td> </tr> <tr> <td>s_w</td> <td>1000 [mm]</td> <td>passo ferri piegati in senso long.</td> <td></td> </tr> <tr> <td>f_{yk}</td> <td>391,30 [N/mm²]</td> <td>f_{yk} dell'acciaio dei ferri piegati</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$\phi_{s, \text{piegati}}$</td> <td>10 [mm]</td> <td>Diámetro ferri piegati</td> <td></td> </tr> <tr> <td>n_{bracci}</td> <td>2 [puro]</td> <td>n. ferri piegati</td> <td></td> </tr> <tr> <td>σ_{cp}</td> <td>201 [N/mm²]</td> <td>Area diam. singolo ferro piegato</td> <td></td> </tr> <tr> <td>f_{yk}</td> <td>450 [N/mm²]</td> <td>acciaio tipo B460C</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$\gamma_{\text{in uso}}$</td> <td>1,15</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>A_s</td> <td>1000 [mm]</td> <td>lunghezza tratto da armare</td> <td></td> </tr> <tr> <td>σ_{cp}</td> <td>49</td> <td>0,7854 [°] - [rad]</td> <td></td> </tr> <tr> <td>V_{Rd}</td> <td>4158,24 [kN]</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>V_{ed} [kN]</td> <td>4158,24</td> <td>$V_{ed} > V_{Rd}$ [kN]</td> <td>2463,00 VERIFICATO</td> </tr> <tr> <td colspan="4">Verifica armatura trasversale minima</td> </tr> <tr> <td>$A_{s, \text{min}}$</td> <td>10179 [mm²]</td> <td>area minima a taglio x altezza</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$A_{s, \text{min}}$</td> <td>4200 [mm²]</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="4">Verifica passo staffe</td> </tr> <tr> <td>s_w</td> <td>100 [mm]</td> <td>passo staffe</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$s_{w, \text{min}}$</td> <td>928 [mm]</td> <td>passo minimo staffe</td> <td></td> </tr> <tr> <td>n_s</td> <td>10 [puro]</td> <td>n. staffe nel tratto ($n_{s, \text{min}} = 3$)</td> <td></td> </tr> </table>				Ferri piegati	0	0: no	1: si	$V_{Rd, \text{taglio}}$	0,00 [kN]	Taglio resistente ferri piegati (EC2)		$A_{s, \text{taglio}}$	402 [mm ²]	Area complessiva ferri piegati		s_w	1000 [mm]	passo ferri piegati in senso long.		f_{yk}	391,30 [N/mm ²]	f_{yk} dell'acciaio dei ferri piegati		$\phi_{s, \text{piegati}}$	10 [mm]	Diámetro ferri piegati		n_{bracci}	2 [puro]	n. ferri piegati		σ_{cp}	201 [N/mm ²]	Area diam. singolo ferro piegato		f_{yk}	450 [N/mm ²]	acciaio tipo B460C		$\gamma_{\text{in uso}}$	1,15			A_s	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare		σ_{cp}	49	0,7854 [°] - [rad]		V_{Rd}	4158,24 [kN]			V_{ed} [kN]	4158,24	$V_{ed} > V_{Rd}$ [kN]	2463,00 VERIFICATO	Verifica armatura trasversale minima				$A_{s, \text{min}}$	10179 [mm ²]	area minima a taglio x altezza		$A_{s, \text{min}}$	4200 [mm ²]			Verifica passo staffe				s_w	100 [mm]	passo staffe		$s_{w, \text{min}}$	928 [mm]	passo minimo staffe		n_s	10 [puro]	n. staffe nel tratto ($n_{s, \text{min}} = 3$)	
Staffe	1	0: no	1: si																																																																																																																																								
$V_{Rd, \text{taglio}}$	4158,24 [kN]	Taglio resistente staffe																																																																																																																																									
$A_{s, \text{taglio}}$	1018 [mm ²]	Area complessiva staffe																																																																																																																																									
s_w	100 [mm]	passo staffe in senso longitudinale alla trave																																																																																																																																									
f_{yk}	391,30 [N/mm ²]	f_{yk} acciaio tipo B460C																																																																																																																																									
$\phi_{s, \text{taglio}}$	10 [mm]	Diámetro staffe																																																																																																																																									
n_{bracci}	2 [puro]	n. bracci verticali																																																																																																																																									
f_{yk}	254,47 [N/mm ²]	Area singolo braccio di staffe																																																																																																																																									
f_{yk}	450 [N/mm ²]	acciaio tipo B460C																																																																																																																																									
$\gamma_{\text{in uso}}$	1,15	NTC 2008																																																																																																																																									
A_s	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare																																																																																																																																									
n_s	10,00 [puro]	n° staffe a taglio nel tratto																																																																																																																																									
<table border="1"> <tr> <td>Ferri piegati</td> <td>0</td> <td>0: no</td> <td>1: si</td> </tr> <tr> <td>$V_{Rd, \text{taglio}}$</td> <td>0,00 [kN]</td> <td>Taglio resistente ferri piegati (EC2)</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$A_{s, \text{taglio}}$</td> <td>402 [mm²]</td> <td>Area complessiva ferri piegati</td> <td></td> </tr> <tr> <td>s_w</td> <td>1000 [mm]</td> <td>passo ferri piegati in senso long.</td> <td></td> </tr> <tr> <td>f_{yk}</td> <td>391,30 [N/mm²]</td> <td>f_{yk} dell'acciaio dei ferri piegati</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$\phi_{s, \text{piegati}}$</td> <td>10 [mm]</td> <td>Diámetro ferri piegati</td> <td></td> </tr> <tr> <td>n_{bracci}</td> <td>2 [puro]</td> <td>n. ferri piegati</td> <td></td> </tr> <tr> <td>σ_{cp}</td> <td>201 [N/mm²]</td> <td>Area diam. singolo ferro piegato</td> <td></td> </tr> <tr> <td>f_{yk}</td> <td>450 [N/mm²]</td> <td>acciaio tipo B460C</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$\gamma_{\text{in uso}}$</td> <td>1,15</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>A_s</td> <td>1000 [mm]</td> <td>lunghezza tratto da armare</td> <td></td> </tr> <tr> <td>σ_{cp}</td> <td>49</td> <td>0,7854 [°] - [rad]</td> <td></td> </tr> <tr> <td>V_{Rd}</td> <td>4158,24 [kN]</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>V_{ed} [kN]</td> <td>4158,24</td> <td>$V_{ed} > V_{Rd}$ [kN]</td> <td>2463,00 VERIFICATO</td> </tr> <tr> <td colspan="4">Verifica armatura trasversale minima</td> </tr> <tr> <td>$A_{s, \text{min}}$</td> <td>10179 [mm²]</td> <td>area minima a taglio x altezza</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$A_{s, \text{min}}$</td> <td>4200 [mm²]</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="4">Verifica passo staffe</td> </tr> <tr> <td>s_w</td> <td>100 [mm]</td> <td>passo staffe</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$s_{w, \text{min}}$</td> <td>928 [mm]</td> <td>passo minimo staffe</td> <td></td> </tr> <tr> <td>n_s</td> <td>10 [puro]</td> <td>n. staffe nel tratto ($n_{s, \text{min}} = 3$)</td> <td></td> </tr> </table>				Ferri piegati	0	0: no	1: si	$V_{Rd, \text{taglio}}$	0,00 [kN]	Taglio resistente ferri piegati (EC2)		$A_{s, \text{taglio}}$	402 [mm ²]	Area complessiva ferri piegati		s_w	1000 [mm]	passo ferri piegati in senso long.		f_{yk}	391,30 [N/mm ²]	f_{yk} dell'acciaio dei ferri piegati		$\phi_{s, \text{piegati}}$	10 [mm]	Diámetro ferri piegati		n_{bracci}	2 [puro]	n. ferri piegati		σ_{cp}	201 [N/mm ²]	Area diam. singolo ferro piegato		f_{yk}	450 [N/mm ²]	acciaio tipo B460C		$\gamma_{\text{in uso}}$	1,15			A_s	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare		σ_{cp}	49	0,7854 [°] - [rad]		V_{Rd}	4158,24 [kN]			V_{ed} [kN]	4158,24	$V_{ed} > V_{Rd}$ [kN]	2463,00 VERIFICATO	Verifica armatura trasversale minima				$A_{s, \text{min}}$	10179 [mm ²]	area minima a taglio x altezza		$A_{s, \text{min}}$	4200 [mm ²]			Verifica passo staffe				s_w	100 [mm]	passo staffe		$s_{w, \text{min}}$	928 [mm]	passo minimo staffe		n_s	10 [puro]	n. staffe nel tratto ($n_{s, \text{min}} = 3$)																																																					
Ferri piegati	0	0: no	1: si																																																																																																																																								
$V_{Rd, \text{taglio}}$	0,00 [kN]	Taglio resistente ferri piegati (EC2)																																																																																																																																									
$A_{s, \text{taglio}}$	402 [mm ²]	Area complessiva ferri piegati																																																																																																																																									
s_w	1000 [mm]	passo ferri piegati in senso long.																																																																																																																																									
f_{yk}	391,30 [N/mm ²]	f_{yk} dell'acciaio dei ferri piegati																																																																																																																																									
$\phi_{s, \text{piegati}}$	10 [mm]	Diámetro ferri piegati																																																																																																																																									
n_{bracci}	2 [puro]	n. ferri piegati																																																																																																																																									
σ_{cp}	201 [N/mm ²]	Area diam. singolo ferro piegato																																																																																																																																									
f_{yk}	450 [N/mm ²]	acciaio tipo B460C																																																																																																																																									
$\gamma_{\text{in uso}}$	1,15																																																																																																																																										
A_s	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare																																																																																																																																									
σ_{cp}	49	0,7854 [°] - [rad]																																																																																																																																									
V_{Rd}	4158,24 [kN]																																																																																																																																										
V_{ed} [kN]	4158,24	$V_{ed} > V_{Rd}$ [kN]	2463,00 VERIFICATO																																																																																																																																								
Verifica armatura trasversale minima																																																																																																																																											
$A_{s, \text{min}}$	10179 [mm ²]	area minima a taglio x altezza																																																																																																																																									
$A_{s, \text{min}}$	4200 [mm ²]																																																																																																																																										
Verifica passo staffe																																																																																																																																											
s_w	100 [mm]	passo staffe																																																																																																																																									
$s_{w, \text{min}}$	928 [mm]	passo minimo staffe																																																																																																																																									
n_s	10 [puro]	n. staffe nel tratto ($n_{s, \text{min}} = 3$)																																																																																																																																									

Si arma con staffe $\varnothing 18/4$ br/20 cm raffittite passo 10 cm per L = 100 cm da asse pila.

Le verifiche sono soddisfatte.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 149 di 189

8.5.3 Verifica paraghiaia

Si riportano le verifiche per il paraghiaia spessore minimo 30 cm, altezza massima 2.36 m e calcestruzzo C32/40 in ambiente aggressivo armato con $\varnothing 20/20$ cm e ripartizione $\varnothing 16/20$ cm.

La geometria massima dell'opera in oggetto è di altezza massima 2.00 m e spessore 30 cm. Seguono i carichi relativi :

$$N_{pp} = 0.30 \times 2.00 \times 25 = 15.00 \text{ kN/m}$$

Spinta del terreno a tergo:

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/mc}$$

$$\varphi' = 38^\circ$$

$$K_a = 0.238$$

$$h_{tot} = 2.00 \text{ m}$$

$$q_{t_ka} = \gamma_t \times h_{tot} \times k_a = 9.52 \text{ kN/mq}$$

$$Hq_{t_ka} = q_{t_ka} \times h/2 = 9.52 \text{ kN/m}$$

$$Mq_{t_ka} = Hq_{t_ka} \times h/3 = 6.35 \text{ kNm/m}$$

Spinta del sovraccarico accidentale sul terreno a tergo:

$$q_{acc} = 20 \text{ kN/mq}$$

$$\varphi' = 38^\circ$$

$$K_a = 0.238$$

$$q_{acc_ka} = q_{acc} \times k_a = 4.76 \text{ kN/mq}$$

$$Hq_{acc_ka} = q_{acc} \times h = 9.52 \text{ kN/m}$$

$$Mq_{acc_ka} = Hq_{acc} \times h/2 = 9.52 \text{ kNm/m}$$

Sovraspinta sismica del terreno a tergo (Wood):

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/mc}$$

$$h_t^* = 2.00 \text{ m}$$

$$a_g/g = 0.205$$

$$S_s = 1.403$$

$$S_t = 1.000$$

$$\Delta q_{ss} = (a_g/g \times S_s \times S_t) \times h_t^* \times \gamma_t = 11.52 \text{ kN/mq}$$

$$H\Delta q_{ss} = (a_g/g \times S_s \times S_t) \times h_t^* \times \gamma_t \times h = 23.03 \text{ kN/m}$$

$$M\Delta q_{ss} = H\Delta q_{ss} \times h/2 = 23.03 \text{ kNm/m}$$

Frenamento-paraghiaia:

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 150 di 189

$$H_{fren} = Q_{1k} \times 0.60 = 180 \text{ kN}$$

$$L_{trasv_min} = 9.00 \text{ m}$$

$$N_{fren} = Q_{1k}/L_{trasv} = 33.33 \text{ kN/m}$$

$$H_{fren} = H_{fren}/L_{trasv} = 20.00 \text{ kN/m}$$

$$M_{fren} = H_{fren} \times h = 40.00 \text{ kNm/m}$$

Le azioni di verifica adottate a favore di sicurezza sono quelle per la geometria massima assoluta :

$$N_{pp} = 0.30 \times 2.36 \times 25 = 17.70 \text{ kN/m}$$

Spinta del terreno a tergo:

