

**ITINERARIO RAGUSA-CATANIA**

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte"  
con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"  
LOTTO 1 - Dallo svincolo n. 1 sulla S.S. 115 (compreso) allo svincolo n. 3 sulla S.P. 5 (escluso)

**PROGETTO ESECUTIVO**

COD. **PA895**

**PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI -GDG - ICARIA - OMNISERVICE**

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri

Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:



Dott. Ing. N.Granieri  
Dott. Ing. F.Durastanti  
Dott. Ing. V.Truffini  
Dott. Arch. A.Bracchini  
Dott. Ing. L.Nani

Dott. Ing. M.Abram  
Dott. Ing. F.Pambianco  
Dott. Ing. M.Briganti Botta  
Dott. Ing. L.Gagliardini  
Dott. Geol. G.Cerquiglioni

MANDANTI:



Dott. Ing. G.Guiducci  
Dott. Ing. A.Signorelli  
Dott. Ing. E.Moscatelli  
Dott. Ing. A.Bela

Dott. Ing. G.Lucibello  
Dott. Arch. G.Guastella  
Dott. Geol. M.Leonardi  
Dott. Ing. G.Parente



Dott. Arch. E.A.E.Crimi  
Dott. Ing. M.Panfilì  
Dott. Arch. P.Ghirelli  
Dott. Ing. D.Pelle

Dott. Ing. L.Ragnacci  
Dott. Arch. A.Strati  
Archeol. M.G.Liseno



Dott. Ing. D.Carlaccini  
Dott. Ing. S.Sacconi  
Dott. Ing. C.Consorti

Dott. Ing. F.Aloe  
Dott. Ing. A.Salvemini



Dott. Ing. V.Rotisciani  
Dott. Ing. G.Pulli  
Dott. Ing. F.Macchioni

Dott. Ing. G.Verini Supplizi  
Dott. Ing. V.Piunno  
Geom. C.Sugaroni



Dott. Ing. P.Agnello

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:

**Dott. Ing. Danilo PELLE**  
Iscrizione all'Albo n° A/3536  
alla Sezione degli Ingegneri (Sez. A)  
- Settore civile e ambientale  
ORDINE DEGLI INGEGNERI  
DELLA PROVINCIA DI REGGIO CALABRIA

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Marco Leonardi

Ordine dei Geologi della Regione Lazio n° 1541

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Ambrogio Signorelli

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n° A35111

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

**OPERE D'ARTE MINORI**

**TOMBINO SCATOLARE - PROLUNGAMENTO ESISTENTE AL KM 6+131**

**Relazione tecnica e di calcolo**

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T01TM09STRRE01B		
L O 4 0 8 Z	E	2 1 0 1	CODICE ELAB. T 0 1 T M 0 9 S T R R E 0 1	B	-
D					
C					
B	REVISIONE A SEGUITO DI RAPPORTO DI VERIFICA		NOVEMBRE 2021	RAGNACCI	PELLE GRANIERI
A	EMISSIONE		GIUGNO 2021	RAGNACCI	PELLE GRANIERI
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

