

# 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 S.P. N°569 DI "VIGNOLA"

SOTTOPASSI VIA PAPA GIOVANNI XXIII prog. km 1+866  
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.2.1.4**

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	<b>PREMESSA .....</b>	<b>4</b>
2	<b>NORMATIVA E RIFERIMENTI .....</b>	<b>7</b>
	2.1 Altri documenti .....	7
3	<b>CRITERI DI CALCOLO .....</b>	<b>8</b>
	3.1 Combinazioni di carico .....	8
	3.1 Programma di calcolo.....	10
4	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....</b>	<b>14</b>
	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	<b>PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE .....</b>	<b>17</b>
6	<b>GEOMETRIA DELLE SEZIONI TIPO .....</b>	<b>19</b>
	6.1 Modellazione adottata.....	20
7	<b>ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>26</b>
	7.1 <b>Analisi dei carichi spalla .....</b>	<b>29</b>
	7.1.1 <i>Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali (<math>g_1</math>) .....</i>	<i>29</i>
	7.1.2 <i>Carichi permanenti portati (<math>g_2</math>) .....</i>	<i>29</i>
	7.1.3 <i>Altre azioni permanenti (<math>g_3</math>).....</i>	<i>30</i>
	7.1.4 <i>Effetti reologici: ritiro del calcestruzzo (<math>\varepsilon_2</math>) .....</i>	<i>30</i>
	7.1.5 <i>Azioni Variabili da Traffico .....</i>	<i>30</i>
	7.1.6 <i>Azione di neve e vento (<math>q_5</math>) .....</i>	<i>33</i>
	7.1.7 <i>Resistenze passive dei vincoli: azione di attrito degli appoggi (<math>q_7</math>) .....</i>	<i>35</i>
	7.1.8 <i>Azione di frenamento (<math>q_3</math>).....</i>	<i>36</i>
	7.1.9 <i>Azione centrifuga (<math>q_4</math>).....</i>	<i>36</i>
	7.1.10 <i>Variazioni termiche (<math>\varepsilon_3</math>) .....</i>	<i>37</i>
	7.1.11 <i>Cedimenti appoggi (<math>\varepsilon_4</math>).....</i>	<i>37</i>
	7.1.12 <i>Scorrimenti viscosi (<math>\varepsilon_2</math>).....</i>	<i>37</i>
	7.2 <b>Azioni sismiche (<math>q_6</math>) .....</b>	<b>38</b>
	7.2.1 <i>Eccentricità masse sismiche.....</i>	<i>40</i>
	7.2.2 <i>I rischi di doppio accoppiamento delle frequenze di risonanza di terreno-strutture .....</i>	<i>42</i>

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 2 di 128

<b>8</b>	<b>CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE .....</b>	<b>43</b>
8.1	Condizioni di carico elementari .....	43
8.2	Combinazioni di calcolo .....	43
8.3	Carichi agenti.....	54
8.4	Azioni interne, deformate e azioni sulle fondazioni .....	66
8.5	Verifiche SLU-SLE.....	72
8.5.1	Verifica a flessione .....	76
8.5.2	Verifica a taglio .....	89
8.5.3	Verifica paraghiaia .....	94
<b>9</b>	<b>VERIFICA A FATICA .....</b>	<b>101</b>
<b>10</b>	<b>VERIFICA GIUNTI.....</b>	<b>105</b>
<b>11</b>	<b>VERIFICA APPOGGI.....</b>	<b>107</b>
<b>12</b>	<b>VERIFICA BAGGIOLO .....</b>	<b>111</b>
<b>13</b>	<b>VERIFICA RITEGNO SISMICO .....</b>	<b>116</b>
<b>14</b>	<b>VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE E GEOTECNICHE .....</b>	<b>117</b>
<b>15</b>	<b>CONCLUSIONI .....</b>	<b>126</b>

## **Allegati:**

- Tabulati di calcolo spalle
- Validazione del software PROSAP

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 3 di 128



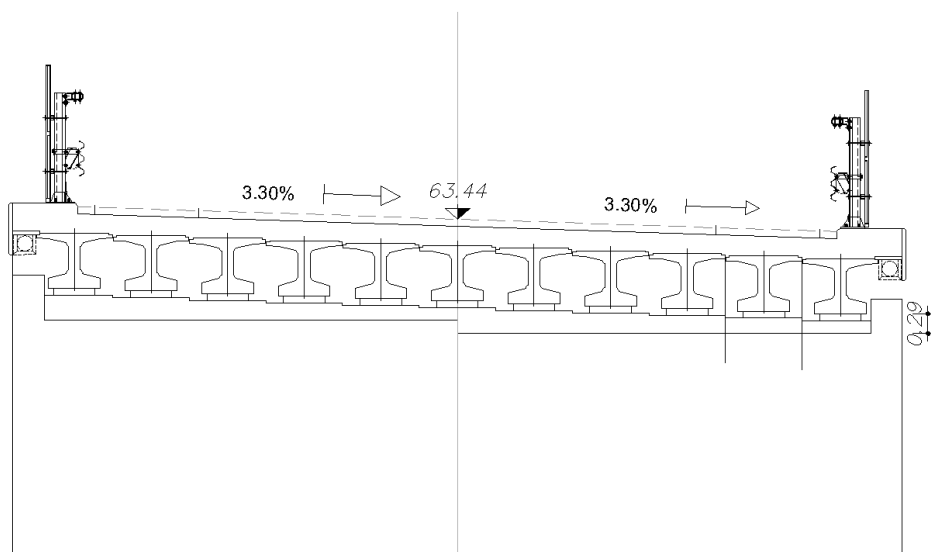
## 1 PREMESSA

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 Via Papa Giovanni XXIII" sulla via omonima. Esso è costituito da n.1 campata in c.a.p. per il sovrappasso della viabilità esistente in provincia di Bologna e con agenti i carichi accidentali dello "schema 1" delle NTC'08 e le azioni sismiche.

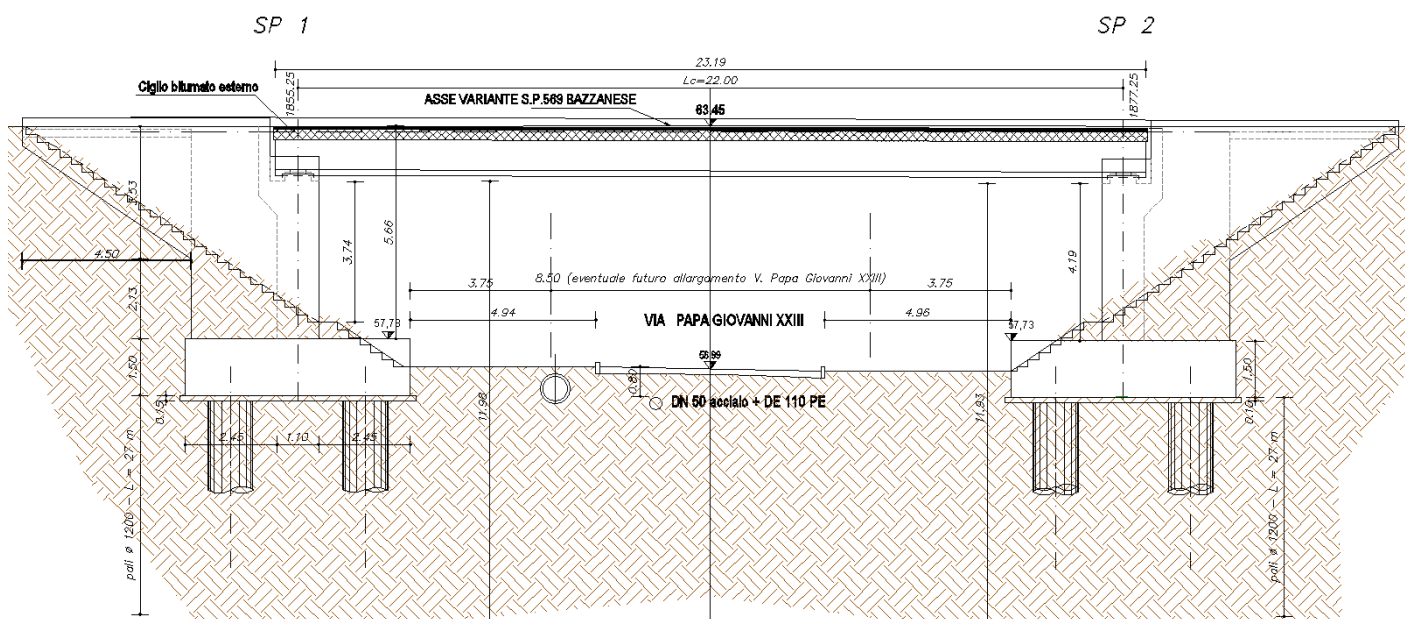


*Vista aerea*

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 4 di 128



Sezione trasversale



Sezione longitudinale

La campata ha luce di calcolo 22.00 m; la larghezza complessiva dell'impalcato è di 10.50+1.25x2 m.

Le travi hanno altezza di 0.80 m e sono n.11 interasse 1.11 m.

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

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 5 di 128

consentire il transito veicolare. Al di sopra dell'estradosso della soletta si realizza la pavimentazione stradale.

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*.

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 6 di 128

## 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, specificazioni 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 Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 7 di 128

### 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  $\gamma$  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 Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 8 di 128

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 $\gamma_F$	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
<i>Permanenti</i>	favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole		1.1	1.35	1.0
<i>Permanenti non strutturali</i>	favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.35	1.0
<i>Variabili</i>	favorevole	$\gamma_{Qi}$	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	$\gamma_Q$	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: <a href="http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm">http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm</a>

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 Via Papa Giovanni XXIII	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 10 di 128

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
<b>Progetto-verifica degli elementi</b>	
Progetto cemento armato	D.M. 14-01-2008
<b>Azione sismica</b>	
Norma applicata per l' azione sismica	D.M. 14-01-2008
<b>Combinazioni dei casi di carico</b>	
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 Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 11 di 128



$\mathbf{K} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{F}$       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.
<p>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:</p> <p>per i dati in ingresso:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• modello solido della struttura</li> <li>• numerazione di nodi e ed elementi</li> <li>• configurazioni di carico statiche</li> <li>• configurazioni di carico sismiche con baricentri delle masse e eccentricità</li> </ul> <p>per le combinazioni più significative (statisticamente più gravose per la struttura)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• configurazioni deformate</li> <li>• diagrammi e involuipi delle azioni interne</li> <li>• mappe delle tensioni</li> <li>• reazioni vincolari</li> <li>• mappe delle pressioni sul terreno</li> </ul> <p>per il progetto-verifica degli elementi</p>

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 12 di 128

- 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 Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 13 di 128

## 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 Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 14 di 128

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 Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 15 di 128

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

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

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

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

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

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 16 di 128

## 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 (m<sup>4</sup>) - Momento di inerzia della Sezione (1/12 BH<sup>3</sup> sez. rettangolare)  
Es = 85 (MN/m<sup>2</sup>) - Modulo elastico del suolo  
 $\mu$  = 0.3 - Coefficiente di Poisson  
Ef = 30000 (MN/m<sup>2</sup>) - 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/m<sup>3</sup>)  
= 1,2735 (daN/cm<sup>3</sup>)

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

Ks = 12,7351 (MN/m<sup>3</sup>) - Al centro della platea  
Ks = 25,4702 (MN/m<sup>3</sup>) - Ai nodi di bordo degli elementi discreti  
Ks = 19,1027 (MN/m<sup>3</sup>) - Valore Mediano

Programma GEOSLU

Molla k= 2 daN/cmc

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 17 di 128

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 (m<sup>4</sup>) - Momento di Inerzia della Sezione (1/12 BH<sup>3</sup> sez. rettangolare)  
Es = 150 (MN/m<sup>2</sup>) - Modulo elastico del suolo  
μ = 0.3 - Coefficiente di Poisson  
Ef = 30000 (MN/m<sup>2</sup>) - 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/m<sup>3</sup>)  
= 2,9964 (daN/cm<sup>3</sup>)

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

Ks = 29,9638 (MN/m<sup>3</sup>) - Al centro della platea  
Ks = 59,9277 (MN/m<sup>3</sup>) - Ai nodi di bordo degli elementi discreti  
Ks = 44,9458 (MN/m<sup>3</sup>) - Valore Mediano

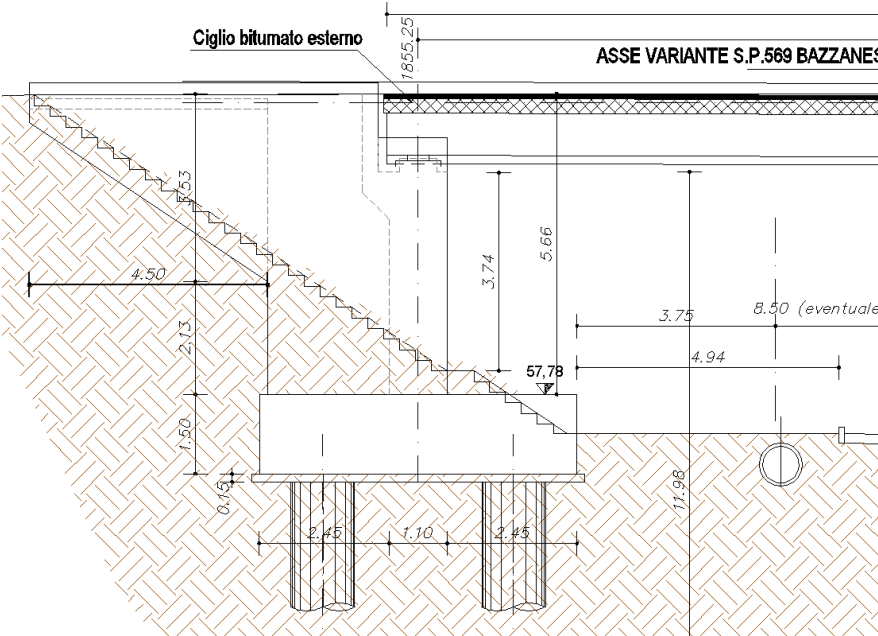
Programma GEOSLU

Molla k= 5 daN/cm

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 18 di 128

6 GEOMETRIA DELLE SEZIONI TIPO

SEZIONE Spalla



La sezione tipo longitudinale della spalla ha i seguenti spessori : 150 cm il plinto, 120 cm l'elevazione e 30 cm il paraghiaia.

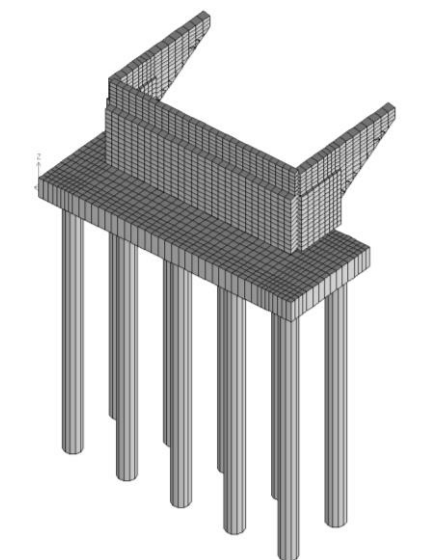
Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 19 di 128



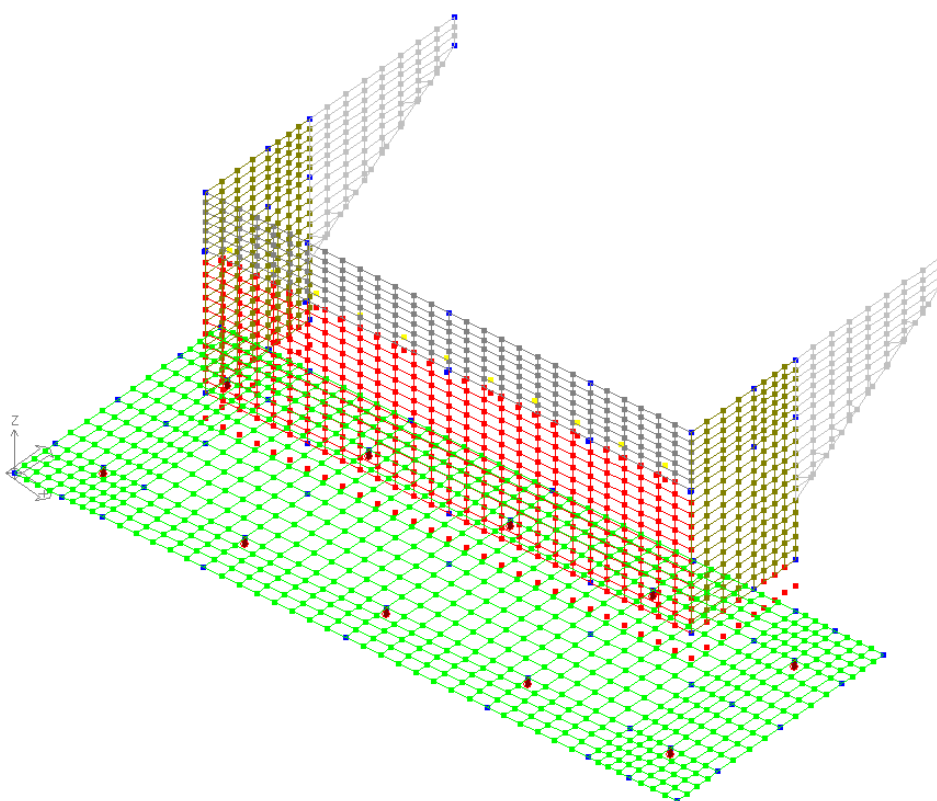
## 6.1 Modellazione adottata

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

### SPALLA



Rendering



Modello FEM 3D

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 20 di 128

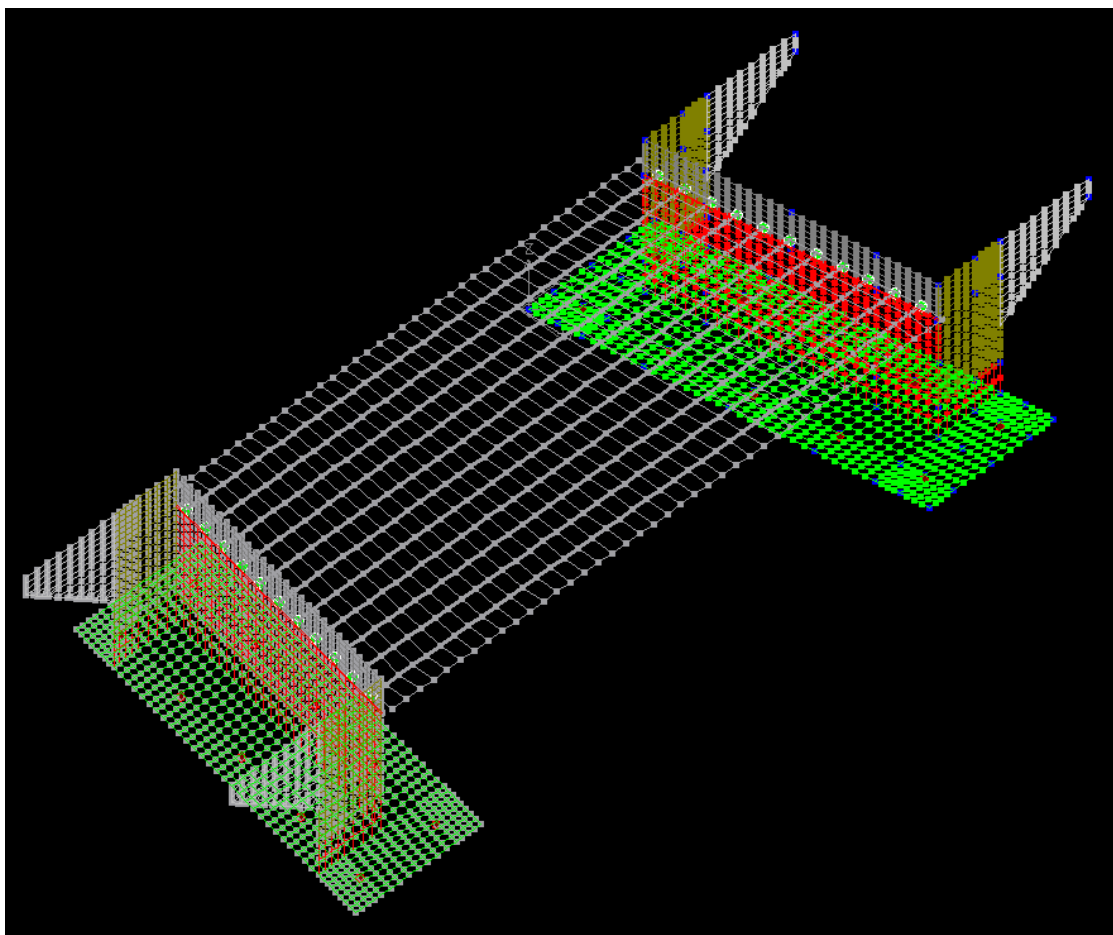
Il vincolo alla base è realizzato con pali con molle alla Winkler, in particolare si tratta di beam immerso in suolo elastico multistrato alla Winkler.

Si sono adottati n. due modelli FEM distinti per impalcato e spalla; 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 rigidezza di spalla e impalcato si ritengo 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.

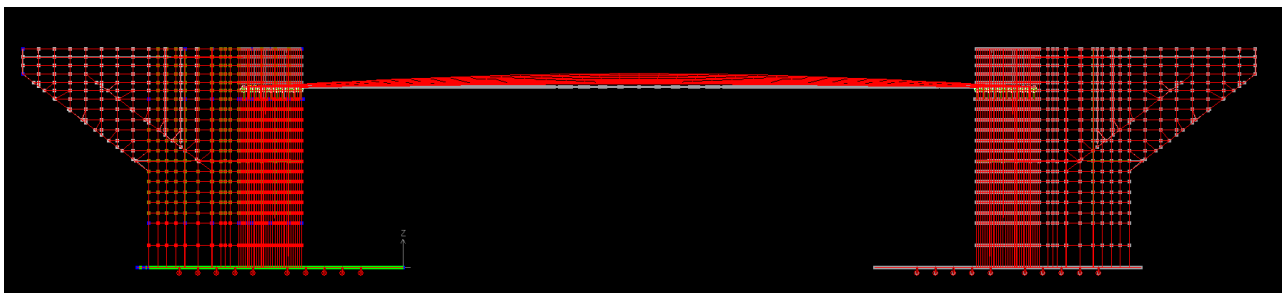
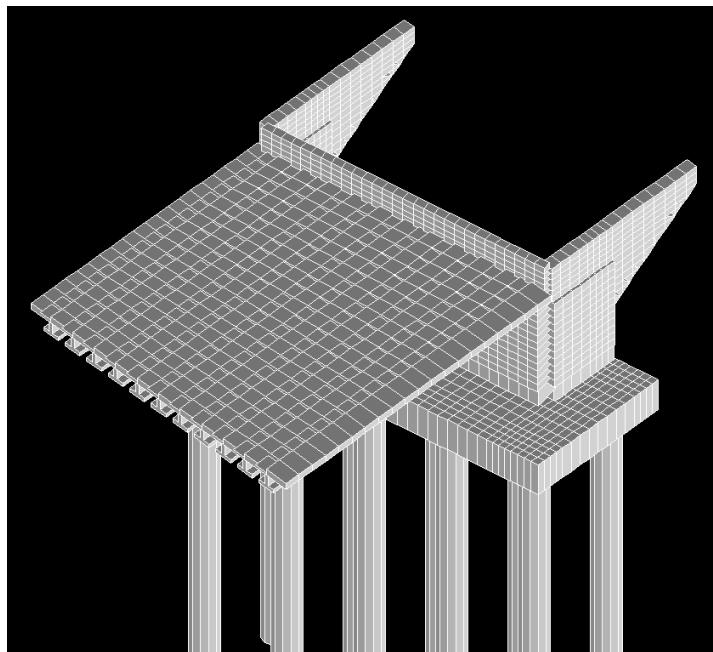
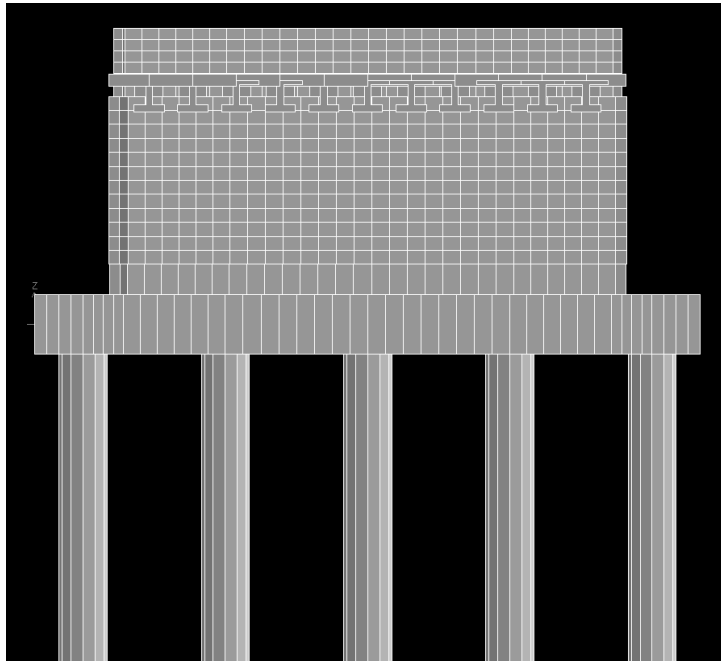
Il modello dell'impalcato è implementato in ENG 8.31 e nel post-rocessore GRID per l'analisi di geometrie in pianta a parallelogramma. Le azioni sismiche per le verifiche delle strutture portanti dell'impalcato non sono dimensionanti rispetto alle azioni di peso proprio, carichi permanenti e carichi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

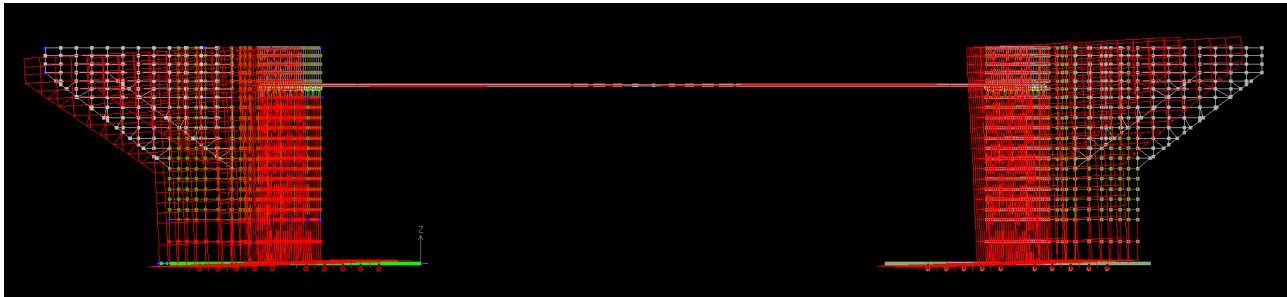
Si è eseguito il modello FEM 3D completo in PROSAP per analizzare i modi di vibrare complessivi di spalle-impalcato. Si riporta lo schema del modello:



Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 21 di 128



Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 22 di 128



Si riportano i modi di vibrare significativi e le masse associate per l'analisi modale della spalla, i quali risultano del tutto simili a quelli del modello completo 3D spalle-impalcato.

Analisi 3D totale spalle-impalcato :

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
17	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. 0) +Y long	
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.500
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.267 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: nulla
			periodo proprio T1: 0.243 sec.
			fattore di struttura q: 1.000
			fattore per spost. mu d: 1.000
			classe di duttilità CD: B
			numero di modi considerati: 25
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
740.00	8251.56	829.06	-800.00	0.0	0.0	829.06	-800.00	1.066	0.0	0.0
711.67	1.650e+04	829.06	-800.00	0.0	0.0	829.06	-800.00	1.066	0.0	0.0
683.33	1.650e+04	829.06	-800.00	0.0	0.0	829.06	-800.00	1.066	0.0	0.0
655.00	1.644e+04	829.06	-800.00	0.0	0.0	829.06	-800.00	1.066	0.0	0.0
626.67	1.591e+04	829.06	-800.00	0.0	0.0	829.06	-800.00	1.073	0.0	0.0
613.75	89.65	829.06	-800.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
610.00	1.580e+06	834.38	-800.00	0.0	0.0	829.06	-800.00	1.506	0.004	0.0
598.33	1.543e+04	829.06	-800.00	0.0	0.0	829.06	-800.00	1.082	0.0	0.0
572.50	127.40	829.06	-800.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
570.00	3.245e+04	829.06	-800.00	0.0	0.0	829.06	-800.00	1.050	0.0	0.0
535.00	3.858e+04	829.06	-800.00	0.0	0.0	829.06	-800.00	1.072	0.0	0.0
531.25	74.32	829.06	-800.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
500.00	3.783e+04	829.06	-800.00	0.0	0.0	829.06	-800.00	1.095	0.0	0.0
490.00	99.76	829.06	-800.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
465.00	3.702e+04	829.06	-800.00	0.0	0.0	829.06	-800.00	1.119	0.0	0.0
448.75	124.15	829.06	-800.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
430.00	3.621e+04	829.06	-800.00	0.0	0.0	829.06	-800.00	1.144	0.0	0.0
407.50	147.49	829.06	-800.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
395.00	3.540e+04	829.06	-800.00	0.0	0.0	829.06	-800.00	1.170	0.0	0.0
366.25	169.77	829.06	-800.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
360.00	3.455e+04	829.06	-800.00	0.0	0.0	829.06	-800.00	1.198	0.0	0.0
325.00	3.406e+04	829.06	-800.00	0.0	0.0	829.06	-800.00	1.227	0.0	0.0
290.00	3.392e+04	829.06	-800.00	0.0	0.0	829.06	-800.00	1.227	0.0	0.0
255.00	3.392e+04	829.06	-800.00	0.0	0.0	829.06	-800.00	1.227	0.0	0.0
220.00	3.392e+04	829.06	-800.00	0.0	0.0	829.06	-800.00	1.227	0.0	0.0
185.00	3.392e+04	829.06	-800.00	0.0	0.0	829.06	-800.00	1.227	0.0	0.0
150.00	1.696e+04	829.06	-800.00	0.0	0.0	829.06	-800.00	1.227	0.0	0.0
0.0	2.088e+06	829.06	-800.00	0.0	0.0	829.06	-800.00	1.247	0.0	0.0
Risulta	4.197e+06									

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 23 di 128

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	daN		daN		daN			
1	2.820	0.355	0.267	345.83	8.24e-03	0.0	0.0	3.451e+05	8.2	0.0	0.0
2	3.774	0.265	0.267	7.62	1.82e-04	0.0	0.0	5.055e+04	1.2	0.0	0.0
3	4.115	0.243	0.267	0.0	0.0	3.733e+06	89.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	5.178	0.193	0.267	4.137e+06	98.6-OK-	0.0	0.0	150.81	3.59e-03	0.0	0.0
5	5.960	0.168	0.255	3.88e-06	0.0	3.518e+04	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0
6	7.564	0.132	0.220	1.04	2.49e-05	0.0	0.0	67.56	1.61e-03	0.0	0.0
7	10.193	0.098	0.186	1.125e+04	0.3	0.0	0.0	2335.48	5.57e-02	0.0	0.0
8	10.554	0.095	0.183	0.0	0.0	1503.89	3.58e-02	0.0	0.0	0.0	0.0
9	11.648	0.086	0.174	0.0	0.0	4.095e+05	9.8	0.0	0.0	0.0	0.0
10	12.041	0.083	0.172	2834.45	6.75e-02	2.33e-06	0.0	0.38	9.03e-06	0.0	0.0
11	12.195	0.082	0.170	5.67e-06	0.0	157.50	3.75e-03	0.0	0.0	0.0	0.0
12	12.216	0.082	0.170	421.64	1.00e-02	2.14e-05	0.0	20.82	4.96e-04	0.0	0.0
13	12.286	0.081	0.170	0.0	0.0	1.509e+04	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0
14	12.891	0.078	0.166	0.0	0.0	76.32	1.82e-03	0.0	0.0	0.0	0.0
15	13.661	0.073	0.162	8753.98	0.2	0.0	0.0	278.27	6.63e-03	0.0	0.0
16	15.214	0.066	0.154	0.0	0.0	60.39	1.44e-03	0.0	0.0	0.0	0.0
17	16.015	0.062	0.151	0.0	0.0	0.31	7.32e-06	0.0	0.0	0.0	0.0
18	16.455	0.061	0.150	0.08	1.92e-06	0.0	0.0	2.10	5.00e-05	0.0	0.0
19	17.347	0.058	0.147	4075.96	9.71e-02	0.0	0.0	3.358e+06	80.0	0.0	0.0
20	17.445	0.057	0.146	3.118e+04	0.7	0.0	0.0	3.567e+05	8.5	0.0	0.0
21	17.739	0.056	0.145	1.54e-05	0.0	321.17	7.65e-03	1.15e-05	0.0	0.0	0.0
22	17.836	0.056	0.145	7.28e-06	0.0	467.35	1.11e-02	5.11e-06	0.0	0.0	0.0
23	22.853	0.044	0.133	133.97	3.19e-03	1.18e-06	0.0	1.163e+04	0.3	0.0	0.0
24	22.979	0.044	0.133	0.0	0.0	0.01	0.0	2.69e-04	0.0	0.0	0.0
25	25.699	0.039	0.128	223.35	5.32e-03	3.13e-06	0.0	9369.55	0.2	0.0	0.0
Risulta				4.196e+06		4.195e+06		4.134e+06			
In percentuale				99.99		99.97		98.51			

Analisi 3D sola spalla:

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
17	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. 0) +Y long	
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.500
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.267 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: nulla
			periodo proprio T1: 0.222 sec.
			fattore di struttura q: 1.000
			fattore per spost. mu d: 1.000
			classe di duttilità CD: B
			numero di modi considerati: 25
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
740.00	4125.78	829.06	681.30	0.0	0.0	829.06	451.86	1.072	0.0	0.481
711.67	8251.56	829.06	681.30	0.0	0.0	829.06	451.86	1.072	0.0	0.481
683.33	8251.56	829.06	681.30	0.0	0.0	829.06	451.86	1.072	0.0	0.481
655.00	8219.01	829.06	679.42	0.0	0.0	829.06	451.86	1.072	0.0	0.477
626.67	7956.86	829.06	663.39	0.0	0.0	829.06	451.76	1.007	0.0	0.479
613.75	44.83	829.06	1130.10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
610.00	5.555e+05	829.06	445.81	0.0	0.0	829.06	445.81	1.095	0.0	0.0
598.33	7716.62	829.06	648.98	0.0	0.0	829.06	451.66	0.942	0.0	0.485
572.50	63.70	829.06	1076.58	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
570.00	1.622e+04	829.06	547.99	0.0	0.0	829.06	451.16	0.264	0.0	0.860
535.00	1.929e+04	829.06	535.21	0.0	0.0	829.06	451.13	0.246	0.0	0.815
531.25	37.16	829.06	1023.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
500.00	1.891e+04	829.06	525.98	0.0	0.0	829.06	451.10	0.233	0.0	0.781
490.00	49.88	829.06	969.53	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
465.00	1.851e+04	829.06	516.58	0.0	0.0	829.06	451.07	0.224	0.0	0.722
448.75	62.08	829.06	916.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 24 di 128