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/mc}$$

$$\varphi' = 38^\circ$$

$$K_a = 0.238$$

$$h_{tot} = 2.36 \text{ m}$$

$$q_{t_ka} = \gamma_t \times h_{tot} \times k_a = 11.23 \text{ kN/mq}$$

$$H_{q_{t_ka}} = q_{t_ka} \times h/2 = 13.25 \text{ kN/m}$$

$$M_{q_{t_ka}} = H_{q_{t_ka}} \times h/3 = 10.42 \text{ kNm/m}$$

Spinta del sovraccarico accidentale sul terreno a tergo:

$$q_{acc} = 20 \text{ kN/mq}$$

$$\varphi' = 38^\circ$$

$$K_a = 0.238$$

$$q_{acc_ka} = q_{acc} \times k_a = 4.76 \text{ kN/mq}$$

$$H_{q_{acc_ka}} = q_{acc} \times h = 11.23 \text{ kN/m}$$

$$M_{q_{acc_ka}} = H_{q_{acc}} \times h/2 = 23.67 \text{ kNm/m}$$

Sovraspinta sismica del terreno a tergo (Wood):

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/mc}$$

$$h_t^* = 2.36 \text{ m}$$

$$a_g/g = 0.205$$

$$S_s = 1.403$$

$$S_t = 1.000$$

$$\Delta q_{ss} = (a_g/g \times S_s \times S_t) \times h_t^* \times \gamma_t = 13.59 \text{ kN/mq}$$

$$H\Delta q_{ss} = (a_g/g \times S_s \times S_t) \times h_t^* \times \gamma_t \times h = 32.08 \text{ kN/m}$$

$$M\Delta q_{ss} = H\Delta q_{ss} \times h/2 = 37.86 \text{ kNm/m}$$

Frenamento-paraghiaia:

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 151 di 189

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$H_{fren} = Q_{1k} \times 0.60 = 180 \text{ kN}$$

$$L_{trasv_min} = 9.00 \text{ m}$$

$$N_{fren} = Q_{1k}/L_{trasv} = 33.33 \text{ kN/m}$$

$$H_{fren} = H_{fren}/L_{trasv} = 20.00 \text{ kN/m}$$

$$M_{fren} = H_{fren} \times h = 47.20 \text{ kNm/m}$$

Le combinazioni di verifica sono le seguenti :

SLE

$$N_{SLE} = 51.00 \text{ kN/m}$$

$$H_{SLE} = 44.48 \text{ kN/m}$$

$$M_{SLE} = 81.29 \text{ kNm/m}$$

SLU

$$N_{SLU} = 68.85 \text{ kN/m}$$

$$H_{SLU} = 60.05 \text{ kN/m}$$

$$M_{SLU} = 109.74 \text{ kNm/m}$$

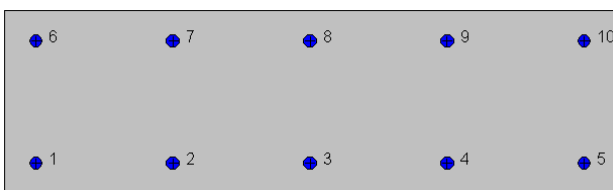
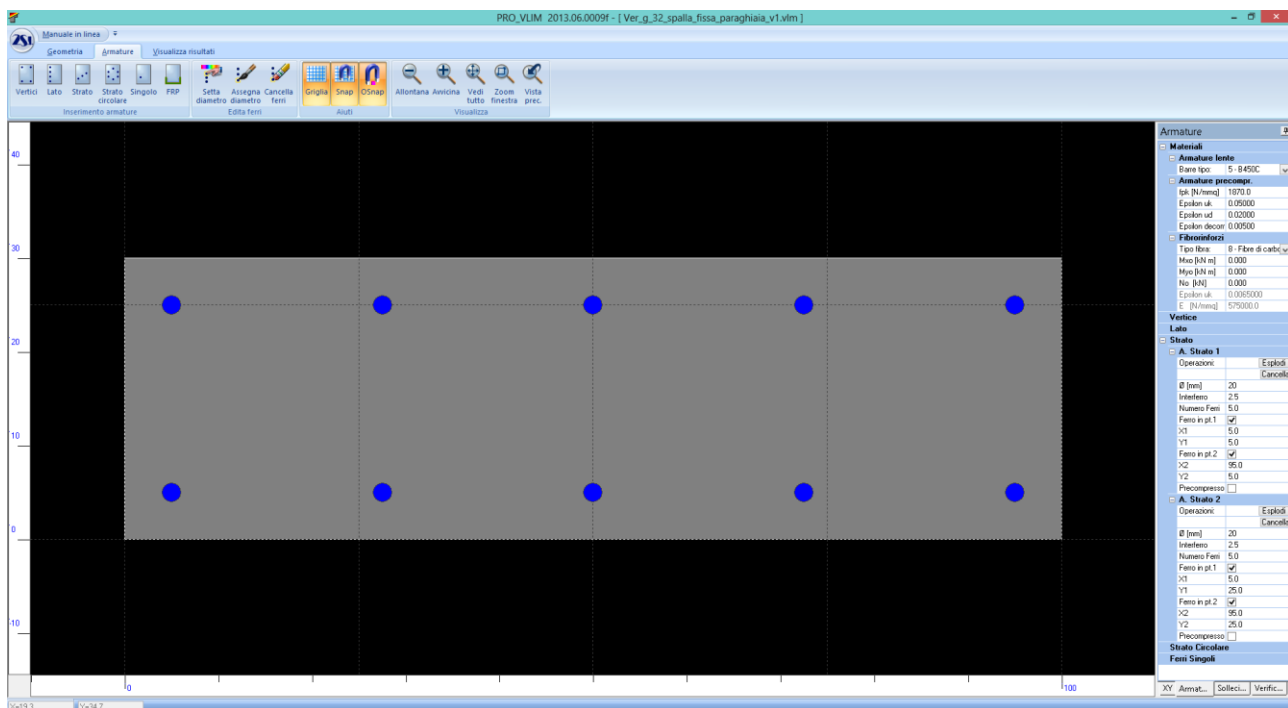
SLV

$$N_{SLV} = 17.70 \text{ kN/m}$$

$$H_{SLV} = 45.33 \text{ kN/m}$$

$$M_{SLV} = 48.28 \text{ kNm/m}$$

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 152 di 189



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	30,0
3	100,0	30,0
4	100,0	0,0

Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5,0	5,0	3,1	no
2	27,5	5,0	3,1	no
3	50,0	5,0	3,1	no
4	72,5	5,0	3,1	no
5	95,0	5,0	3,1	no
6	5,0	25,0	3,1	no
7	27,5	25,0	3,1	no
8	50,0	25,0	3,1	no
9	72,5	25,0	3,1	no
10	95,0	25,0	3,1	no

Normativa di riferimento:

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 153 di 189

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

Materiali:

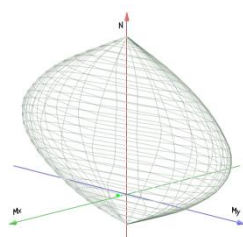
Calcestruzzo classe: C32/40

R_{ck} (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm²
 f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm²
 f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm²
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm²
 E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm²
 ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
 Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²
 f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²
 ϵ_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²
 E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²
 ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
 Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1229,3	0,0	0,0	Completamente tesa
6520,6	0,0	0,0	Completamente compressa
0,0	143,4	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-143,4	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	537,2	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-537,2	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
 Verifica per M_{xu} , M_{yu} e N_u proporzionali (sigla verifica: P)
 Verifica con rapporto M_{xu} , M_{yu} assegnato (sigla verifica: M)
 Verifica con N_u costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	68,9	109,7	0,0	P	96,2	153,4	0,0	0,710	OK
				M	5473,6	109,6	0,0	0,010	

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 154 di 189

3	17,7	48,3	0,0	N	68,9	150,6	0,0	0,730	
				P	54,7	149,1	0,0	0,320	OK
				M	6056,8	48,2	0,0	0,000	
				N	17,7	145,3	0,0	0,330	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	68,9	109,7	0,0	P	96,2	153,4	0,0	0,710	OK
1	68,9	109,7	0,0	M	5473,6	109,6	0,0	0,010	OK
1	68,9	109,7	0,0	N	68,9	150,6	0,0	0,730	OK

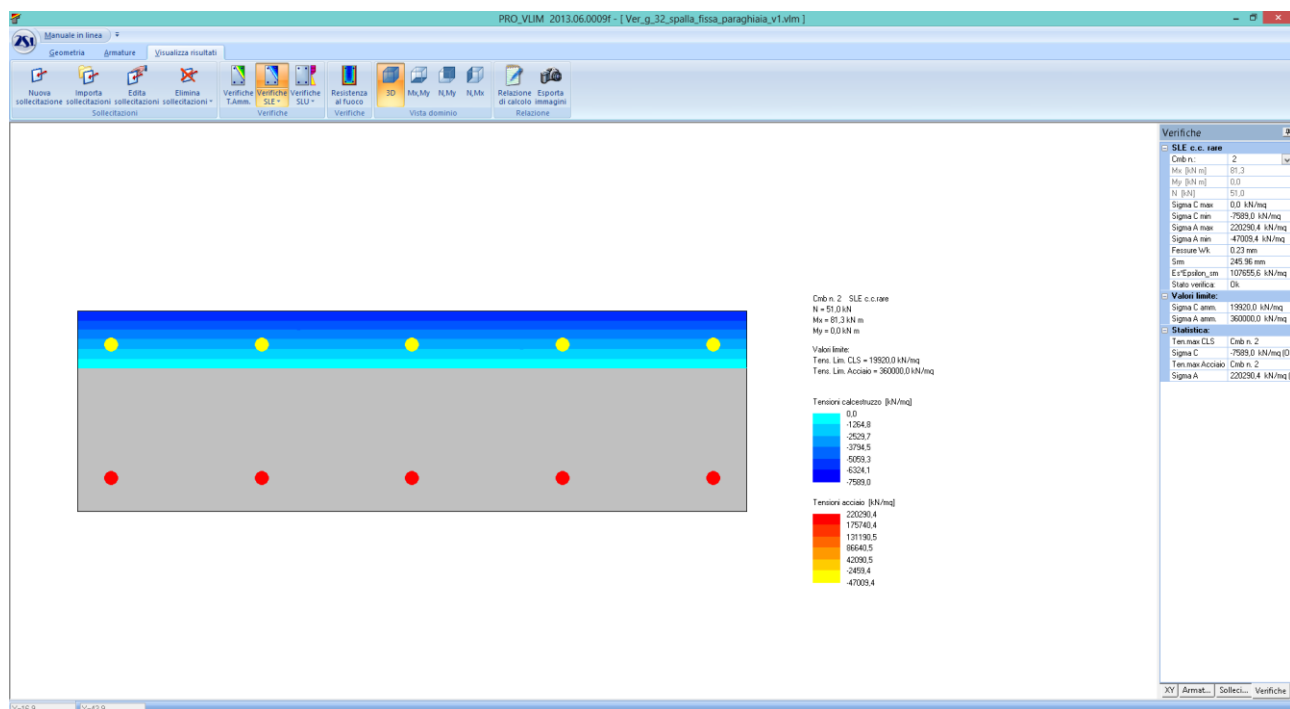
Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 19920,0 \text{ kN/mq}$ (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 360000,0 \text{ kN/mq}$ (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	81,3	0,0	51,0	-7589,0	0,38	220290,4	0,61



Tensioni – Comb. Rare

Segue la verifica a taglio:

$$T_{\max_SLU} = 60.05 \text{ kN}$$

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 155 di 189

NTC 2008 - CALCESTRUZZO			
VERIFICA A TAGLIO TRAM RETTANGOLARI			
UNITA' DI MISURA	forze e carichi:	kN, kNm, kNm ²	LEGENDA 123 123 dati da inserire valori calcolati valori noti risultati verifiche
	peso specifico:	kNm ³	
	tensioni e resistenze	N/mm ²	
PESI SPECIFICI	momenti (flettente, ecc.)	kNm	
	$\gamma = 24 \text{ kNm}^3$ (cls non armato)		
	$\gamma = 25 \text{ kNm}^3$ (cls armato)		
se $V_{sd} \leq V_{Rd, \text{senza arm.}}$ armat. minima a taglio se $V_{sd} \geq V_{Rd, \text{senza arm.}}$ armat. a taglio tale che: $V_{sd} \leq V_{Rd, \text{con arm.}}$			
Elementi che non richiedono armatura a taglio			
V_{Ed} [kN] =	157,15	V_{Ed} [kN] =	60,05 VERIFICATO armatura a taglio minima
Acciaio =	B460C		
Classe =	C32/40		
R_{yk} =	40,00 [N/mm ²]		
f_{yk} =	32,00 [N/mm ²]		
$f_{yk, \text{oss}}$ =	2,12 [N/mm ²]		
γ_c in uso =	1,50		
V_{Rd} [kN] =	157,15 [kN]		132,38 [kN]
γ_{min} =	0,51		
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	1,88	≤ 2	1,88
$\rho =$	0,0060 [puro]	$\leq 0,02$	0,0060
A_{yk} =	1.570 [mm ²]		0,02
b_w =	1.000,00 [mm]	Area armat. in trazione che si estende per non meno di $d + l_{b, \text{net}}$ oltre la sez. consid. (cioè ancorata oltre l'inters. dell'asse dell'armat. con eventuale fessura a 45° che si innesci nella sez. consid.) (EC2)	
σ_{cp} =	0,00 [N/mm ²]	lunghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace	
N_{yk} =	0,00 [kN]	N_{yk}/A_c 0,00 4,426666667	
A_c =	300.000 [mm ²]	forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva)	
d =	260 [mm]	area calcestruzzo (valida solo per sezione rettangolare)	
h =	300 [mm]	altezza utile sezione	
b =	1.000 [mm]	altezza sezione	
ϕ =	40 [mm]	base sezione	
		coprifiumo	

Non occorre specifica armatura a taglio; l'armatura di ripartizione prevista è Ø16/20 cm..