**INDICE**

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>7</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVE DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>9</b>
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b> .....	<b>11</b>
<b>3.1</b>	<b>CALCESTRUZZO MAGRONE DI FONDAZIONE</b> .....	<b>11</b>
<b>3.2</b>	<b>CALCESTRUZZO OPERE IN FONDAZIONE E IN ELEVAZIONE</b> .....	<b>11</b>
<b>3.3</b>	<b>ACCIAIO D'ARMATURA</b> .....	<b>12</b>
<b>4</b>	<b>CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI CALCOLO</b> .....	<b>14</b>
<b>4.1</b>	<b>GENERALITA'</b> .....	<b>14</b>
<b>4.2</b>	<b>CRITERI DI MODELLAZIONE STRUTTURALE</b> .....	<b>14</b>
<b>5</b>	<b>CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO</b> .....	<b>16</b>
<b>6</b>	<b>PARAMETRI E COEFFICIENTI SISMICI</b> .....	<b>18</b>
<b>6.1</b>	<b>GENERALITA'</b> .....	<b>18</b>
<b>6.2</b>	<b>PARAMETRI PER LA DETERMINAZIONE DELL'ANALISI SISMICA</b> .....	<b>18</b>
<b>7</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b> .....	<b>20</b>
<b>7.1</b>	<b>CARICHI PERMANENTI</b> .....	<b>20</b>
<b>7.1.1</b>	<b>G1 Peso proprio strutturale (condizione: G1k_Strutturale)</b> .....	<b>20</b>
<b>7.1.2</b>	<b>G2.1 Peso permanente ricoprimento (condizione: G2.1k_Geo su soletta)</b> .....	<b>20</b>
<b>7.1.3</b>	<b>G2.2 Spinta statica terreno (condizione G2.2k_Spinta a riposo)</b> .....	<b>20</b>
<b>7.2</b>	<b>CARICHI VARIABILI</b> .....	<b>22</b>
<b>7.2.1</b>	<b>Carico mobile su manufatto (Condizione: Q1_Veicolo tandem)</b> .....	<b>22</b>
<b>7.2.2</b>	<b>Carichi a tergo del rilevato (condizione: Q2_Veicolo distribuito)</b> .....	<b>24</b>
<b>7.2.3</b>	<b>Frenatura</b> .....	<b>25</b>
<b>7.2.4</b>	<b>Forza centrifuga</b> .....	<b>25</b>

7.2.5	Forza del vento .....	25
7.2.6	Variazioni termiche.....	25
7.2.7	E azione sismica .....	25
<b>8</b>	<b>METODO VERIFICHE.....</b>	<b>30</b>
<b>8.1</b>	<b>VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....</b>	<b>30</b>
8.1.1	Verifiche di resistenza.....	30
<b>8.2</b>	<b>VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO .....</b>	<b>30</b>
8.2.1	Verifiche delle tensioni di esercizio .....	30
8.2.2	Verifica dello stato limite di fessurazione.....	30
8.2.3	Verifica di deformabilità .....	31
<b>8.3</b>	<b>VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA.....</b>	<b>31</b>
8.3.1	Verifiche di resistenza.....	31
<b>8.4</b>	<b>VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI DANNO.....</b>	<b>31</b>
8.4.1	Verifiche di resistenza.....	31
<b>8.5</b>	<b>VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI OPERATIVITA' .....</b>	<b>31</b>
8.5.1	Verifiche di rigidezza.....	31
<b>9</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO.....</b>	<b>32</b>
<b>10</b>	<b>RISULTATI DELLE ANALISI SEZIONE SCATOLARE 1 .....</b>	<b>37</b>
10.1	INVILUPPO SOLLECITAZIONI .....	37
10.2	PRESSIONI TERRENO .....	40
10.3	SOLLECITAZIONI RARE.....	42
10.4	SOLLECITAZIONI FREQUENTI.....	43
10.5	SOLLECITAZIONI QUASI PERMANENTI.....	44
<b>11</b>	<b>VERIFICHE SEZIONE 1 .....</b>	<b>45</b>

<b>11.1 VERIFICHE SLU/SLV .....</b>	<b>45</b>
11.1.1 Soletta fondazione - flessione.....	45
11.1.2 Soletta fondazione – taglio .....	46
11.1.3 Impalcato – flessione .....	47
11.1.4 Impalcato – taglio .....	49
11.1.5 Piedritti – flessione .....	50
11.1.6 Piedritti – taglio.....	51
<b>11.2 VERIFICHE SLE .....</b>	<b>52</b>
11.2.1 Impalcato .....	52
11.2.2 Piedritti .....	55
11.2.3 Soletta fondazione.....	58
<b>11.3 VERIFICHE SLO .....</b>	<b>60</b>
<b>12 ALLEGATO – TABULATI DI CALCOLO SCATOLARE SEZIONE 1 .....</b>	<b>62</b>
12.1 DATI RELATIVI AI NODI DELLA STRUTTURA .....	62
12.2 ELEMENTI TIPO TRAVE .....	64
12.3 ELEMENTO TIPO PILASTRO .....	66
12.4 ELEMENTO TIPO TRAVE SU SUOLO ALLA WINKLER .....	67
12.5 CONDIZIONI, COMBINAZIONI E ANALISI SISMICA .....	69
12.6 CARICHI APPLICATI AGLI ELEMENTI.....	76
12.7 AZIONI TRAVI.....	79
12.8 AZIONI PILASTRI.....	81
12.9 AZIONI TRAVI DI FONDAZIONE .....	90
<b>13 RISULTATI DELLE ANALISI SEZIONE SCATOLARE 2 .....</b>	<b>94</b>
13.1 INVILUPPO SOLLECITAZIONI .....	94