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
430.00	1.810e+04	829.06	507.80	0.0	0.0	829.06	451.05	0.219	0.0	0.650
407.50	73.75	829.06	862.49	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
395.00	1.770e+04	829.06	499.68	0.0	0.0	829.06	451.03	0.218	0.0	0.568
366.25	84.89	829.06	808.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
360.00	1.728e+04	829.06	492.11	0.0	0.0	829.06	451.01	0.219	0.0	0.484
325.00	1.703e+04	829.06	487.76	0.0	0.0	829.06	450.99	0.222	0.0	0.434
290.00	1.696e+04	829.06	486.72	0.0	0.0	829.06	450.99	0.222	0.0	0.421
255.00	1.696e+04	829.06	486.72	0.0	0.0	829.06	450.99	0.222	0.0	0.421
220.00	1.696e+04	829.06	486.72	0.0	0.0	829.06	450.99	0.222	0.0	0.421
185.00	1.696e+04	829.06	486.72	0.0	0.0	829.06	450.99	0.222	0.0	0.421
150.00	8480.91	829.06	486.72	0.0	0.0	829.06	450.97	0.224	0.0	0.418
0.0	1.044e+06	829.06	519.43	0.0	0.0	829.06	450.81	0.993	0.0	0.127
Risulta	1.864e+06									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	daN		daN		daN			
1	4.498	0.222	0.267	6.629e+04	3.6	1.606e+06	86.2	2175.31	0.1	0.0	0.0
2	5.566	0.180	0.267	1.769e+06	94.9-OK-	7.321e+04	3.9	2.53	1.36e-04	0.0	0.0
3	9.930	0.101	0.189	3345.81	0.2	473.36	2.54e-02	27.39	1.47e-03	0.0	0.0
4	11.992	0.083	0.172	9778.83	0.5	1.644e+05	8.8	2.316e+04	1.2	0.0	0.0
5	12.216	0.082	0.170	122.42	6.57e-03	6317.21	0.3	1198.18	6.43e-02	0.0	0.0
6	12.499	0.080	0.169	1210.07	6.49e-02	1.216e+04	0.7	2249.72	0.1	0.0	0.0
7	17.790	0.056	0.145	1650.34	8.86e-02	0.76	4.09e-05	1.628e+06	87.3	0.0	0.0
8	17.859	0.056	0.145	1.247e+04	0.7	457.67	2.46e-02	1.885e+05	10.1	0.0	0.0
9	32.734	0.031	0.120	5.50	2.95e-04	0.61	3.25e-05	0.11	6.07e-06	0.0	0.0
10	42.872	0.023	0.113	0.72	3.85e-05	7.36	3.95e-04	61.93	3.32e-03	0.0	0.0
11	43.157	0.023	0.113	1.62	8.68e-05	0.09	5.04e-06	3.73	2.00e-04	0.0	0.0
12	47.080	0.021	0.111	14.80	7.94e-04	503.17	2.70e-02	2963.57	0.2	0.0	0.0
13	55.462	0.018	0.108	6.27	3.37e-04	1.62e-05	0.0	130.56	7.01e-03	0.0	0.0
14	61.858	0.016	0.106	0.02	1.06e-06	0.31	1.67e-05	43.52	2.33e-03	0.0	0.0
15	62.177	0.016	0.106	0.20	1.10e-05	0.50	2.68e-05	199.86	1.07e-02	0.0	0.0
16	63.412	0.016	0.105	0.28	1.49e-05	0.48	2.58e-05	2924.80	0.2	0.0	0.0
17	64.806	0.015	0.105	2.33	1.25e-04	48.48	2.60e-03	7948.37	0.4	0.0	0.0
18	65.748	0.015	0.105	0.10	5.23e-06	9.73	5.22e-04	1385.21	7.43e-02	0.0	0.0
19	70.049	0.014	0.104	21.49	1.15e-03	2.78	1.49e-04	3.60	1.93e-04	0.0	0.0
20	72.326	0.014	0.103	7.92e-03	0.0	1.45e-03	0.0	0.45	2.40e-05	0.0	0.0
21	73.498	0.014	0.103	9.95e-06	0.0	8.14e-06	0.0	1.02e-03	0.0	0.0	0.0
22	73.711	0.014	0.103	4.49e-03	0.0	1.05e-03	0.0	0.24	1.30e-05	0.0	0.0
23	73.726	0.014	0.103	1.00e-03	0.0	1.35e-04	0.0	0.07	3.61e-06	0.0	0.0
24	73.739	0.014	0.103	0.0	0.0	1.03e-06	0.0	4.60e-05	0.0	0.0	0.0
25	73.745	0.014	0.103	2.66e-05	0.0	3.60e-06	0.0	6.16e-04	0.0	0.0	0.0
Risulta				1.864e+06		1.864e+06		1.861e+06			
In percentuale				100.00		100.00		99.84			

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 in cui si supera l'85% minimo di masse associate ai modi analizzati da normativa ed in particolare tutti i modi principali risultano considerati.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 25 di 128

## 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 Via Papa Giovanni XXIII	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 26 di 128







## 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	368,92	x	0,000	=	0,00
soletta	1026,68	x	0,000	=	0,00
travi	1080,62	x	0,000	=	0,00
traversi	108,00	x	0,000	=	0,00
marciapiede sinistro	54,84	x	-5,875	=	-322,21
marciapiede destro	54,84	x	5,875	=	322,21
finiture in sinistra	35,10	x	-5,875	=	-206,21
finiture in destra	35,10	x	5,875	=	206,21
-	-		-		-
	<b>2764,11</b>		0,000		0,00
-	-		-		-
campata 2	N		e		$M_{trav} = N \times e$
pavimentazione	368,92	x	0,000	=	0,00
soletta	1026,68	x	0,000	=	0,00
travi	1080,62	x	0,000	=	0,00
traversi	108,00	x	0,000	=	0,00
marciapiede sinistro	54,84	x	-5,875	=	-322,21
marciapiede destro	54,84	x	5,875	=	322,21
finiture in sinistra	35,10	x	-5,875	=	-206,21
finiture in destra	35,10	x	5,875	=	206,21
-	-		-		-

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 29 di 128

	2764,11	0,000	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	7,4	m			
Altezza terreno elav.	5,9	m			
			H		Mlong.
Elevaz. Alla base	spinta a riposo	2215,66	x	1,97	4357,46
	spinta attiva	1475,63	x	1,97	2902,07
Plinto	spinta a riposo	3485,47	x	2,47	8597,50
	spinta attiva	2321,33	x	2,47	5725,94

SOVRACCARICO ACC. LONG.		H			Mlong.
Base Elevaz.	20 kN/m <sup>2</sup>	526,54	x	2,95	1553,29
Plinto	valore del sovraccarico 20 kN/m <sup>2</sup>	660,41	x	3,7	2443,50

### 7.1.4 Effetti reologici: ritiro del calcestruzzo (ε2)

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

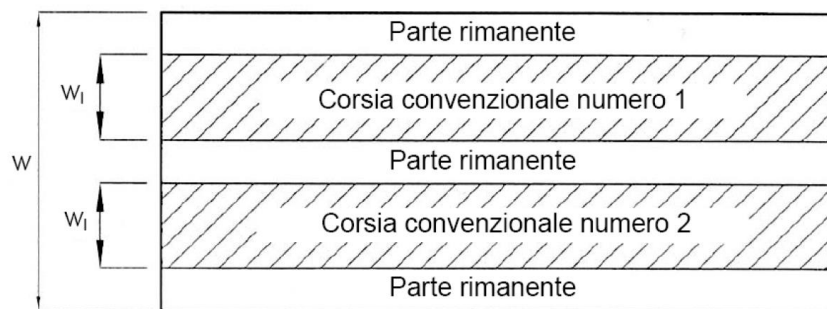
### 7.1.5 Azioni Variabili da Traffico

Il ponte è stato studiato facendo riferimento ai carichi dati dal D.M. 14.01.2008 per i ponti di I<sup>a</sup> 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 Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 30 di 128



**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:

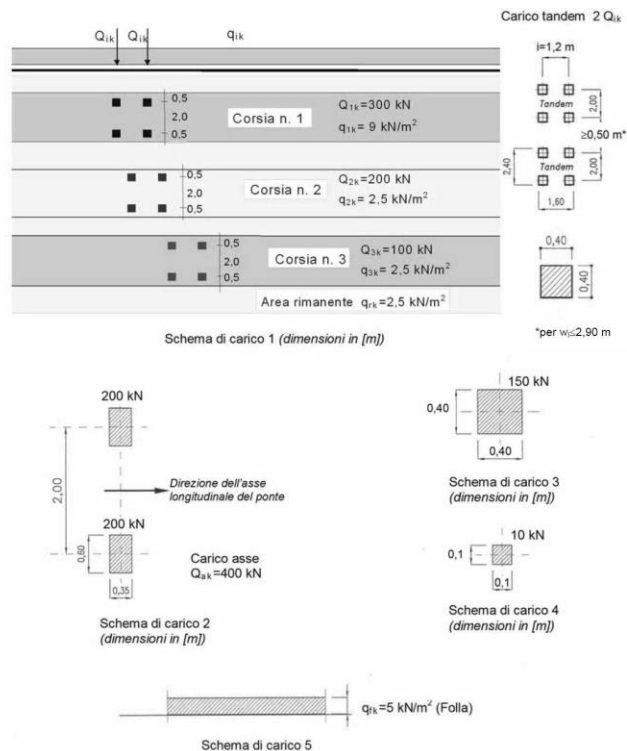
**SC1 -Schema di Carico 1:** è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando 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 Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 31 di 128



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 <sup>(*)</sup>						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 <sup>(**)</sup>			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 <sup>(***)</sup>	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

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

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 32 di 128

Segue l'analisi delle condizioni di carico derivanti da traffico sull'impalcato per ottenere eccentricità trasversale massima e carico verticale massimo :

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		
Qfk =	5,00 kN/mq	=	2,50 kN/mq	
		$\Delta q1k = q1k -$		
		qrk	6,50 kN/mq	

Stesa di carico COND.1 e COND.2 :				COND. 1 (parz): 1 o 2 colonne di carico
Q2k (66% di Q1k)	1,00	0,00		COND. 2 (tot) : 2 o 3 colonne di carico
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 indicato accanto			
1 campata carica L=		23,40			
condizione 1		N		e	$M_{trav} = N \times e$
Qfk =	SX	73,13	x	-5,875	= -429,61
Q1k =		584,62	x	-3,375	= -1973,08
Q2k = 66% di Q1k =		389,74	x	0,000	= 0,00
Q3k = 33% di Q1k =		0,00	x	3,375	= 0,00
qrk (di Q1k Q2k e Q3k) =		202,92	x	-1,781	= -361,45
Dq1k=q1k-qrk		228,15	x	-3,375	= -770,01
		-			-
		1			
	$\phi = 1,000$	478,56		-2,390	= -3 534,15
		-			-
condizione 2		N		e	$M_{trav} = N \times e$
come caso COND.1		1478,56	x		= -3534,15
Qfk =		73,13	x	5,875	= 429,61
Q3k = 33% di Q1k =		194,87	x	3,375	= 657,69
qrk (di Q1k Q2k e Q3k) =		104,20	x	3,469	= 361,45
		-			-
	$\phi = 1,000$	1850,76		-1,127	= -2085,39
		-			-

## 7.1.6 Azione di neve e vento (q5)

Si riporta dalla normativa (par. 5.1.3.7) :

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 33 di 128

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.

### Vento

Htrave = 0,80 m  
 S soletta = 0,27 m  
 S coppella = 0,00 m  
 h imp + solett = 1,07 m

S pavim = 0,10 m  
 H mezzo in transito = 3,00 m

H inv = 4,17 m

Regione = Emilia Romagna

Zona = 2  
 as = 1,00 m  
 ao = 750,00 m  
 ka = 0,015 1/s  
 v<sub>bo</sub> = 25,00 m/sec  
 $v_b = v_{bo} + k_a \times (a_s - a_o)$  25,00 m/sec  
 q<sub>ref</sub> = 390,63 N/mq  
 0,39 kN/mq

Classe di rugosità = D  
 Categoria esposizione = II  
 Kr = 0,19  
 Ct = 1,00

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 34 di 128

$Z_0 =$  0,05 m  
 $Z_{min} =$  4,00 m

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

$B =$  13,00 m  
 $D_{tot} = H_{inv} =$  4,17 m  
 $B / D_{tot} =$  3,12  
 $c_1 =$  1,80

Si conclude :

$C_p =$  1,00  
 $C_d =$  1,00  
 $C_e =$  2,21  
 $C_t =$  1,00  
 $CI(EN1991-1-4) =$  1,80  
 $q_b =$  0,39 kN/mq  
 $P_v =$  1,55 kN/mq  
 $H_{car} =$  4,17 m  
 $H_{scar} =$  1,17 m  
 $F_{trasv\_vento\_car} =$  6,48 kN/m  
 $b_{car} =$  2,09 m  
 $M_{car} =$  13,51 kNm/m  
 $F_{trasv\_vento\_scar} =$  1,82 kN/m  
 $b_{scar} =$  0,59 m  
 $M_{scar} =$  1,06 kNm/m

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 (q7)

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

#### Resistenza parassita apparecchi d'appoggio

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

$q_{N_{pp} + N_{perm}} =$  2 764,11 kN  
 $L =$  23,40 m  
 $B =$  13,00 m

$H_{attrito\_tot} =$  82,92 kN

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 35 di 128



### 7.1.8 Azione di frenamento (q3)

Si riporta dalla normativa (par. 5.13.5) :

#### 5.1.3.5 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: q<sub>3</sub>

La forza di frenamento o di accelerazione q<sub>3</sub> è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_l \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad (5.1.4)$$

per i ponti di 1<sup>a</sup> categoria ed a

$$144 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_l \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad (5.1.5)$$

per i ponti di 2<sup>a</sup> categoria, essendo w<sub>l</sub> la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

#### 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 <sub>l</sub> =	3,00	m
Q <sub>1k</sub> =	300,00	kN
q <sub>1k</sub> =	9,00	kN/m
L <sub>tot</sub> =	23,40	m
H <sub>x_long_fren</sub> =	423,18	kN
H <sub>x_fren_calc</sub> =	423,18	kN

### 7.1.9 Azione centrifuga (q4)

Si riporta dalla normativa (par. 5.1.3.6) :

#### Azione centrifuga

	R <sub>curva</sub> =	9 999 999,00	m
	Q <sub>v</sub> =	$= \sum_i 2 \cdot Q_{ik}$	
	Q <sub>ik</sub> =	600,00	kN
	Q <sub>v</sub> =	1 200,00	kN
Se R < 200 m	Q <sub>v,1</sub> =	240,00	kN
200 ≤ R ≤ 1500 m	Q <sub>v,2</sub> =	0,00	kN/m

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 36 di 128

$$R > 1500 \text{ m} \quad Q_{v,3} = \frac{=40 \times 2 \times Q_{ik}}{R} = 0,00 \text{ kN/m}$$

$$H_{y\_centrif\_calc} = 0,00 \text{ kN/m}$$

### 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 :

Var. uniforme  $\Delta T_{unif} = \pm 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$   
 Var. differenziale  $\Delta T_{diff} = \pm 5 \text{ }^{\circ}\text{C}$

### 7.1.11 Cedimenti appoggi (ε4)

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

### 7.1.12 Scorrimenti viscosi (ε2)

Non sono dimensionanti per la struttura in oggetto.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 37 di 128

## 7.2 Azioni sismiche (q6)

Si riportano i parametri sismici adottati.

Comune: Bazzano

Provincia: Bologna

Coordinate geografiche:

Long. (E) = 11°,1520

Latit. (N) = 44°,5152



Si adottano i seguenti valori del fattore di struttura.

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 Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 38 di 128

Parametri NTC'08 :

Aztec Informatica® \* Aztec Sisma 10.0

Ricerca il Comune

n°	Comune	Prov	Latitudine	Longitudine
----	--------	------	------------	-------------

Località

Comune

Provincia

Regione

Latitudine

44,5152000

Longitudine

11,1520000

< 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 Norminale -  $V_N$ 

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 <sup>2</sup> ]	$F_0$ [--]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0.678	2.494	0.274
SLD	101	0.840	2.478	0.282
SLV	949	2.014	2.414	0.315
SLC	1950	2.524	2.446	0.320

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

Ponte Via Papa Giovanni XXIII

Revisione

1

Data

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

Pagina 39 di 128

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  $p_r = 10\%$

Nel modello di calcolo si adottano i seguenti moltiplicatori :

$$a_g/g = 0.202$$

$$S_s = 1.403$$

$$S_t = 1.000$$

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

$$\xi_{\text{orizz}} = a_g/g \times S = 0.286 \text{ g}$$

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

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

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

## 7.2.1 Eccentricità masse sismiche

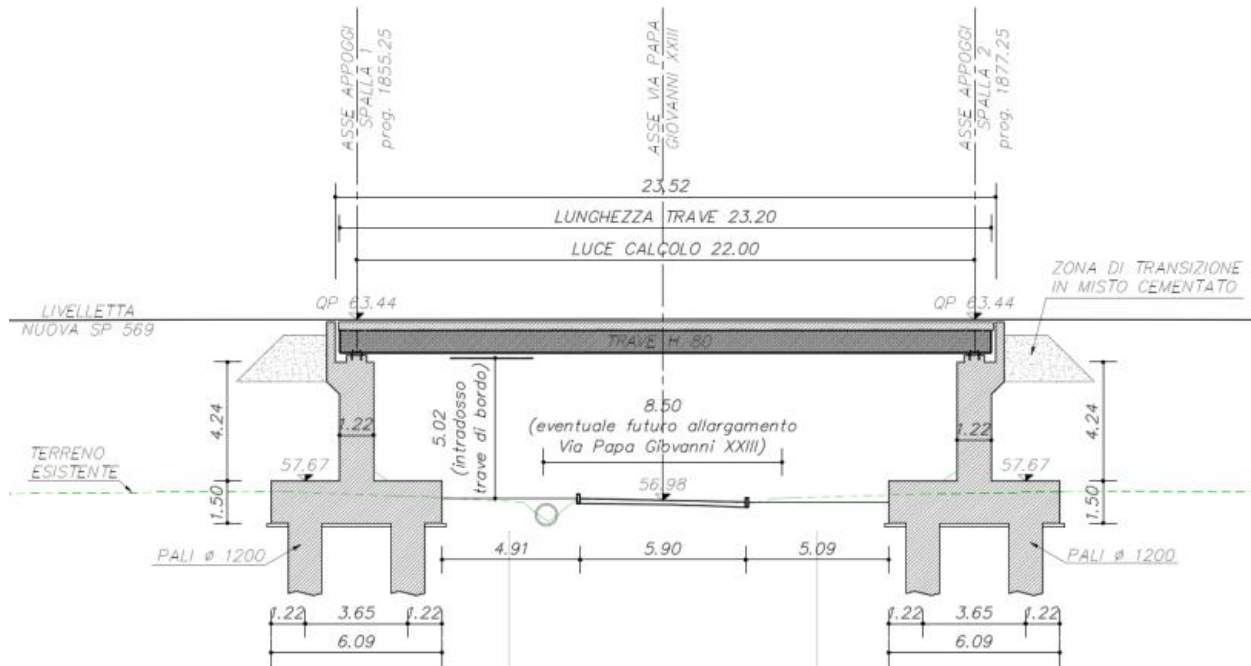
Si riporta il calcolo dei momenti torcenti generati dall'eccentricità delle masse sismiche nel piano (Paragrafo P.7.3.3.1 e per i ponti P.7.9.3 delle NTC'08) per concludere che il fenomeno è trascurabile (ordine di variazioni delle forze sismiche del 4%) e pari quindi alla precisione dei calcoli condotti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

Segue l'analisi per l'impalcato in oggetto (Caso G.4 - Sottopasso Via Papa Giovanni XXIII) :

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 40 di 128

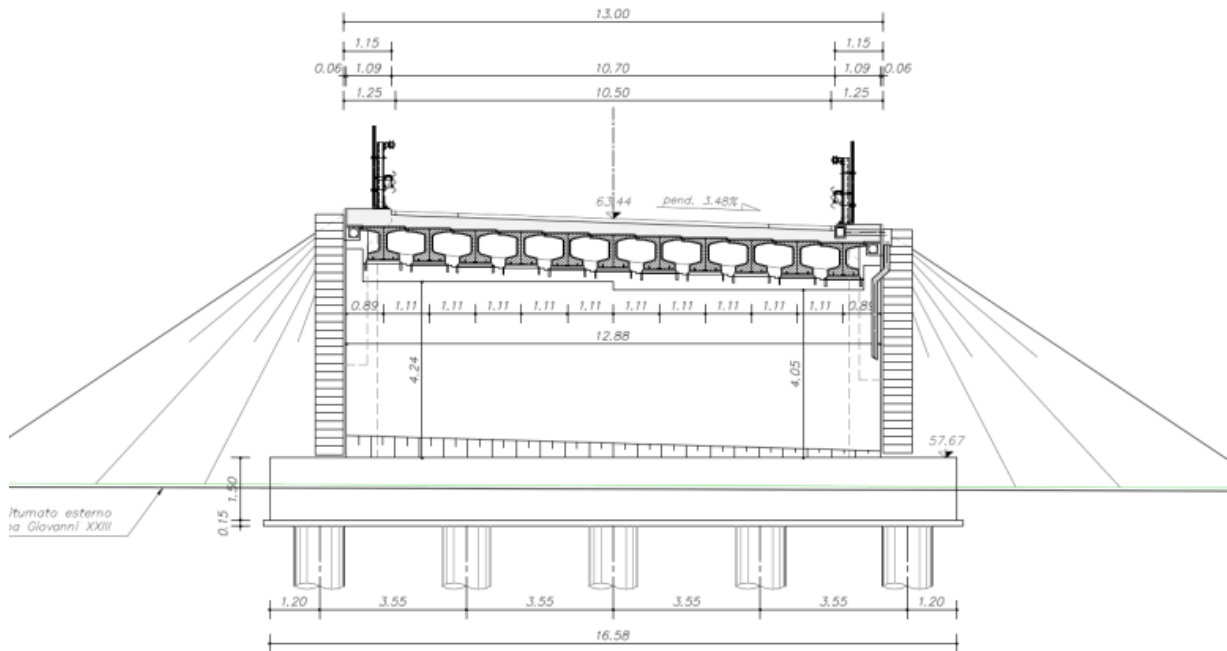
## SEZIONE LONGITUDINALE IN ASSE

SCALA 1:200



## PROSPETTO FRONTALE SPALLA 2

SCALA 1:100



X = long

Y = trasv

$L_{\text{long}} = 23.50 \text{ m}$

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

$L_{\text{app}} = 22.00 \text{ m}$

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

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 41 di 128

$$e_y = 0.03 \times 23.50 = 0.71 \text{ m}$$

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

$$P_{p\_impalcato} = 2 \times 2764.11 = 5528.22 \text{ kN}$$

$$F_{orizz\_sisma} = P_{p\_impalcato} \times a_{gmax} = 1576.73 \text{ kN}$$

$$M_{Torc\_ex} = F_{orizz\_sisma} \times e_x = 614.93 \text{ kNm}$$

$$M_{Torc\_ey} = F_{orizz\_sisma} \times e_y = 1119.48 \text{ kNm}$$

$$\Delta F_{M\_torc\_ex} =$$

$$\Delta F_{M\_torc\_ey} = M_{Torc\_ey} / L_{app} = 50.89 \text{ kN/fila appoggi}$$

$$\% \Delta F_{M\_torc} = \Delta F_{M\_torc\_max} / F_{orizz\_sisma} \times 100 = 3.22 \%$$

Trascurabile

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

## 7.2.2 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.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 42 di 128

## 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 <sub>1k</sub>	Peso proprio della struttura
2	G <sub>2k</sub>	Carichi Permanenti Portati (comprese spinte terreno)
3	Q <sub>1k</sub>	Carico mobile
4	Q <sub>2k</sub>	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 Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 43 di 128



[illegible]

## Combinazioni per Spalla modello in PROSAP

Pagina 44 di 128



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	y-u	y-f	y-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 Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 46 di 128

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
								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	Caso di carico	alternativo	A 9				Ricoprimento terreno
502	1.00	Caso di carico	alternativo	A 9				carico variabile
503	1.00	Caso di carico	alternativo	A 9				Frenatura centro
L_U	1.00	0.00	1.00	0.75	0.75	0.20		Frenatura destra
401	1.00	Caso di carico	alternativo	A67				Frenatura sinistra
402	1.00	Caso di carico	alternativo	A67				carico mobile
403	1.00	Caso di carico	alternativo	A67				UDL centro
L_T	1.00	0.00	1.00	0.75	0.75	0.20		UDL destra
100	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				UDL sinistra
101	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				carico mobile
102	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem centro pos. 0
103	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				Tadem centro pos. 1
104	1.00	Caso di carico	alternativo	A66				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 Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 47 di 128

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).

## SPALLA

### 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=-2.513e+04	0.0	0.0	-2.513e+04	0.0	0.0	0.0
8	Cacc 1 NO impalcato - CN:Fz=-4152.00 My=-7.472e+05	0.0	0.0	-4152.00	0.0	-7.472e+05	0.0
9	Cacc 2 NO impalcato - CN:Fz=-5146.00 My=-3.914e+05	0.0	0.0	-5146.00	0.0	-3.914e+05	0.0
10	Cacc 3 SI impalcato - CN:Fz=-1.278e+04 My=-2.822e+06	0.0	0.0	-1.278e+04	0.0	-2.822e+06	0.0
11	Cacc 4 SI impalcato - CN:Fz=-1.550e+04 My=-2.103e+06	0.0	0.0	-1.550e+04	0.0	-2.103e+06	0.0
12	Cacc folla SX imp - CN:Fz=-665.00 My=-3.906e+05	0.0	0.0	-665.00	0.0	-3.906e+05	0.0
13	Cacc folla DX imp - CN:Fz=-665.00 My=3.906e+05	0.0	0.0	-665.00	0.0	3.906e+05	0.0
14	Frenamento -Y - CN:Fy=-3407.00	0.0	-3407.00	0.0	0.0	0.0	0.0
15	Vento carico -X - CN:Fx=-1282.00 My=-3.474e+05	-1282.00	0.0	0.0	0.0	-3.474e+05	0.0
16	Vento scar -X - CN:Fx=-524.00 My=-6.760e+04	-524.00	0.0	0.0	0.0	-6.760e+04	0.0
17	Attrito -Y - CN:Fy=-754.00	0.0	-754.00	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=5.90 m. - QV:var x - Qz - Area X - X Qz Area L2=0.0	0.0	-1.12	1660.00	-1.12
2	Cp terra sopra fuori h=1.00 m. - QV:var x - Qz - Area X - X Qz Area L2=0.0	0.0	-0.19	1660.00	-0.19
4	S terra ka -Y - QV:var z - Qy - Area Z - Z Qy Area L2=0.0	0.0	-0.47	740.00	0.0
5	S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area Z - Z Qx Area L2=0.0	0.0	-0.47	740.00	0.0
6	S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area Z - Z Qx Area L2=0.0	0.0	0.47	740.00	0.0
7	S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area Z - Z Qx Area L2=0.0	0.0	-0.07	740.00	-0.07
18	S sovraspinta sisma terra -Y - QV:var z - Qy - Area Z - Z Qy Area L2=0.0	0.0	-0.40	740.00	-0.40
21	S Qacc ka -Y - QV:var z - Qy - Area Z - Z Qy Area L2=0.0	0.0	-0.07	740.00	-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 1 a 12 Azione : Cp terra sopra dentro h=5.90 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1083 a 1274 Azione : Cp terra sopra fuori h=1.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1275 a 1338 Azione : Cp terra sopra dentro h=5.90 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1339 a 1378 Azione : Cp terra sopra fuori h=1.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1379 a 1426 Azione : Cp terra sopra dentro h=5.90 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1427 a 1458 Azione : Cp terra sopra fuori h=1.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1459 a 1522 Azione : Cp terra sopra dentro h=5.90 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1523 a 1554 Azione : Cp terra sopra fuori h=1.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1555 a 1618 Azione : Cp terra sopra dentro h=5.90 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1619 a 1642 Azione : Cp terra sopra fuori h=1.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1643 a 1690 Azione : Cp terra sopra dentro h=5.90 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1691 a 1706 Azione : Cp terra sopra fuori h=1.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1707 a 1738 Azione : Cp terra sopra dentro h=5.90 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1739 a 1754 Azione : Cp terra sopra fuori h=1.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1755 a 1774 Azione : Cp terra sopra dentro h=5.90 m. - QV:var x - Qz - Area

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 48 di 128

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
3	Gk	CDC=Gk - Cp impalcato n.1 campata	Nodo:da 82 a 85 Azione : Cp impalcato - CN:Fz=-2.513e+04 Nodo:da 1156 a 1158 Azione : Cp impalcato - CN:Fz=-2.513e+04 Nodo:da 1216 a 1218 Azione : Cp impalcato - CN:Fz=-2.513e+04 Nodo: 1220 Azione : Cp impalcato - CN:Fz=-2.513e+04
4	Qk	CDC=Qk - S terra tergo	D3 :da 101 a 436 Azione : S terra ka -Y - QV:var z - Qy - Area D3 :da 437 a 532 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 :da 533 a 628 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area D3 :da 629 a 796 Azione : S terra ka -Y - QV:var z - Qy - Area D3 :da 797 a 844 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 :da 845 a 892 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area D3 :da 893 a 922 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 : 923 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area D3 :da 924 a 929 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 : 930 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area D3 :da 931 a 934 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 : 935 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area D3 : 936 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 : 937 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area D3 :da 938 a 940 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 :da 941 a 990 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area D3 :da 991 a 995 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 : 996 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area D3 : 997 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 : 998 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area D3 :da 999 a 1002 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 :da 1003 a 1004 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area D3 : 1005 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 : 1006 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area D3 :da 1007 a 1009 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 :da 1010 a 1012 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area D3 : 1013 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 : 1014 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area D3 :da 1015 a 1016 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 :da 1017 a 1020 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area D3 : 1021 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 : 1022 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area D3 : 1023 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 :da 1024 a 1026 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area D3 :da 1027 a 1044 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 :da 1045 a 1054 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area
5	Qk	CDC=Qk - S sovrac. Qacc tergo	D3 :da 101 a 436 Azione : S Qacc ka -Y - QV:var z - Qy - Area D3 :da 437 a 532 Azione : S Qacc ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 :da 629 a 796 Azione : S Qacc ka -Y - QV:var z - Qy - Area D3 :da 797 a 844 Azione : S Qacc ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 :da 893 a 922 Azione : S Qacc ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 :da 924 a 929 Azione : S Qacc ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 :da 931 a 934 Azione : S Qacc ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 : 936 Azione : S Qacc ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 :da 938 a 940 Azione : S Qacc ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 :da 991 a 995 Azione : S Qacc ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 : 997 Azione : S Qacc ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 :da 999 a 1002 Azione : S Qacc ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 : 1005 Azione : S Qacc ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 :da 1007 a 1009 Azione : S Qacc ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 : 1013 Azione : S Qacc ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 :da 1015 a 1016 Azione : S Qacc ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 : 1021 Azione : S Qacc ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 : 1023 Azione : S Qacc ka -X - QV:var z - Qx - Area D3 :da 1027 a 1044 Azione : S Qacc ka -X - QV:var z - Qx - Area
6	Qk	CDC=Qk - Q1k Emax - NO su spalla	Nodo:da 82 a 85 Azione : Cacc 1 NO impalcato - CN:Fz=-4152.00 My=-7.472e+05 Nodo:da 1156 a 1158 Azione : Cacc 1 NO impalcato - CN:Fz=-4152.00 My=-7.472e+05 Nodo:da 1216 a 1218 Azione : Cacc 1 NO impalcato - CN:Fz=-4152.00 My=-7.472e+05 Nodo: 1220 Azione : Cacc 1 NO impalcato - CN:Fz=-4152.00 My=-7.472e+05
7	Qk	CDC=Qk - Q1k Mmax - NO su spalla	Nodo:da 82 a 85 Azione : Cacc 2 NO impalcato - CN:Fz=-5146.00 My=-3.914e+05 Nodo:da 1156 a 1158 Azione : Cacc 2 NO impalcato - CN:Fz=-5146.00 My=-3.914e+05 Nodo:da 1216 a 1218 Azione : Cacc 2 NO impalcato - CN:Fz=-5146.00 My=-3.914e+05 Nodo: 1220 Azione : Cacc 2 NO impalcato - CN:Fz=-5146.00 My=-3.914e+05

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 49 di 128



CDC	Tipo	Sigla Id	Note
8	Qk	CDC=Qk - Q1k Emax - su spalla	Nodo:da 82 a 85 Azione : Cacc 3 SI impalcato - CN:Fz=-1.278e+04 My=-2.822e+06 Nodo:da 1156 a 1158 Azione : Cacc 3 SI impalcato - CN:Fz=-1.278e+04 My=-2.822e+06 Nodo:da 1216 a 1218 Azione : Cacc 3 SI impalcato - CN:Fz=-1.278e+04 My=-2.822e+06 Nodo: 1220 Azione : Cacc 3 SI impalcato - CN:Fz=-1.278e+04 My=-2.822e+06
9	Qk	CDC=Qk - Q1k Mmax - su spalla	Nodo:da 82 a 85 Azione : Cacc 4 SI impalcato - CN:Fz=-1.550e+04 My=-2.103e+06 Nodo:da 1156 a 1158 Azione : Cacc 4 SI impalcato - CN:Fz=-1.550e+04 My=-2.103e+06 Nodo:da 1216 a 1218 Azione : Cacc 4 SI impalcato - CN:Fz=-1.550e+04 My=-2.103e+06 Nodo: 1220 Azione : Cacc 4 SI impalcato - CN:Fz=-1.550e+04 My=-2.103e+06
10	Qk	CDC=Qk - Folla SX	Nodo:da 82 a 85 Azione : Cacc folla SX imp - CN:Fz=-665.00 My=-3.906e+05 Nodo:da 1156 a 1158 Azione : Cacc folla SX imp - CN:Fz=-665.00 My=-3.906e+05 Nodo:da 1216 a 1218 Azione : Cacc folla SX imp - CN:Fz=-665.00 My=-3.906e+05 Nodo: 1220 Azione : Cacc folla SX imp - CN:Fz=-665.00 My=-3.906e+05
11	Qk	CDC=Qk - Folla DX	Nodo:da 82 a 85 Azione : Cacc folla DX imp - CN:Fz=-665.00 My=3.906e+05 Nodo:da 1156 a 1158 Azione : Cacc folla DX imp - CN:Fz=-665.00 My=3.906e+05 Nodo:da 1216 a 1218 Azione : Cacc folla DX imp - CN:Fz=-665.00 My=3.906e+05 Nodo: 1220 Azione : Cacc folla DX imp - CN:Fz=-665.00 My=3.906e+05
12	Qk	CDC=Qk - Frenamento	Nodo:da 82 a 85 Azione : Frenamento -Y - CN:Fy=-3407.00 Nodo:da 1156 a 1158 Azione : Frenamento -Y - CN:Fy=-3407.00 Nodo:da 1216 a 1218 Azione : Frenamento -Y - CN:Fy=-3407.00 Nodo: 1220 Azione : Frenamento -Y - CN:Fy=-3407.00
13	Qk	CDC=Qk - Vento carico	Nodo:da 82 a 85 Azione : Vento carico -X - CN:Fx=-1282.00 My=-3.474e+05 Nodo:da 1156 a 1158 Azione : Vento carico -X - CN:Fx=-1282.00 My=-3.474e+05 Nodo:da 1216 a 1218 Azione : Vento carico -X - CN:Fx=-1282.00 My=-3.474e+05 Nodo: 1220 Azione : Vento carico -X - CN:Fx=-1282.00 My=-3.474e+05
14	Qk	CDC=Qk - Vento scarico	Nodo:da 82 a 85 Azione : Vento scar -X - CN:Fx=-524.00 My=-6.760e+04 Nodo:da 1156 a 1158 Azione : Vento scar -X - CN:Fx=-524.00 My=-6.760e+04 Nodo:da 1216 a 1218 Azione : Vento scar -X - CN:Fx=-524.00 My=-6.760e+04 Nodo: 1220 Azione : Vento scar -X - CN:Fx=-524.00 My=-6.760e+04
15	Qk	CDC=Qk - Attrito	Nodo:da 82 a 85 Azione : Attrito -Y - CN:Fy=-754.00 Nodo:da 1156 a 1158 Azione : Attrito -Y - CN:Fy=-754.00 Nodo:da 1216 a 1218 Azione : Attrito -Y - CN:Fy=-754.00 Nodo: 1220 Azione : Attrito -Y - CN:Fy=-754.00
16	Qk	CDC=Qk - Ss terra sovraspinta sisma	D3 :da 101 a 436 Azione : S sovraspinta sisma terra -Y - QV:var z - Qy - Area D3 :da 629 a 796 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	