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 156 di 189

9 VERIFICA A FATICA

In base alle indicazioni contenute nel paragrafo P.5.1.4 e P.5.2.3 delle NTC'08 per opera stradale :

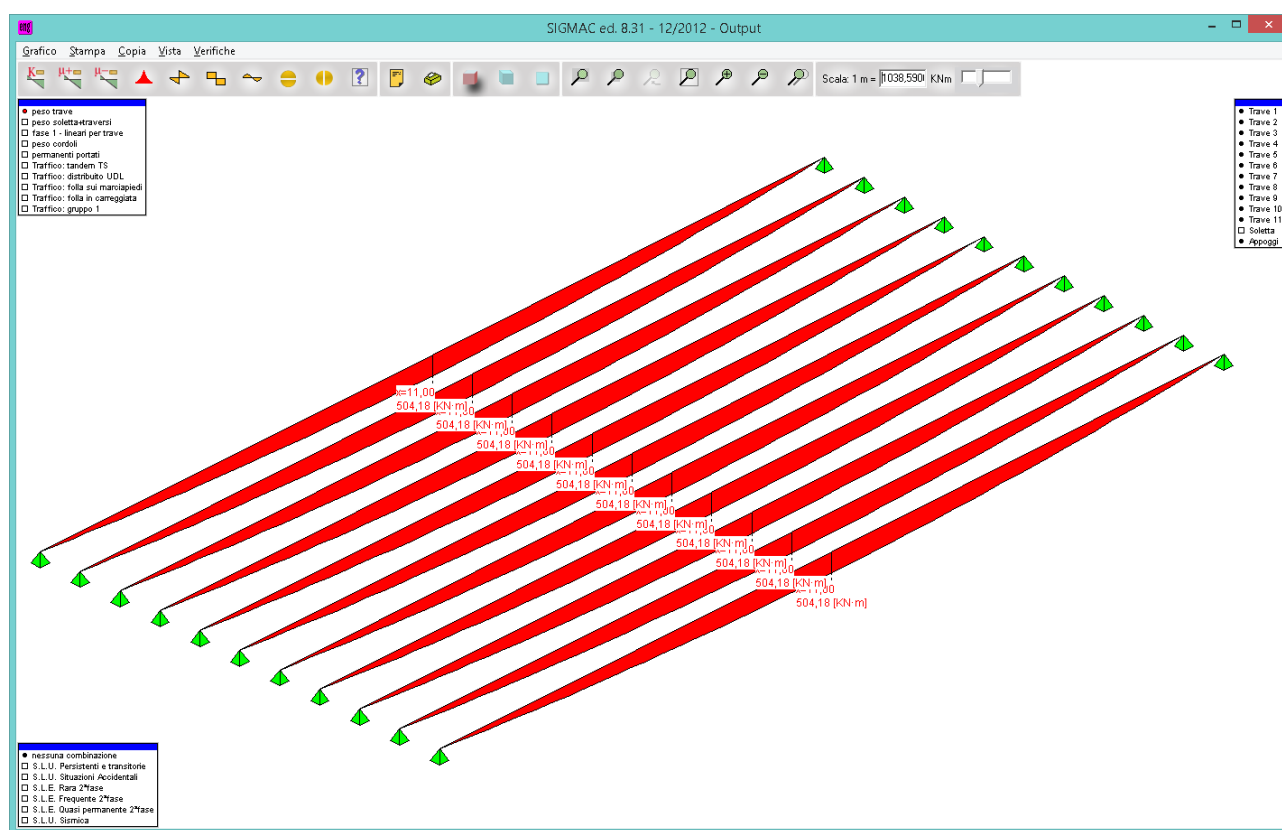
5.1.4.3 Verifiche allo stato limite di fatica

Per strutture, elementi strutturali e dettagli sensibili a fenomeni di fatica vanno eseguite opportune verifiche.

Le verifiche saranno condotte considerando spettri di carico differenziati, a seconda che si conduca una verifica per vita illimitata o una verifica a danneggiamento. In assenza di studi specifici, volti alla determinazione dell'effettivo spettro di carico che interessa il ponte, si potrà far riferimento ai modelli descritti nel seguito.

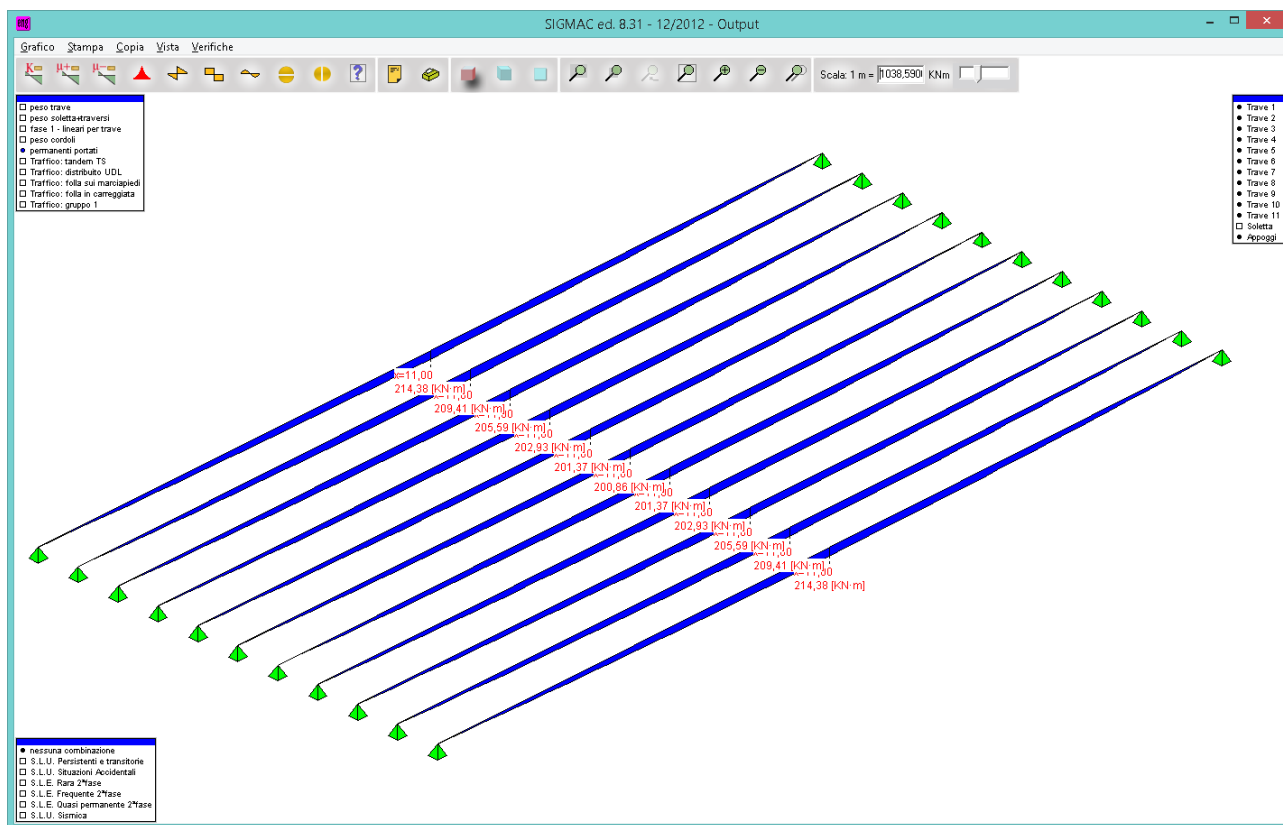
si ritiene che il fenomeno di tensioni variabili conseguenti a carichi ciclici (nel caso in oggetto per carichi da traffico) non è significativo trattandosi di strutture e dettagli costruttivi non sensibili a tale fenomeno in quanto le tensioni costanti derivanti da pesi propri e permanenti sono significative rispetto a quelle dei carichi accidentali e la struttura è massiccia ed isostatica (riducendo quindi il possibile verificarsi del fenomeno di inversione delle tensioni).

Si riportano i diagrammi del momenti per i diversi casi di carico delle travi in c.a.p. a sostegno di quanto sopra espresso :

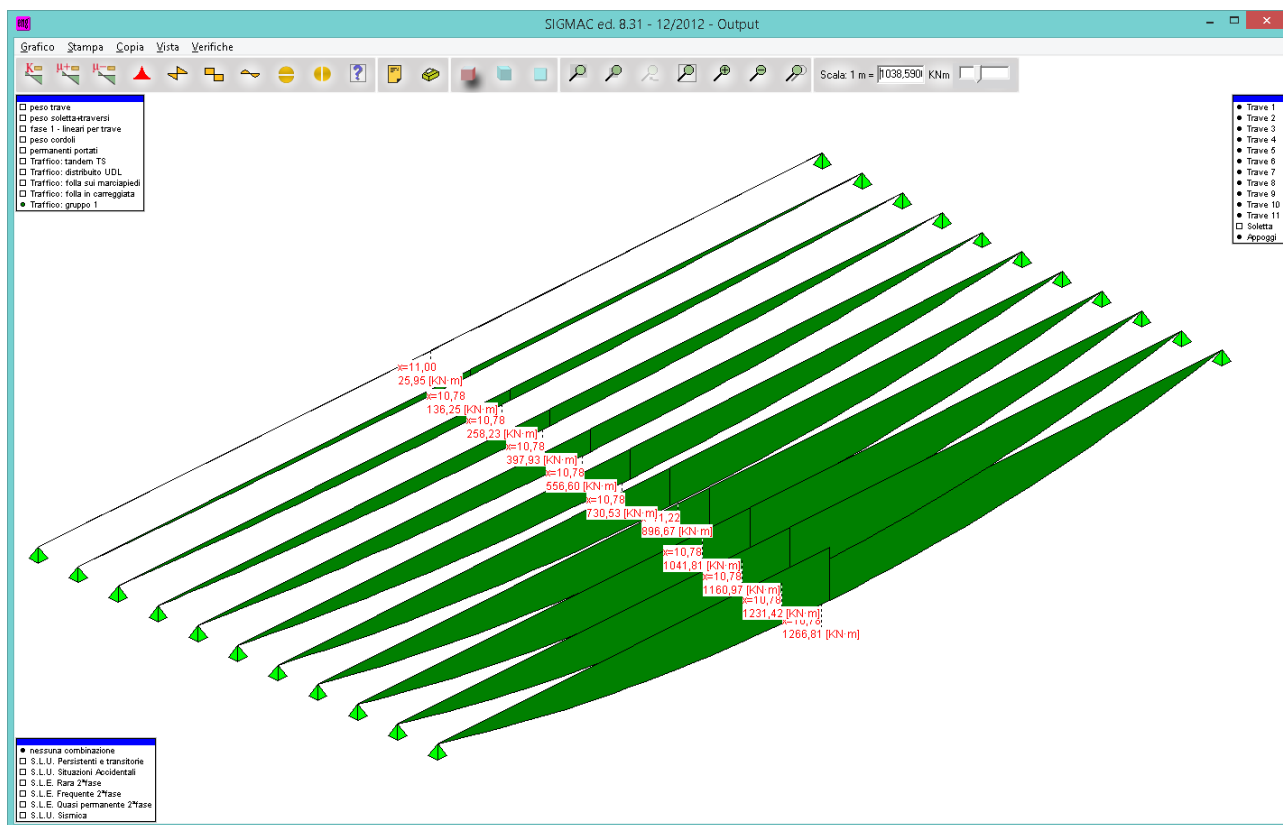


Momento da peso travate

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 157 di 189



Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 159 di 189



Momento da carichi da traffico sulla trave in c.a.p.

In particolare i carichi accidentali da traffico generano azioni cicliche per l'impalcato (anche se non dimensionati per quanto sopra riportato specie avendo nella combinazione a fatica per vita illimitata l'intensità ridotta al 30 e 70 % del valore caratteristico) ma non per le sottostrutture massicce (pile e spalle). Se si adotta la verifica a vita illimitata con il modello 1 seguono i seguenti carichi accidentali ridotti del 30% e 70 % rispettivamente per la tipologia di concentrati e distribuiti :

Q_{ik}	Q_{ik}	q_{ik}		
■	■	50	Corsia n. 1	$Q_{ik}=210 \text{ KN}$ $q_{ik}= 2.7 \text{ KN/m}^2$
		200		
■	■	50		
■	■	50	Corsia n. 2	$Q_{ik}=140 \text{ KN}$ $q_{ik}= 0.75 \text{ KN/m}^2$
		200		
■	■	50		
■	■	50	Corsia n. 3	$Q_{ik}=70 \text{ KN}$ $q_{ik}= 0.75 \text{ KN/m}^2$
		200		
■	■	50		

Figura 5.1.4 – Modello di carico di fatica n. 1

In conclusione si afferma che le verifiche a fatica per le opere in oggetto non sono rilevanti.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 160 di 189

10 VERIFICA GIUNTI

Si riporta la verifica dei giunti di impalcato.

I giunti sono disposti in corrispondenza di ogni pila e spalla, la verifica è condotta valutando la dilatazione minima consentita come prodotto di lunghezza impalcato (L), coefficiente di dilatazione (α) e delta T termico (Dt) e si indica nell'ultima colonna un giunto con dilatazione consentita (DL) superiore rispetto a quella calcolata (DL min).