<b>13.2</b>	<b>PRESSIONI TERRENO .....</b>	<b>97</b>
<b>13.3</b>	<b>SOLLECITAZIONI RARE.....</b>	<b>99</b>
<b>13.4</b>	<b>SOLLECITAZIONI FREQUENTI.....</b>	<b>100</b>
<b>13.5</b>	<b>SOLLECITAZIONI QUASI PERMANENTI.....</b>	<b>101</b>
<b>14</b>	<b>VERIFICHE SEZIONE 2 .....</b>	<b>102</b>
<b>14.1</b>	<b>VERIFICHE SLU/SLV .....</b>	<b>102</b>
14.1.1	Soletta fondazione - flessione.....	102
14.1.2	Soletta fondazione – taglio .....	103
14.1.3	Impalcato – flessione .....	104
14.1.4	Impalcato – taglio .....	106
14.1.5	Piedritti – flessione .....	107
14.1.6	Piedritti – taglio.....	108
<b>14.2</b>	<b>VERIFICHE SLE .....</b>	<b>109</b>
14.2.1	Impalcato .....	109
14.2.2	Piedritti .....	112
14.2.3	Soletta fondazione.....	115
<b>14.3</b>	<b>VERIFICHE SLO .....</b>	<b>117</b>
<b>15</b>	<b>ALLEGATO – TABULATI DI CALCOLO SCATOLARE SEZIONE 2 .....</b>	<b>119</b>
<b>15.1</b>	<b>DATI RELATIVI AI NODI DELLA STRUTTURA .....</b>	<b>119</b>
<b>15.2</b>	<b>ELEMENTI TIPO TRAVE .....</b>	<b>121</b>
<b>15.3</b>	<b>ELEMENTO TIPO PILASTRO .....</b>	<b>123</b>
<b>15.4</b>	<b>ELEMENTO TIPO TRAVE SU SUOLO ALLA WINKLER.....</b>	<b>124</b>
<b>15.5</b>	<b>CONDIZIONI, COMBINAZIONI E ANALISI SISMICA.....</b>	<b>126</b>
<b>15.6</b>	<b>CARICHI APPLICATI AGLI ELEMENTI.....</b>	<b>134</b>

<b>15.7 AZIONI TRAVI.....</b>	<b>137</b>
<b>15.8 AZIONI PILASTRI.....</b>	<b>138</b>
<b>15.9 AZIONI TRAVI DI FONDAZIONE .....</b>	<b>149</b>
<b>16 VERIFICHE GEOTECNICHE .....</b>	<b>152</b>
<b>16.1 APPROCCIO DI VERIFICA GEOTECNICA .....</b>	<b>152</b>
<b>16.2 VERIFICHE GEOTECNICHE TOMBINO SEZIONE 1.....</b>	<b>152</b>
16.2.1Inviluppo delle sollecitazioni per la verifica.....	152
16.2.2Verifica di portanza.....	153
16.2.3Verifica di galleggiamento .....	158
<b>16.3 VERIFICHE GEOTECNICHE TOMBINO SEZIONE 2.....</b>	<b>158</b>
16.3.1Inviluppo delle sollecitazioni per la verifica.....	158
16.3.2Verifica di portanza.....	159
16.3.3Verifica di galleggiamento .....	164
<b>17 SINTESI DEI RISULTATI.....</b>	<b>165</b>
<b>17.1 SOLETTE FONDAZIONE .....</b>	<b>165</b>
17.1.1Tombino sezione 1.....	165
17.1.2Tombino sezione 2.....	165
<b>17.2 PARETI.....</b>	<b>165</b>
17.2.1Tombino sezione 1.....	165
17.2.2Tombino sezione 2.....	165
<b>17.3 SOLETTA COPERTURA.....</b>	<b>165</b>
17.3.1Tombino sezione 1.....	165
17.3.2Tombino sezione 2.....	165
<b>17.4 CONTROLLO DETTAGLI COSTRUTTIVI .....</b>	<b>166</b>