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 50 di 128

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
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	
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							

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 51 di 128



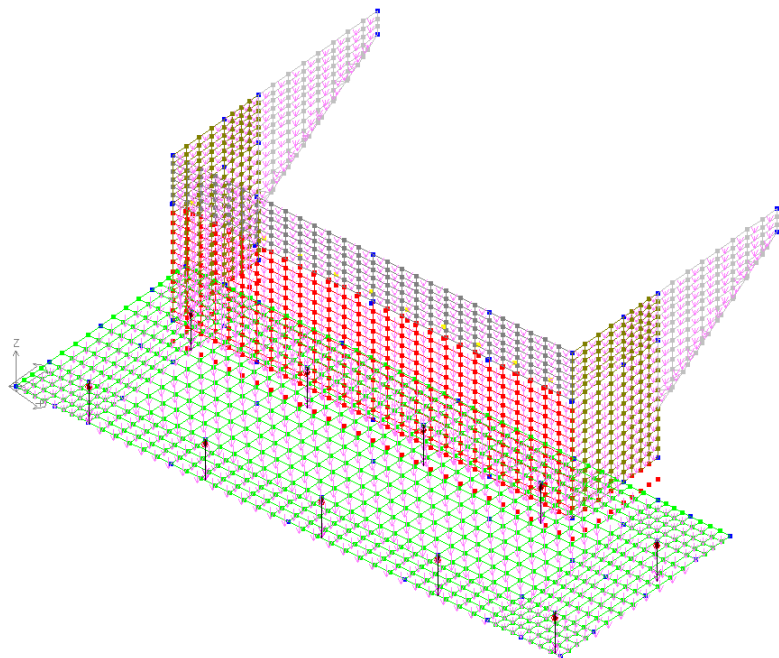
Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
17	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-1.07	0.32	0.32	2.10	0.0	0.0							
18	1.00	1.00	1.00	1.00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

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 53 di 128

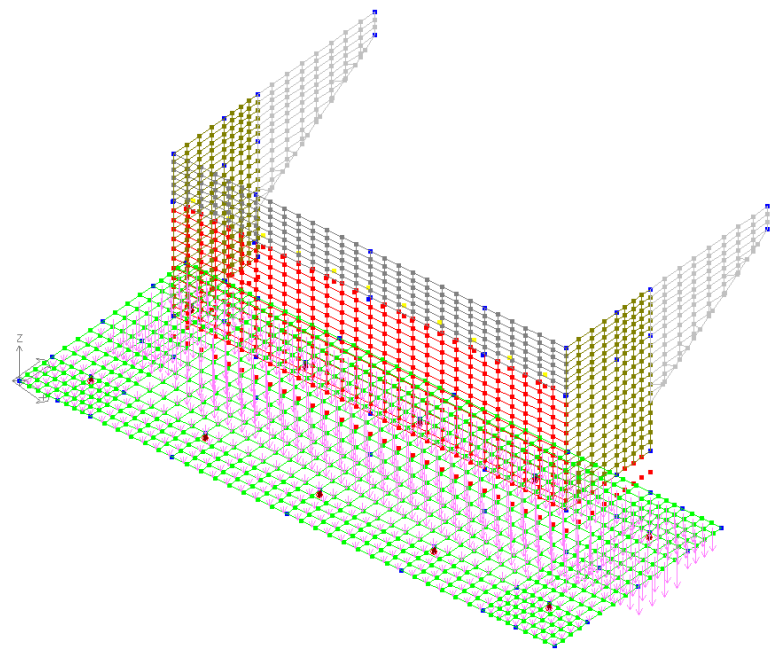
8.3 Carichi agenti

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

SPALLA

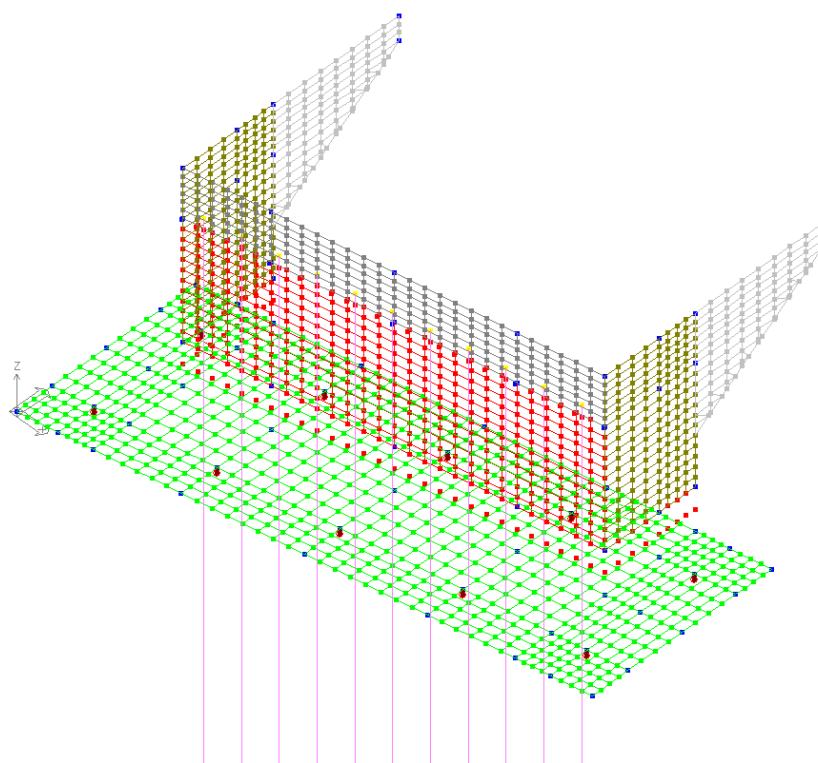


Peso proprio

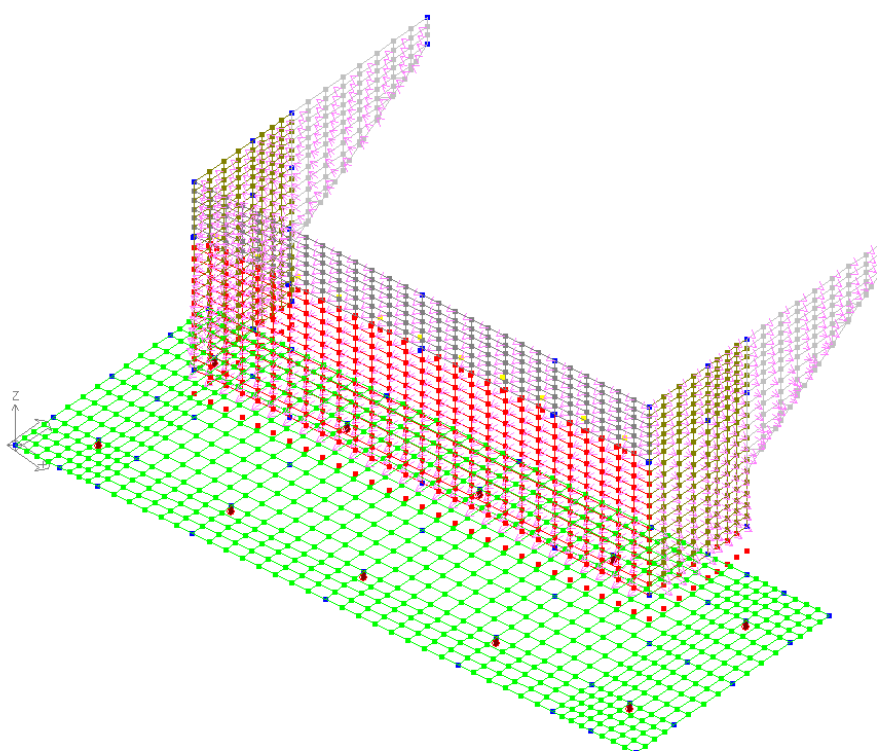


Carico permanente terreno sopra plinto

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 54 di 128

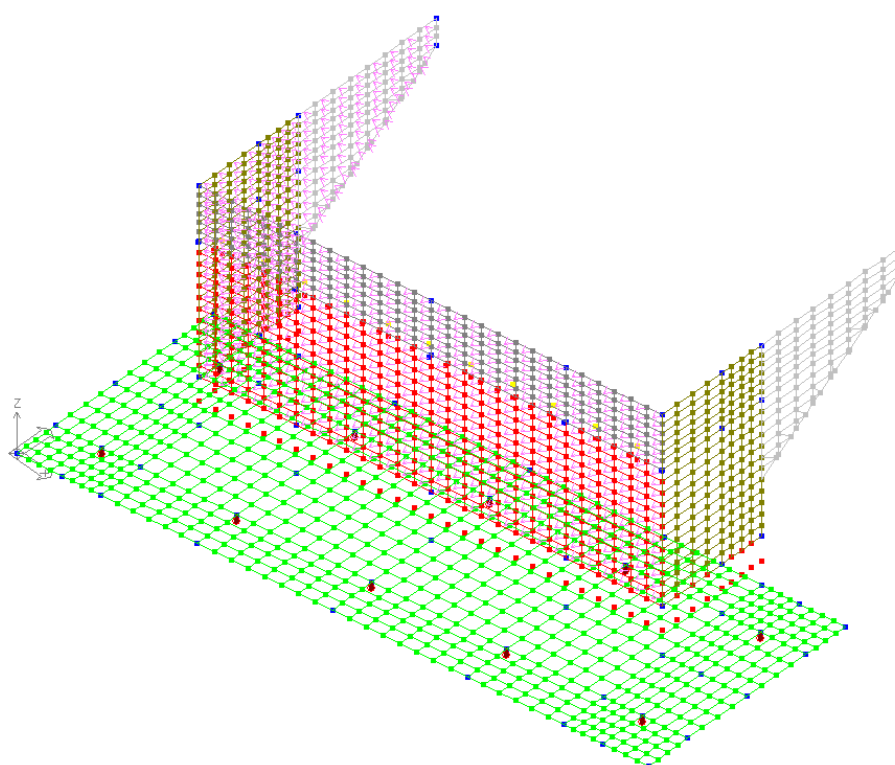


Carico permanente impalcato

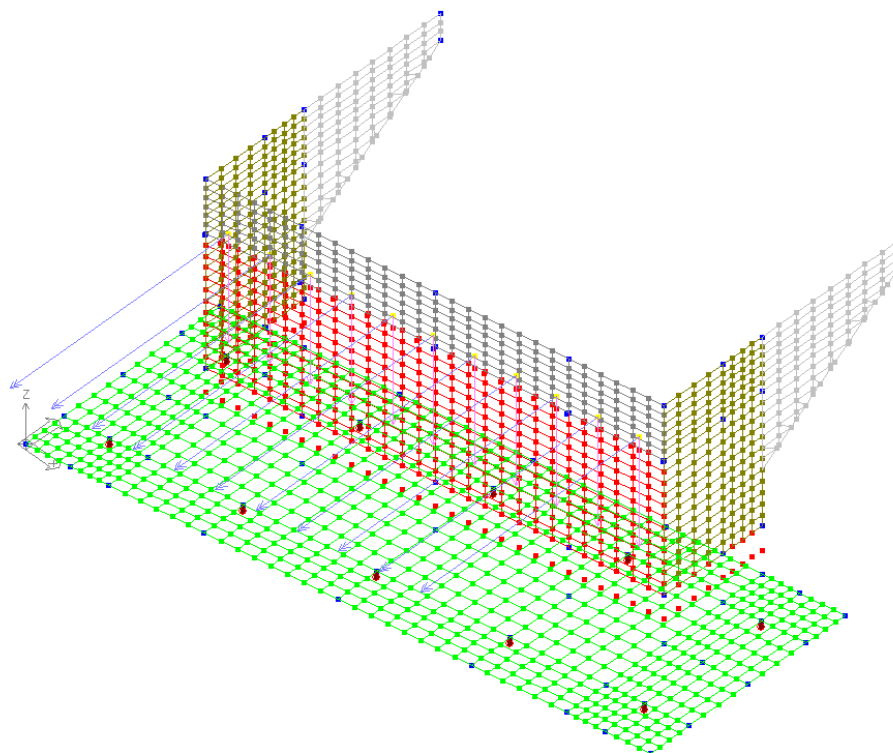


Spinta terreno a tergo

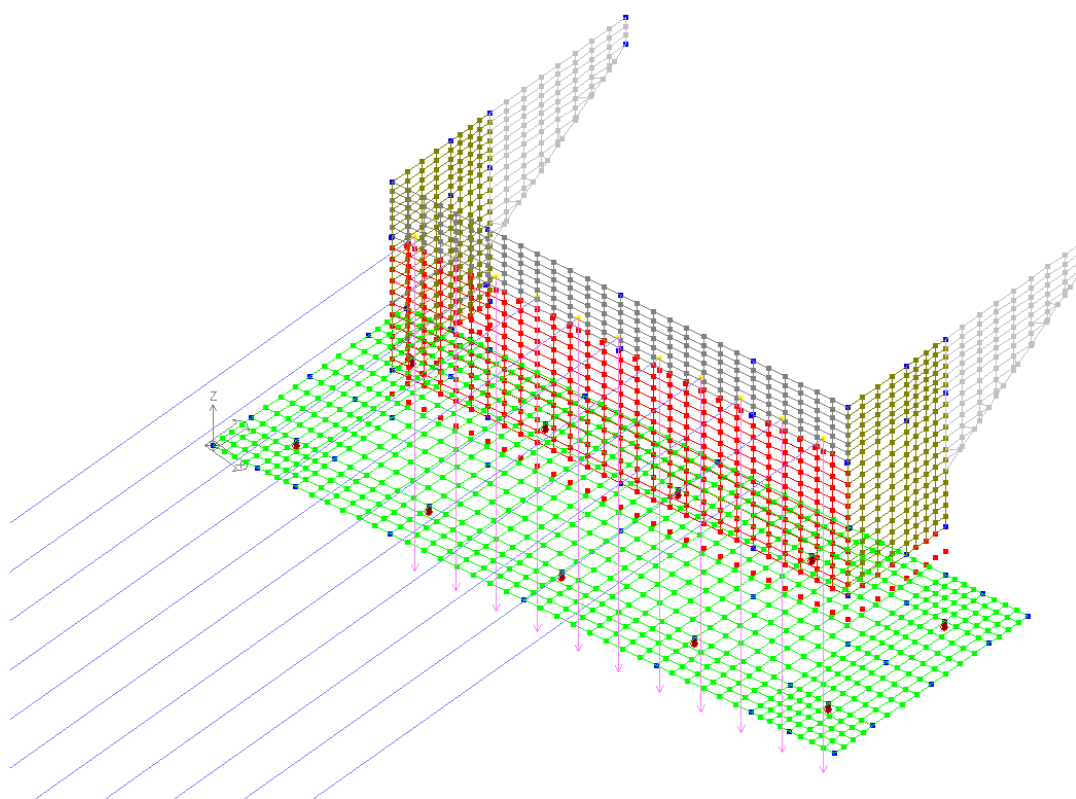
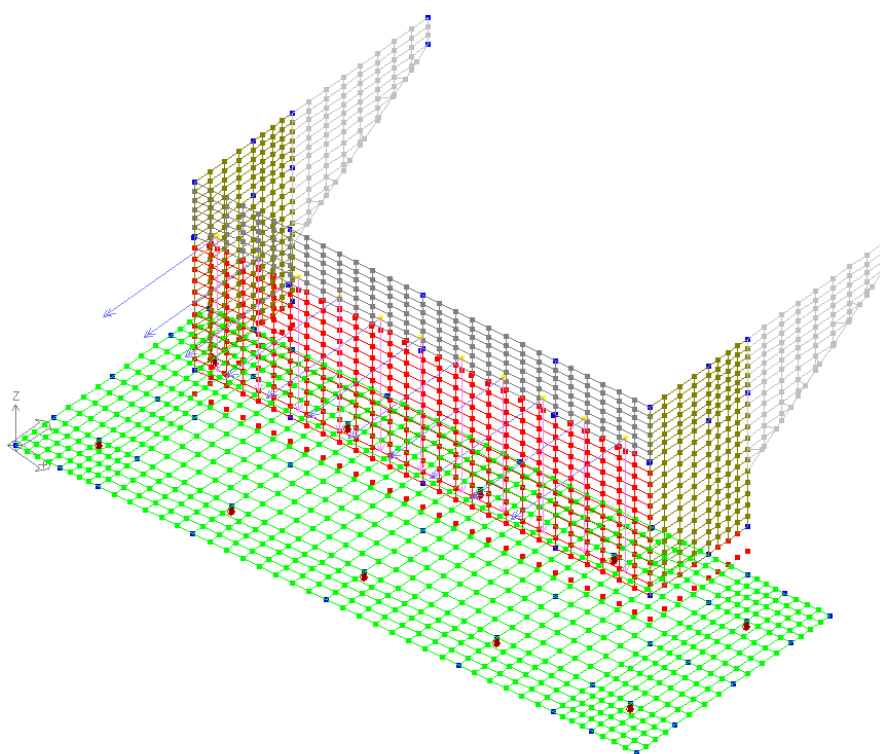
Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 55 di 128



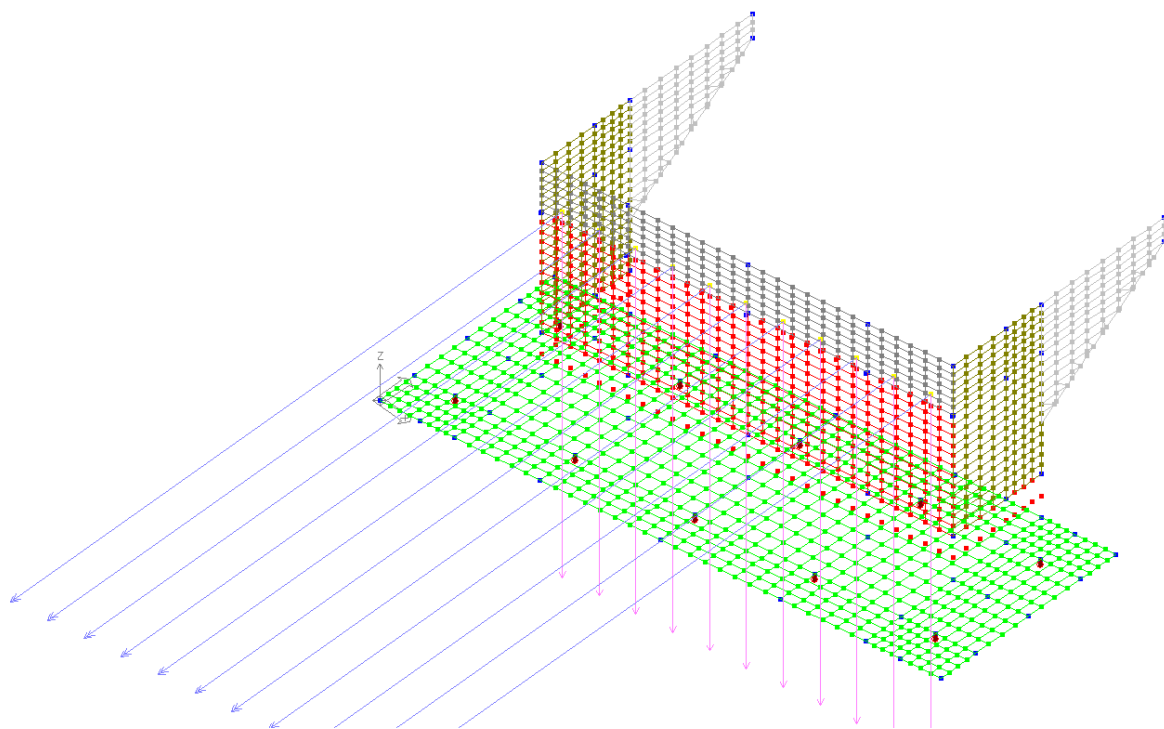
Spinta sovraccarico accidentale a tergo



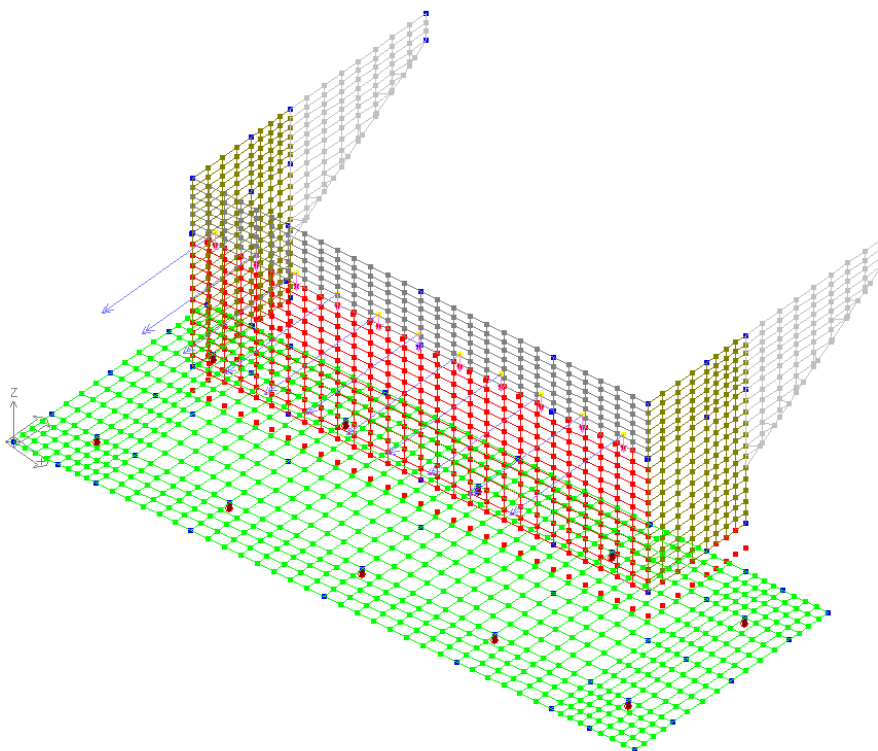
Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 56 di 128



Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 57 di 128

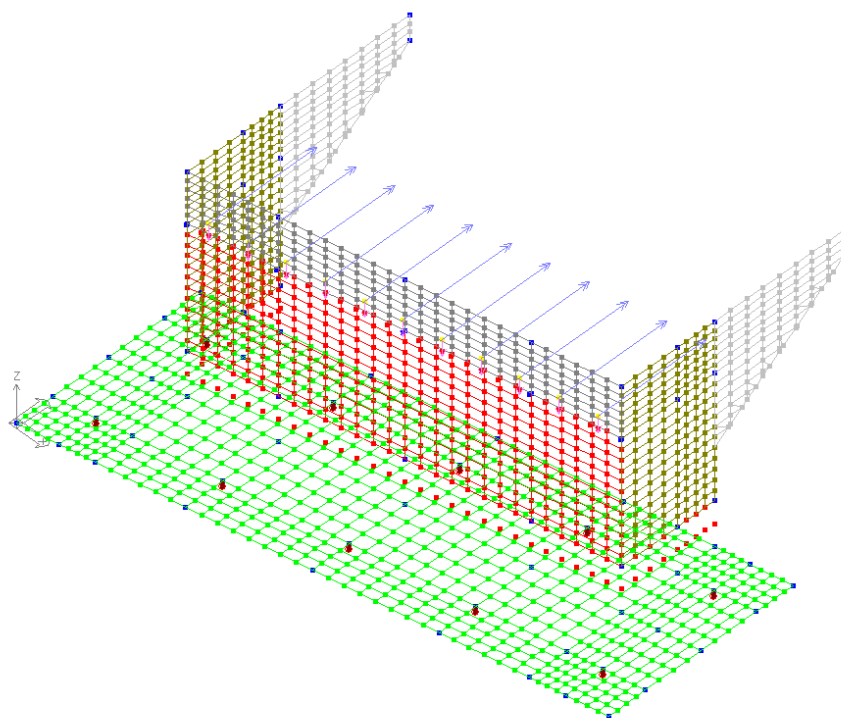


Qacc traffico sup – Schema 1 (con casi di corsie da traffico traslate in senso trasversale e longitudinale per avere le azioni corrispondenti ad azione normale massima e momento torcente massimo)

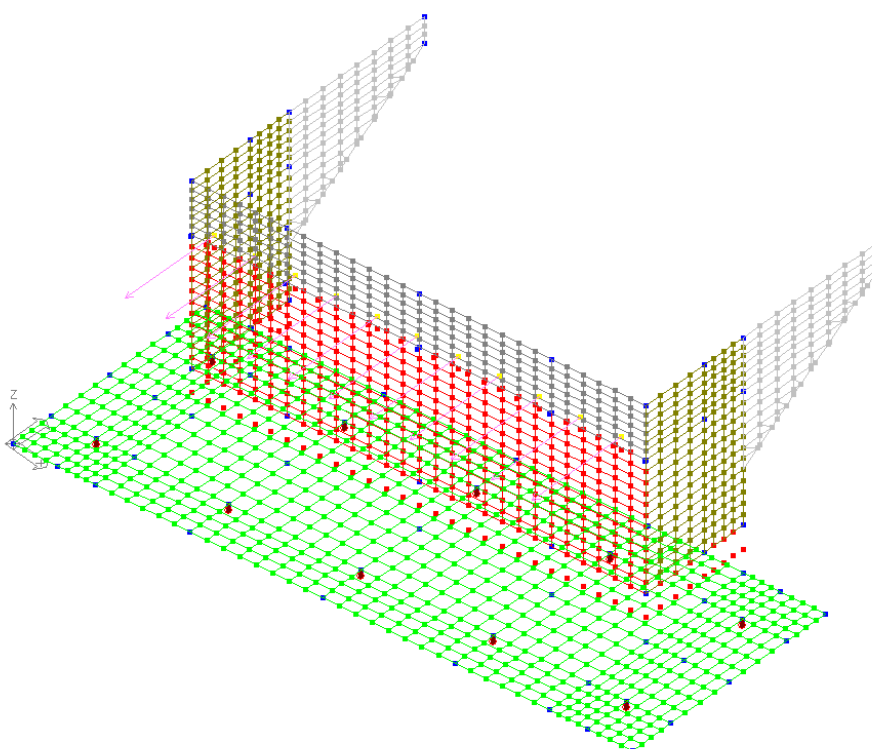


Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 58 di 128





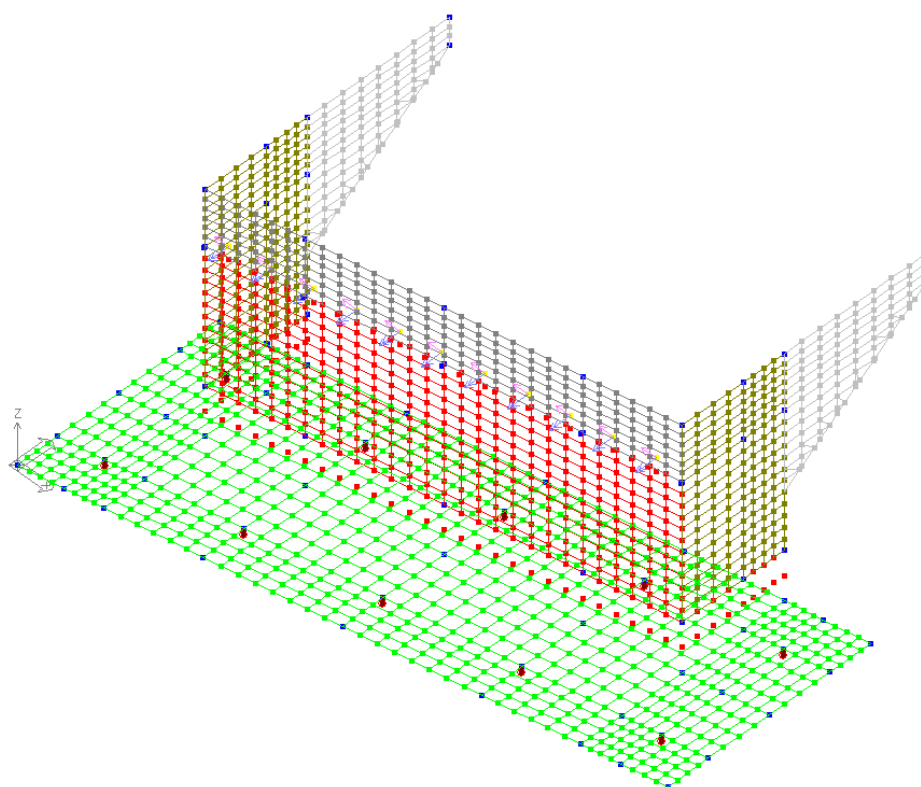
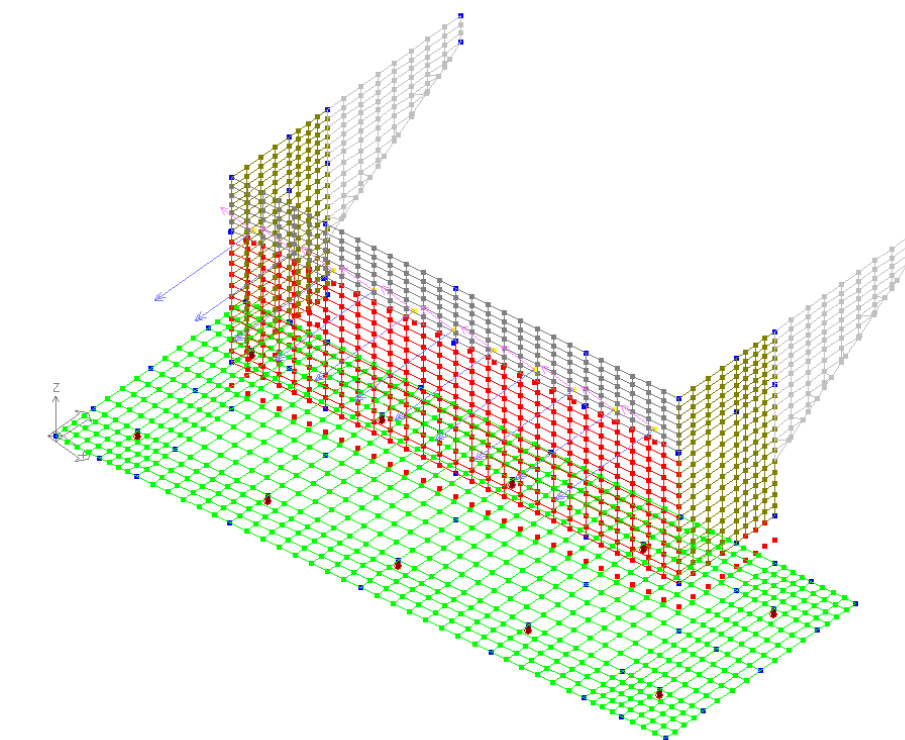
Folla a destra ed a sinistra



Frenamento

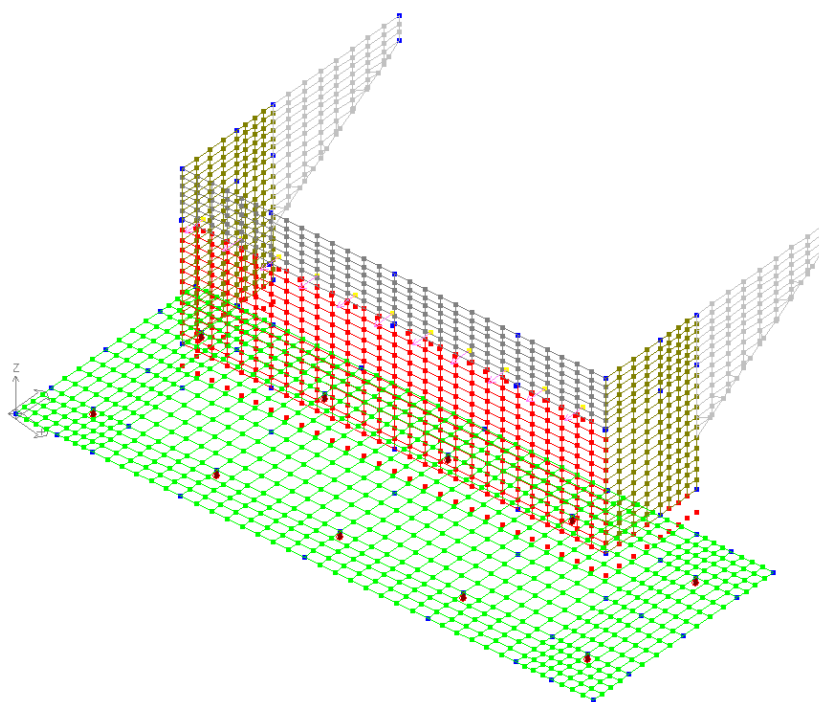
<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 59 di 128