Spalla e pila

GIUNTI DI DILATAZIONE TERMICI PER IMPALCATI					
OPERE	DL min (mm)	L (m)	alfa (puro)	Dt (°C)	DL (mm)
g-32 "Ponte SP27 Linea FER" - SP01 - SP02	+/- 9	26,20	0,000012	30	+/- 15
g-32 "Ponte SP27 Linea FER" - P01 - P02	+/- 9	26,20	0,000012	30	+/- 15

Le verifiche sono soddisfatte :

DL = 15 mm > 8 mm

Si riportano le caratteristiche del giunto tipo RAN dal catalogo FIP:

GIUNTI STRADALI IN GOMMA ARMATA

DESCRIZIONE

Sono giunti normalmente costituiti da una struttura in elastomero nella quale, mediante il processo di vulcanizzazione o altro processo tecnologico, vengono inseriti dei profili metallici atti a modificare, in determinati punti, la rigidità o la capacità portante della struttura elastomerica.

Si distinguono due fondamentali sottogruppi in funzione del meccanismo con cui viene ottenuta la capacità di dilatazione/contrazione del giunto e precisamente:

- deformando elasticamente, con sollecitazione di tipo tagliente, idonee zone elastomeriche opportunamente predisposte;
- deformando elasticamente dei profili elastomerici la cui studiata geometria viene modificata da sollecitazioni normalmente flessionali.

Caratteristica di questa tipologia di giunti è la presenza, a livello della superficie trafficata, di una serie di varchi trasversali necessari allo sviluppo delle deformazioni elastiche richieste.



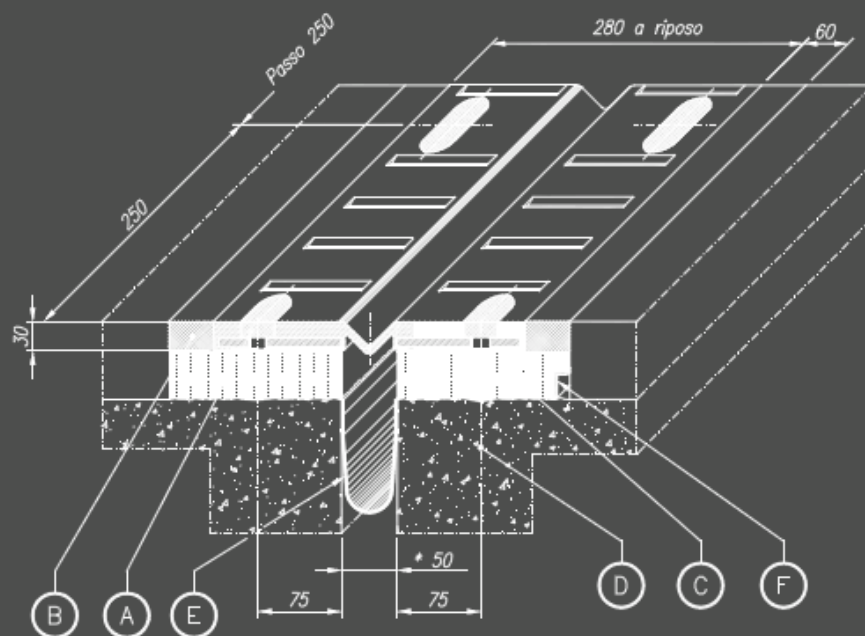
Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 161 di 189

► RAN

Giunto di dilatazione ed impermeabilità costituito da:

- moduli in gomma armata a norme CNR 10018/85 realizzati mediante due piastre unite per vulcanizzazione ad un coprivarco in gomma di tenuta e smaltimento acque superficiali;
- sistema di ancoraggio meccanico realizzato mediante tasselli di acciaio ad espansione o zanche multidirezionali e tirafondi o barre filettate, a seconda delle esigenze di cantiere;
- scossalina di raccolta acque in hypalon;
- profilo a "L" in acciaio inox per drenaggio acque di sottopavimentazione;
- massetti di malta epossidica di raccordo fra gli elementi di giunto e la pavimentazione bituminosa.

RAN 50 S



* varco medio

POS.	DESCRIZIONE	MATERIALE
A	Sigillatura	EPOBLOCK ME LEGANTE
B	Massetto laterale	EPOBLOCK ME 3C
C	Allettamento	MALTA CEMENTIZIA FIBRORINFORZATA
D	Ancoraggio M12	
E	Scossalina	Hypalon
F	Profilo di drenaggio a "L"	X5 CrNi 1810-UNI 8317

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 162 di 189

11 VERIFICA APPOGGI

Gli appoggi sono disposti alle estremità di ogni trave e si adotta un foglio di calcolo per valutare gli involucri delle azioni massime orizzontali e verticali agli SLU e SLV per quindi poter adottare il modello tipo FIP da catalogo.

Si riportano le parti essenziali del foglio di calcolo:

RIPARTIZIONE TRAVI D'IMPALCATO											
N.10 travi =		10	Sd ² =		122,79 mq	i =		1,22 m	N1 stese di carico trav.		L= 26,20 m
IMPALCATO N.10 TRAVI Pp+Cp											
N. travi	di		N =	3 271,78 kN		Mtrav =	0,00 kNm		e trav =	0,00 m	
	m		kN		r(i)		kN		f(i)		kN
10	5,49	trave nr. 1	3 271,78	x	0,100	=	327,18	x	1,000	=	327,18
10	4,27	trave nr. 2	3 271,78	x	0,100	=	327,18	x	1,000	=	327,18
10	3,05	trave nr. 3	3 271,78	x	0,100	=	327,18	x	1,000	=	327,18
10	1,83	trave nr. 4	3 271,78	x	0,100	=	327,18	x	1,000	=	327,18
10	0,61	trave nr. 5	3 271,78	x	0,100	=	327,18	x	1,000	=	327,18
10	-0,61	trave nr. 7	3 271,78	x	0,100	=	327,18	x	1,000	=	327,18
10	-1,83	trave nr. 8	3 271,78	x	0,100	=	327,18	x	1,000	=	327,18
10	-3,05	trave nr. 9	3 271,78	x	0,100	=	327,18	x	1,000	=	327,18
10	-4,27	trave nr. 10	3 271,78	x	0,100	=	327,18	x	1,000	=	327,18
10	-5,49	trave nr. 11	3 271,78	x	0,100	=	327,18	x	1,000	=	327,18
					1,000	3 271,78		3 271,78			
IMPALCATO N.10 TRAVI Cacc											
CASO 1 CAMPATA CARICA TOT 100%											
N. travi	di		N =	1 935,59 kN		Mtrav =	2 181,23 kNm		e trav =	1,13 m	
	m		kN		r(i)		kN		f(i)		kN
10	5,49	trave nr. 1	1 935,59	x	0,150	=	291,08	x	1,000	=	291,08
10	4,27	trave nr. 2	1 935,59	x	0,139	=	269,41	x	1,000	=	269,41
10	3,05	trave nr. 3	1 935,59	x	0,128	=	247,74	x	1,000	=	247,74
10	1,83	trave nr. 4	1 935,59	x	0,117	=	226,07	x	1,000	=	226,07
10	0,61	trave nr. 5	1 935,59	x	0,106	=	204,39	x	1,000	=	204,39
10	-0,61	trave nr. 6	1 935,59	x	0,094	=	182,72	x	1,000	=	182,72
10	-1,83	trave nr. 7	1 935,59	x	0,083	=	161,05	x	1,000	=	161,05
10	-3,05	trave nr. 8	1 935,59	x	0,072	=	139,38	x	1,000	=	139,38
10	-4,27	trave nr. 9	1 935,59	x	0,061	=	117,71	x	1,000	=	117,71
10	-5,49	trave nr. 10	1 935,59	x	0,050	=	96,04	x	1,000	=	96,04
					1,000	1 935,59		1 935,59			
IMPALCATO N.10 TRAVI Cacc											
CASO 1 CAMPATA CARICA 50%											
N. travi	di		N =	1 541,63 kN		Mtrav =	3 726,49 kNm		e trav =	2,42 m	
	m		kN		r(i)		kN		f(i)		kN
10	5,49	trave nr. 1	1 541,63	x	0,208	=	320,77	x	1,000	=	320,77
10	4,27	trave nr. 2	1 541,63	x	0,184	=	283,75	x	1,000	=	283,75
10	3,05	trave nr. 3	1 541,63	x	0,160	=	246,72	x	1,000	=	246,72
10	1,83	trave nr. 4	1 541,63	x	0,136	=	209,70	x	1,000	=	209,70
10	0,61	trave nr. 5	1 541,63	x	0,112	=	172,68	x	1,000	=	172,68
10	-0,61	trave nr. 6	1 541,63	x	0,088	=	135,65	x	1,000	=	135,65
10	-1,83	trave nr. 7	1 541,63	x	0,064	=	98,63	x	1,000	=	98,63
10	-3,05	trave nr. 8	1 541,63	x	0,040	=	61,60	x	1,000	=	61,60
10	-4,27	trave nr. 9	1 541,63	x	0,016	=	24,58	x	1,000	=	24,58
10	-5,49	trave nr. 10	1 541,63	x	-0,008	=	-12,45	x	1,000	=	-12,45
					1,000	1 541,63		1 541,63			

Si riporta la verifica degli appoggi tipo Elastofip High tutti modello EF-HIGH 225-23 per le n.2 campate laterali e per la campata di scavalco ferroviario appoggi tipo Vasoflon come da tabella seguente.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 163 di 189

Spalla e pila – Appoggi campate laterali

APPOGGI PERIMPALCATI - CARICHI MINIMI PER GLI APPARECCHI													
SLE													
OPERE	Φ_{din}		$(P_p+C_p)/semi\ impeto$		Stesa	β	N_{pp+cp}	N_{acc_stat}	Fren long	Vento trasv	$N_{pccompres.}$	N_{tot}	T_{trasv}
	L_{min}	L_{max}	$L_{min}[kN]$	$L_{max}[kN]$	Cariciorizz. [m]	-	Singolo app [kN]	Singolo app [kN]	[kN]	[kN]	Singolo app [kN]	Singolo app [kN]	Singolo app [kN]
SPALLE E PILE FISSE	[N. di appoggi reagenti per le azioni agenti]												
SP Fissa n. 2 (20,20x1) - 8-10 travi	1	1	3 271,78	3 271,78	26,20	1,0	327,18	320,77	430,74	151,31	0,00	647,95	15,13
P Fissa n. 2 (26,20x1) - 8-10 travi	1	1	3 271,78	3 271,78	26,20	1,0	327,18	320,77	501,48	302,61	0,00	647,95	15,13
N.B.: le reazioni per Pp+Cp e per Cacc_stat devono essere calcolate per la reazione massima sulla trave in base alla ripartizione trasversale ed al n. delle colonne di carico che occupano la sezione													
SIU													
OPERE	Φ_{din}		$(P_p+C_p)/semi\ impeto$		Stesa	β	N_{pp+cp}	N_{acc_stat}	C_{sime}	I	$N_{pccompres.}$	N_{tot}	T_{trasv}
	L_{min}	L_{max}	$L_{min}[kN]$	$L_{max}[kN]$	Cariciorizz. [m]	-	Singolo app [kN]	Singolo app [kN]	-	-	Singolo app [kN]	Singolo app [kN]	Singolo app [kN]
SPALLE E PILE FISSE	[N. di appoggi reagenti per le azioni agenti]												
SP Fissa n. 2 (20,20x1) - 8-10 travi	1	1	3 271,78	3 271,78	26,20	1,0	327,18	320,77	0,687	1	0,00	874,73	224,77
P Fissa n. 2 (26,20x1) - 8-10 travi	1	1	3 271,78	3 271,78	26,20	1,0	327,18	320,77	0,687	1	0,00	874,73	224,77
N.B.: le reazioni per Pp+Cp e per Cacc_stat devono essere calcolate per la reazione massima sulla trave in base alla ripartizione trasversale ed al n. delle colonne di carico che occupano la sezione													

Pila – Appoggi campata centrale

N.	Appoggi	Nz [kN]	Forizz [kN]	Codice
6	Fissi	874.73	449.54	VF-150-45
6	Uni long	874.73	449.54	VU 150/100-45
4	Uni trasv	874.73	449.54	VU*150-45/50
4	Multi	874.73	0	VM 100/100/50

Rd = 230 kN > Sd = 224.77 kN

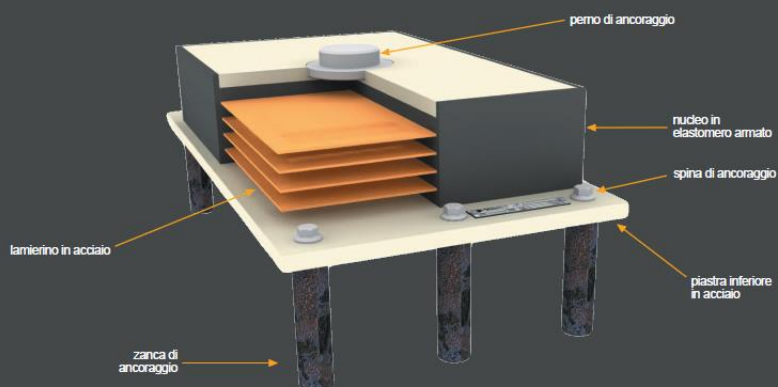
Le verifiche sono soddisfatte in base al catalogo della FIP.

Si riportano le caratteristiche degli appoggi impiegati da catalogo FIP:

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 164 di 189

COMPONENTI DELL'APPOGGIO

ELEMENTI



Facendo riferimento allo sketch illustrativo, si suggerisce che nel caso di appoggio con due zanche d'ancoraggio queste vengano posizionate sull'asse trasversale dell'appoggio, nel caso siano quattro andranno nei vertici, mentre nel caso di sei come da sketch. Se il numero di zanche risultasse superiore, si consiglia una disposizione comunque simmetrica rispetto agli assi.

E' sconsigliabile la disposizione di due o più appoggi accostati nella direzione longitudinale della trave.