<b>18</b>	<b>ACCETTABILITA' DEI CALCOLI .....</b>	<b>167</b>
<b>19</b>	<b>LICENZA SOFTWARE.....</b>	<b>169</b>

## 1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo tratta le analisi e le verifiche strutturali del prolungamento dell'attraversamento idraulico posto al km 6+131 di dimensioni interne 3,50 m x 3,50 m da realizzarsi nell'ambito dell'Ammodernamento a N° 4 corsie della S.S. 5140 "Di Chiaromonte" e della S.S. 194 Ragusana dallo svincolo con la S.S. 115 allo svincolo con la S.S. 114, Lotto 1°. Il manufatto in progetto presenta una forma scatolare, costituito in cemento armato gettato in opera. Lo scatolare è formato da due sezioni, con stessa luce interna, ma con diversi spessori degli elementi strutturali. Si riportano le dimensioni delle due sezioni analizzate.

Il piano di manutenzione T01CM00CMSRE1 e la relazione sui materiali T01EG04GENSC01 è presente in altre relazioni generali. Verifica delle fondazioni e fascicolo di calcolo sono riportate in questo elaborato.

### Geometria sezione trasversale 1

Altezza esterna	5,10 [m]
Lunghezza esterna	5,10 [m]
Lunghezza mensola fondazione sinistra	0,50 [m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0,50 [m]
Spessore piedritto sinistro	0,80 [m]
Spessore piedritto destro	0,80 [m]
Spessore fondazione	0,80 [m]
Spessore traverso	0,80 [m]

### Geometria sezione trasversale 2

Altezza esterna	4,50 [m]
Lunghezza esterna	4,50 [m]
Lunghezza mensola fondazione sinistra	0,50 [m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0,50 [m]
Spessore piedritto sinistro	0,50 [m]
Spessore piedritto destro	0,50 [m]
Spessore fondazione	0,50 [m]
Spessore traverso	0,50 [m]

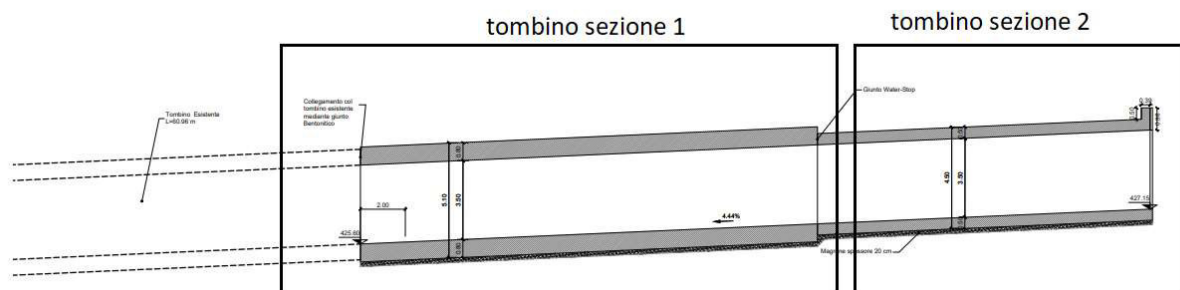


Figura 1-1 "Sezione"