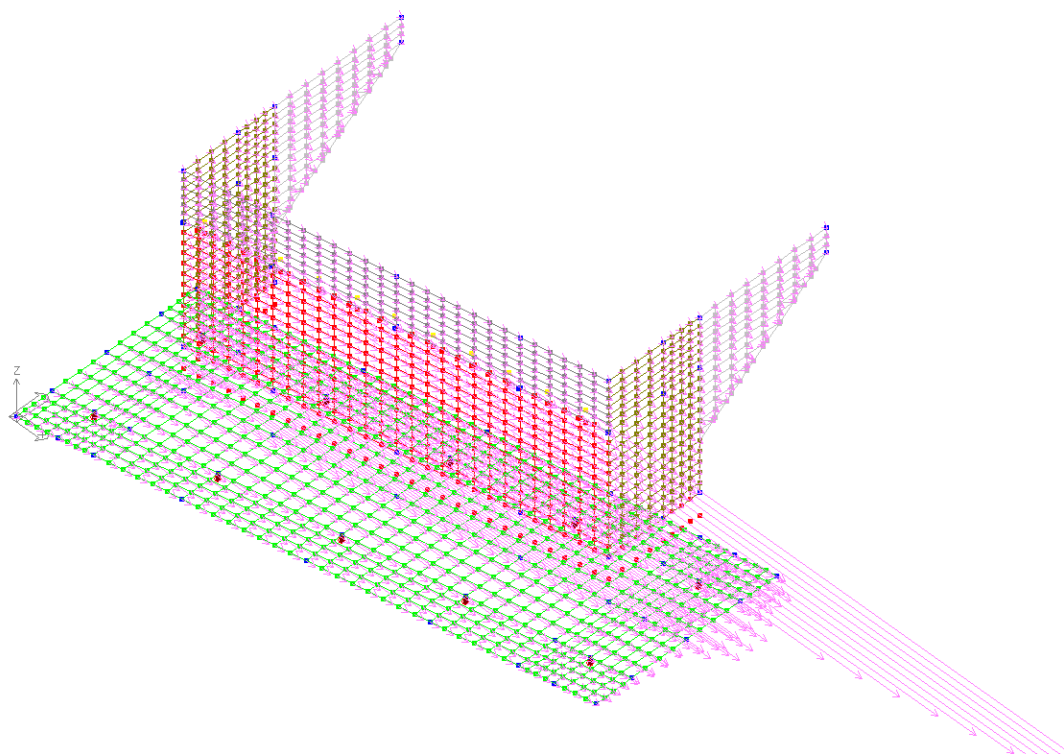


Vento a impalcato carico e scarico

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 60 di 128

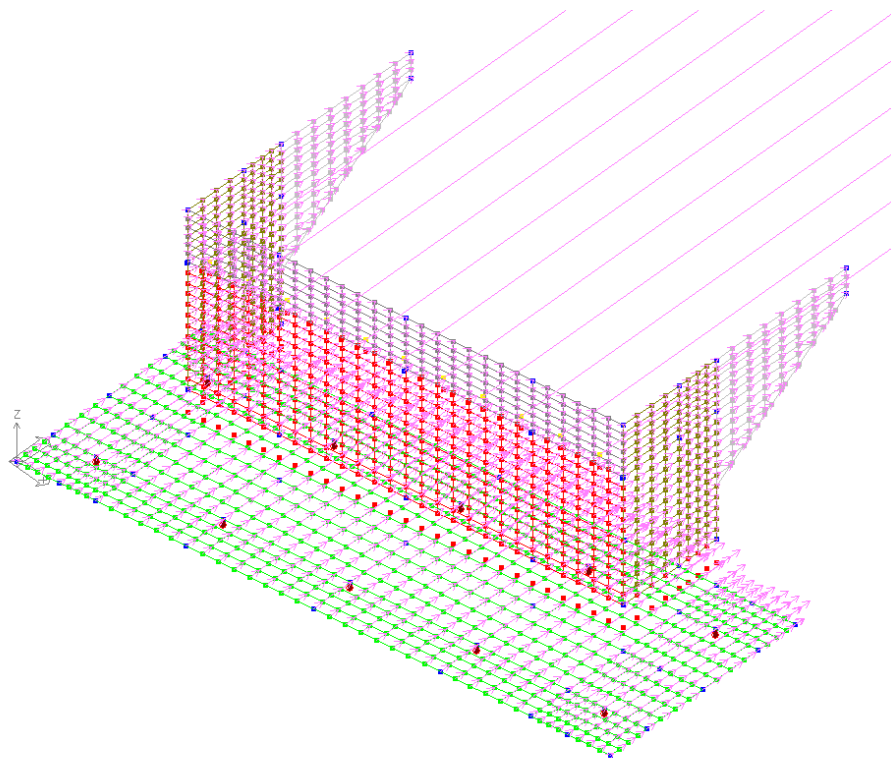


Attrito

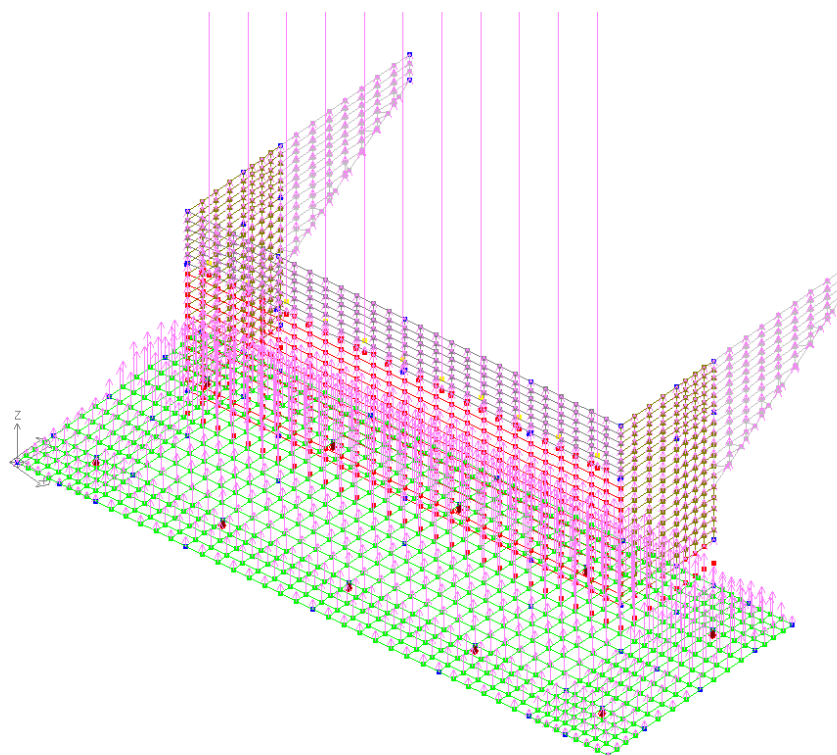


Sisma X

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 61 di 128

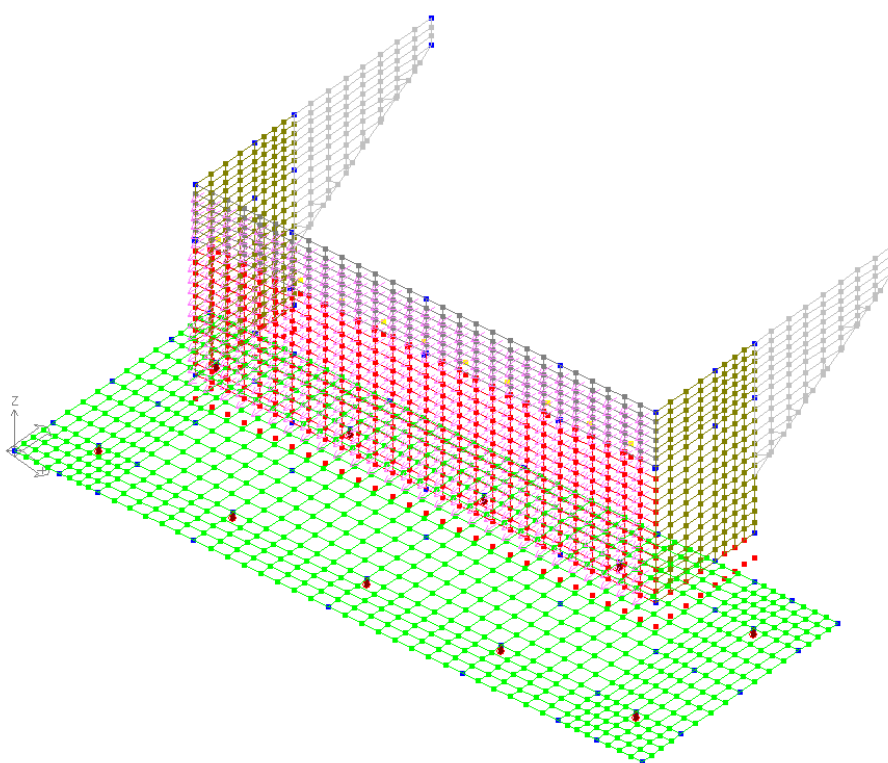


Sisma Y



Sisma Z

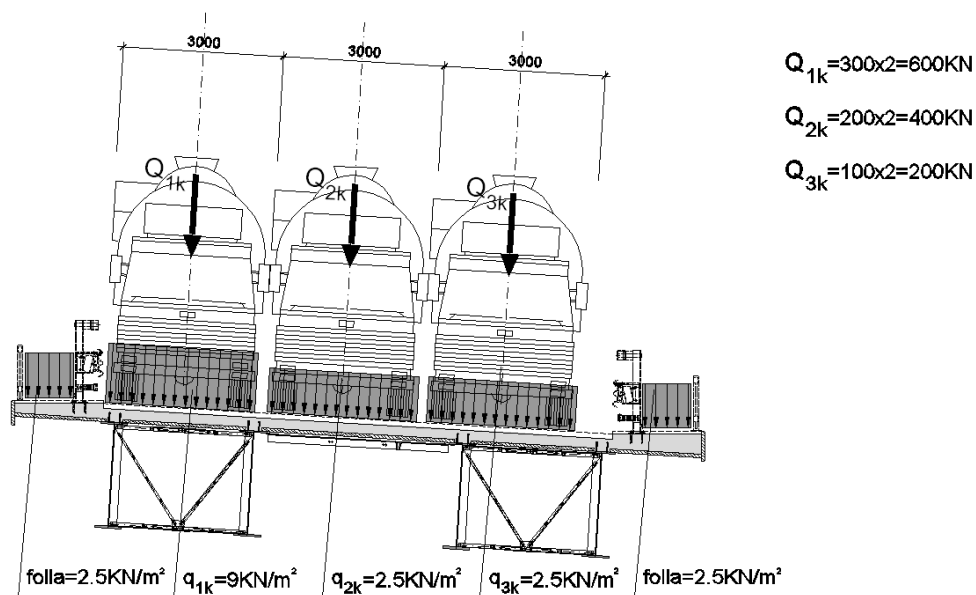
<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 62 di 128



Sovrappinta sisma terra (formulazione di Wood con forma rettangolare)

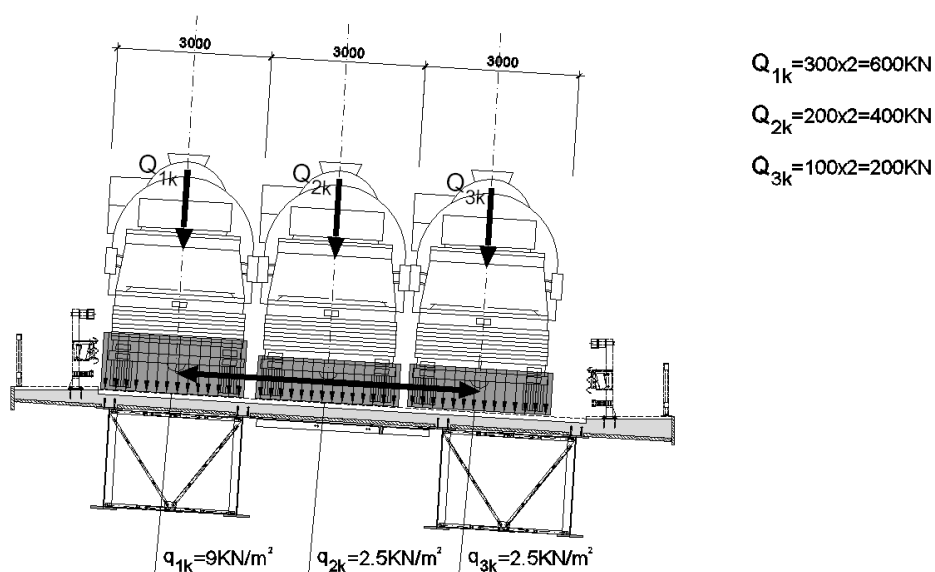
Si riportano le immagini esplicative delle condizioni di carico da traffico adottate sia in senso trasversale che longitudinale :

#### DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI SULL'IMPALCATO

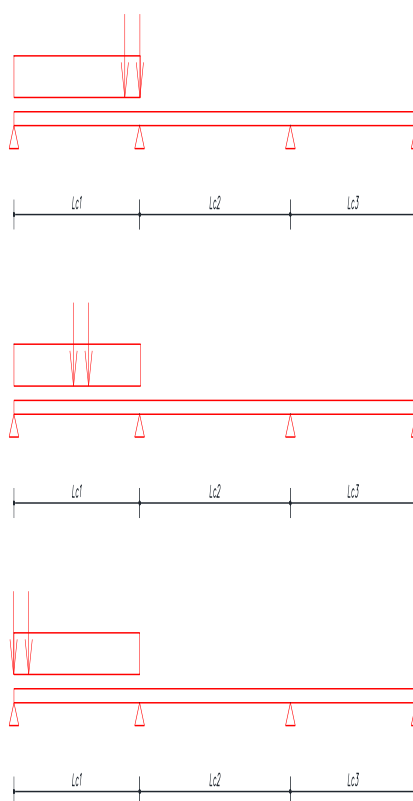


Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 63 di 128

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

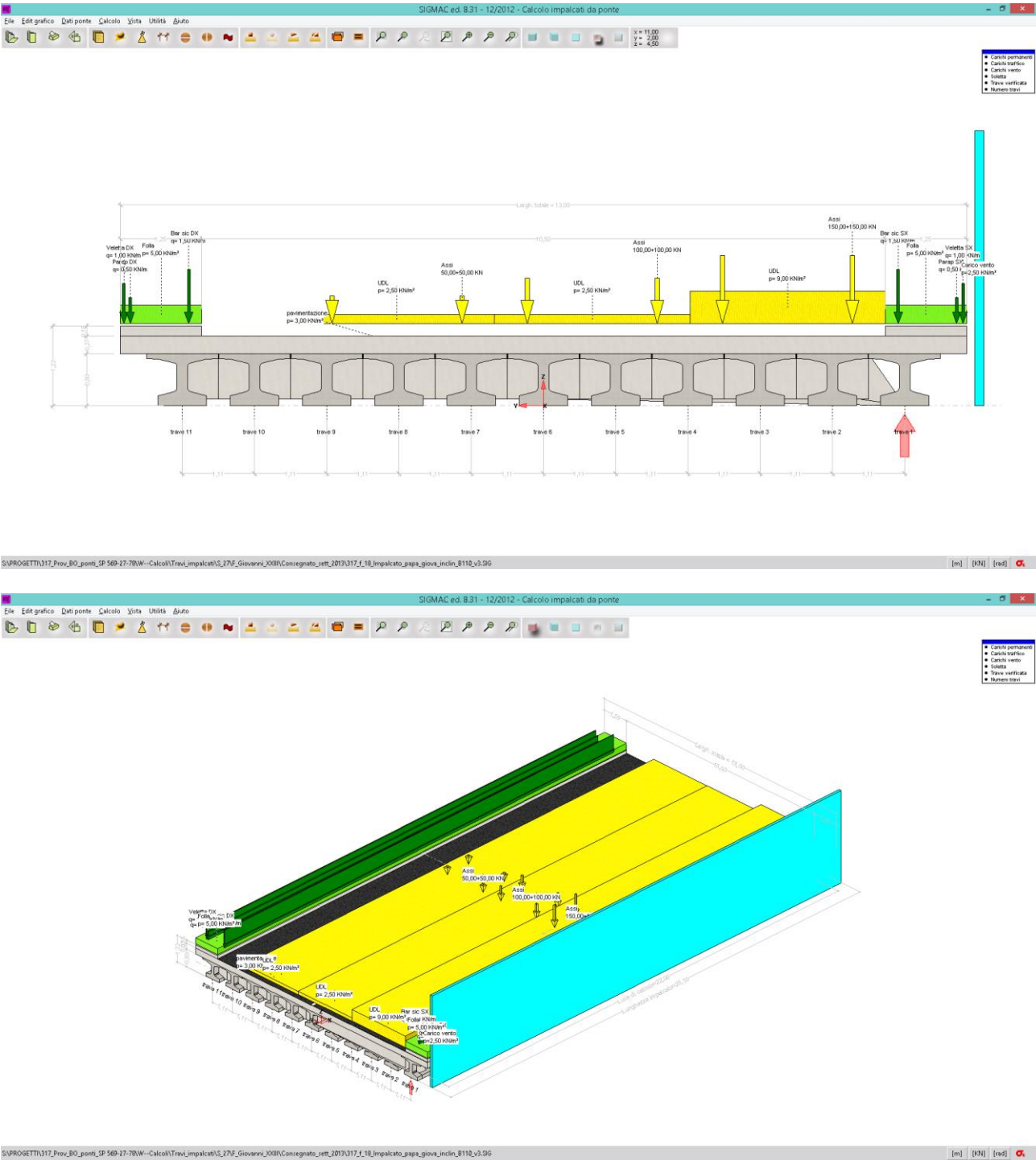


**DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI SULL'IMPALCATO IN SENSO LONGITUDINALE**



Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 64 di 128

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





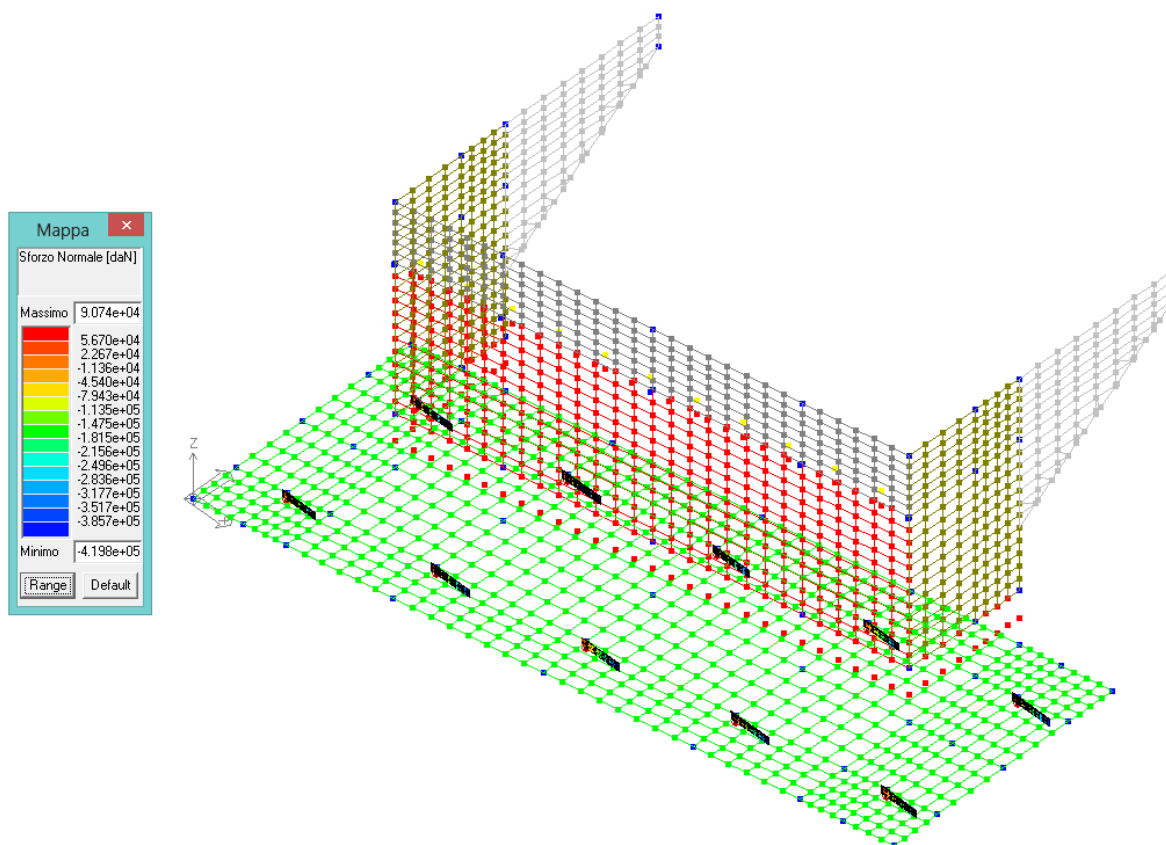
#### 8.4 Azioni interne, deformate e azioni sulle fondazioni

Si riportano gli involuipi delle azioni interne.

Per i pali di fondazione si riportano le azioni massime di involucro 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.

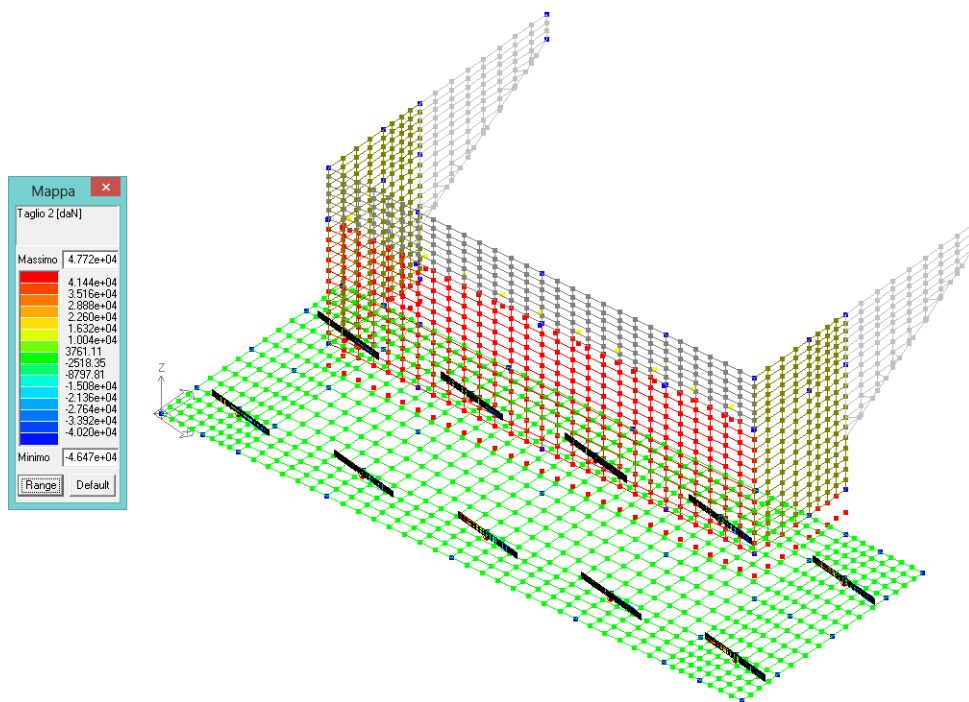
##### SPALLA

##### Pali

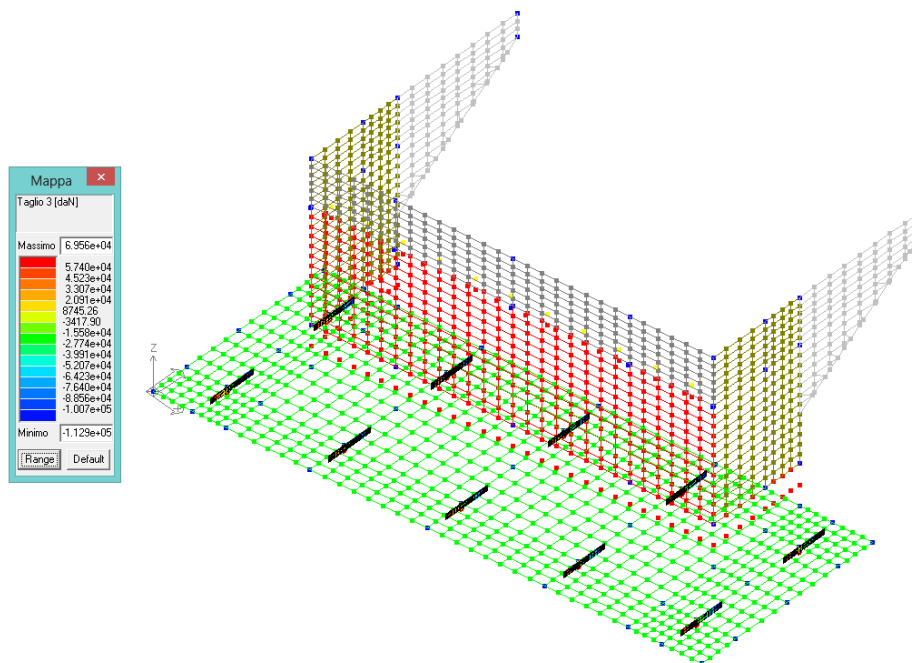


N (daN)

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 66 di 128



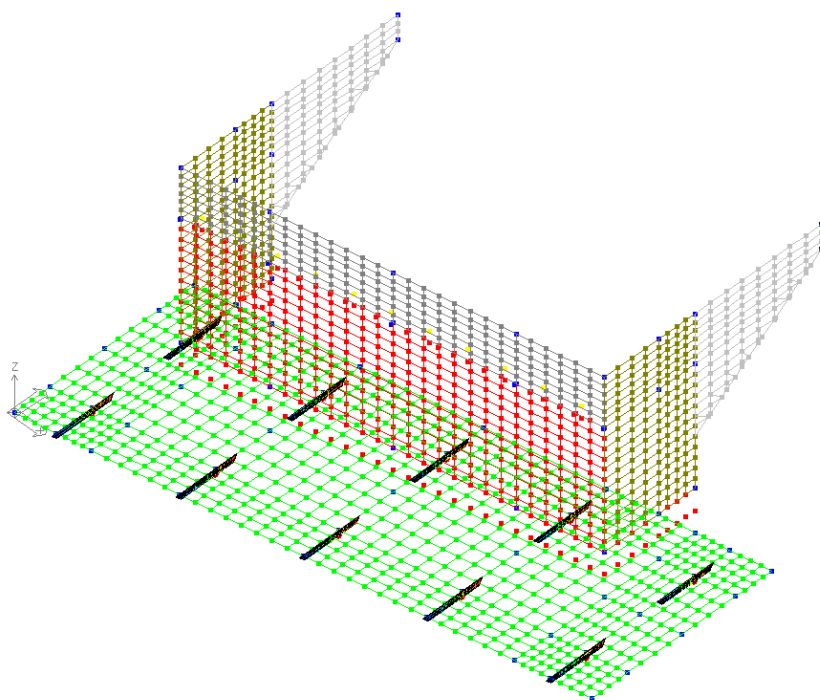
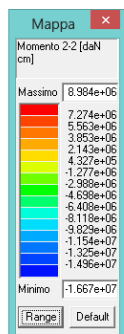
T2 (daN)



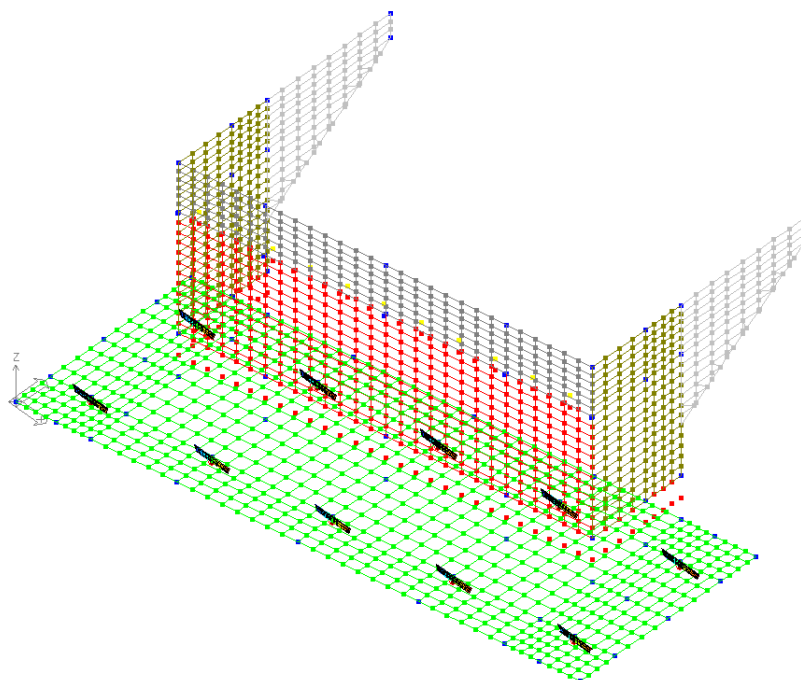
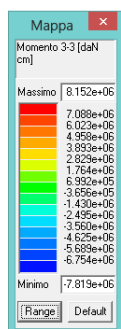
T3 (daN)

Elaborato	Revisione	Data	
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 67 di 128





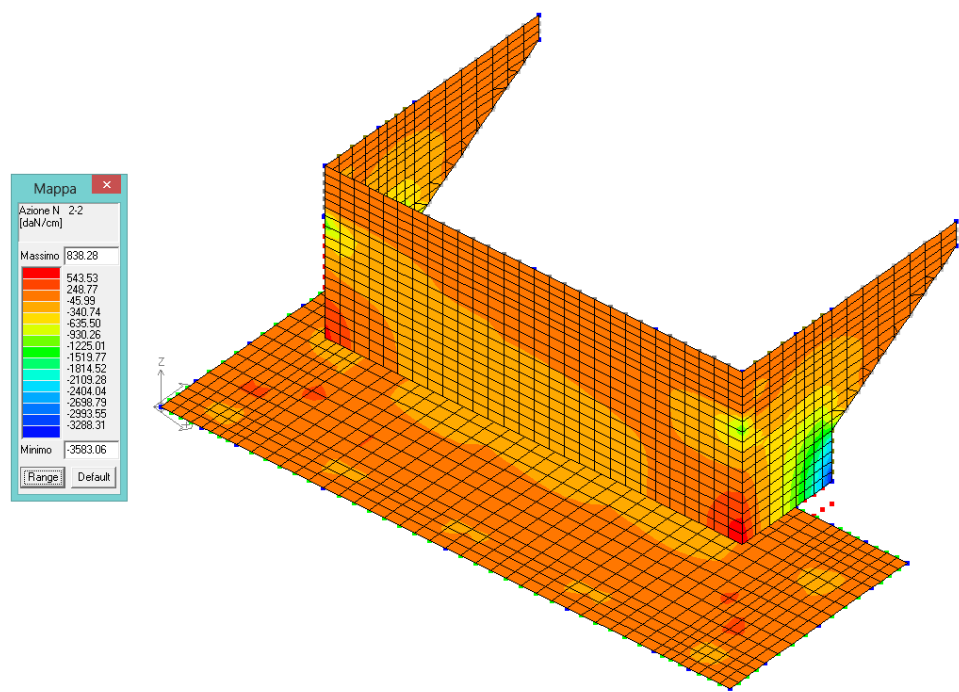
M2 (daNcm)



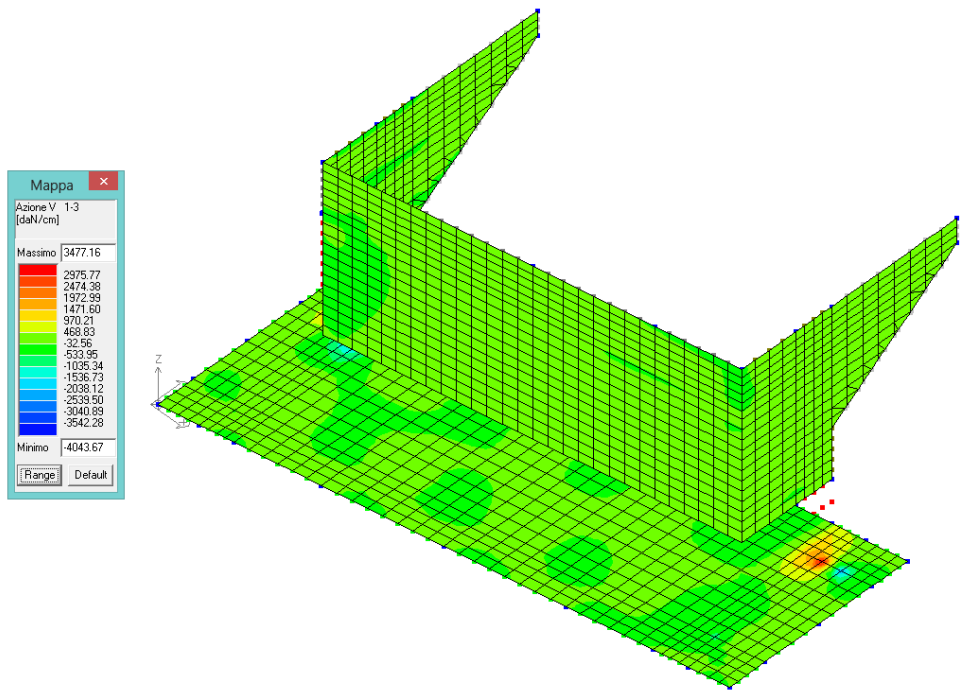
M3 (daNcm)

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 68 di 128

Shell

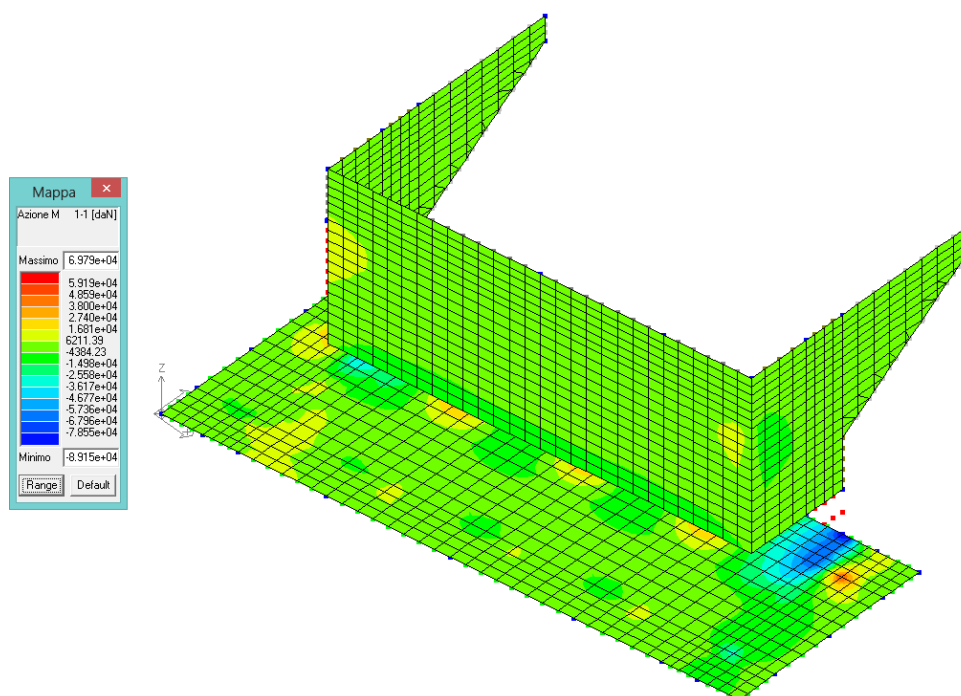


N (daN/cm)