MATERIALI

Gli appoggi in catalogo sono dimensionati secondo la norma europea UNI EN 1337-3 nella quale vengono classificati come appoggi di tipo C.

L'elastomero che costituisce il nucleo è in gomma naturale (NR) o gomma cloroprenica (CR), durezza 60 ± 5 Sh/A. Al suo interno piastre di rinforzo in acciaio di categoria S275 o superiore, spessore minimo 2 mm. Le piastre di ancoraggio sono in acciaio di categoria S275 o superiore.

ACCESSORI

Ogni apparecchio d'appoggio è fornito di un'etichetta identificativa nella quale vengono riportate le principali informazioni sullo stesso.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 165 di 189

**EF
HIGH**

CARICO VERTICALE
NOMINALE

MASSIMA FORZA
ORIZZONTALE

DEFORMAZIONE
EQUIVALENTE A F_{xy}

RIGIDEZZA
ORIZZONTALE

RIGIDEZZA VERTICALE

NUMERO STRATI IN
ELASTOMERO

SIGLA	F_{zd} kN	F_{xy} kN	v_{eq} mm	K_o kN/mm	K_v kN/mm	n n
EF 25-3	250	30	20,3	1,48	227	3
EF 50-5	500	50	20,8	2,40	610	3
EF 75-8	750	80	35,6	2,25	760	5
EF 100-10	1000	100	44,4	2,25	922	6
EF 125-13	1250	130	40,4	3,22	993	4
EF 150-15	1500	150	41,9	3,58	1195	4
EF 175-18	1750	180	47,9	3,94	1285	4
EF 200-20	2000	200	46,9	4,27	1464	4
EF 225-23	2250	230	46,7	4,92	1834	4
EF 250-25	2500	250	47,6	5,25	2023	4
EF 275-28	2750	280	43,8	6,40	1994	3
EF 300-30	3000	300	44,1	6,80	2193	3
EF 325-33	3250	330	48,9	6,75	2024	3
EF 350-35	3500	350	49,0	7,15	2217	3
EF 375-38	3750	380	53,6	7,08	2173	3
EF 400-40	4000	400	53,3	7,50	2387	3
EF 450-45	4500	450	57,0	7,89	2441	3
EF 500-50	5000	500	76,0	6,58	2323	4
EF 550-55	5500	550	79,2	6,95	2547	4
EF 600-60	6000	600	95,2	6,30	2577	5
EF 650-65	6500	650	98,3	6,62	2796	5
EF 700-70	7000	700	107,7	6,50	3261	6
EF 750-75	7500	750	125,0	6,00	3242	7
EF 800-80	8000	800	138,3	5,79	2849	7
EF 850-85	8500	850	149,5	5,68	3216	8
EF 900-90	9000	900	156,9	5,74	3177	8
EF 950-95	9500	950	175,9	5,40	3144	9
EF 1000-100	10000	1000	194,9	5,13	3126	10
EF 1100-105	11000	1050	192,5	5,45	3016	9
EF 1200-110	12000	1100	192,1	5,73	3295	9
EF 1300-115	13000	1150	191,7	6,00	3581	9
EF 1400-120	14000	1200	185,5	6,47	3515	8
EF 1500-125	15000	1250	192,9	6,48	3422	8
EF 1750-130	17500	1300	169,1	7,69	4167	7
EF 2000-135	20000	1350	175,0	7,71	4202	7

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 166 di 189

SPESSORE STRATI IN ELASTOMERO	NUMERO LAMIERINI IN ACCIAIO	SPESSORE LAMIERINI IN ACCIAIO	DIMENSIONI NUCLEO IN ELASTOMERO ARMATO	DIMENSIONI IN PIANTA PIASTRA INFERIORE IN ACCIAIO	DIAMETRO PERNO	SPORGENZA PERNO	ZANCHE INFERIORI		INTERASSE TRASVERSALE ZANCHE	ALTEZZA TOTALE APOGGIO	PESO APOGGIO INCLUSI ANCORAGGI
t _i mm	n _s n	t _s mm	a x b mm	X x Y mm	F _p mm	h _p mm	n _{zan} n tipo		i mm	H _{tot} mm	W kg
7	2	2	150 x 230	170 x 320	55	15	2	1	275	60	14
7	2	2	200 x 280	220 x 370	55	15	2	1	325	60	22
8	4	2	250 x 400	270 x 490	55	15	2	1	445	83	42
8	5	2	300 x 400	320 x 490	55	15	2	1	445	93	53
11	3	2	350 x 450	370 x 540	55	15	4	1	495	88	69
11	3	2	350 x 500	370 x 590	55	15	4	1	545	88	76
12	3	2	350 x 600	370 x 690	55	15	4	1	645	92	91
12	3	2	350 x 650	370 x 780	55	15	2	2	715	97	110
12	3	2	350 x 750	370 x 880	55	15	2	2	815	97	126
12	3	2	350 x 800	370 x 930	55	15	2	2	865	97	133
15	2	2	400 x 800	420 x 930	80	17	4	2	865	92	148
15	2	2	400 x 850	420 x 980	80	17	4	2	915	92	157
17	2	2	450 x 850	470 x 980	80	17	4	2	915	98	178
17	2	2	450 x 900	470 x 1030	80	17	4	2	965	98	188
18	2	2	500 x 850	520 x 980	80	17	4	2	915	101	199
18	2	2	500 x 900	520 x 1030	80	17	4	2	965	101	210
19	2	2	500 x 1000	520 x 1130	80	17	4	2	1065	109	253
20	3	2	650 x 900	670 x 1090	80	17	2	3	995	131	321
20	3	2	650 x 950	670 x 1140	80	17	4	3	1045	136	369
20	4	2	700 x 1000	720 x 1190	80	17	4	3	1095	158	443
20	4	2	700 x 1050	720 x 1240	140	17	4	3	1145	158	463
18	5	2	650 x 1200	670 x 1390	140	17	4	3	1295	168	508
18	6	2	700 x 1200	720 x 1390	140	17	4	3	1295	188	578
20	6	3	750 x 1200	770 x 1390	140	17	4	3	1295	208	675
19	7	2	800 x 1200	820 x 1390	140	17	4	3	1295	216	704
20	7	3	850 x 1200	870 x 1390	140	17	4	3	1295	231	812
20	8	3	900 x 1200	920 x 1390	140	17	4	3	1295	254	911
20	9	3	950 x 1200	970 x 1390	140	17	4	3	1295	277	1015
22	8	3	1000 x 1200	1020 x 1390	140	17	4	3	1295	272	1037
22	8	3	1050 x 1200	1070 x 1390	200	20	6	3	1295	272	1096
22	8	3	1100 x 1200	1120 x 1390	200	20	6	3	1295	272	1147
24	7	3	1150 x 1200	1170 x 1390	200	20	6	3	1295	263	1156
25	7	3	1200 x 1200	1220 x 1390	200	20	6	3	1295	271	1219
25	6	4	1150 x 1300	1170 x 1490	200	20	6	3	1395	249	1250
25	6	4	1200 x 1250	1220 x 1440	200	20	6	3	1345	249	1256

12 VERIFICA BAGGIOLO

Si riporta la verifica, a favore di sicurezza, per la geometria minima con le armature previste in precedenza. Il baggiolo in realtà è una striscia continua (a causa della pendenza trasversale) con dimensione minima 70 cm.

Si riporta la verifica del baggiolo per l'azione massima :

$H \times B = 70 \times 70 \text{ cm}$

$h = 30 \text{ cm}$

$A_s = \phi 20/20 \text{ cm}$

Staffe $\phi 16/20 \text{ cm}$

C32/40

$N_{slu} = 1053 \text{ kN}$

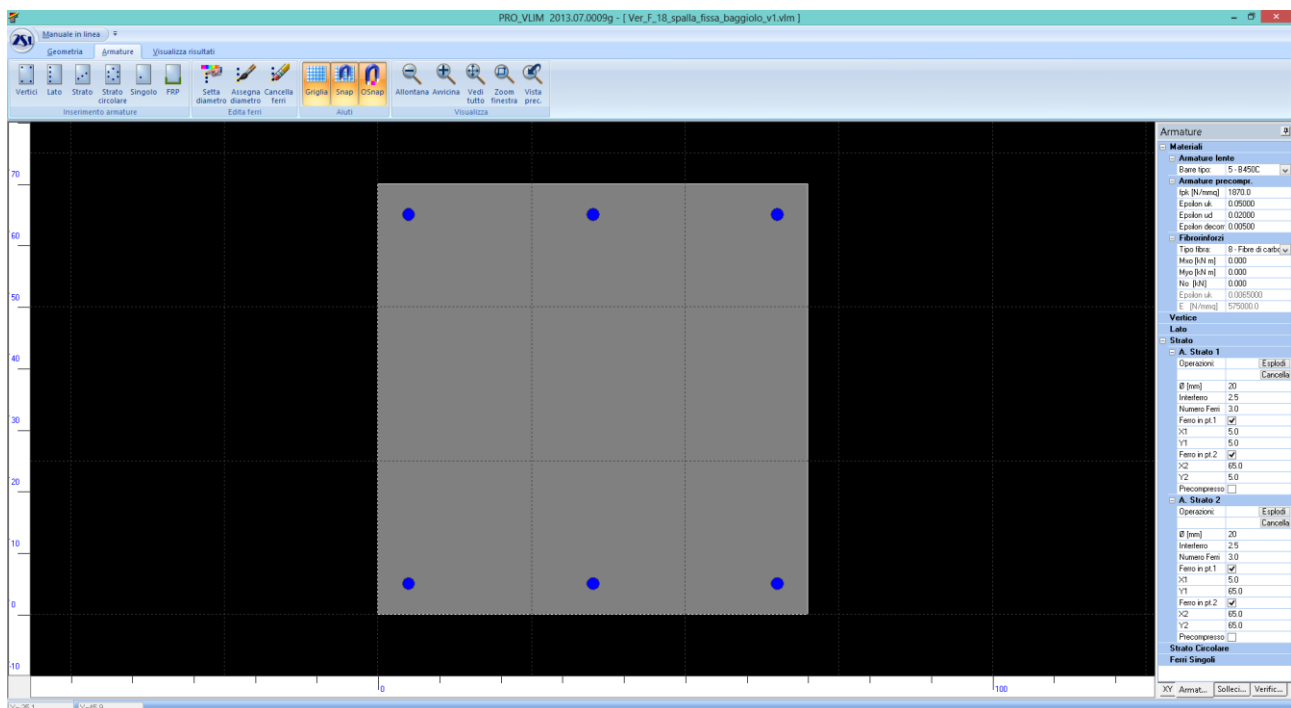
$H_{slu} = 295 \text{ kN}$

$M_{slu} = H_{slu} \times h = 88.50 \text{ kNm}$

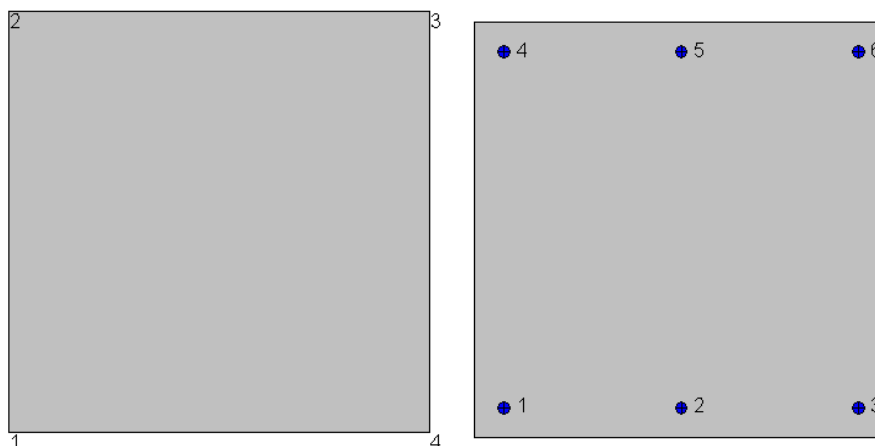
$N_{sle} = 780 \text{ kN}$

$M_{sle} = 65.50 \text{ kNm}$

Verifica presso-flessione :



Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 168 di 189



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	70,0
3	70,0	70,0
4	70,0	0,0

Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5,0	5,0	3,1	no
2	35,0	5,0	3,1	no
3	65,0	5,0	3,1	no
4	5,0	65,0	3,1	no
5	35,0	65,0	3,1	no
6	65,0	65,0	3,1	no

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

Materiali:

Calcestruzzo classe: C32/40

R_{ck} (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm²

f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm²

f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm²

G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm²

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm²

ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²

f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²

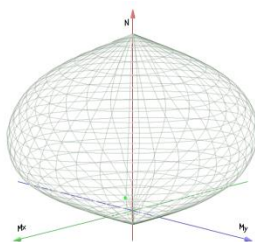
ϵ_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075

G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 169 di 189

E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²
 ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
 Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-737,6	0,0	0,0	Completamente tesa
9380,0	0,0	0,0	Completamente compressa
0,0	235,3	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-235,3	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	235,8	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-235,8	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
 Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)
 Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)
 Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	1053,0	88,5	0,0	P	7040,4	591,7	0,0	0,150	OK
				M	9048,9	88,4	0,0	0,120	
				N	1052,9	543,0	0,0	0,160	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	1053,0	88,5	0,0	P	7040,4	591,7	0,0	0,150	OK
1	1053,0	88,5	0,0	M	9048,9	88,4	0,0	0,120	OK
1	1053,0	88,5	0,0	N	1052,9	543,0	0,0	0,160	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

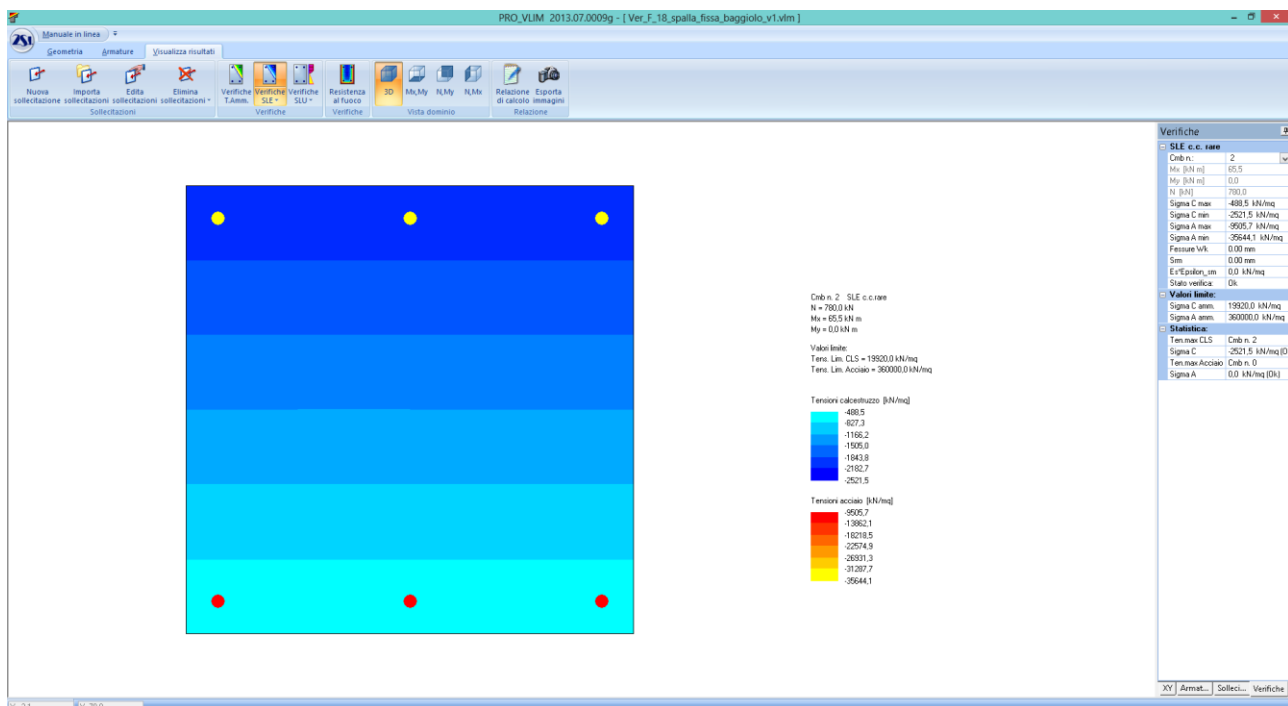
Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 19920,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 360000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	65,5	0,0	780,0	-2521,5	0,13	-35644,1	0,10

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 170 di 189



Tensioni SLE

Verifica a taglio :

NTC 2008 - CALCESTRUZZO
VERIFICA A TAGLIO TRAM RETTANGOLARI

UNITA' DI MISURA

forze e carichi: kN, kNm, kNm²

peso specifico: kNm³

tensioni e resistenze: N/mm²

momenti (flettenti, ecc.): kNm

PESI SPECIFICI

$\gamma = 24 \text{ kNm}^3$ (cls non armato)

$\gamma = 25 \text{ kNm}^3$ (cls armato)

LEGENDA

123 dati da inserire

123 valori calcolati

valori noti volti

risultati verifiche

se $V_{ed} \leq V_{Rd,cs}$ armat. minima a taglio

se $V_{ed} > V_{Rd,cs}$ armat. a taglio tale che: $V_{ed} \leq V_{Rd,cs} + V_{Rd,s}$

Elementi che non richiedono armatura a taglio ($V_{ed} \leq V_{Rd,cs}$)

V_{ed} [kN] = 261.15 < $V_{Rd,cs}$ [kN] = 295.00 NON VERIFICATO si deve armare a taglio

Acciaio = B460C

Classe = C32/40

R_{ct} = 40.00 [N/mm²]

$f_{ct,90}$ = 32.00 [N/mm²]

$f_{ct,90,s}$ = 2.12 [N/mm²]

γ_c in uso = 1.50

$V_{Rd,cs}$ [kN] = 261.15 [kN]

$V_{Rd,s}$ [kN] = 247.31 [kN]

λ = 0.28

k = 1.55

ρ = 0.0034 [puro]

A_{st} = 1570 [mm²]

b_w = 700.00 [mm]

σ_{st} = 1.02 [N/mm²]

N_{Ed} = 500.00 [kN]

A_c = 490.000 [mm²]

d = 660 [mm]

h = 700 [mm]

c = 40 [mm]

copriferro

Area armat. in trazione che si estende per non meno di d o $l_{d,st}$ oltre la sez. consider. (cioè ancorata oltre l'inters. dell'asse dell'armat. con eventuale fessura a 45° che si innesci nella sez. consid.) (EC2)

larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace

forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva)

area calcestruzzo (valida solo per sezione rettangolare)

altezza utile sezione

base sezione

copriferro

Sezione in asse

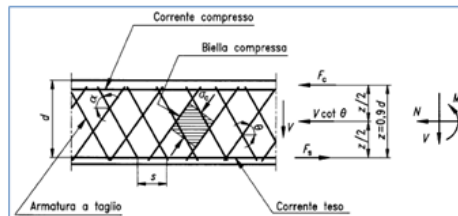
Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 171 di 189

Elementi che richiedono armatura a taglio		(V _{ed} ≥ V _{res} senza arm.)	
V _{ed} =	2406,83 [kN]		
f _{cd} =	22,13 [N/mm ²]	resistenza a compressione del cls per il taglio	
b _w =	700,00 [mm]	spessore minima anima continua in altezza	
α =	90 °	angolo inclin. delle staffe	
cot α =	0 [puro]		
θ =	45 °	angolo inclin. bielle compresse	
cot θ =	1,00	1 < cot θ < 2,5	VERIFICATO

Staffe		0: no 1: si	
V _{res} =	1168,34 [kN]	Taglio resistente staffe	
A _{sw} =	1005 [mm ²]	Area complessiva staffe	
s _w =	200 [mm]	passo staffe in senso longitudinale alla trave	
f _{yd} =	391,30 [N/mm ²]	f _{yd} acciaio tipo B460 C	
φ _{sw} =	16 [mm]	Diametro staffe	
n _{bracci} =	5 [puro]	n. bracci verticali	
ω _{sw} =	201,06 [mm ²]	Area singolo braccio di staffa	
f _{yk} =	460 [N/mm ²]	acciaio tipo B460 C	
γ _s in uso =	1,15 NTC 2008		
Δ =	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare	
n _{st} =	5,00 [puro]	n° staffe a taglio nel tratto	

Ferri piegati		0: no 1: si	
V _{res} =	0,00 [kN]	Taglio resistente ferri piegati (EC2)	
A _{sw} =	402 [mm ²]	Area complessiva ferri piegati	
s _p =	1000 [mm]	passo ferri piegati in senso long.	
f _{ypd} =	391,30 [N/mm ²]	f _{ypd} dell'acciaio dei ferri piegati	
φ _{sw} =	16 [mm]	Diametro ferri piegati	
n _{fp} =	2 [puro]	n. ferri piegati	
ω _{sw} =	201 [mm ²]	Area diam. singolo ferro piegato	
f _{yk} =	460 [N/mm ²]	acciaio tipo B460 C	
γ _s in uso =	1,15		
Δ =	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare	
α _{1,2} =	45	0,7854 [°] - [rad]	inclinaz. ferri piegati
V _{res} =	1168,34 [kN]		

V _{ed} [kN] =	1168,34	>	V _{res} [kN] =	295,00	VERIFICATO
Verifica armatura trasversale minima					
A _{sw} =	5027 [mm ²]		area armatura a taglio sulla lunghezza Δ		Almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.
A _{sw,min} =	1050 [mm ²]				VERIFICATO
Verifica passo staffe					
s _w =	200 [mm]		passo staffe		
s _{w,min} =	528 [mm]		passo minimo staffe		VERIFICATO
n _{st} =	5 [puro]		n. staffe nel tratto (n _{min} =3)		VERIFICATO



Risulta $S_d < R_d$ e le verifiche sono soddisfatte.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 172 di 189

13 VERIFICA RITEGNO SISMICO

Si riporta la verifica, a favore di sicurezza, per la geometria minima con le armature previste in precedenza.

Si riporta la verifica del ritegno sismico più sollecitato :

H x B = 40 x 150 cm

As = $\phi 20/10$ cm su 2 strati = 2x(15+15 $\phi 20$)

Staffe $\phi 16/20$ cm

C32/40

B450C

Hslu = 295 kN

Hslu_tot = 295 kN x 10 = 2950 kN

Si verifica a taglio la sola armatura verticale a favore di sicurezza :

$$\tau_s = \frac{4}{3} \cdot \frac{T \cdot 100}{n \cdot A_{\phi 20}} = 2087 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{s_lim} = 4500/1.15/3^{0.5} = 2259.20 \text{ daN/cm}^2$$

Risulta $S_d < R_d$ e le verifiche sono soddisfatte.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 173 di 189

14 VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE

Si riporta la verifica di capacità portante con fondazione profonde.

Si rimanda all'allegata relazione geotecnica per una trattazione completa.

Spalla L=31 m

$N_{SLV_max} = 6519 \text{ kN}$

$N_{Rd_sisma} = 6969 \text{ kN}$

$N_{SLU_max} = 4400 \text{ kN}$

$N_{Rd} = 5186.20 \text{ kN}$

VERIFICA SISMICA - CONDIZIONI NON DRENATE

n. rif. prova	CPTU 8	
quota falda	13,100	m
Qs portanza laterale non fattorizzata	10345,0	KN
Qs *portanza laterale fattorizzata con ξ in funz. N° verticali	6674,2	KN
Qs **portanza laterale fattorizzata con ξ e con γ_s fattore riduttivo della Q	5803,6	KN
Qp portanza di punta non fattorizzata	3825,4	KN
Qp* portanza di punta fattorizzata con ξ in funz. N° verticali	2468,0	KN
Qp** portanza di punta fattorizzata con ξ e con γ_p fattore riduttivo della Q	1828,1	KN
R tot portanza totale non fattorizzata	14170,3	KN
R tot** portanza totale fattorizzata con ξ e γ_s e γ_p	7631,8	KN
R tot*** portanza totale fattorizzata con ξ e γ_s e γ_p meno il peso del palo	6969,0	KN

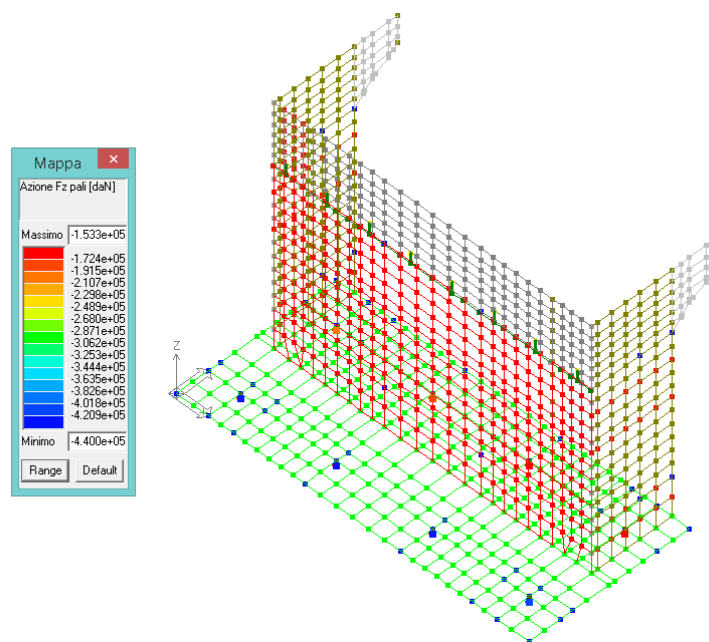
SLV sisma

SLU - CONDIZIONI DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE	Q prog
20	21	Incoerente (ghiaia)	5690,23	2527,36	1313,168922	498,36	476,15	2549,56	Qp mediata con strato inferiore coesivo	
25	26	Incoerente (sabbia)	7200,32	3203,70	2481,14	941,61	560,98	3584,34	Qp mediata con strato inferiore coesivo	
26	27	Incoerente (ghiaia)	7743,82	3445,53	2736,67	1038,58	577,94	3906,17	Qp mediata con strato inferiore coesivo	
27	28	Incoerente (ghiaia)	8301,42	3693,62	2137,38	811,15	594,91	3909,87	Qp mediata con strato inferiore coesivo	
31	32	Incoerente (ghiaia)	10165,51	4523,03	3493,84	1325,94	662,77	5186,20	Qp mediata con strato inferiore coesivo	

SLU

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 174 di 189



Nmax SLU (daN)

Pila L=20 m

$N_{SLV_max} = 2506 \text{ kN}$

$N_{Rd_sisma} = 3783.40 \text{ kN}$

$N_{SLU_max} = 3056.00 \text{ kN}$

$N_{Rd} = 3200 \text{ kN}$

VERIFICA SISMICA - CONDIZIONI NON DRENATE

n. rif. prova	CPTU 8	
quota falda	13,100	m
Qs portanza laterale non fattorizzata	6615,9	KN
Qs *portanza laterale fattorizzata con ξ in funz. N° verticali	4268,3	KN
Qs **portanza laterale fattorizzata con ξ e con γ s fattore riduttivo della Q	3711,6	KN
Qp portanza di punta non fattorizzata	1146,6	KN
Qp* portanza di punta fattorizzata con ξ in funz. N° verticali	739,7	KN
Qp** portanza di punta fattorizzata con ξ e con γ p fattore riduttivo della Q	547,9	KN
R tot portanza totale non fattorizzata	7762,4	KN
R tot** portanza totale fattorizzata con ξ e γ s e γ p	4259,5	KN
R tot** portanza totale fattorizzata con ξ e γ s e γ p meno il peso del palo	3783,4	KN