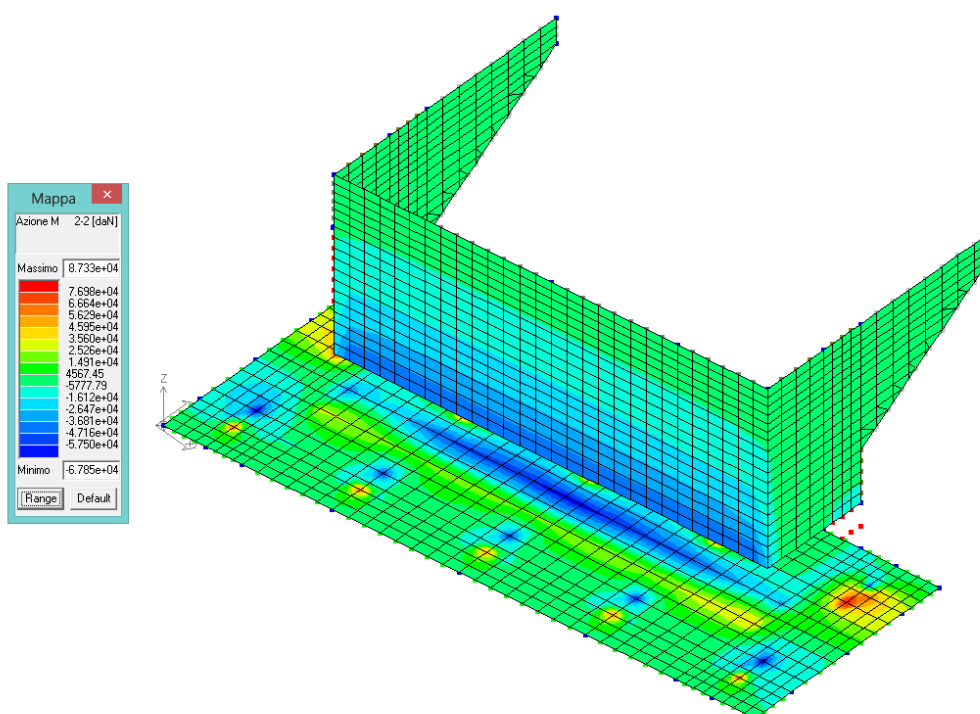


T2 (daN/cm)

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 69 di 128



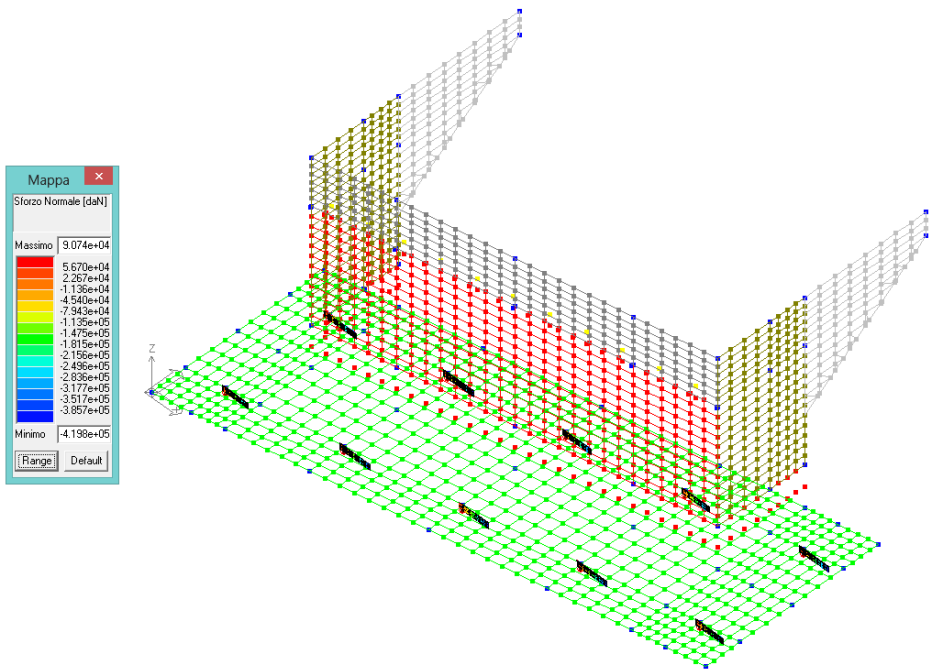
M2 (daNcm/cm)



M3 (daNcm/cm)

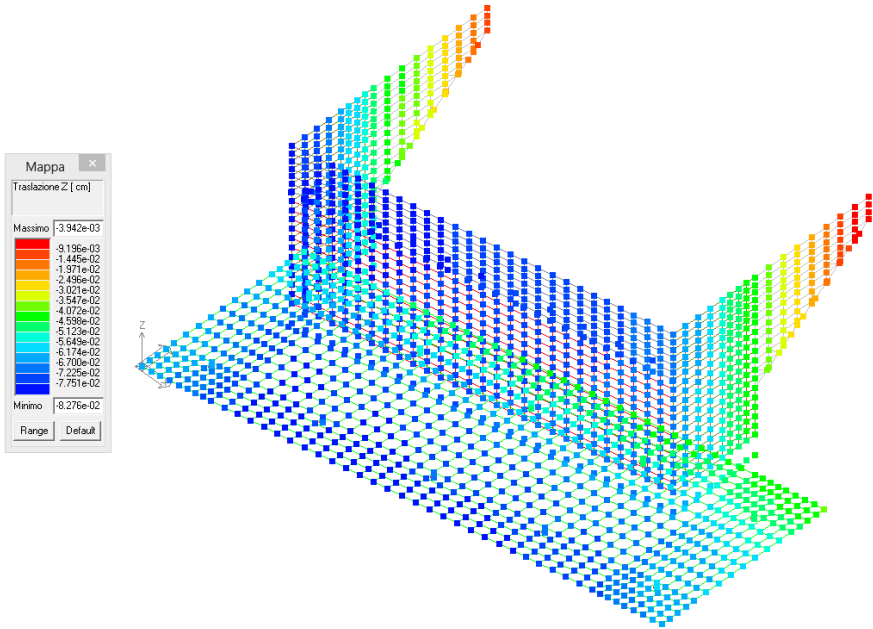
Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 70 di 128

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



N (daN)

Si riportano le deformate massime agli SLE rare :



Spostamento Δz (cm)

Elaborato	Revisione	Data	
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 71 di 128

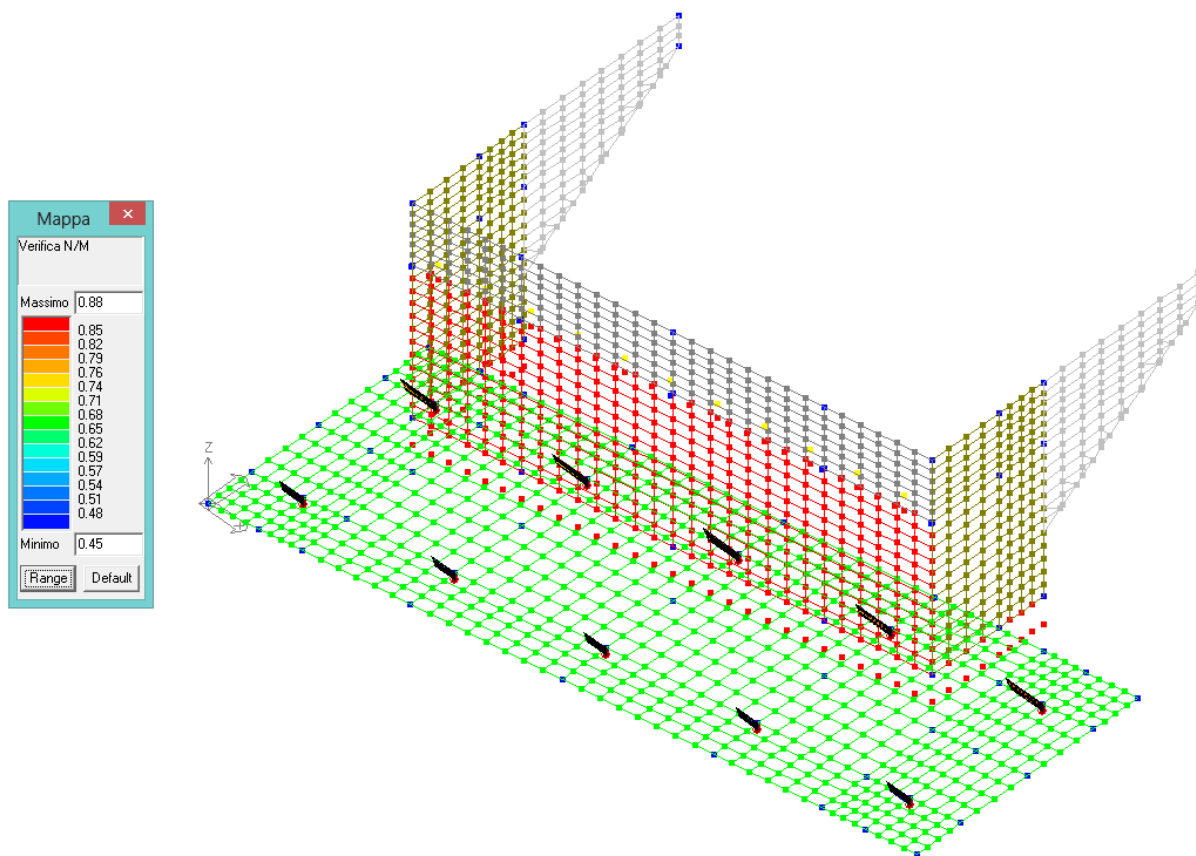
## 8.5 Verifiche SLU-SLE

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.

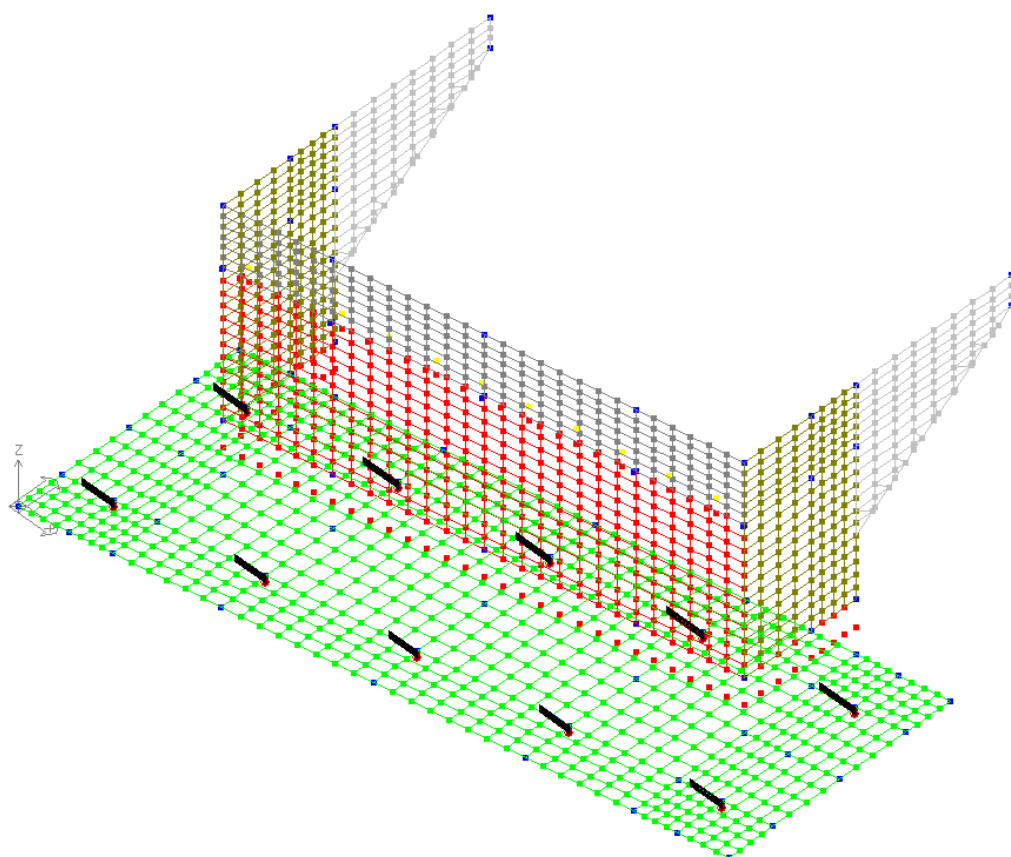
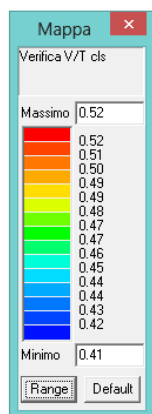
### SPALLA

#### Pali



Verifica N/M SLU

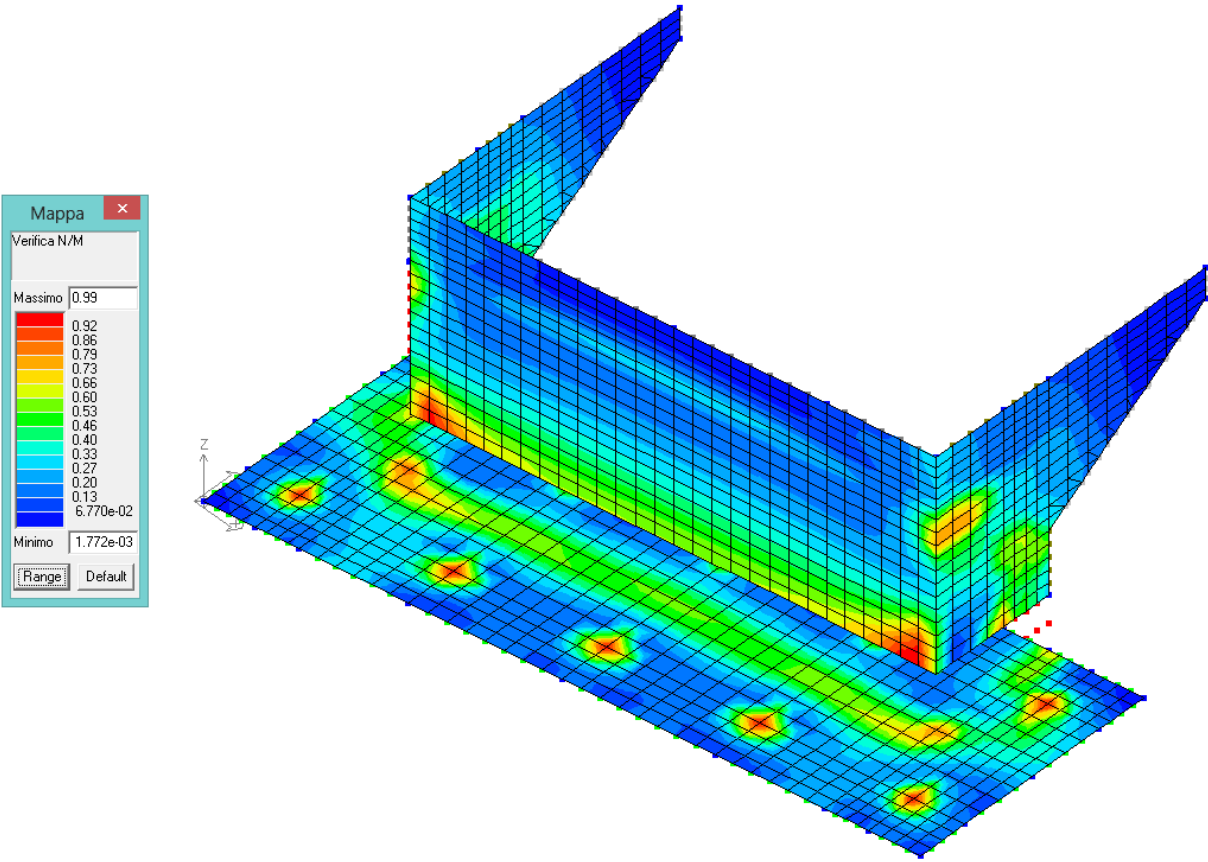
Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 72 di 128



Verifica V/T SLU

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 73 di 128

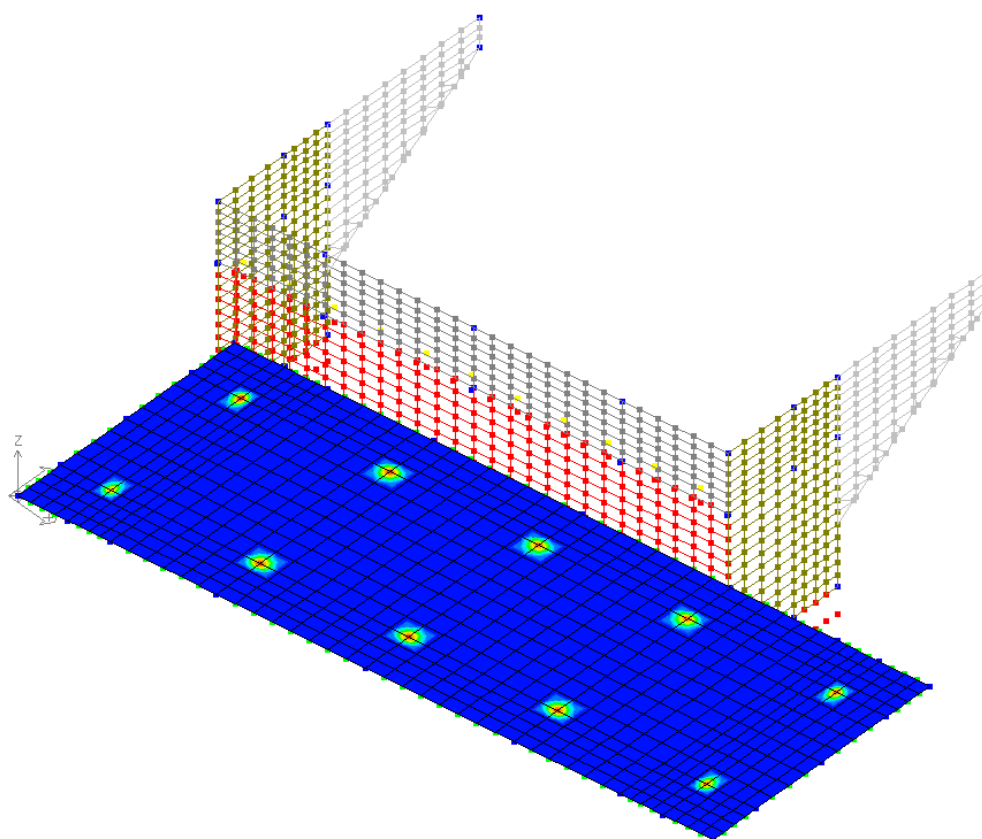
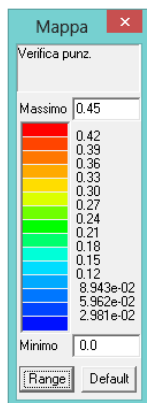
Shell



Verifica N/M SLU

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 74 di 128





Verifica punzonamento SLU

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 75 di 128



### 8.5.1 Verifica a flessione

#### SPALLA

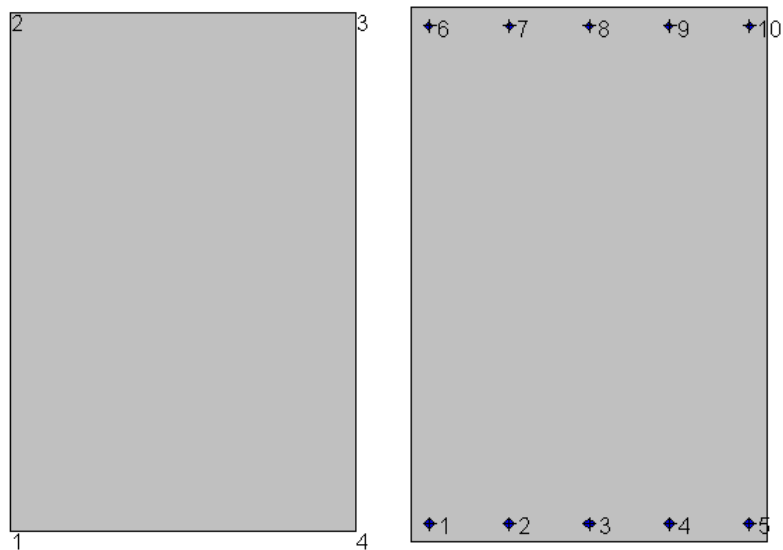
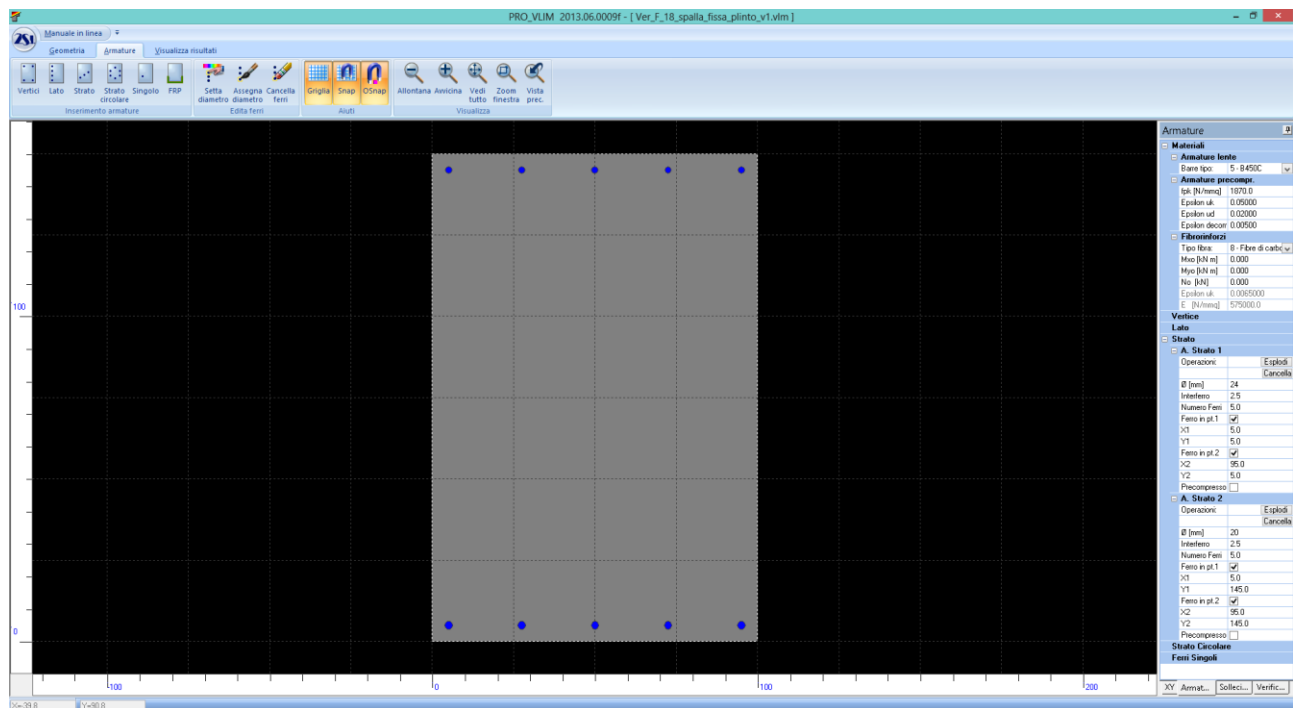
Si riportano nel seguito le armature per ogni elemento strutturale:

- Pali -  $\varnothing$  1200 l=36.00 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, gabbia 4\_ 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; staffe  $\varnothing$  18/40x40 cm per L = 100 cm dal filo
- Elevazione s=120 cm - as vert. int. e est.  $\varnothing$  24/20 - as orizz. int. e est.  $\varnothing$  18/20; staffe  $\varnothing$  12/20x20 cm per L = 150 cm dal filo inferiore
- Orecchio s=50 cm - as  $\varnothing$  20/20
- Muro di risvolto s=75 cm - as  $\varnothing$  20/20
- Paraghiaia s=30 cm - as vert.  $\varnothing$  20/20, as orizz.  $\varnothing$  16/20
- Baggioli min 70x70 - as  $\varnothing$  20/20, staffe  $\varnothing$  16/10 (in realtà i baggioli sono delle strisciate con dim. minima 70 cm)
- Ritegno sismico min. 40 cm - as  $\varnothing$  20/10 doppio strato

Seguono le verifiche per le sezioni più sollecitate. In particolare per ogni elemento strutturale si estrapolano le azioni massime di involucro e si conducono le verifiche SLU-SLE per materiali e armature adottati.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 76 di 128

## 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)

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 77 di 128

1	5,0	5,0	4,5	no
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

$R_{ck}$  (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm<sup>2</sup>

$f_{ck}$  (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm<sup>2</sup>

$f_{ctm}$  (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm<sup>2</sup>

$G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm<sup>2</sup>

$E$  (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm<sup>2</sup>

$\nu$  (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/cm<sup>2</sup>

$f_{kt}$  (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>

$\epsilon_{uk}$  (deformazione di rottura) = 0.075

$G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm<sup>2</sup>

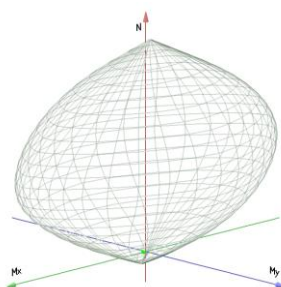
$E$  (modulo elastico) = 2000000 daN/cm<sup>2</sup>

$\nu$  (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

#### Stato Sez.

Completamente tesa  
Completamente compressa  
Fibre inferiori tese  
Fibre superiori tese

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 78 di 128

Fibre di sinistra tese  
Fibre di destra tese

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 kN	Mx kN m	My kN m	Tipo	Nu kN	Mxu kN m	Myu kN m	Sd/Su	Verif.
1	0,0	171,1	0,0	P	0,0	1260,5	0,0	0,140	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	1260,5	0,0	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		
1	0,0	171,1	0,0	P	0,0	1260,5	0,0	0,140	OK
1	0,0	171,1	0,0	M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	OK
1	0,0	171,1	0,0	N	0,0	1260,5	0,0	0,140	OK

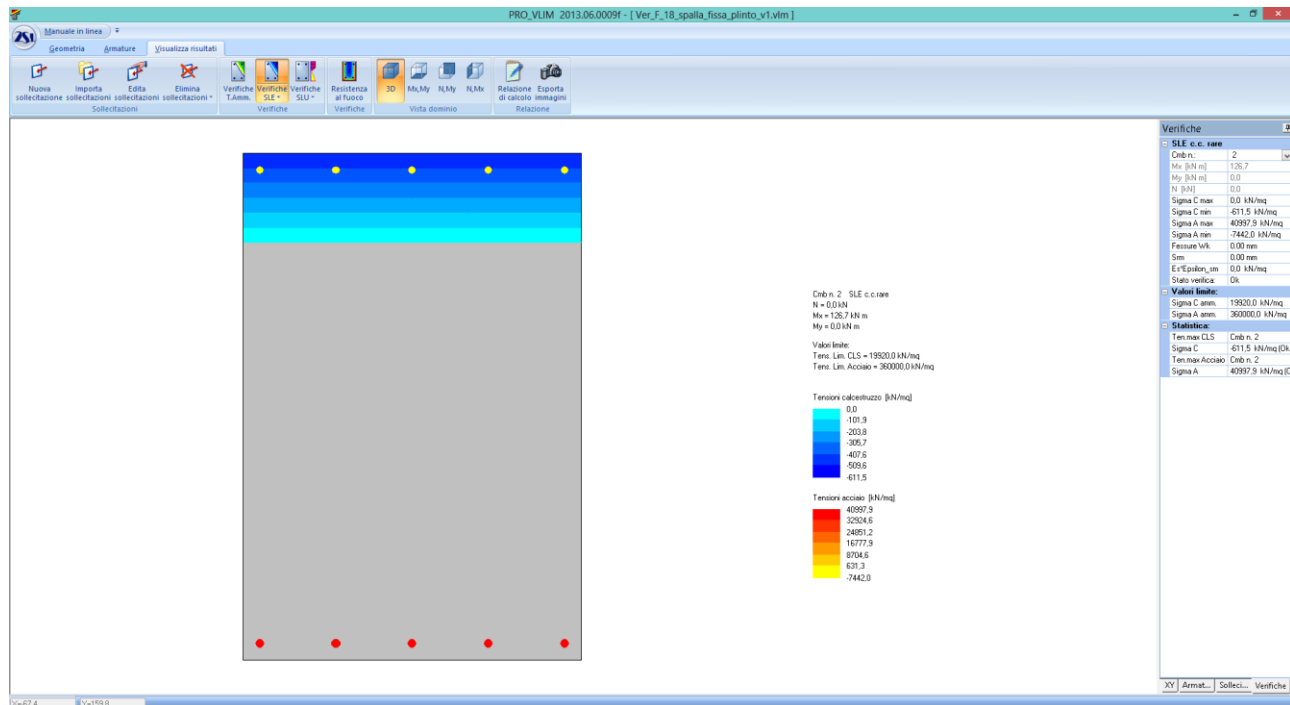
**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:**

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  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

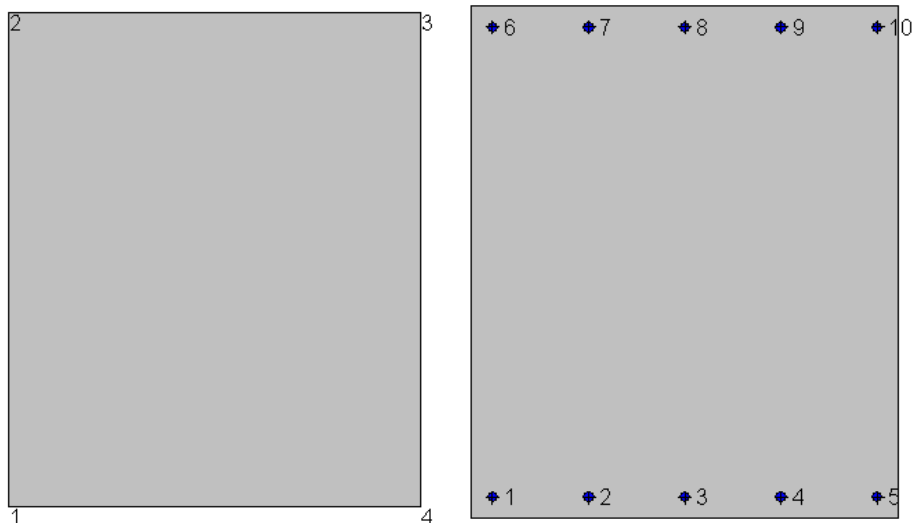
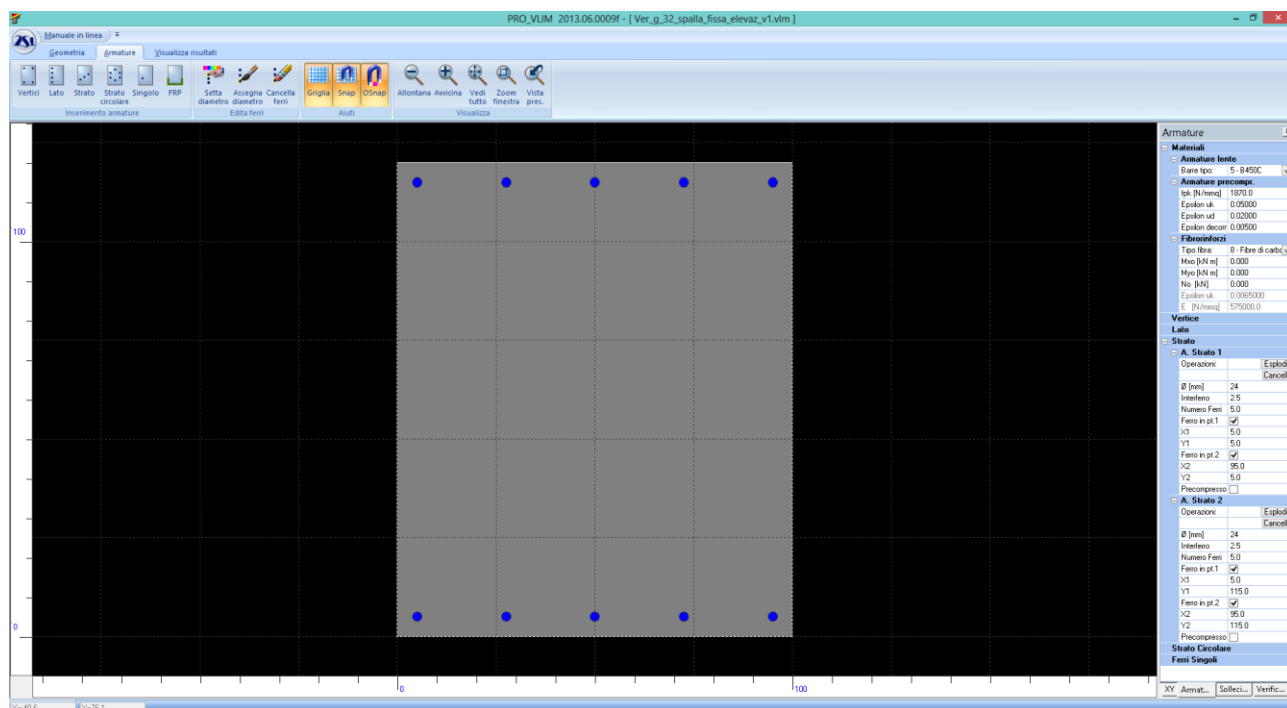
Cmb	Mx	My	N	σc	σc/σcL	σa	σa/σaL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	126.7	0.0	0.0	-611.5	0.03	40997.9	0.11



Tensioni – Comb. rare

Elaborato	Revisione		Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 79 di 128

## 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/n)
1	5,0	5,0	4,5	no

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 80 di 128

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:

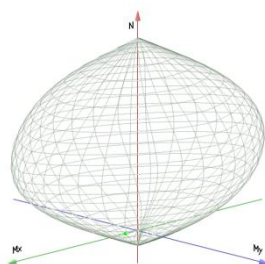
##### Calcestruzzo classe: C32/40

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm<sup>2</sup>  
fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm<sup>2</sup>  
fctm (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm<sup>2</sup>  
G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm<sup>2</sup>  
E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm<sup>2</sup>  
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/cm<sup>2</sup>  
fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>  
εuk (deformazione di rottura) = 0.075  
G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm<sup>2</sup>  
E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
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
0,0	0,0	821,4

#### Stato Sez.

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

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 81 di 128

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	590,0	0,0	P	0,0	994,8	0,0	0,590	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	994,8	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	590,0	0,0	P	0,0	994,8	0,0	0,590	OK
1	0,0	590,0	0,0	M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	OK
1	0,0	590,0	0,0	N	0,0	994,8	0,0	0,590	OK