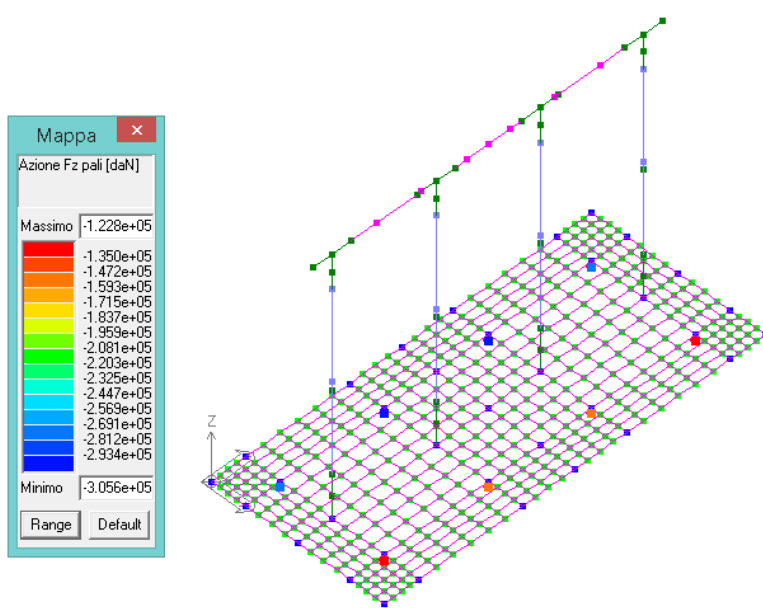
SLV sisma

SLU - CONDIZIONI DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE	Q prog
20	21	incoerente (ghiaia)	5680,23	2527,36	1313,168922	498,36	476,15	2549,56	Qp mediata con strato inferiore coesivo	
25	26	incoerente (sabbia)	7200,32	3203,70	2481,14	941,61	560,98	3584,34	Qp mediata con strato inferiore coesivo	
26	27	incoerente (ghiaia)	7743,82	3445,53	2736,67	1038,58	577,94	3906,17	Qp mediata con strato inferiore coesivo	
27	28	incoerente (ghiaia)	8301,42	3693,62	2137,38	811,15	594,91	3909,87	Qp mediata con strato inferiore coesivo	
31	32	incoerente (ghiaia)	10165,51	4523,03	3493,84	1325,94	662,77	5186,20	Qp mediata con strato inferiore coesivo	

SLU

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 175 di 189



Nmax SLU (daN)

Risulta $S_d < R_d$ e le verifiche sono soddisfatte.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 176 di 189

Verifica Cedimenti palificata in gruppo

Il calcolo dei cedimenti del terreno, in corrispondenza delle opere oggetto di studio dotate di fondazioni profonde, realizzate mediante palificate sotto le pile e le spalle, è stato effettuato seguendo due metodi di calcolo uno "empirico" ed uno "equivalente"; si è poi effettuato un confronto fra i valori ottenuti dall'applicazione dei due metodi e si è utilizzato per la verifica il valore del cedimento più elevato.

I due metodi consistono:

- Il primo nell'effettuazione di un calcolo empirico di massima del cedimento del singolo palo da cui successivamente, per estrapolazione, si è calcolato il cedimento del gruppo di pali;
- il secondo nell'utilizzo del metodo delle equivalenze.

Infatti per calcolare i cedimenti di un gruppo di pali di una palificata si seguono due strade differenti in funzione delle dimensioni della proiezione in pianta della fondazione rispetto alla lunghezza dei pali. In pratica poiché la palificata può essere di piccole o di grandi dimensioni, ossia nel primo caso la lunghezza ed il numero dei pali risultano elevati rispetto alla dimensione in pianta della palificata, nel secondo caso la lunghezza dei pali è ridotta rispetto alle dimensioni della pianta della palificata, si hanno due distinti metodi di calcolo.

Nel caso di palificata piccola lo stato tensionale indotto dal carico nel terreno al di sotto della fondazione risulta ridotto rispetto a quello che verrebbe generato da una fondazione diretta avente dimensioni uguali a quella della palificata, pertanto per il calcolo dei cedimenti, si procede calcolando il cedimento caratteristico del palo isolato e riportandolo (metodo empirico) al gruppo di pali.

Nel caso di palificata estesa, invece, si fa riferimento al concetto di "fondazione equivalente" in quanto lo stato tensionale indotto nel terreno risulta molto simile a quello che verrebbe generato da una fondazione diretta, avente le stesse dimensioni della palificata, e posta ad una profondità pari a:

- 1- L (essendo L la lunghezza del palo) se il terreno presenta un substrato portante ghiaioso sabbioso;
- 2- $(2/3)L$ se il terreno presente è incoerente o limoso ma non presenta un substrato portante ghiaioso sabbioso;
- 3- L ma con una dimensione maggiorata della base di fondazione se il terreno è argilloso molle o compatto; nel primo caso (argilla compatta) si tiene conto di un'inclinazione della distribuzione tensionale di 4/1 e nel secondo 10/1 (argilla molle).

Nel caso in esame poiché si verifica un caso di fondazione intermedia, si è scelto, a favore di sicurezza, di calcolare il cedimento con entrambi i metodi e di confrontare con il cedimento ammissibile il valore di cedimento più alto ottenuto dai due metodi.

Vediamo i due metodi in dettaglio.

Metodo empirico:

il metodo consiste nel calcolare anzitutto il cedimento del singolo palo mediante l'applicazione della formula empirica di Meyerhof:

$$w = \frac{(D \cdot Q_{eserc})}{(\lambda \cdot R_{tot})}$$

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 177 di 189

in cui w rappresenta il cedimento del singolo palo, D il diametro del palo, Q_{eserc} il carico di esercizio (in condizioni SLE) applicato sul palo, R_{tot} la portanza complessiva del palo non fattorizzata e λ un valore tabellato in funzione della tipologia di palo:

Tipo di palo	Terreno	Valore di λ
Battuto	Incoerente	60
	Coesivo	120
Trivellato	Incoerente	40
	Coesivo	100
Trivellato pressato	Incoerente	50
	Coesivo	110

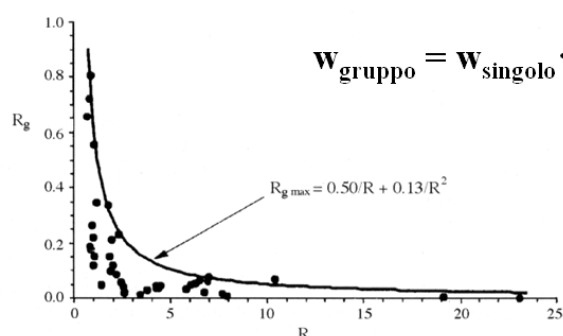
Nei casi esaminati, trattandosi di pali trivellati in terreni misti, con un'alternanza di terreni coesivi ed incoerenti, si è scelto di assumere un valore di λ intermedio più a favore di sicurezza ossia $\lambda = 60$.

A partire da tale valore si è calcolato il cedimento del gruppo di pali mediante la formula di Mandolini:

$$w_{gruppo} = w_{sing} \cdot R_g \cdot n$$

In cui il fattore correttivo R_g viene determinato in funzione di R mediante il diagramma seguente (metodo di Mandolini):

Metodo empirico (Mandolini et Al., 1997)



In cui $R = \sqrt{\left(\frac{n \cdot s}{L}\right)}$ "è il modified aspect ratio" essendo n il numero dei pali della palificata, s

l'interasse dei pali ed L la lunghezza dei pali della palificata; oppure, in modo un po' più approssimativo, mediante la formula:

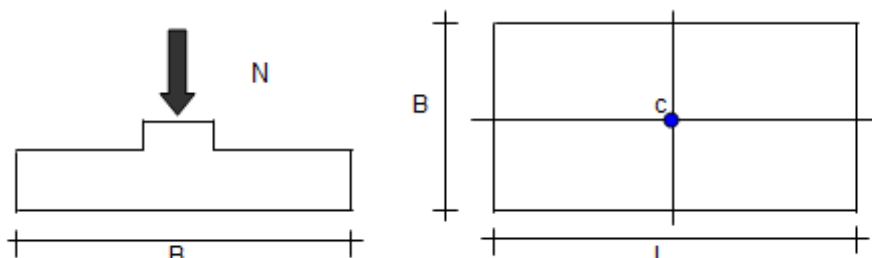
$$R_g = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{R} + \left(\frac{0,13}{R^2}\right)$$

Metodo delle equivalenze:

Considerando la palificata estesa, si è fatto riferimento al concetto di "fondazione equivalente". Poiché in quasi tutte le opere la stratigrafia del terreno risulta caratterizzata da una forte alternanza di strati coesivi e incoerenti senza la presenza un substrato portante si è utilizzata come profondità della fondazione $2/3$ la Lunghezza del palo.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 178 di 189

Si è quindi valutata la stratigrafia del terreno presente al di sotto di tale profondità e, per ogni strato di essa, si è calcolato il corrispondente valore del modulo elastico del terreno (a partire dai valori di resistenza alla punta q_c ottenuti strato per strato dalle prove geotecniche penetrometriche statiche) ed il valore del coefficiente di Poisson.



Successivamente si è potuto calcolare il cedimento della fondazione equivalente mediante foglio di calcolo excel in funzione della teoria di H. G. Poulos E.H. Davis, ricorrendo ai seguenti dati di input:

1. dimensione della fondazione:

{ larghezza B
lunghezza L

2. carico totale di esercizio applicato sulla fondazione N in KN

3. stratigrafia al di sotto dei $2/3 L$ metri, indicando per ogni strato il valore del modulo elastico E del terreno ed il coefficiente di Poisson.

Le relazioni utilizzate nel calcolo sono le seguenti:

Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_z = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2)$$

$$\Delta\sigma_x = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_1^2)$$

$$\Delta\sigma_y = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_2^2)$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \Sigma \delta_i = \Sigma (((\Delta\sigma_z - \nu_i(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y))\Delta z_i / E_i)$$

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 179 di 189

Infine sono stati calcolati i cedimenti differenziali.

Generalmente se la dimensione minore in pianta della fondazione (B) è dell'ordine di alcuni metri (tipicamente $5\text{ m} \leq B \leq 15\text{ m}$) ed è minore della lunghezza L dei pali ($B/L < 1$) la rigidezza flessionale della piastra di fondazione può risultare molto elevata, (ed in genere si tende appunto a realizzare tale condizione) pertanto i cedimenti differenziali risultano assai ridotti e possono essere trascurati.

Il metodo di calcolo adoperato per la loro determinazione è quello di Mandolini:

Metodo empirico (Mandolini et Al., 1997)

Cedimento differenziale

$$R_{ds} = \frac{\Delta w}{w_{\text{gruppo}}}$$

$$R_{ds,\max} = 0.36 \cdot R^{0.32}$$

Cedimenti assoluti e differenziali ammissibili

Dopo avere stimato l'entità dei cedimenti di una fondazione superficiale occorre valutarne l'ammissibilità.

Il problema è molto complesso per i seguenti motivi:

- Innanzitutto l'entità e la distribuzione del carico trasmesso dalla fondazione al terreno non sono affatto certe, sia perché possono variare nel tempo sia perché dipendono dall'interazione terreno – fondazione – struttura in elevazione.
- Occorre poi considerare che una parte del cedimento può essere dovuto a cause diverse dal carico trasmesso dalla fondazione, in primo luogo dai carichi trasmessi da fondazioni vicine, appartenenti o meno allo stesso complesso strutturale, poi dalle oscillazioni di falda, dal rigonfiamento e/o dal ritiro dei terreni argillosi, da movimenti franosi, dallo scavo di una galleria a piccola profondità, da vibrazioni etc..
- A tutto ciò si aggiunge l'incertezza della stima dei cedimenti, legata sia al modello geotecnico, necessariamente semplificato, sia al metodo di calcolo.