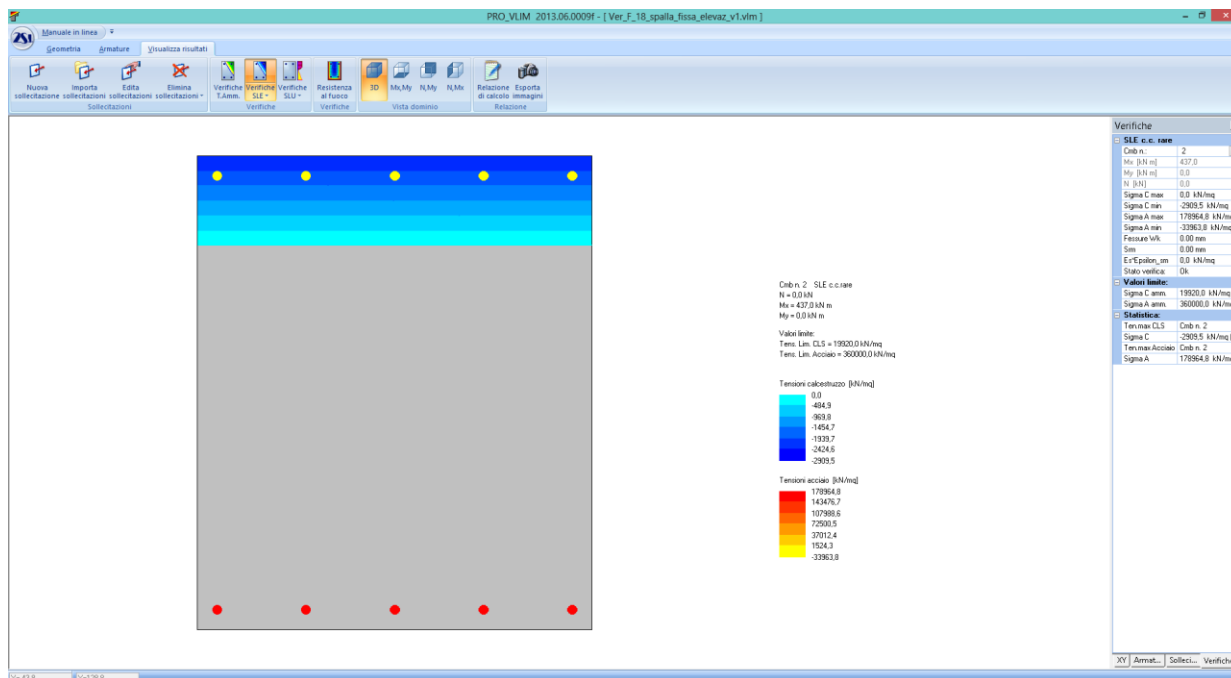
### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

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

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

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

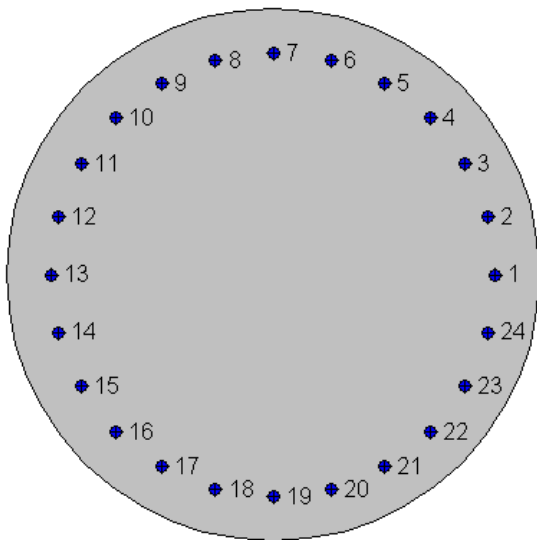
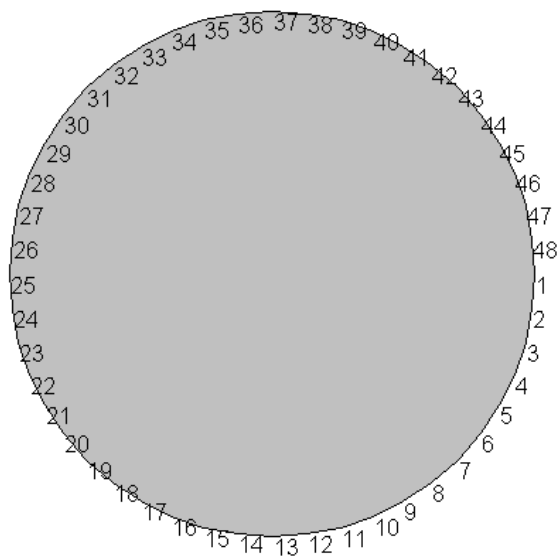
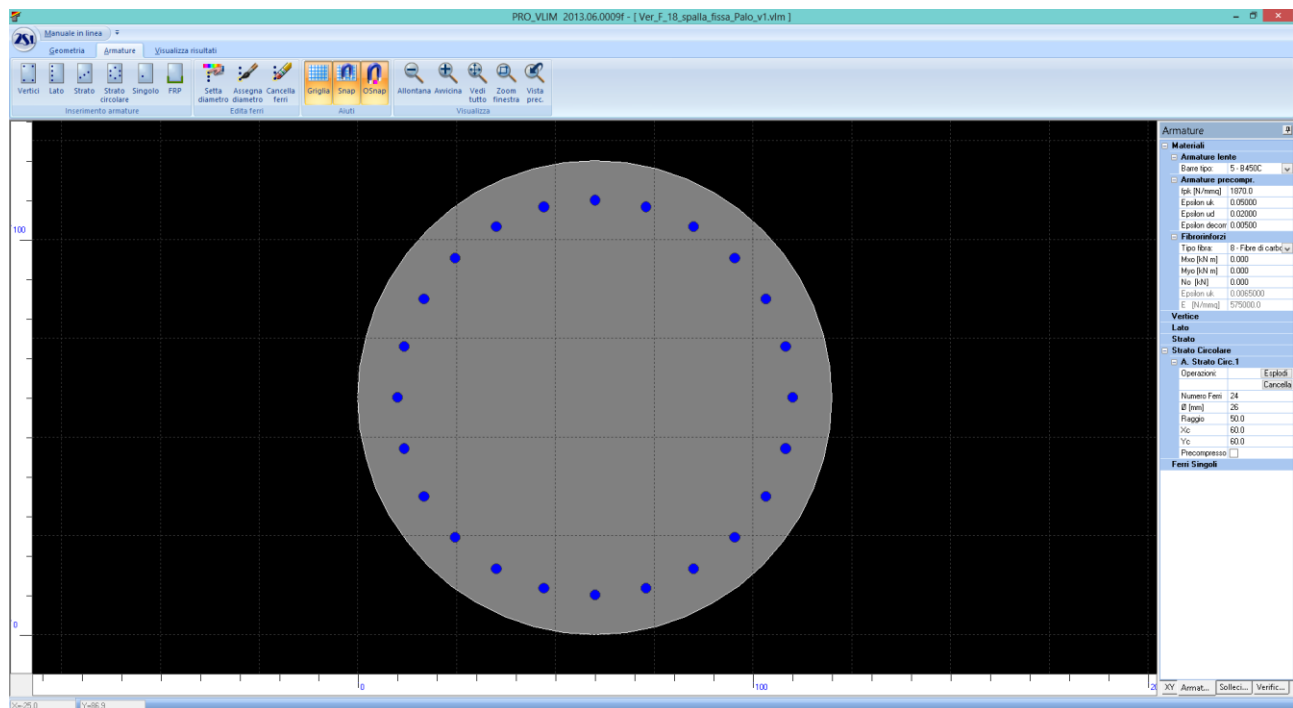
Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$\sigma_a$	$\sigma_a/\sigma_{aL}$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	437,0	0,0	0,0	-2909,5	0,15	178964,8	0,50



Tensioni – Comb. rare

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 82 di 128

## 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 Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 83 di 128



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	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

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 84 di 128

12	11,7	72,9	5,3	no
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 aggressivo

#### Materiali:

##### Calcestruzzo classe: C28/35

$R_{ck}$  (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cm<sup>2</sup>

$f_{ck}$  (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 290 daN/cm<sup>2</sup>

$f_{ctm}$  (resistenza a trazione media) = 28 daN/cm<sup>2</sup>

$G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 145424 daN/cm<sup>2</sup>

$E$  (modulo elastico istantaneo iniziale) = 325750 daN/cm<sup>2</sup>

$\nu$  (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/cm<sup>2</sup>

$f_{kt}$  (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>

$\epsilon_{uk}$  (deformazione di rottura) = 0.075

$G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm<sup>2</sup>

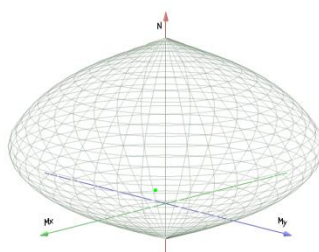
$E$  (modulo elastico) = 2000000 daN/cm<sup>2</sup>

$\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



#### Caratteristiche limite della sezione:

$N_u$	$M_{xu}$	$M_{yu}$
kN	kN m	kN m
-4986,1	0,0	0,0

#### Stato Sez.

Completamente tesa

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 85 di 128

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	1816,8	-109,0	-626,3	P	10115,4	-607,0	-3487,1	0,180	OK
				M	21848,2	-108,9	-625,5	0,080	
				N	1816,8	-478,5	-2749,3	0,230	
2	2144,3	-128,7	-650,2	P	11097,2	-665,9	-3364,9	0,190	OK
				M	21775,2	-128,5	-649,5	0,100	
				N	2144,3	-558,4	-2822,1	0,230	
3	2267,3	-144,8	-669,4	P	11281,3	-720,4	-3330,7	0,200	OK
				M	21715,9	-144,6	-668,7	0,100	
				N	2267,3	-615,0	-2843,5	0,230	
4	2272,6	-146,1	-668,8	P	11303,9	-726,6	-3326,5	0,200	OK
				M	21716,6	-145,9	-668,1	0,100	
				N	2272,6	-621,2	-2843,7	0,230	
5	2421,1	-149,8	-683,3	P	11638,0	-720,0	-3284,4	0,210	OK
				M	21677,1	-149,6	-682,6	0,110	
				N	2421,1	-631,2	-2879,5	0,240	
6	2440,7	-152,3	-683,2	P	11697,5	-730,0	-3274,3	0,210	OK
				M	21675,7	-152,2	-682,5	0,110	
				N	2440,7	-642,6	-2882,3	0,240	
7	2361,0	-141,7	-709,2	P	11169,3	-670,2	-3355,1	0,210	OK
				M	21615,3	-141,5	-708,5	0,110	
				N	2361,0	-574,2	-2874,7	0,250	
8	2364,8	-141,9	-709,1	P	11182,6	-671,0	-3353,3	0,210	OK
				M	21615,4	-141,8	-708,4	0,110	
				N	2364,8	-575,3	-2875,5	0,250	
9	2476,0	-148,6	-719,6	P	11423,2	-685,4	-3319,8	0,220	OK
				M	21584,5	-148,4	-718,9	0,110	
				N	2476,0	-598,6	-2899,3	0,250	
10	2490,6	-149,4	-719,9	P	11464,6	-687,9	-3314,0	0,220	OK
				M	21583,0	-149,3	-719,2	0,110	
				N	2490,5	-602,4	-2902,2	0,250	
11	2191,5	-143,3	-635,4	P	11410,8	-746,2	-3308,5	0,190	OK
				M	21804,0	-143,2	-634,7	0,100	
				N	2191,5	-636,1	-2820,2	0,220	
12	2195,4	-143,9	-635,4	P	11424,3	-748,8	-3306,2	0,190	OK
				M	21803,9	-143,7	-634,7	0,100	
				N	2195,4	-638,8	-2820,7	0,220	
13	2306,6	-147,1	-645,8	P	11687,6	-745,2	-3272,3	0,200	OK
				M	21775,0	-146,9	-645,1	0,110	
				N	2306,6	-648,4	-2847,3	0,230	
14	2321,1	-148,5	-646,1	P	11730,2	-750,7	-3265,3	0,200	OK
				M	21773,2	-148,4	-645,4	0,110	
				N	2321,1	-655,1	-2849,7	0,230	
15	-599,9	363,3	894,8	P	-1108,6	671,4	1653,7	0,540	OK
				M	-2958,7	363,6	895,5	0,200	
				N	-599,9	748,7	1843,9	0,480	
16	-219,6	685,5	585,7	P	-494,3	1543,3	1318,7	0,440	OK
				M	-3098,8	686,0	586,2	0,070	
				N	-219,6	1625,8	1389,2	0,420	
17	-44,3	250,5	453,9	P	-183,5	1038,5	1882,1	0,240	OK
				M	-3902,0	250,3	453,6	0,010	
				N	-44,3	1064,4	1929,1	0,230	
18	3101,6	-186,1	-1527,0	P	7334,3	-440,1	-3610,8	0,420	OK
				M	19470,1	-186,0	-1526,1	0,160	
				N	3101,6	-375,9	-3084,2	0,490	

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 86 di 128

19	594,2	-572,4	163,7	P	3094,0	-2980,1	852,4	0,190	OK
				M	21951,8	-571,7	163,5	0,030	
				N	594,2	-2335,2	668,0	0,240	
20	269,7	233,9	408,0	P	1557,6	1350,8	2356,1	0,170	OK
				M	22282,8	233,6	407,4	0,010	
				N	269,7	1153,7	2012,3	0,200	
21	-262,3	-17,9	754,9	P	-678,5	-46,2	1952,7	0,390	OK
				M	-3410,0	-17,9	755,4	0,080	
				N	-262,3	-50,1	2118,5	0,360	
22	2245,1	476,0	-935,9	P	7807,2	1655,3	-3254,4	0,290	OK
				M	20751,6	475,6	-935,1	0,110	
				N	2245,1	1316,2	-2587,8	0,360	
23	2569,6	-330,3	-1180,1	P	7647,7	-983,0	-3512,4	0,340	OK
				M	20286,3	-330,0	-1179,3	0,130	
				N	2569,6	-804,5	-2874,6	0,410	
24	3439,2	-459,7	-1667,0	P	7237,4	-967,3	-3507,9	0,470	OK
				M	18922,1	-459,2	-1665,2	0,180	
				N	3439,2	-843,2	-3057,8	0,540	
25	3058,9	-781,9	-1357,9	P	7088,3	-1811,8	-3146,6	0,430	OK
				M	19384,5	-781,5	-1357,3	0,160	
				N	3058,9	-1542,8	-2679,5	0,510	
26	2883,6	-346,8	-1226,0	P	8262,7	-993,8	-3513,1	0,350	OK
				M	20157,9	-346,6	-1225,2	0,140	
				N	2883,6	-831,4	-2938,9	0,420	
48	1419,7	-85,2	-386,1	P	11932,8	-716,0	-3245,1	0,120	OK
				M	22482,0	-85,0	-385,4	0,060	
				N	1419,7	-576,9	-2614,6	0,150	
49	1419,7	-85,2	-386,1	P	11932,8	-716,0	-3245,1	0,120	OK
				M	22482,0	-85,0	-385,4	0,060	
				N	1419,7	-576,9	-2614,6	0,150	

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		
15	-599,9	363,3	894,8	P	-1108,6	671,4	1653,7	0,540	OK
15	-599,9	363,3	894,8	M	-2958,7	363,6	895,5	0,200	OK
24	3439,2	-459,7	-1667,0	N	3439,2	-843,2	-3057,8	0,540	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:  $\sigma_{aL} = 360000,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$\sigma_a$	$\sigma_a/\sigma_{aL}$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
27 OK	-105,7	-494,9	1676,1	-3992,7	0,23	-52673,5	0,15
28 OK	-106,6	-494,5	1680,1	-3991,9	0,23	-52676,2	0,15
29 OK	-109,3	-505,2	1790,1	-4093,9	0,24	-54218,6	0,15
30 OK	-111,2	-505,2	1804,6	-4100,3	0,24	-54337,0	0,15
31 OK	-102,2	-519,0	1732,4	-4168,2	0,24	-54925,4	0,15
32 OK	-102,6	-519,0	1735,2	-4168,7	0,24	-54944,1	0,15
33 OK	-105,0	-526,7	1817,8	-4242,0	0,24	-56070,7	0,16
34 OK	-106,1	-527,0	1828,6	-4247,8	0,24	-56172,8	0,16
35 OK	-103,8	-470,8	1628,7	-3810,2	0,22	-50353,7	0,14
36 OK	-104,6	-470,5	1631,7	-3809,7	0,22	-50356,7	0,14
37 OK	-106,6	-478,5	1714,1	-3887,3	0,22	-51524,2	0,14
38 OK	-108,0	-478,5	1725,0	-3892,3	0,22	-51615,0	0,14

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

Valori limite:

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

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 87 di 128

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
39 OK	-80,5	-461,6	1589,5	0.00	0,00
40 OK	-81,2	-461,2	1592,5	0.00	0,00
41 OK	-83,3	-469,3	1675,0	0.00	0,00
42 OK	-84,7	-469,2	1685,9	0.00	0,00
43 OK	-49,7	-396,1	1444,1	0.00	0,00
44 OK	-49,7	-396,1	1444,1	0.00	0,00
45 OK	-49,7	-396,1	1444,1	0.00	0,00
46 OK	-49,7	-396,1	1444,1	0.00	0,00

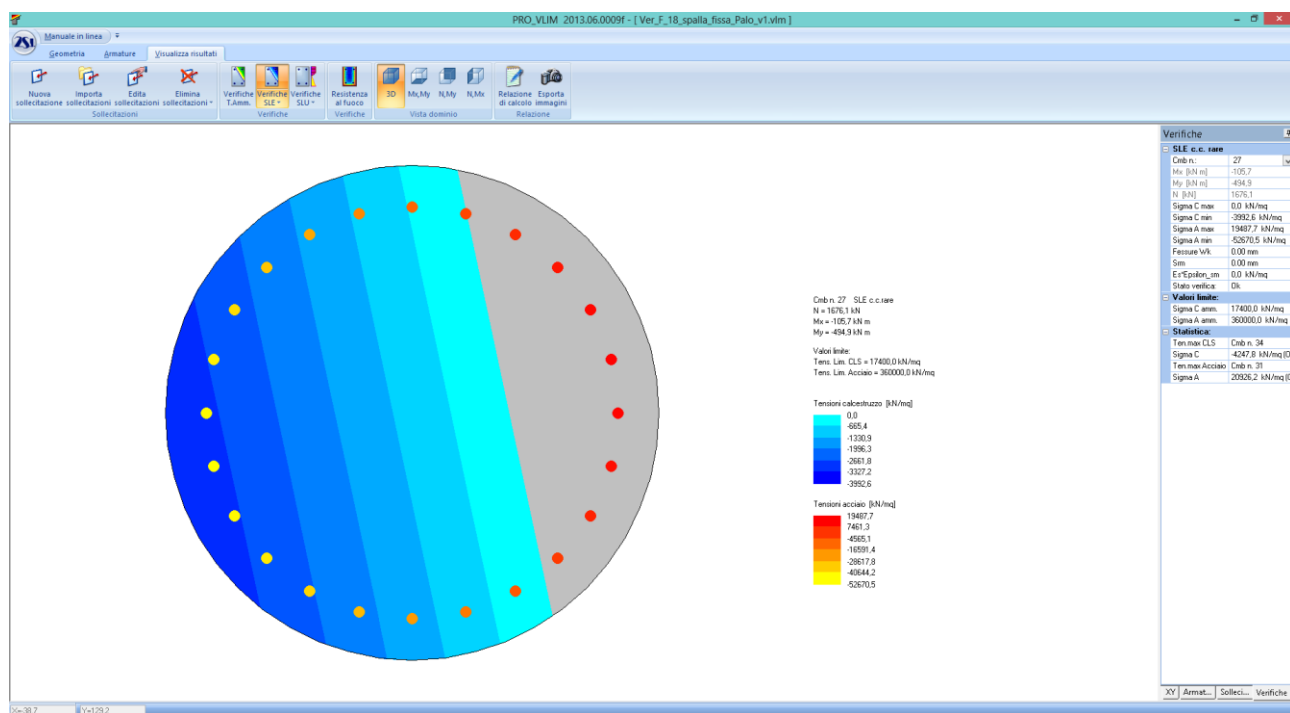
### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

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

Fessure: WkL = 0,20 mm (verifica Ok per  $Wk/WkL < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
47 OK	-48,2	-386,1	1419,7	-3103,1	0,24	0.00	0,00



Tensioni – Comb. Rare

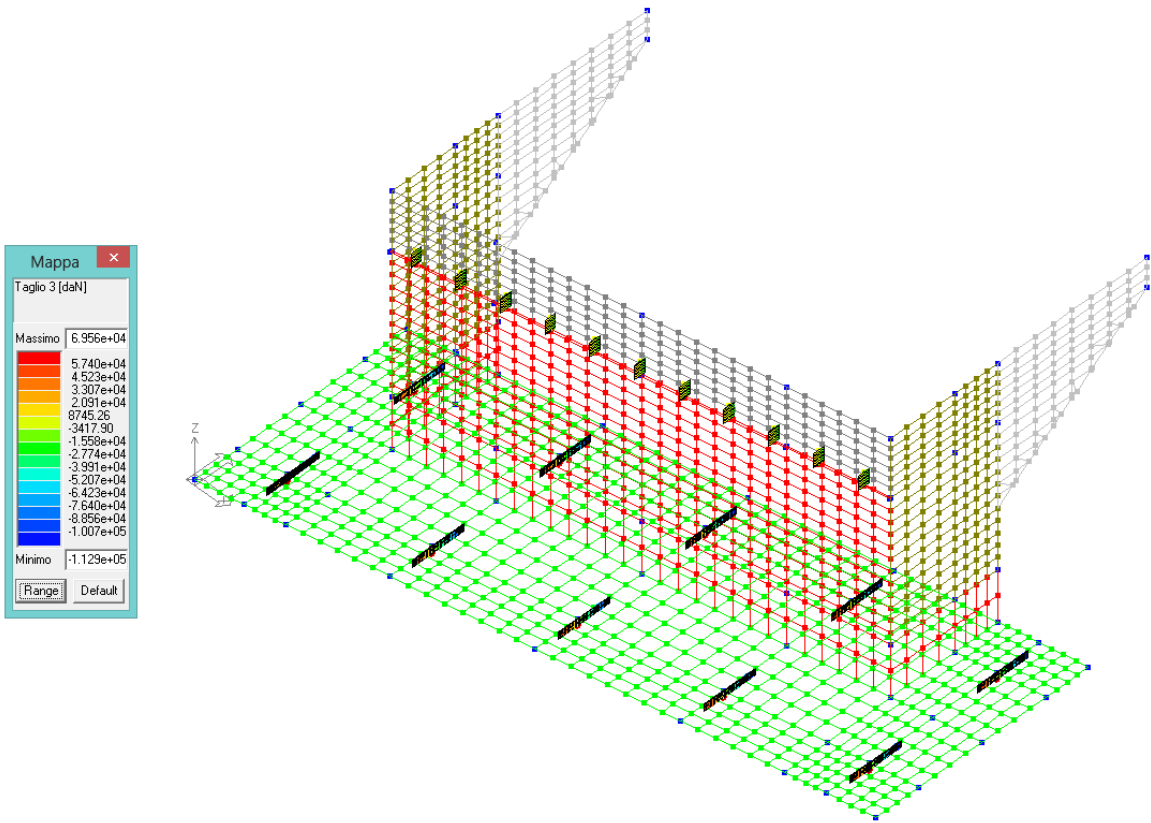
Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 88 di 128

### 8.5.2 Verifica a taglio

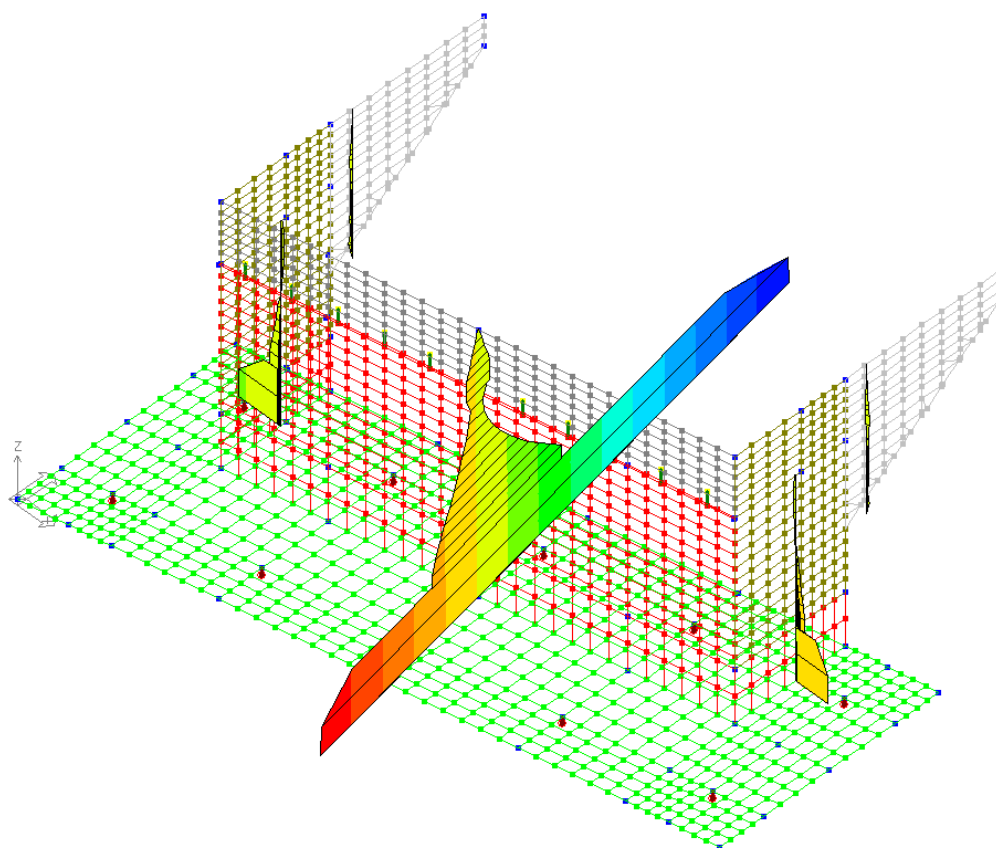
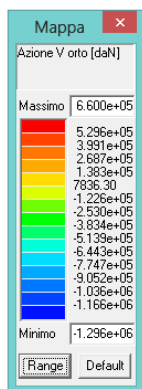
Si riportano le verifiche a taglio per le sezioni analizzate in precedenza.

I tagli massimi agli SLU agenti sono :

**Spalla**



Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 89 di 128



Si riporta la verifica :

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 90 di 128

## SPALLA

### Palo

$T_{\max\_filo} = 1129 \text{ kN}$

$T_{\text{amm\_senza\_armatura}} = 394 \text{ kN}$

Verifica a taglio palo di fondazione				
Rck =	35	N/mm <sup>2</sup>		
fck =	28	N/mm <sup>2</sup>		
φ =	1200	mm		
c =	75	mm		
Apalo =	1130973,36	mm <sup>2</sup>		
Armatura :				
Staffe	12	mm		
Passo	100	mm		
Si arma con sole staffe				
Azioni di progetto		<u>Lato C/s</u>	Rad	Sessadec.
Tx_max	112900	daN	θ =	0,46365 26,5650
Ty_max	0	daN	Vrd2 =	3669,12 kN
Tmax_slv	1129,00	kN	v =	0,560
			fcd =	18,67 N/mm <sup>2</sup>
B =	1200	mm	Ver.	
d =	1125	mm		
0.9*d =	1012,5	mm	<u>Lato Acciaio-staffe</u>	
pl =	0	mm <sup>2</sup>	s =	1000 mm
Resistenza senza armatura a taglio		Asw =	2262 mm <sup>2</sup>	
Vrd1 =	394,34	kN	Afst =	113 mm <sup>2</sup>
τ <sub>rd</sub> =	0,337	N/mm <sup>2</sup>	Vrd3 =	1688,82 kN
k =	1		Vwdstaffe =	1294,48 kN
f <sub>ctk0.05</sub> =	2,02	N/mm <sup>2</sup>	fyk =	450 N/mm <sup>2</sup>
γ <sub>c</sub> =	1,5		γ <sub>acc</sub> =	1,15
			f <sub>yd</sub> =	391,30 N/mm <sup>2</sup>
Occorre armatura a taglio		Ver.		

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

Elaborato	Revisione	Data	
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 91 di 128	



## Plinto

$$T_{\max\_filo} = 362.26 \text{ kN/m}$$

$$T_{\text{amm\_senza\_armatura}} = 463.59 \text{ kN/m}$$

NTC 2008 - CALCESTRUZZO VERIFICA A TAGLIO TRAM RETTANGOLARI			
UNITA' DI MISURA	forze e carichi:	kN, kNm, kNm <sup>2</sup>	<b>LEGENDA</b> 123 dati da inserire 123 valori calcolati valori notevoli risultati verifiche
	peso specifico:	kNm <sup>3</sup>	
	tensioni e resistenze	N/mm <sup>2</sup>	
	momenti (flettente, ecc.)	kNm	
PESI SPECIFICI	$\gamma = 24 \text{ kNm}^3$ (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: $V_{sd} \leq V_{Rd, \text{cl con arm.}}$			
<b>Elementi che non richiedono armatura a taglio</b>			
$V_{Ed} [\text{kN}] =$	463.59	$V_{Ed} [\text{kN}] =$	362.26 VERIFICATO armatura a taglio minima
Acciaio =	B460C		
Clas =	C32/40		
$R_{yk} =$	40.00 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$f_{yk} =$	32.00 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$f_{yk, \text{red}} =$	2.12 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$\gamma_c$ in uso =	1.50		
$V_{Rd, \text{cl}} [\text{kN}] =$	409.19 [kN]	$V_{Rd, \text{cl}} [\text{kN}] =$	463.59 [kN]
$V_{Rd, \text{cl}} =$	0.32		
$k = 1 + (200/d)^{1/4}$	1.37	$\leq 2$	1.37
$\rho =$	0.0015 [puro]	$\leq 0.02$	0.0015
$A_{yk} =$	2.260 [mm <sup>2</sup> ]		
$b_{yk} =$	1.000,00 [mm]		
$\sigma_{yk} =$	0.00 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$N_{yk} =$	0.00 [kN]		
$A_c =$	1.500.000 [mm <sup>2</sup> ]		
$d =$	1.460 [mm]		
$h =$	1.500 [mm]		
$b =$	1.000 [mm]		
$c =$	40 [mm]		
Area armat. in trazione che si estende per non meno di $d + l_{yk}$ 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)			
lunghezza 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			
altezza sezione			
base sezione			
copriferro			

Non occorre specifica armatura a taglio. Si adottano a favore di sicurezza staffe diam. 18/40x40 cm per un'estensione di 1.00 m dal filo elevazione in direzione verso l'impalcato.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 92 di 128

## Elevazione

$$T_{\max\_filo} = 846 \text{ kN/m}$$

$$T_{\text{amm\_senza\_armatura}} = 444 \text{ kN/m}$$

NTC 2008 - CALCESTRUZZO																		
VERIFICA A TAGLIO TRAM RETTANGOLARI																		
UNITA' DI MISURA	forze e carichi: peso specifico: tensioni e resistenze momenti (flessione, ecc.) $\gamma = 24 \text{ kNm}^3$ (cls non armato) $\gamma = 25 \text{ kNm}^3$ (cls armato)	kN, kNm, kNm <sup>2</sup> kNm/m <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup> kNm	LEGENDA 123 dati da inserire 123 valori calcolati risultati verifiche															
PESI SPECIFICI																		
$V_{ed} \leq V_{Rd, \text{senza arm.}}$ armat. minima a taglio $V_{ed} \leq V_{Rd, \text{senza arm.}}$ armat. a taglio tale che: $V_{ed} \leq V_{Rd, \text{senza arm.}}$																		
<b>Elementi che non richiedono armatura a taglio</b> ( $V_{ed} \leq V_{Rd, \text{senza arm.}}$ )																		
$V_{ed}$ [kN] = 444,67 Acciaio = B400C Cls = C32/40 $f_{ctd}$ = 40,00 [N/mm <sup>2</sup> ] $f_{ctd}$ = 32,00 [N/mm <sup>2</sup> ] $f_{ctd, \text{uso}}$ = 2,12 [N/mm <sup>2</sup> ] $\gamma_{f, \text{in uso}}$ = 1,50 $V_{ed}$ [kN] = 420,59 [kN] $\gamma_{f, \text{in uso}}$ = 0,33 $k = 1 + (200d)^{-0,5}$ = 1,42 $\rho = 0,0019$ [puro] $A_{st}$ = 2,280 [mm <sup>2</sup> ] $b_w$ = 1,000 [mm] $\sigma_{st}$ = 0,33 [N/mm <sup>2</sup> ] $N_{st}$ = 400,00 [kN] $A_{st}$ = 1,200 [mm <sup>2</sup> ] $d$ = 1,160 [mm] $h$ = 1,200 [mm] $b$ = 1,000 [mm] $\rho$ = 40 [mm]	$V_{ed}$ [kN] = 444,67 $V_{Rd, \text{senza arm.}}$ = 420,59 [kN] $k$ = 1,42 $\rho$ = 0,0019 $A_{st}$ = 2,280 [mm <sup>2</sup> ] $b_w$ = 1,000 [mm] $\sigma_{st}$ = 0,33 [N/mm <sup>2</sup> ] $N_{st}$ = 400,00 [kN] $A_{st}$ = 1,200 [mm <sup>2</sup> ] $d$ = 1,160 [mm] $h$ = 1,200 [mm] $b$ = 1,000 [mm] $\rho$ = 40 [mm]	$V_{ed} \leq V_{Rd, \text{senza arm.}}$ <b>NON VERIFICATO</b> si deve armare a taglio																
<b>Elementi che richiedono armatura a taglio</b> ( $V_{ed} > V_{Rd, \text{senza arm.}}$ )																		
$V_{ed}$ [kN] = 5863,80 $f_{ctd}$ = 22,13 [N/mm <sup>2</sup> ] $b_w$ = 1,000 [mm] $\alpha_{st}$ = 90° $\cot \theta$ = 0 [puro] $\theta$ = 45° $\cot \theta$ = 1,00	$V_{ed}$ [kN] = 5863,80 $f_{ctd}$ = 22,13 [N/mm <sup>2</sup> ] $b_w$ = 1,000 [mm] $\alpha_{st}$ = 90° $\cot \theta$ = 0 [puro] $\theta$ = 45° $\cot \theta$ = 1,00	$V_{ed} > V_{Rd, \text{senza arm.}}$ <b>VERIFICATO</b>	<table border="1"> <tr> <td><math>\alpha_{st}</math></td> <td>1</td> <td>per membrane non compresse</td> </tr> <tr> <td><math>\alpha_{st}</math></td> <td>1,02</td> <td>per <math>0 &lt; \sigma_{st} &lt; 0,25 f_{ctd}</math></td> </tr> <tr> <td><math>\alpha_{st}</math></td> <td>1,25</td> <td>per <math>0,25 f_{ctd} &lt; \sigma_{st} &lt; 0,5 f_{ctd}</math></td> </tr> <tr> <td><math>\alpha_{st}</math></td> <td>2,48</td> <td>per <math>0,5 f_{ctd} &lt; \sigma_{st} &lt; f_{ctd}</math></td> </tr> <tr> <td><math>\alpha_{st}</math></td> <td>1,02</td> <td></td> </tr> </table>	$\alpha_{st}$	1	per membrane non compresse	$\alpha_{st}$	1,02	per $0 < \sigma_{st} < 0,25 f_{ctd}$	$\alpha_{st}$	1,25	per $0,25 f_{ctd} < \sigma_{st} < 0,5 f_{ctd}$	$\alpha_{st}$	2,48	per $0,5 f_{ctd} < \sigma_{st} < f_{ctd}$	$\alpha_{st}$	1,02	
$\alpha_{st}$	1	per membrane non compresse																
$\alpha_{st}$	1,02	per $0 < \sigma_{st} < 0,25 f_{ctd}$																
$\alpha_{st}$	1,25	per $0,25 f_{ctd} < \sigma_{st} < 0,5 f_{ctd}$																
$\alpha_{st}$	2,48	per $0,5 f_{ctd} < \sigma_{st} < f_{ctd}$																
$\alpha_{st}$	1,02																	
<b>Staffe</b>																		
$V_{ed, \text{tratto}}$ = 1155,07 [kN] $A_{st, \text{tratto}}$ = 565 [mm <sup>2</sup> ] $f_{ctd}$ = 200 [mm] $f_{ctd}$ = 391,30 [N/mm <sup>2</sup> ] $\sigma_{st, \text{tratto}}$ = 5 [mm] $n_{st, \text{tratto}}$ = 2 [puro] $\rho_{st, \text{tratto}}$ = 113,10 [mm] $f_{ctd}$ = 450 [N/mm <sup>2</sup> ] $\gamma_{f, \text{in uso}}$ = 1,15 NTC 2008 $A_{st}$ = 1000 [mm] $n_{st}$ = 5,00 [puro]	$V_{ed, \text{tratto}}$ = 1155,07 [kN] $A_{st, \text{tratto}}$ = 565 [mm <sup>2</sup> ] $f_{ctd}$ = 200 [mm] $f_{ctd}$ = 391,30 [N/mm <sup>2</sup> ] $\sigma_{st, \text{tratto}}$ = 5 [mm] $n_{st, \text{tratto}}$ = 2 [puro] $\rho_{st, \text{tratto}}$ = 113,10 [mm] $f_{ctd}$ = 450 [N/mm <sup>2</sup> ] $\gamma_{f, \text{in uso}}$ = 1,15 NTC 2008 $A_{st}$ = 1000 [mm] $n_{st}$ = 5,00 [puro]	Taglio resistente staffe Area complessiva staffe passo staffe in senso longitudinale alla trave $f_{ctd}$ acciaio tipo B400 C diametro staffe n. bracci verticali Area singolo braccio di staffe acciaio tipo B400 C $\gamma_{f, \text{in uso}}$ = 1,15 $A_{st}$ = 1000 [mm] $n_{st}$ = 5,00 [puro]																
<b>Ferti piegati</b>																		
$V_{ed, \text{tratto}}$ = 0,00 [kN] $A_{st, \text{tratto}}$ = 402 [mm <sup>2</sup> ] $f_{ctd}$ = 1000 [mm] $f_{ctd}$ = 391,30 [N/mm <sup>2</sup> ] $\sigma_{st, \text{tratto}}$ = 16 [mm] $n_{st, \text{tratto}}$ = 2 [puro] $\rho_{st, \text{tratto}}$ = 201 [mm] $f_{ctd}$ = 450 [N/mm <sup>2</sup> ] $\gamma_{f, \text{in uso}}$ = 1,15 $A_{st}$ = 1000 [mm] $\alpha_{st, \text{tratto}}$ = 46° $\cot \theta$ = 0,7854 [rad]	$V_{ed, \text{tratto}}$ = 0,00 [kN] $A_{st, \text{tratto}}$ = 402 [mm <sup>2</sup> ] $f_{ctd}$ = 1000 [mm] $f_{ctd}$ = 391,30 [N/mm <sup>2</sup> ] $\sigma_{st, \text{tratto}}$ = 16 [mm] $n_{st, \text{tratto}}$ = 2 [puro] $\rho_{st, \text{tratto}}$ = 201 [mm] $f_{ctd}$ = 450 [N/mm <sup>2</sup> ] $\gamma_{f, \text{in uso}}$ = 1,15 $A_{st}$ = 1000 [mm] $\alpha_{st, \text{tratto}}$ = 46° $\cot \theta$ = 0,7854 [rad]	Taglio resistente ferti piegati (EC2) Area complessiva ferti piegati passo ferti piegati in senso long. $f_{ctd}$ dell'acciaio dei ferti piegati diametro ferti piegati n. ferti piegati Area diam. singolo ferro piegato acciaio tipo B400 C $\gamma_{f, \text{in uso}}$ = 1,15 $A_{st}$ = 1000 [mm] $\alpha_{st, \text{tratto}}$ = 46° $\cot \theta$ = 0,7854 [rad]																
$V_{ed}$ [kN] = 1155,07 > $V_{Rd}$ [kN] = 846,00 <b>VERIFICATO</b>																		
<b>Verifica armatura trasversale minima</b>																		
$A_{st}$ = 2827 [mm <sup>2</sup> ] $A_{st, \text{min}}$ = 1500 [mm <sup>2</sup> ] <b>Verifica passo staffe</b> $s_{st}$ = 200 [mm] $s_{st, \text{min}}$ = 928 [mm] $n_{st}$ = 5 [puro]	$A_{st}$ = 2827 [mm <sup>2</sup> ] $A_{st, \text{min}}$ = 1500 [mm <sup>2</sup> ] <b>Verifica passo staffe</b> $s_{st}$ = 200 [mm] $s_{st, \text{min}}$ = 928 [mm] $n_{st}$ = 5 [puro]	area armatura a taglio e la lunghezza d <b>VERIFICATO</b> Almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe. <b>VERIFICATO</b> passo staffe passo minimo staffe <b>VERIFICATO</b> n. staffe nel tratto ( $n_{st, \text{min}} = 3$ ) <b>VERIFICATO</b>																

Si arma con staffe Ø12/20x20 cm per 1.50 m dal filo inferiore.

Le verifiche sono soddisfatte.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 93 di 128

### 8.5.3 Verifica paraghiaia

Si riporta la verifica, a favore di sicurezza, per la geometria di pari spessore ma altezza massima con le armature previste in precedenza.

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.

**Le azioni per la geometria corrente con  $h_{\max} = 1.62$  m sono :**

$$N_{pp} = 0.30 \times 1.62 \times 25 = 12.15 \text{ kN/m}$$

Spinta del terreno a tergo:

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

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

$$K_a = 0.238$$

$$h_{\text{tot}} = 1.62 \text{ m}$$

$$q_{t\_ka} = \gamma_t \times h_{\text{tot}} \times k_a = 7.71 \text{ kN/mq}$$

$$Hq_{t\_ka} = q_{t\_ka} \times h/2 = 6.24 \text{ kN/m}$$

$$Mq_{t\_ka} = Hq_{t\_ka} \times h/3 = 3.37 \text{ kNm/m}$$

Spinta del sovraccarico accidentale sul terreno a tergo:

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

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

$$K_a = 0.238$$

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

$$Hq_{\text{acc\_ka}} = q_{\text{acc\_ka}} \times h = 7.71 \text{ kN/m}$$

$$Mq_{\text{acc\_ka}} = Hq_{\text{acc\_ka}} \times h/2 = 6.25 \text{ kNm/m}$$

Sovraspinta sismica del terreno a tergo (Wood):

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

$$h_t^* = 1.62 \text{ m}$$

$$a_g/g = 0.205$$

$$S_s = 1.403$$

$$S_t = 1.000$$

$$\Delta q_{ss} = (a_g/g \times S_s \times S_t) \times h_t^* \times \gamma_t = 9.33 \text{ kN/mq}$$

$$H\Delta q_{ss} = (a_g/g \times S_s \times S_t) \times h_t^* \times \gamma_t \times h = 15.11 \text{ kN/m}$$

$$M\Delta q_{ss} = H\Delta q_{ss} \times h/2 = 12.24 \text{ kNm/m}$$

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 94 di 128

Frenamento-paraghiaia:

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

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

$$L_{trasv\_min} = 9.00 \text{ m}$$

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

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

$$M_{fren} = H_{fren} \times h = 32.40 \text{ kNm/m}$$

A favore di sicurezza si conducono le verifiche con le azioni massime sono :

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

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:

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

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

$$K_a = 0.238$$

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

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

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

Sovraspinta sismica del terreno a tergo (Wood):

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

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

$$a_g/g = 0.205$$

$$S_s = 1.403$$

$$S_t = 1.000$$

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

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

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

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 95 di 128

Frenamento-paraghiaia:

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

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

$$L_{trasv\_min} = 9.00 \text{ m}$$

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

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

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

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**

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

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

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

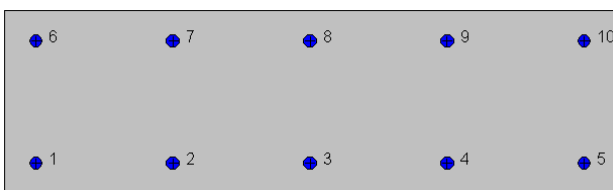
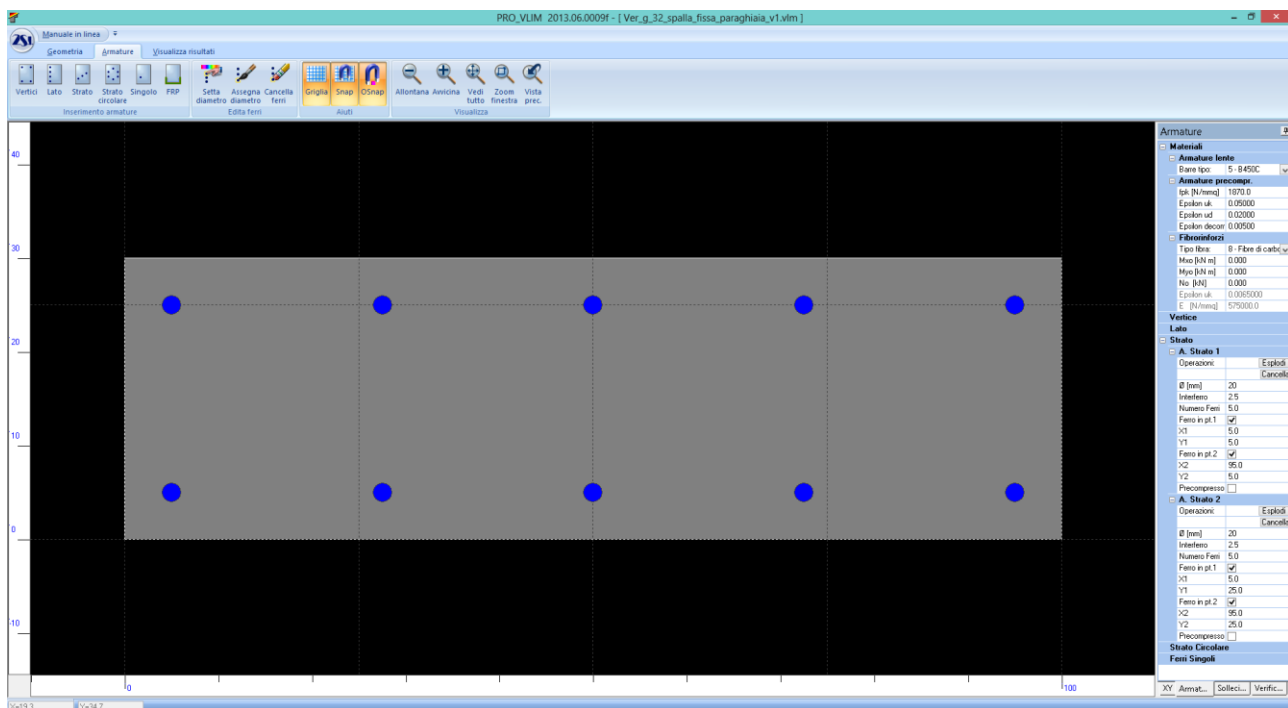
### **SLV**

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

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

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

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 96 di 128



#### 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 Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 97 di 128

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

**Note:**

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

**Materiali:**

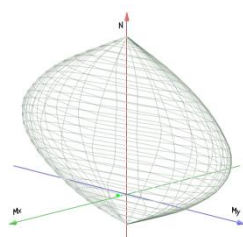
**Calcestruzzo classe: C32/40**

$R_{ck}$  (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{ck}$  (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{ctm}$  (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm<sup>2</sup>  
 $G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm<sup>2</sup>  
 $E$  (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\nu$  (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/cm<sup>2</sup>  
 $f_{kt}$  (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_{uk}$  (deformazione di rottura) = 0.075  
 $G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm<sup>2</sup>  
 $E$  (modulo elastico) = 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\nu$  (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.
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.	$N$	$M_x$	$M_y$	Tipo	$N_u$	$M_{xu}$	$M_{yu}$	$S_d/S_u$	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 Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 98 di 128

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

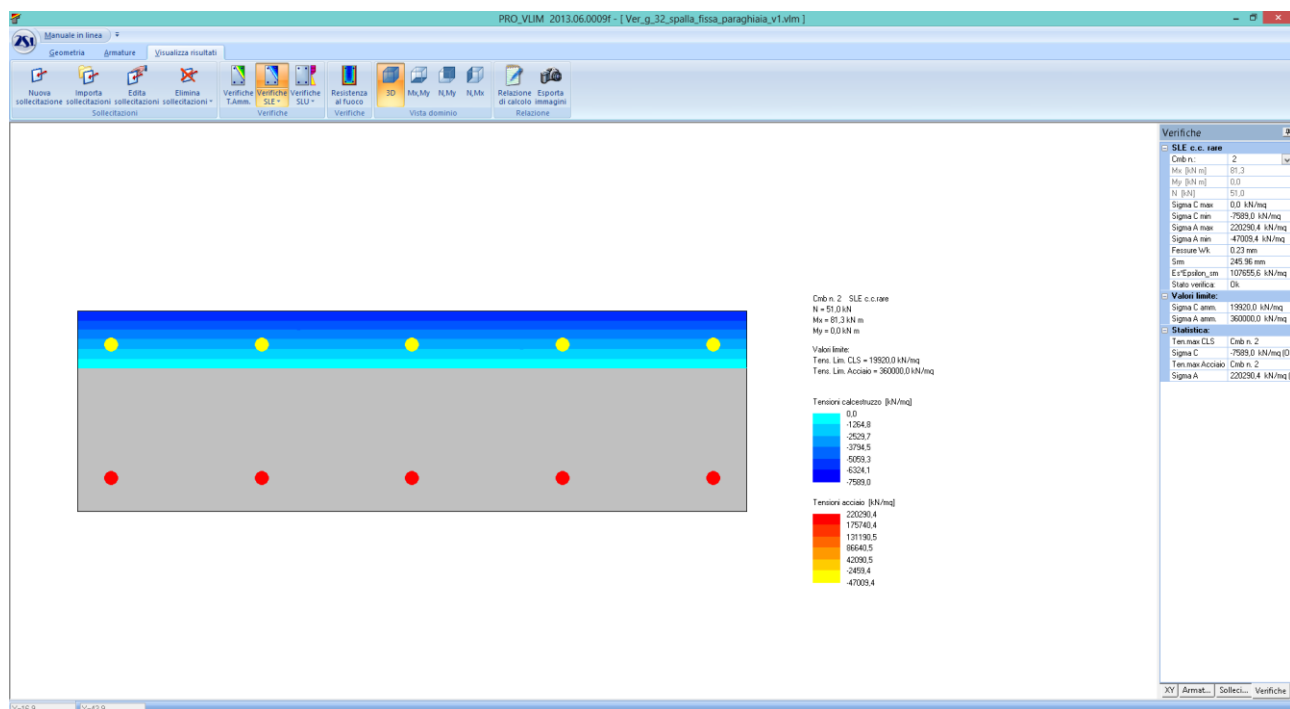
### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

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	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$\sigma_a$	$\sigma_a/\sigma_{aL}$
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 Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 99 di 128



NTC 2008 - CALCESTRUZZO			
VERIFICA A TAGLIO TRAM RETTANGOLARI			
UNITA' DI MISURA	forze e carichi:	kN, kNm, kNm <sup>2</sup>	<b>LEGENDA</b> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="width: 15px; height: 15px; background-color: red; margin-right: 5px;"></div> 123 dati da inserire           </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="width: 15px; height: 15px; background-color: yellow; margin-right: 5px;"></div> 123 valori calcolati           </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="width: 15px; height: 15px; background-color: green; margin-right: 5px;"></div> risultati verifiche           </div>
	peso specifico:	kNm <sup>3</sup>	
	tensioni e resistenze	N/mm <sup>2</sup>	
	momenti (flettente, ecc.)	kNm	
PESI SPECIFICI	$\gamma = 24 \text{ kNm}^3$ (cls non armato)		
	$\gamma = 25 \text{ kNm}^3$ (cls armato)		
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div>se <math>V_{sd} \leq V_{Rd1}</math> senza arm.</div> <div>armat. minima a taglio</div> </div>			
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div>se <math>V_{sd} &gt; V_{Rd1}</math> senza arm.</div> <div>armat. a taglio tale che:</div> <div><math>V_{sd} \leq V_{Rd1}</math> con arm.</div> </div>			
<b>Elementi che non richiedono armatura a taglio</b> ( $V_{sd} \leq V_{Rd1}$ senza arm.)			
$V_{1sd}$ [kN] =	157,15	>	$V_{Ed}$ [kN] = 60,05 VERIFICATO armatura a taglio minima
Acciaio =	B460C		
Classe =	C32/40		
$R_{ct}$ =	40,00 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$f_{ct}$ =	32,00 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$f_{ct,0.05}$ =	2,12 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$\gamma_c$ in uso =	1,50		
$V_{Rd1}$ [kN] =	157,15 [kN]		132,38 [kN]
$\nu_{tr}$ =	0,51		
$k = 1 + (200d)^{-0,2}$	1,88	$\leq 2$	1,88
$\rho =$	0,0060 [puro]	$\leq 0,02$	0,0060
$A_{st}$ =	1570 [mm <sup>2</sup> ]		
Area armat. in trazione che si estende per non meno di $d + l_{b,net}$ 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)			
$b_w$ =	1000,00 [mm]		
$\sigma_{cp}$ =	0,00 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$N_{Ed}$ =	0,00 [kN]		
forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva)			
$A_c$ =	300000 [mm <sup>2</sup> ]		
area calcestruzzo (valida solo per sezione rettangolare)			
$d$ =	260 [mm]		
altezza utile sezione			
$h$ =	300 [mm]		
altezza sezione			
$b$ =	1000 [mm]		
base sezione			
$c$ =	40 [mm]		
coprifondo			

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

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

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 100 di 128

## 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 :

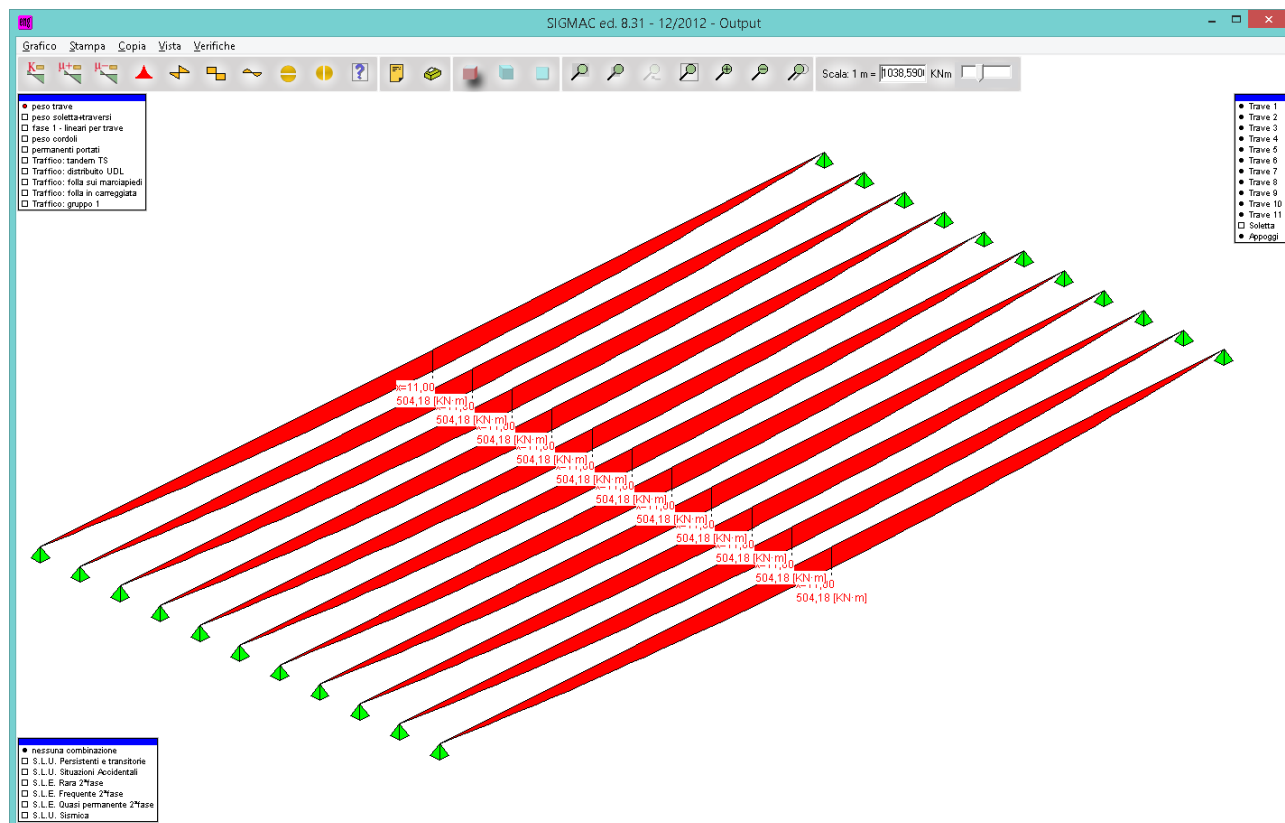
### 5.1.4.3 Verifiche allo stato limite di fatica

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).

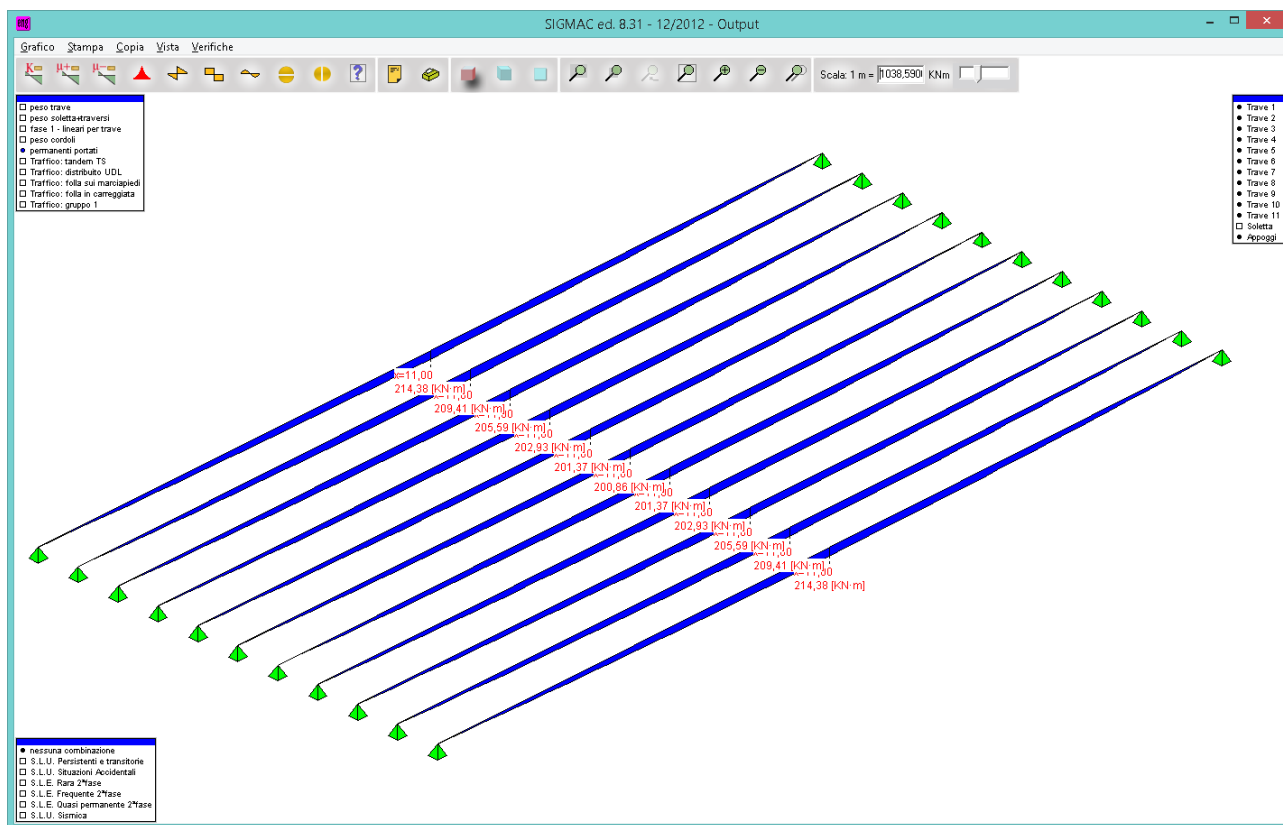
Si riportano i diagrammi del momenti per i diversi casi di carico delle travi in c.a.p. a sostegno di quanto sopra espresso :



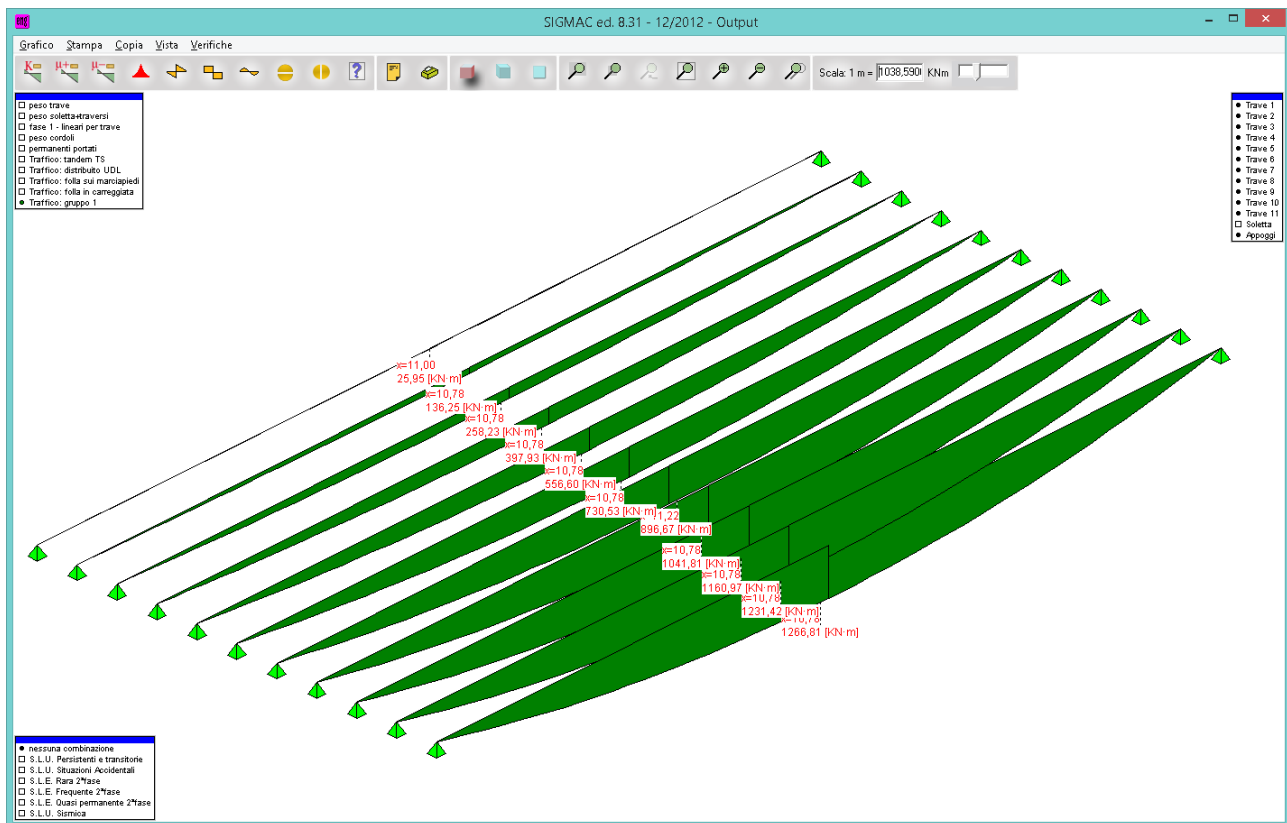
Momento da peso trave

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 101 di 128





Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 103 di 128



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 :

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

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 Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 104 di 128

## 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 ( $\alpha$ ) 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

GIUNTI DI DILATAZIONE TERMICI PER IMPALCATI						
OPERE	DL min (mm)	L (m)	alfa (puro)	Dt (°C)	DL (mm)	
f-18 "Ponte Via Papa Giov. XXIII" - SP01	+/- 8	23,20	0,000012	30	+/-	15
f-18 "Ponte Via Papa Giov. XXIII" - SP02	+/- 8	23,20	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 tagliante, 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.



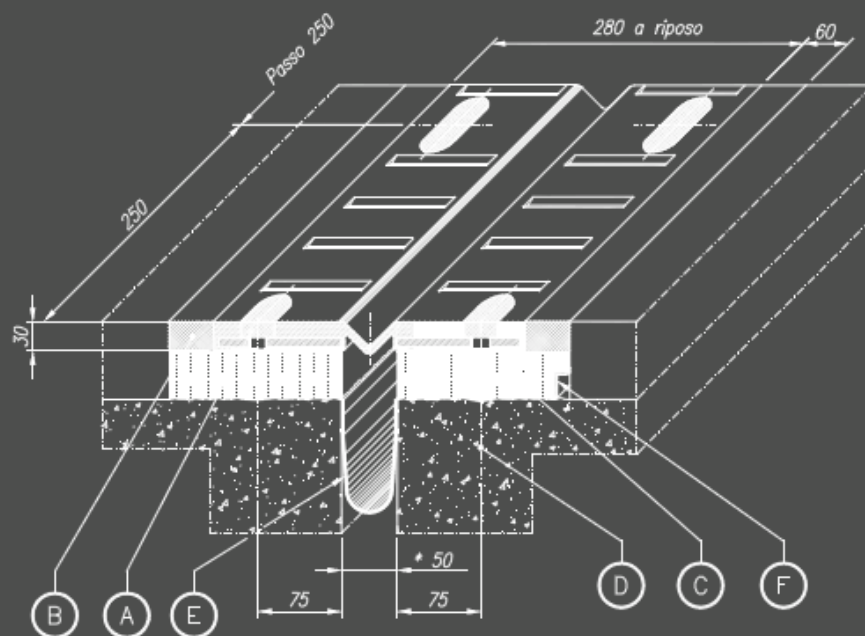
Elaborato	Revisione	Data	
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 105 di 128

## ► 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 Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 106 di 128

## 11 VERIFICA APPOGGI

Gli appoggi sono disposti alle estremità di ogni trave e si adotta un foglio di calcolo per valutare gli involuipi 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.11 travi =		11	Sd <sup>1</sup> /2=		135,53 mq	i=		1,11 m	N.1 stese di carico trav.		L=23,20 m
IMPALCATO N.13 TRAVI Pp+Qp											
N. travi	di		N =	4 347,06 kN		Mtrav =	0,00 kNm		e trav =	0,00 m	
	m		kN	r(°)		kN	f(°)		kN		
11	5,55	trave nr. 1	4 347,06	x	0,091	=	395,19	x	1,000	=	395,19
11	4,44	trave nr. 2	4 347,06	x	0,091	=	395,19	x	1,000	=	395,19
11	3,33	trave nr. 3	4 347,06	x	0,091	=	395,19	x	1,000	=	395,19
11	2,22	trave nr. 4	4 347,06	x	0,091	=	395,19	x	1,000	=	395,19
11	1,11	trave nr. 5	4 347,06	x	0,091	=	395,19	x	1,000	=	395,19
11	0,00	trave nr. 6	4 347,06	x	0,091	=	395,19	x	1,000	=	395,19
11	-1,11	trave nr. 7	4 347,06	x	0,091	=	395,19	x	1,000	=	395,19
11	-2,22	trave nr. 8	4 347,06	x	0,091	=	395,19	x	1,000	=	395,19
11	-3,33	trave nr. 9	4 347,06	x	0,091	=	395,19	x	1,000	=	395,19
11	-4,44	trave nr. 10	4 347,06	x	0,091	=	395,19	x	1,000	=	395,19
11	-5,55	trave nr. 11	4 347,06	x	0,091	=	395,19	x	1,000	=	395,19
				1,000		4 347,06					4 347,06
IMPALCATO N.11 TRAVI Cacc											
CASO 1 CAMPATA CARICA TOT 100%											
N. travi	di		N =	1 844,67 kN		Mtrav =	2 078,51 kNm		e trav =	1,13 m	
	m		kN	r(°)		kN	f(°)		kN		
11	5,55	trave nr. 1	1 844,67	x	0,137	=	252,81	x	1,000	=	252,81
11	4,44	trave nr. 2	1 844,67	x	0,128	=	235,79	x	1,000	=	235,79
11	3,33	trave nr. 3	1 844,67	x	0,119	=	218,77	x	1,000	=	218,77
11	2,22	trave nr. 4	1 844,67	x	0,109	=	201,74	x	1,000	=	201,74
11	1,11	trave nr. 5	1 844,67	x	0,100	=	184,72	x	1,000	=	184,72
11	0,00	trave nr. 6	1 844,67	x	0,091	=	167,70	x	1,000	=	167,70
11	-1,11	trave nr. 7	1 844,67	x	0,082	=	150,67	x	1,000	=	150,67
11	-2,22	trave nr. 8	1 844,67	x	0,072	=	133,65	x	1,000	=	133,65
11	-3,33	trave nr. 9	1 844,67	x	0,063	=	116,63	x	1,000	=	116,63
11	-4,44	trave nr. 10	1 844,67	x	0,054	=	99,61	x	1,000	=	99,61
11	-5,55	trave nr. 11	1 844,67	x	0,045	=	82,58	x	1,000	=	82,58
				1,000		1 844,67					1 844,67
IMPALCATO N.11 TRAVI Cacc											
CASO 1 CAMPATA CARICA 50%											
N. travi	di		N =	1 474,03 kN		Mtrav =	3 520,36 kNm		e trav =	2,39 m	
	m		kN	r(°)		kN	f(°)		kN		
11	5,55	trave nr. 1	1 474,03	x	0,189	=	278,16	x	1,000	=	278,16
11	4,44	trave nr. 2	1 474,03	x	0,169	=	249,33	x	1,000	=	249,33
11	3,33	trave nr. 3	1 474,03	x	0,150	=	220,50	x	1,000	=	220,50
11	2,22	trave nr. 4	1 474,03	x	0,130	=	191,67	x	1,000	=	191,67
11	1,11	trave nr. 5	1 474,03	x	0,110	=	162,83	x	1,000	=	162,83
11	0,00	trave nr. 6	1 474,03	x	0,091	=	134,00	x	1,000	=	134,00
11	-1,11	trave nr. 7	1 474,03	x	0,071	=	105,17	x	1,000	=	105,17
11	-2,22	trave nr. 8	1 474,03	x	0,052	=	76,34	x	1,000	=	76,34
11	-3,33	trave nr. 9	1 474,03	x	0,032	=	47,51	x	1,000	=	47,51
11	-4,44	trave nr. 10	1 474,03	x	0,013	=	18,68	x	1,000	=	18,68
11	-5,55	trave nr. 11	1 474,03	x	-0,007	=	-10,16	x	1,000	=	-10,16
				1,000		1 474,03					1 474,03

Si riporta la verifica degli appoggi tipo Elastofip High tutti modello EF-HIGH 275-28.