Pertanto, in seguito a tali premesse, i cedimenti delle varie palificate, risultanti dai calcoli, possono essere considerati compatibili con le tipologie di struttura da realizzarsi tenendo conto di limiti (pari 6 -10 % del Diametro del palo) imposti dal buon senso.

infatti:

$$D=120\text{ cm} \longrightarrow w = 4,68\text{ cm} < 7,2 -12\text{ cm}.$$

Vediamo ora nel dettaglio il calcolo effettuato per ogni opera:

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 180 di 189

PONTE SU FERROVIA BOLOGNA – VIGNOLA – OPERA G - PILA

Metodo empirico:

Diametro palo D (cm)	120
Qs (KN)	5680,23
Qb (KN)	1313,17
Ppalo (KN)	476,15
Rtot (KN) Portanza tot palo SLE (coeff 1)	6517,25

$$\left\{ \begin{array}{l} n = 8 \\ s = 3,6 \\ L = 20 \text{ m} \end{array} \right. \longrightarrow w_{\text{palo}} = 0,49 \text{ cm} \longrightarrow w_{\text{palificata}} = 1,97 \text{ cm e } \delta = 0,38 \text{ cm}$$

Metodo delle equivalenze:

Essendo la lunghezza dei pali $L = 20 \text{ m}$, la profondità del piano di posa della fondazione equivalente risulta a 13,33 metri dal Piano Campagna e la stratigrafia è la seguente:

stratigrafia	Profondità inferiore (m)	h strato	$\phi'k$	cu (KN/m ²)	γ_{sat} (KN/m ³)
ghiaia in matrice di sabbia limosa	14,60	1,27	39,00		19,40
limo con argilla	19,50	4,90	17,85	165,00	20,63
ghiaia media in matrice limo sabbiosa	21,30	1,80	35,00		18,90
limo con argilla	25,60	4,30	16,80		21,00
sabbia limosa	26,00	0,40	22,00	150,00	19,80
ghiaia in matrice sabbiosa	35,00	10,00	34,00		20,60

pertanto, calcolati i moduli elastici ed i coefficienti di poisson ed inserendo le dimensioni della fondazione ed il carico applicato N:

$$\left\{ \begin{array}{l} B = 6,00 \text{ m} \\ L1 = 13,20 \text{ m} \\ N = 12676 \text{ KN} \end{array} \right.$$

si sono ottenuti i seguenti cedimenti strato per strato e complessivi:

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 181 di 189

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E	ν	δ_{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	ghiaia in matrice di sabbia limosa	1,27	0,0	1,3	0,3	42.480,00	0,27	0,33
2	limo con argilla	4,90	1,3	6,2	0,3	14.400,00	0,35	2,91
3	ghiaia media in matrice limo sabbiosa	1,80	6,2	8,0	0,4	146.000,00	0,30	0,06
4	limo con argilla	4,30	8,0	12,3	0,4	11.200,00	0,35	1,45
5	sabbia limosa	0,40	12,3	12,7	0,4	8.000,00	0,38	0,13
6	ghiaia in matrice sabbiosa	10,00	12,7	22,7	0,5	164.000,00	0,31	0,0939

$$\delta_{ctot} = 4,97 \quad (\text{cm})$$

essendo $4,97 > 1,97$ si è confrontato il cedimento 4,97 con il valore del cedimento ammissibile di 7,2 – 12 cm **VERIFICATO**

PONTE SU FERROVIA BOLOGNA – VIGNOLA – OPERA G - SPALLA

Metodo empirico:

Diametro palo D (cm)	120
Qs (KN)	10165,51
Qb (KN)	3493,84
Ppalo (KN)	662,766
Rtot (KN) Portanza tot palo SLE (coeff 1)	12996,59

$$\left\{ \begin{array}{l} n = 8 \\ s = 3,6 \\ L = 31 \text{ m} \end{array} \right. \longrightarrow w_{\text{palo}} = 0,34 \text{ cm} \longrightarrow w_{\text{palificata}} = 1,78 \text{ cm e } \delta = 0,36 \text{ cm}$$

Metodo delle equivalenze:

Essendo la lunghezza dei pali $L = 31$ m, la profondità del piano di posa della fondazione equivalente risulta a 20,67 metri dal Piano Campagna e la stratigrafia è la seguente:

stratigrafia	Profondità inferiore (m)	h strato	$\phi'k$	cu (KN/m ²)	γ_{sat} (KN/m ³)
ghiaia media in matrice limo sabbiosa	21,30	0,63	35,00		18,9
limo con argilla	25,60	4,30	16,80	55,00	21
sabbia limosa	26,00	0,40	22,00		19,8
ghiaia in matrice sabbiosa	28,80	2,80	36,00		20,3
limo argilloso	29,00	0,20	17,20	150,00	21,1
ghiaia in matrice sabbiosa	35,00	10,00	34,00		20,6

pertanto, calcolati i moduli elastici ed i coefficienti di Poisson ed inserendo le dimensioni della fondazione ed il carico applicato N:

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 182 di 189

$$\left\{ \begin{array}{l} B = 6,00 \text{ m} \\ L1 = 13,20 \text{ m} \\ N = 17592 \text{ KN} \end{array} \right.$$

si sono ottenuti i seguenti cedimenti strato per strato e complessivi:

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E	ν	δ_{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	ghiaia in matrice limo sabbiosa	0,63	0,0	0,6	0,3	146.000,00	0,30	0,04
2	limo con argilla	4,30	0,6	4,9	0,3	11.200,00	0,35	4,53
3	sabbia limosa	0,40	4,9	5,3	0,4	8.000,00	0,38	0,36
4	ghiaia in matrice sabbiosa	2,80	5,3	8,1	0,4	182.600,00	0,29	0,12
5	limo argilloso	0,20	8,1	8,3	0,4	15.520,00	0,30	0,15
6	ghiaia in matrice sabbiosa	10,00	8,3	18,3	0,5	164.000,00	0,31	0,1931

$$\delta_{ctot} = 5,39 \text{ (cm)}$$

essendo $5,39 > 1,78$ si è confrontato il cedimento 5,39 con il valore del cedimento ammissibile di 7,2 – 12 cm **VERIFICATO**

Verifica a Liquefazione

Si ritiene, data la natura dei terreni e delle strutture in oggetto, che i terreni interessati dalle opere non siano sensibili al fenomeno della liquefazione.

Cavalcaferrovia FER

Prova S5:

Falda = -13.10 m

Frazione limo-argillosa = 35 %

$a_{gmax} = 0.20 \text{ g}$

N. colpi $SPT_{min} = 20$

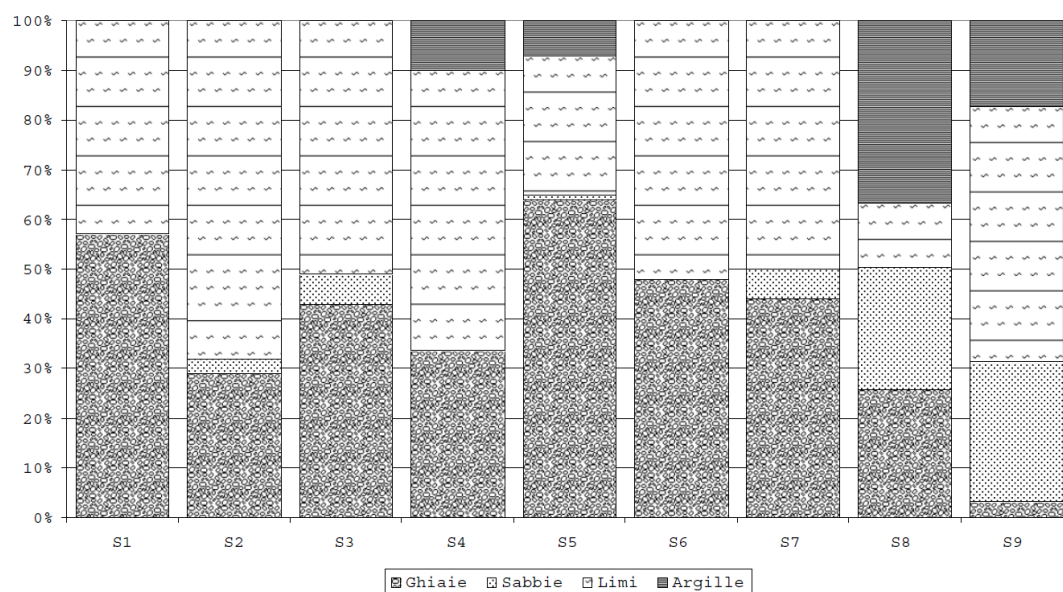
$\gamma_{terreno} = 19 \text{ kN/mc}$

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 183 di 189

CPTU n. 8 e 8 bis – SONDAGGIO n. 5 – OPERA G – ponte a tre campate su ferrovia
Bologna – Vignola

CPTU8 - S 5	falda (m) - 13,1 dal P.C.			
stratigrafia	Quota finale strato (m)	cu _k (KN/m ²)	γ - γ sat (KN/m ³)	φ' _k
limo sabbioso	1,00	260,49	19,34	34,53
limo debolmente sabbioso	2,20	436,21	21,67	33,24
limo debolmente argilloso	3,40	205,29	21	27,97
ghiaia grossa in matrice sabbiosa	4,20		20,34	38,24
ghiaia in matrice limo sabbiosa	6,20		19,12	36,12
ghiaia in matrice limo argillosa	6,60		19,2	32,00
ghiaia in matrice di sabbia limosa	14,60		19,4	39,00
limo con argilla	15,80	175,00	21,4	17,30
limo argilloso	16,40	215,00	21,5	17,10
limo sabbioso	17,00	120,00	19,5	21,00
argilla limosa	19,50	150,00	20,1	16,00
ghiaia in matrice limo sabbiosa	21,30		18,9	35,00
limo con argilla	25,60	55,00	21	16,80
sabbia limosa	26,00		19,8	22,00
ghiaia in matrice sabbiosa	28,80		20,3	36,00
limo argilloso	29,00	150,00	21,1	17,20
ghiaia in matrice sabbiosa	35,00		20,6	34,00

Distribuzione granulometrica



Dalla verifica secondo "Seed e Idriss" si ha:

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 184 di 189

Immissione Dati	
Profondità di calcolo (m)	22
Profondità della falda dal p. c. (m)	13.1
Peso di volume del terreno (t/mc)	19
Numero di colpi SPT o SCPT	20
Frazione argillosa (%)	35
Accelerazione sismica massima (g)	0.20

Calcola

Risultati	
Pressione totale del terreno (kg/cmq)	41,80
Pressione efficace del terreno (kg/cmq)	40,91
Fattore correttivo per la frazione argillosa (%)	7,50
Numero di colpi standard corretto Na	8,3171
Resistenza alla liquefazione (R)	0,1202
Sforzo di taglio normalizzato (T)	0,089
Coefficiente di sicurezza ($F_s = R / T$)	1,3507
Il deposito non è liquefacibile	

Si conclude che i terreni interessati dalle opere non sono liquefacibili.

Elaborato	Revisione	Data	
Ponte S.P27 Linea FER	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 185 di 189

15 CONCLUSIONI

Le analisi svolte mediante modellazione agli elementi finiti secondo la normativa tecnica *D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni*, mostrano la possibilità di adottare tale tipo di soluzione strutturale.

Come detto in premessa, le strutture saranno realizzate in opera in conglomerato cementizio armato, e dovranno avere quantitativo di armatura almeno pari a quanto indicato in seguito:

SPALLA	Incidenza armatura (daN/m ³)
1 – Pali ϕ 1200 mm	170
2 – Plinto s=150 cm	80
3 – Elevazione s=120 cm	90
4 – Muri di risvolto s=75 cm	100
5 – Orecchio s=50 cm	120
6 – Paraghiaia s=30 cm	90
7 – Baggioli	200
8 – Ritegni sismici	200

PILA	Incidenza armatura (daN/m ³)
1 – Pali ϕ 1200 mm	120
2 – Plinto s=150 cm	80
3 – Elevazione ϕ 130 cm	120
4 – Pulvino s=120 cm	160
5 – Baggioli	200
6 – Ritegni sismici	200

A seguire si riportano i tabulati di calcolo e la validazione del software impiegato.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 186 di 189

Spalla fissa

Per i tabulati si faccia riferimento al supporto informatico allegato.

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 187 di 189

Pila fissa

Per i tabulati si faccia riferimento al supporto informatico allegato.

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 188 di 189

Validazione software PROSAP

Seguono i certificati di validazione dei software indicati nella relazione, in conformità alle disposizioni contenute nel paragrafo 10.2 del D.M 14/01/2008.

Dichiarazione del produttore-distributore di PRO_SAP PROfessional SAP riguardante l'affidabilità del codice (D.M. 14/01/2008 - Paragrafo 10.2)



Dichiarazione affidabilità

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo
Titolo: PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Autore-Produttore: 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara

Affidabilità dei codici
- Inquadramento teorico della metodologia
L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensiodeformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensiodeformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico). Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

 **Elemento tipo TRUSS (asta)***
 **Elemento tipo BEAM (trave)***
 **Elemento tipo MEMBRANE (membrana)***
 **Elemento tipo PLATE (piastra-guscio)***

 **Elemento tipo BRICK (solido)***
 **Elemento tipo BOUNDARY (molla)***
 **Elemento tipo STIFFNESS**
(matrice di rigidità)

* anche non lineare

- Casi prova che consentano un riscontro dell'affidabilità
2S.I. ha verificato, in collaborazione con il DISTART dell'Università di Bologna e con il Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Ferrara, l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: "<http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm>"

- Filtri di autodiagnostica
Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi.

Garanzia di qualità
Dal 1 dicembre 1999 2S.I. ha prodotto un manuale di qualità in funzione dei requisiti della norma di riferimento UNI EN ISO 9001. Tutte le attività dell'azienda sono regolate dalla documentazione e dalle procedure in esso contenute. In relazione alla attività di validazione dei prodotti software si dichiara inoltre quanto segue:

- la fase di progetto degli algoritmi è preceduta dalla ricerca di risultati di confronto reperibili in bibliografia o riproducibili con calcoli manuali;
- la fase di implementazione degli algoritmi è continuamente validata con strumenti automatici (tools di sviluppo) e attraverso confronti;
- il software che implementa gli algoritmi è testato, confrontato e controllato anche da tecnici qualificati che non sono intervenuti nelle precedenti fasi.

Nella produzione del solutore fem 2S.I. implementa componenti sviluppati da Computing Objects SARL spin-off dell'École Centrale Paris, France. E' disponibile la documentazione di affidabilità di tali componenti all'indirizzo web:
http://www.2si.it/software/download/manuali/pro_sap_quaderni/Affidabilita/benchmarks_e_sap.zip


Software e Servizi
per l'Ingegneria s.r.l.

P.ta Schiatti, 8 - 44121 Ferrara (FE)
Tel. 0532/20.00.91 - Fax 0532/20.00.86 - www.2si.it - info@2si.it

PRO SAP
PROfessional Structural Analysis Program

Rev. n. 4 del 07/10/2010

Elaborato	Revisione	Data
Ponte S.P27 Linea FER	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 189 di 189