### Spalla

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 107 di 128



APPOGGI PER IMPALCATI - CARICHI MINIMI PER GLI APPARECCHI														
SLE														
OPERE	$\Phi_{in}$		$(P_p+C_p)$ se mi-impalcato		Stessa Caric. horiz. [m]	$\beta$ -	$N_{pp+cp}$ Singolo app. [kN]	$N_{acc\_stat}$ Singolo app. [kN]	Fren long [kN]	Vento trasv [kN]	$N_{precompres.}$ Singolo app. [kN]	$N_{tot}$ Singolo app. [kN]	$T_{transv}$ Singolo app. [kN]	$T_{long}$ Singolo app. [kN]
	$L_{min}$	$L_{max}$	$L_{min}$ [kN]	$L_{max}$ [kN]										
SPALLE E PILE FISSE	[N. di appoggi reagenti per le azioni agenti]													
SP Fissa n.1 (23,20x1) - 11 travi	1	1	4 347,06	4 347,06	23,20	1,0	395,19	278,16	422,64	133,98	0,00	673,35	12,18	38,42
SP Fissa n.1 (23,20x1) - 11 travi	1	1	4 347,06	4 347,06	23,20	1,0	395,19	278,16	422,64	133,98	0,00	673,35	12,18	38,42
N.B.: le reazioni per Pp+Cp e per Caoc_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														
SLU														
OPERE	$\Phi_{in}$		$(P_p+C_p)$ se mi-impalcato		Stessa Caric. horiz. [m]	$\beta$ -	$N_{pp+cp}$ Singolo app. [kN]	$N_{acc\_stat}$ Singolo app. [kN]	$C_d$ e m	I	$N_{precompres.}$ Singolo app. [kN]	$N_{tot}$ Singolo app. [kN]	$T_{transv}$ Singolo app. [kN]	$T_{long}$ Singolo app. [kN]
	$L_{min}$	$L_{max}$	$L_{min}$ [kN]	$L_{max}$ [kN]										
SPALLE E PILE FISSE	[N. di appoggi reagenti per le azioni agenti]													
SP Fissa n.1 (23,20x1) - 11 travi	1	1	4 347,06	4 347,06	23,20	1,0	395,19	278,16	0,691	1	0,00	909,02	273,07	273,07
SP Fissa n.1 (23,20x1) - 11 travi	1	1	4 347,06	4 347,06	23,20	1,0	395,19	278,16	0,691	1	0,00	909,02	273,07	273,07
N.B.: le reazioni per Pp+Cp e per Caoc_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														

**Rd = 280 kN > Sd = 273.07 kN**

Le verifiche sono soddisfatte in base al catalogo della FIP.

Si riportano le caratteristiche degli appoggi impiegati da catalogo FIP:

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 ShA. 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.

**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

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 <sub>i</sub> mm	n <sub>s</sub> n	t <sub>s</sub> mm	a x b mm	X x Y mm	F <sub>p</sub> mm	h <sub>p</sub> mm	n <sub>zan</sub> n      tipo		i mm	H <sub>tot</sub> 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 :

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

$$h = 30 \text{ cm}$$

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

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

$$C32/40$$

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

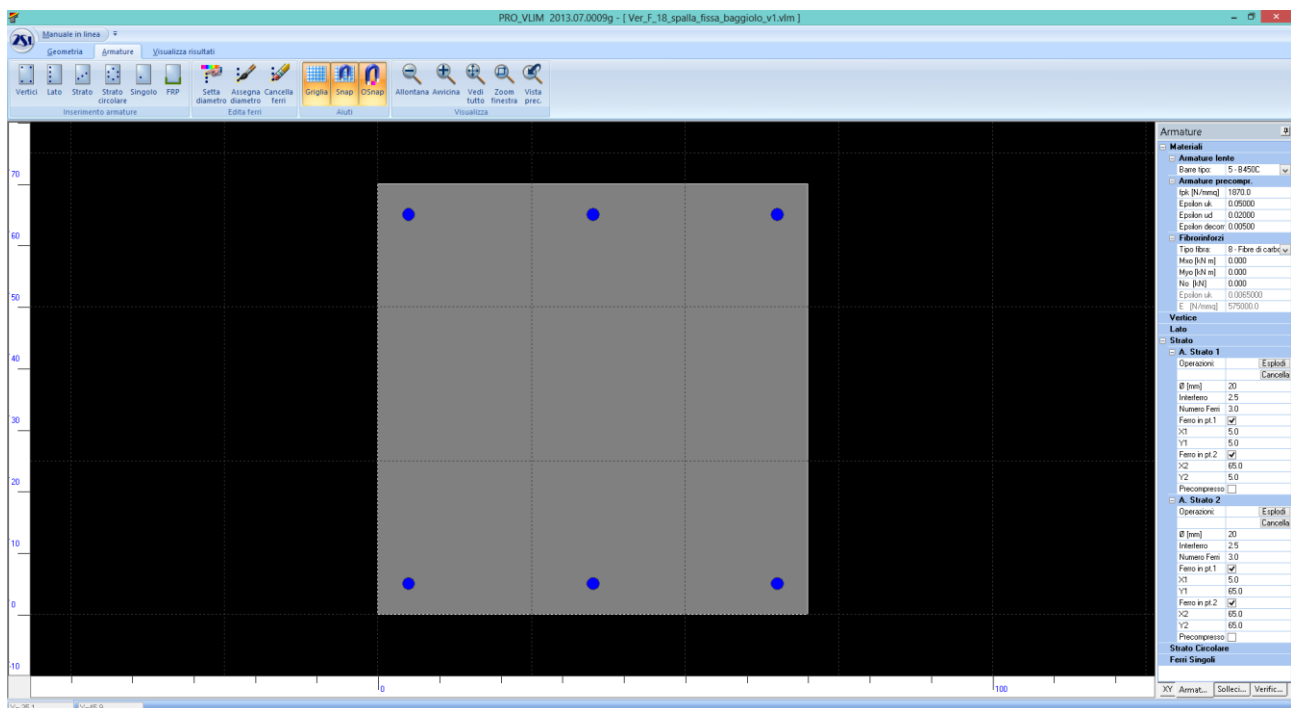
$$H_{slu} = 295 \text{ kN}$$

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

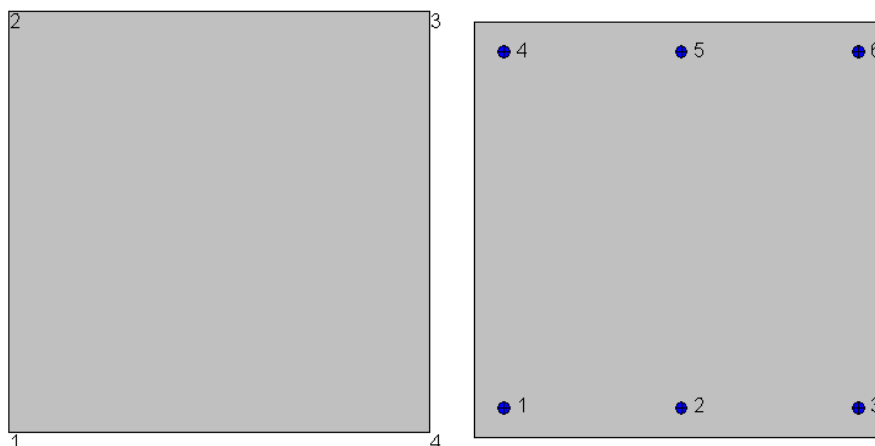
$$N_{sle} = 780 \text{ kN}$$

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

Verifica presso-flessione :



Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 111 di 128



#### **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/cm<sup>2</sup>  
 $f_{ck}$  (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{ctm}$  (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm<sup>2</sup>  
 $G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm<sup>2</sup>  
 $E$  (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12  
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050  
 Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

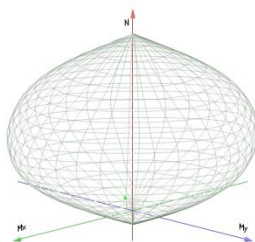
##### **Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C**

$f_{yk}$  (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{kt}$  (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_{uk}$  (deformazione di rottura) = 0.075  
 $G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm<sup>2</sup>

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 112 di 128

$E$  (modulo elastico) = 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\nu$  (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	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$\sigma_a$	$\sigma_a/\sigma_{aL}$
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 Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 113 di 128



<div style="text-align: center;"> <b>NTC 2008 - CALCESTRUZZO</b>  <b>VERIFICA A TAGLIO TRAM RETTANGOLARI</b> </div>			
UNITA' DI MISURA	forze e carichi: peso specifico: tensioni e resistenze momenti (flettente, ecc.)	kN, kNm, kNm <sup>2</sup> kNm/m <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup> kNm	<b>LEGENDA</b> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="width: 20px; height: 10px; background-color: #f08080; margin-right: 5px;"></div> 123           <div style="margin-left: 10px;">dati da inserire</div> </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="width: 20px; height: 10px; background-color: #ffff00; margin-right: 5px;"></div> 123           <div style="margin-left: 10px;">valori calcolati</div> </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="width: 20px; height: 10px; background-color: #00ff00; margin-right: 5px;"></div> <div style="margin-left: 10px;">valori noti/verificati</div> </div>
PESI SPECIFICI	γ = 24 kNm <sup>3</sup> (cls non armato) γ = 25 kNm <sup>3</sup> (cls armato)		
se $V_{ed} \leq V_{Rd,lim}$ (non arm.)		armat. minima a taglio	
se $V_{ed} > V_{Rd,lim}$ (non arm.)		armat. a taglio tale che:	$V_{ed} \leq V_{Rd}$ (con arm.)
<b>Elementi che non richiedono armatura a taglio</b> <div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div> <math>V_{ed}</math> [kN] = 261.15            Acciaio = B460C            cls = C32/40            f<sub>yk</sub> = 40.00 [N/mm<sup>2</sup>]            f<sub>yk</sub> = 32.00 [N/mm<sup>2</sup>]            f<sub>yk,red</sub> = 2.12 [N/mm<sup>2</sup>]            γ<sub>cl</sub> in uso = 1.30  <math>V_{ed}</math> [kN] = 261.15 [kN]         </div> <div> <math>V_{Rd}</math> [kN] = 247.31 [kN]         </div> <div> <math>V_{ed} &lt; V_{Rd}</math> [kN] = 295.00           <div style="background-color: #00ff00; padding: 2px;">NON VERIFICATO si deve armare a taglio</div> </div> </div>			
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div> <math>V_{Rd,lim}</math> = 0.38  <math>k = 1 + (200/d)^{1/4}</math> = 1.55  <math>\rho_{yk} = 0.0034</math> [puro]  <math>A_s</math> = 1.570 [mm<sup>2</sup>]  <math>b_w</math> = 700.00 [mm]  <math>e_{cp}</math> = 1.02 [N/mm<sup>2</sup>]  <math>N_{ed}</math> = 500.00 [kN]  <math>A_{lc}</math> = 490.000 [mm<sup>2</sup>]            d = 660 [mm]            h = 700 [mm]            b = 700 [mm]            c = 40 [mm]         </div> <div> <math>\leq 2</math>  <math>\leq 0.02</math>  <math>\leq 2</math>  <math>\leq 0.02</math> </div> <div> <math>1.55</math>  <math>0.0034</math>  <math>1.02</math>  <math>4.42666667</math> </div> <div> <math>2</math>  <math>0.02</math> </div> </div>			
Area armat. in trazione che si estende per non meno di $4 \cdot l_{da}$ oltre la sez. consid. (cioè ancorata oltre l'inters. dell'asse dell'armat. con eventuale fessura a 45° che si inneschi nella sez. consid.) (EC2)			
larghezza minima della sezione l'ungo l'altezza efficace $N_{ed}/A_{lc}$ = 1.02 4.42666667			
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			

---

Pagina 114 di 128

Elementi che richiedono armatura a taglio		$(V_{ed} \geq V_{res\ minima})$	
$V_{ed} =$	2406,83 [kN]		
$f_{cd} =$	22,13 [N/mm <sup>2</sup> ]	resistenza a compressione del cls per il taglio	
$b_w =$	700,00 [mm]	spessore minima anima continua in altezza	
$\alpha_c =$	90 °	rad	1,57 angolo inclin. delle staffe
$\cot \alpha_c =$	0 [puro]		
$\theta =$	45 °	rad	0,79 angolo inclin. bielle compresse
$\cot \theta =$	1,00		1 < $\cot \theta$ < 2,5 VERIFICATO

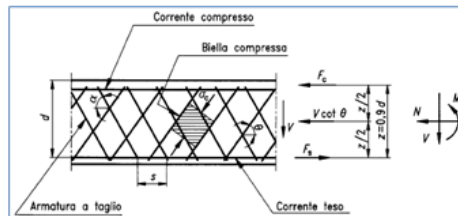
Staffe		0: no 1: si	
$V_{res\ tp} =$	1168,34 [kN]	Taglio resistente staffe	
$A_{sw} =$	1005 [mm <sup>2</sup> ]	Area complessiva staffe	
$s_w =$	200 [mm]	passo staffe in senso longitudinale alla trave	
$f_{wd} =$	391,30 [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{wd}$ acciaio tipo B460 C	
$\phi_{sw} =$	16 [mm]	Diametro staffe	
$n_{bracci} =$	5 [puro]	n. bracci verticali	
$a_{sw} =$	201,06 [mm]	Area singolo braccio di staffa	
$f_{yk} =$	450 [N/mm <sup>2</sup> ]	acciaio tipo B460 C	
$\gamma_s\ in\ uso =$	1,15	NTC 2008	
$\Delta =$	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare	
$n_{st} =$	5,00 [puro]	n° staffe a taglio nel tratto	

Ferri piegati		0: no 1: si	
$V_{res\ tp} =$	0,00 [kN]	Taglio resistente ferri piegati (EC2)	
$A_{sw\ tp} =$	402 [mm <sup>2</sup> ]	Area complessiva ferri piegati	
$s_p =$	1000 [mm]	passo ferri piegati in senso long.	
$f_{p,d} =$	391,30 [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{p,d}$ dell'acciaio dei ferri piegati	
$\phi_{sw\ tp} =$	16 [mm]	Diametro ferri piegati	
$n_{tp} =$	2 [puro]	n. ferri piegati	
$a_{sw} =$	201 [mm]	Area diam. singolo ferro piegato	
$f_{yk} =$	450 [N/mm <sup>2</sup> ]	acciaio tipo B460 C	
$\gamma_s\ in\ uso =$	1,15		
$\Delta =$	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare	
$\alpha_{s,p} =$	45	0,7854 [°] - [rad]	inclinaz. ferri piegati
$V_{res} =$	1168,34 [kN]		

$V_{ed}$ [kN] =	1168,34	>	$V_{res}$ [kN] =	295,00	VERIFICATO
<b>Verifica armatura trasversale minima</b>					
$A_{sw} =$	5027 [mm <sup>2</sup> ]		area armatura a taglio sulla lunghezza $\Delta$		
$A_{sw\ min} =$	1050 [mm <sup>2</sup> /m]		VERIFICATO		
Almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe. VERIFICATO					
<b>Verifica passo staffe</b>					
$s_w =$	200 [mm]		passo staffe		
$s_{w\ min} =$	528 [mm]		passo minimo staffe VERIFICATO		
$n_{st} =$	5 [puro]		n. staffe nel tratto ( $n_{st\ min}=3$ ) VERIFICATO		



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

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 115 di 128



### 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 Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 116 di 128

## 14 VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE E GEOTECNICHE

Si riporta la verifica di capacità portante con fondazioni profonde per combinazioni SLU e SLV.

Si analizzano le seguenti portanza, cedimenti e liquefazione.

Spalla  $L_{palo}=36.00$  m

$N_{SLV\_max} = 4198$  kN

$N_{Rd\_sisma} = 4209$  kN

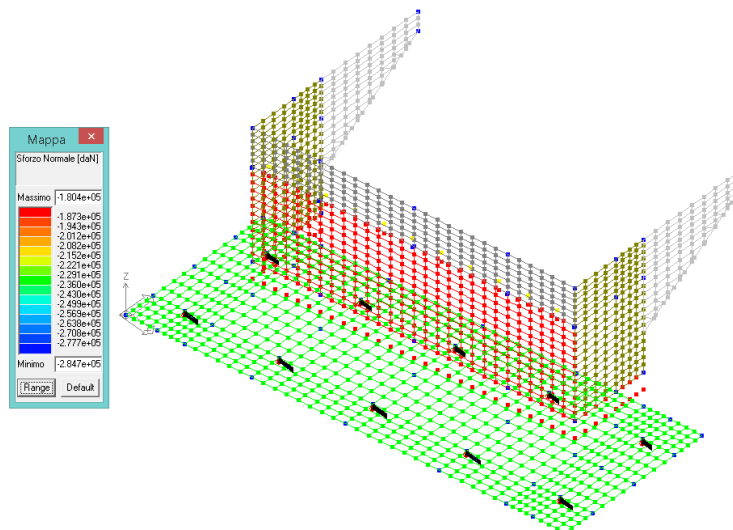
$N_{SLU\_max} = 2847$  kN

$N_{Rd\_SLU} = 3202$  kN

### VERIFICA SISMICA - CONDIZIONI NON DRENATE

n. rif. prova	CPTU 15	
quota falda	5,600	m
Qs portanza laterale non fattorizzata	7003,7	KN
Qs *portanza laterale fattorizzata con $\xi$ in funz. N° verticali	4518,5	KN
Qs **portanza laterale fattorizzata con $\xi$ e con $\gamma$ s fattore riduttivo della	3929,1	KN
Qp portanza di punta non fattorizzata	1971,8	KN
Qp* portanza di punta fattorizzata con $\xi$ in funz. N° verticali	1272,1	KN
Qp** portanza di punta fattorizzata con $\xi$ e con $\gamma$ p fattore riduttivo della	942,3	KN
R tot portanza totale non fattorizzata	8975,4	KN
R tot** portanza totale fattorizzata con $\xi$ e $\gamma$ s e $\gamma$ p	4871,4	KN
R tot** portanza totale fattorizzata con $\xi$ e $\gamma$ s e $\gamma$ p meno il peso del palo	4208,7	KN

SLV sisma



Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 117 di 128

SLU - CONDIZIONI NON DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**
27	28	cosivo (limo argilloso)	5256,17	2338,67	2132,51	809,30	510,08	2637,89
29	30	cosivo (limo argilloso)	5697,10	2534,86	2179,56	827,16	544,01	2818,00
31	32	cosivo (limo argilloso sabbioso)	6116,04	2721,26	1855,41	704,14	577,94	2847,46
34	35	cosivo (limo argilloso sabbioso)	6669,49	2967,51	1926,15	730,99	628,84	3069,66
35	36	cosivo (limo argilloso sabbioso)	6835,21	3041,25	1949,22	739,74	645,80	3135,19
36	37	cosivo (limo argilloso sabbioso)	7003,66	3116,20	1971,78	748,31	662,77	3201,74

SLU

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

Le verifiche sono soddisfatte.

### Verifica Cedimenti palificata in gruppo

Si riporta la verifica del cedimento della palificata nel suo complesso:

Il calcolo dei cedimenti della palificata è stato effettuato seguendo due strade per poi effettuare un confronto ed utilizzare per la verifica il valore del cedimento più elevato;

- la prima strada è consistita nell'effettuazione di un calcolo empirico di massima del cedimento del singolo palo da cui successivamente si è calcolato il cedimento del gruppo di pali;
- la seconda nell'utilizzo del metodo delle equivalenze.

### **Metodo empirico:**

In questo caso il cedimento del singolo palo è stato calcolato mediante la formula empirica di Meyerhof:

$$w = \frac{(D \cdot Q_{eserc})}{(\lambda \cdot R_{tot})}$$

Diametro palo D (cm)	120
Qs (KN)	4596,15
Qb (KN)	1499,26
Ppalo (KN)	510,08
Rtot (KN) Portanza tot palo SLE	5585,33

in cui  $w$  è il cedimento del singolo palo,  $D$  il diametro del palo,  $Q_{eserc}$  il carico di esercizio (condizioni SLE) applicato sul palo e  $R_{tot}$  la portanza del palo non fattorizzata.

Si è ottenuto un cedimento dell'ordine del centimetro (0,34 cm).

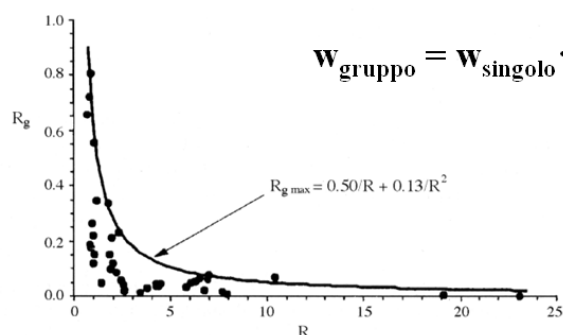
A partire da tale valore si è calcolato il cedimento del gruppo di pali mediante la formula:

$$w_{gruppo} = w_{sing} \cdot R_g \cdot n$$

In cui il fattore correttivo  $R_g$  viene determinato in funzione di  $R$  mediante il diagramma seguente (metodo di Mandolini):

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 118 di 128

## 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 (n=10), s l'interasse dei pali (s=3,6 m) e L la lunghezza dei pali della palificata (36 m).

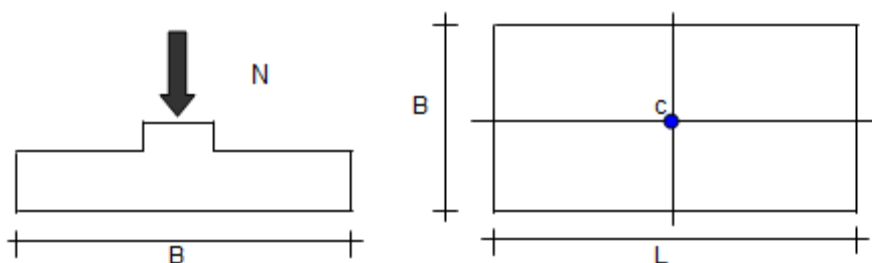
Il cedimento del gruppo di pali ottenuto risulta 2,44 cm.

## Metodo delle equivalenze:

Nel caso di palificata estesa, come nel caso in esame, 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 (è il caso in esame)
- 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). Per il calcolo del cedimento si è usato quindi successivamente uno dei metodi per il calcolo dei cedimenti per le fondazioni superficiali.

Nel caso in esame si ha una "fondazione estesa" rettangolare B = 6,09 m L = 16,58 m L palo = 36 metri.



Il cedimento della fondazione equivalente è stato calcolato mediante foglio di calcolo excel in funzione della teoria di H. G. Poulos E.H. Davis ricorrendo ai seguenti dati di input:

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 119 di 128

1. dimensione della fondazione:

{ larghezza B = 6,09 m  
lunghezza L = 16,58 m

2. carico totale di esercizio applicato sulla fondazione N = 16.000 KN

3. stratigrafia al di sotto dei 24 metri indicando per ogni strato il valore del modulo elastico E del terreno ed il coefficiente di Poisson:

stratigrafia	Profondità inferiore (m)	h strato	$\phi'$ k	cu (KN/m <sup>2</sup> )	$\gamma_{sat}$ (KN/m <sup>3</sup> )	E (MPa) = $\alpha \cdot q_c$
sabbia debolmente limosa	24,2	0,20	20,66		21,4	12,6
limo argilloso	26,6	2,4	15,87	87,64	20,2	17,6
limo sabbioso	27,2	0,6	18,19	285,35	20,7	18,9
limo argilloso	31,6	4,4	16,93	146,20	20,8	24,7
limo argilloso sabbioso	33,3	1,7	14,94	109,75	20,4	21,0
limo argilloso sabbioso	35	10	14,94	109,75	20,4	19,1

e utilizzando le seguenti relazioni:

**Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)**

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2)$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_1^2)$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_2^2)$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \Sigma \delta_i = \Sigma (((\Delta\sigma_{zi} - \nu_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i / E_i)$$

Il calcolo dei moduli elastici E dei vari strati di terreno è stato ottenuto in funzione dei valori di resistenza alla punta  $q_c$  riportati nelle prove penetrometriche statiche.

Il cedimenti assoluto della palificata, risultante dal calcolo, è pari a:  $w = 4,68$  cm.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 120 di 128

**DATI DI INPUT:**

B = 6,05 (m) (Larghezza della Fondazione)  
 L = 16,58 (m) (Lunghezza della Fondazione)  
 N = 16000 (kN) (Carico Verticale Agente)  
 q = 159,51 (kN/mq) (Pressione Agente ( $q = N/(B \cdot L)$ ))  
 ns = 6 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da $z_i$	a $z_{i+1}$	$\Delta z_i$	E	$\nu$	$\delta_{ci}$
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1	sabbia debolm limosa	0,20	0,0	0,2	0,3	12600	0,39	0,00
2	limo argilloso	2,40	0,2	2,6	0,3	17600	0,45	1,33
3	limo sabbioso	0,60	2,6	3,2	0,4	18900	0,35	0,36
4	limo argilloso	4,40	3,2	7,6	0,4	24688	0,45	1,28
5	limo argilloso sabbioso	1,70	7,6	9,3	0,4	20960	0,45	0,37
6	limo argilloso sabbioso	10,00	9,3	19,3	0,5	19120	0,45	1,3401

$\delta_{ctot} = 4,68$  (cm)

Sono poi 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 rigidità 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 è quello di Mandolini:

**Metodo empirico (Mandolini et Al., 1997)****Cedimento differenziale**

$$R_{ds} = \frac{\Delta w}{w_{\text{gruppo}}}$$

$$R_{ds, \max} = 0.36 \cdot R^{0.32}$$

Nel caso in esame il cedimento differenziale è risultato essere pari a 0,36 cm.

**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:

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 121 di 128

- 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 il cedimento della palificata, risultante dal calcolo, può essere considerato pienamente compatibile con la tipologia di struttura da realizzarsi tenendo conto di limiti (pari 5-10 % del Diametro del palo) imposti dal buon senso;

infatti:

$$D=120 \text{ cm} \longrightarrow w = 4,68 \text{ cm} < 6 - 12 \text{ cm}.$$

I cedimenti sono verificati.

#### 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.

A favore di sicurezza si riporta la verifica per il terreno corrispondente al sondaggio prossimo all'opera in oggetto (Sottopassi Via Lunga, falda alta e presenza di sabbie superficiali a livello delle fondazioni) :

Sottopasso di Via Papa Giovanni XXIII

Prova S9:

Falda = -2.30 m

Frazione limo-argillosa = 65 %

$a_{gmax} = 0.22 \text{ g}$

N. colpi  $SPT_{min} = 20$

$\gamma_{terreno} = 19 \text{ kN/mc}$

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 122 di 128

CPTU n. 15 e 16 - OPERA F – ponte su via Papa Giovanni XXIII

CPTU 15	falda - 5,6 dal P.C			
stratigrafia	Quota finale strato (m)	$c u_k$ (KN/m2)	$\gamma - \gamma_{sat}$ (KN/m3)	$\phi'_k$
sabbia debolmente limosa	0,60	42,88	19,12	26,91
ghiaia sabbiosa	1,00		21,08	32,85
limo sabbioso	1,80	174,88	21,2	29,28
limo debolmente argilloso	4,80	166,86	20,7	26,28
limo	7,00	171,31	20,89	23,61
ghiaia media in matrice sabbiosa	7,40		21,57	23,70
limo	9,20	138,78	20,5	21,93
argilla limosa	12,20	76,77	19,5	18,89
limo	12,60	140,92	18	20,86
ghiaia sabbiosa	13,00		19,8	24,17
limo argilloso	14,20	49,37	19,1	15,19
limo sabbioso	15,80	126,90	20,3	19,88
sabbia limosa	16,60		21,1	22,48
argilla limosa	18,20	73,29	19,6	16,78
ghiaia sabbiosa	18,60		20,3	25,56
limo sabbioso	19,40	287,57	21,1	20,03
limo con strati sabbiosi	20,00	176,27	21,5	19,09
CPTU 16				
limo argilloso	22,40	103,52	20,2	17,37
sabbia debolmente limosa	22,80		21,5	19,91
limo	23,20	110,66	20,3	17,25
sabbia debolmente limosa	24,20		21,4	20,66
limo argilloso	26,60	87,64	20,2	15,87
limo sabbioso	27,20	285,35	20,7	18,19
limo argilloso	31,60	146,20	20,8	16,93
limo argilloso sabbioso	35,00	109,75	20,4	14,94

N.B. poiché la prova penetrometrica CPTU 15 è stata condotta solo fino alla profondità di 20 metri e l'opera da realizzare in sua corrispondenza è dotata di fondazione profonda su pali, è stato necessario, al fine di poter ricavare i parametri caratteristici del terreno in sito, ricorrere all'utilizzo dei risultati di resistenza alla punta  $q_c$  della CPTU 16, non particolarmente vicina, ma la più prossima all'opera ed alla CPTU in oggetto. Tali valori risultano inoltre particolarmente cautelativi in quanto le caratteristiche del terreno peggiorano spostandosi verso ovest e quindi verso la CPTU 16. Ci si è posti quindi in condizioni di maggiore sicurezza.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 123 di 128



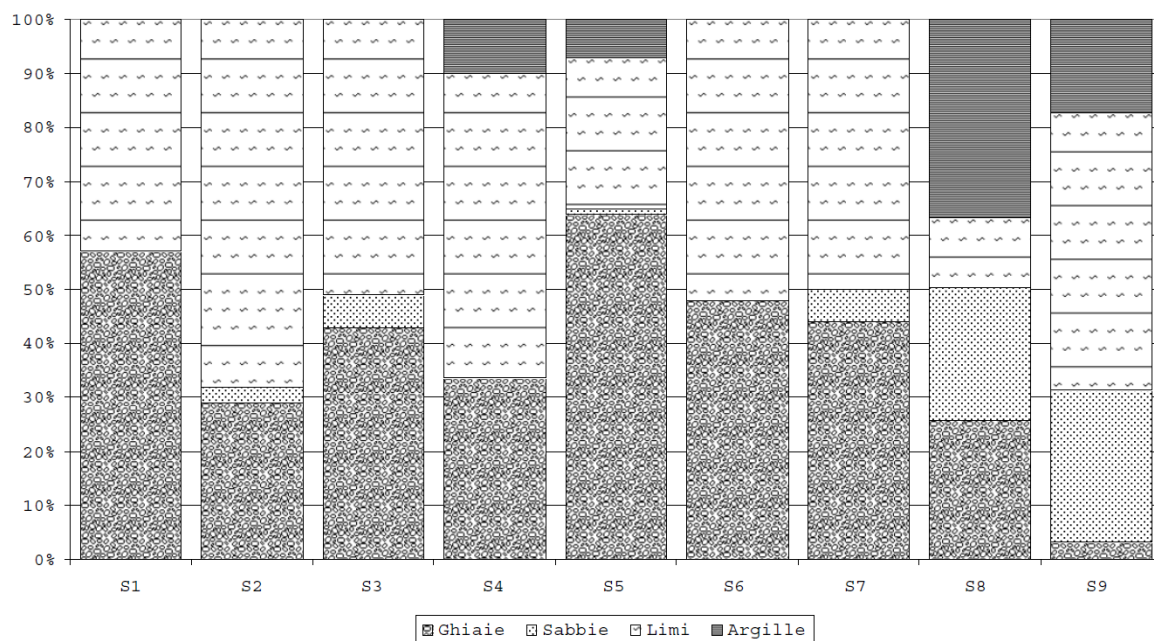
CPTU n. 16 e 17 - SONDAGGIO n. 9 - OPERA A – sottopassi di via Lunga

CPTU 17

falda -2,3 dal P.C.

stratigrafia	Quota finale strato (m)	cu <sub>k</sub> (KN/m2)	γ - γ sat (KN/m3)	φ' <sub>k</sub>
sabbia ghiaiosa	1,00		18,02	35,95
sabbia limosa	1,80		21,38	27,51
limo sabbioso	3,80	43,85	17,6	21,24
sabbia debolmente limosa	5,40	20,70	17,6	17,31
limo argilloso + strati sabbia	8,20	42,61	18,8	19,70
sabbia + limo argilloso	9,20	89,31	19,5	21,78
limo argilloso + strati sabbia	9,80	22,93	18,5	14,89
limo + argilla + calcinelli	10,80	198,04	21,1	24,70
sabbia debolmente limosa	11,40		21,53	28,57
sabbia limosa	12,00	133,94	21,08	20,54
limo + argilla debolmente sabbiosa	15,80	100,66	20,2	20,75
sabbia limosa	18,80		21,5	25,15
limo argilloso	20,80	99,59	21,5	17,67
ghiaia in matrice limosa	22,20		21,87	24,84
limo argilloso con lenti sabbiose	25,60	86,08	20,15	17,38
limo argilloso + sabbia	30,60	159,78	20,6	19,11
limo argilloso + calcinelli	31,80	360,08	22,1	22,15
argilla limosa	33,80	205,11	21,4	19,63
limo argilloso + argilla	35,00	309,96	21,3	20,84

Distribuzione granulometrica



Dalla verifica secondo "Seed e Idriss" si ha:

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 124 di 128

Immissione Dati	
Profondità di calcolo (m)	22
Profondità della falda dal p. c. (m)	2.3
Peso di volume del terreno (t/mc)	19
Numero di colpi SPT o SCPT	20
Frazione argillosa (%)	65
Accelerazione sismica massima (g)	0.22

Calcola

Risultati	
Pressione totale del terreno (kg/cmq)	41,80
Pressione efficace del terreno (kg/cmq)	39,83
Fattore correttivo per la frazione argillosa (%)	10,50
Numero di colpi standard corretto Na	11,3389
Resistenza alla liquefazione (R)	0,1421
Sforzo di taglio normalizzato (T)	0,1005
Coefficiente di sicurezza (Fs = R / T)	1,4134
Il deposito non è liquefacibile	

Si conclude che i terreni interessati dalle opere non sono liquefacibili.

Elaborato	Revisione	Data	
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 125 di 128

## 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 <sup>3</sup> )
1 – Pali $\phi$ 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

A seguire si riportano i tabulati di calcolo e la validazione del software impiegato.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 126 di 128

**Spalla**

Per i tabulati si faccia riferimento al supporto informatico allegato.

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 127 di 128

## 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'Ecole 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](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](http://www.2si.it) - [info@2si.it](mailto:info@2si.it)

Rev. n. 4 del 07/10/2010



**PRO SAP**  
PROfessional Structural Analysis Program

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Via Papa Giovanni XXIII	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 128 di 128