**RELAZIONE DI CALCOLO**

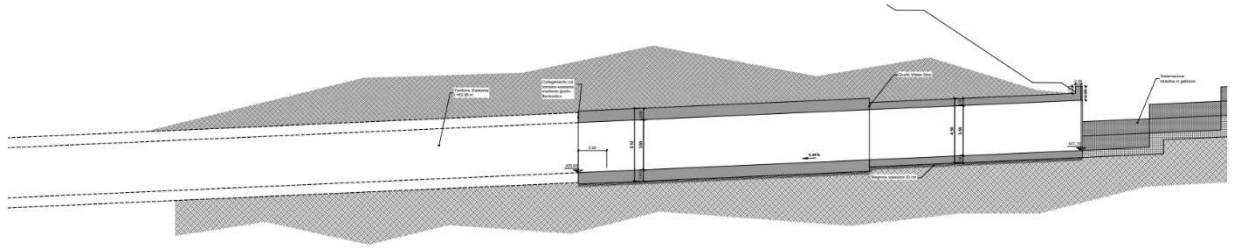


Figura 1-2 "Sezione con ricoprimento"

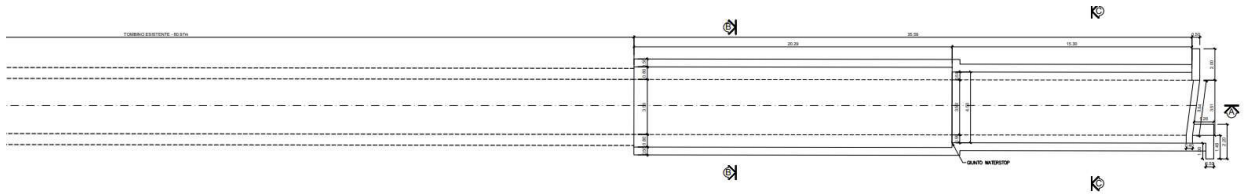


Figura 1-3 "Pianta"

## 2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le prescrizioni contenute nelle seguenti normative.

- **Legge nr 1086 del 05/11/1971**  
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Legge nr 64 del 02/02/1974**  
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 gennaio 2008)**
- **Circolare 617 del 02/02/2009**  
Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- **UNI EN 206-1:2006**  
Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- **UNI 11104:2004**  
Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1.
- **UNI EN 1990:2006 Eurocodice 0**  
Criteri generali di progettazione strutturale.
- **UNI EN 1991-1-1:2004 Eurocodice 1**  
Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni generali – Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici.
- **UNI EN 1991-2:2005 Eurocodice 1**  
Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti.
- **UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2**  
Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- **UNI EN 1992-2:2006 Eurocodice 2**  
Progettazione delle strutture in calcestruzzo Parte 2: Ponti in calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi.
- **UNI EN 1997-1:2005 Eurocodice 7**  
Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

- **UNI EN 1997-2:2007 Eurocodice 7**  
Progettazione geotecnica Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo.
- **UNI EN 1998-1:2005 Eurocodice 8**  
Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- **UNI EN 1998-2:2009 Eurocodice 8**  
Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 2: Ponti.

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 3.1 CALCESTRUZZO MAGRONE DI FONDAZIONE

Per tale tipologia di calcestruzzi, si è individuata una classe di esposizione **X0**. Per tale classe, la UNI 11104 impone le seguenti prescrizioni:

- Massimo rapporto acqua/cemento:.....**Nessuna prescrizione**
- Minima classe di resistenza:.....**C12/15**
- Minimo contenuto in cemento(Kg/m3):...**Nessuna prescrizione**

Alla luce di quanto esposto, di seguito le caratteristiche del calcestruzzo scelto:

<b>Rck</b>	<b>15</b>	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cubica calcestruzzo
<b>γc</b>	1,5		coefficiente parziale di sicurezza
<b>acc</b>	0,85		coefficiente riduttivo resistenze di lunga durata
<b>Ecm</b>	27267	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico
<b>fck</b>	12,45	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cilindrica caratteristica a compressione del calcestruzzo
<b>fcd</b>	7,06	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cilindrica di calcolo a compressione del calcestruzzo
<b>fcmm</b>	20,45	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cilindrica media a compressione del calcestruzzo
<b>fctm</b>	1,61	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cilindrica media a trazione calcestruzzo <C50/60
<b>fctk</b>	1,13	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cilindrica caratteristica a trazione calcestruzzo <C50/60
<b>fctd</b>	0,75	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cilindrica di calcolo a trazione calcestruzzo <C50/60
<b>fbd</b>	1,69	N/mm <sup>2</sup>	resistenza tangenziale di aderenza
<b>fcfm</b>	1,93	N/mm <sup>2</sup>	resistenza a trazione per flessione

#### 3.2 CALCESTRUZZO OPERE IN FONDAZIONE E IN ELEVAZIONE

Per tale tipologia di calcestruzzi, si è individuata una classe di esposizione **XA2**, "Ambiente chimico moderatamente aggressivo". Per tale classe, la UNI 11104 impone le seguenti prescrizioni:

- Massimo rapporto acqua/cemento:..... **0,50**
- Minima classe di resistenza:.....**C32/40**
- Minimo contenuto in cemento(Kg/m3):...**340**

Alla luce di quanto esposto, di seguito le caratteristiche del calcestruzzo scelto:

<b>Rck</b>	<b>40</b>	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cubica calcestruzzo
<b>γc</b>	1,5		coefficiente parziale di sicurezza
<b>acc</b>	0,85		coefficiente riduttivo resistenze di lunga durata
<b>Ecm</b>	33643	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico
<b>fck</b>	33,20	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cilindrica caratteristica a compressione del calcestruzzo
<b>fcd</b>	18,81	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cilindrica di calcolo a compressione del calcestruzzo

RELAZIONE DI CALCOLO

<b>fcm</b>	41,20	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cilindrica media a compressione del calcestruzzo
<b>fctm</b>	3,10	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cilindrica media a trazione calcestruzzo <C50/60
<b>fctk</b>	2,17	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cilindrica caratteristica a trazione calcestruzzo <C50/60
<b>fctd</b>	1,45	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cilindrica di calcolo a trazione calcestruzzo <C50/60
<b>fbd</b>	3,25	N/mm <sup>2</sup>	resistenza tangenziale di aderenza
<b>fcfm</b>	3,72	N/mm <sup>2</sup>	resistenza a trazione per flessione

**COPRIFERRO**

Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo conto delle tolleranze di posa delle armature. Per consentire un omogeneo getto del calcestruzzo, il copriferro e l'interferro delle armature devono essere rapportati alla dimensione massima degli inerti impiegati.

Con riferimento al §4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della progettazione delle armature alla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV della Circolare 2 Febbraio 2009, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di tabella 4.1.IV delle NTC.

Si riporta la tabella sopra citata.

C <sub>min</sub>	C <sub>o</sub>	AMBIENTE	BARRE DA C.A. ELEMENTI A PIASTRA		BARRE DA C.A. ALTRI ELEMENTI		CAVI DA C.A.P. ELEMENTI A PIASTRA		CAVI DA C.A.P. ALTRI ELEMENTI	
			C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>
C25/30	C35/45	ORDINARIO	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	AGGRESSIVO	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	MOLTO AGGRESSIVO	35	40	40	45	45	50	50	50

La classe **XA2** rientra nella categoria di "condizione ambientale aggressiva". In base alla classe di calcestruzzo scelta (C32/40), ne deriva un copriferro minimo per "barre da c.a." di **35mm**. A tale valore vanno aggiunte le tolleranze di posa di **10mm**.

Ne deriva un copriferro pari a: 35+10=45mm approssimato a **50mm** in favore di sicurezza.

**3.3 ACCIAIO D'ARMATURA**

Per l'armatura degli elementi in cemento armato, viene utilizzato un acciaio B450C, caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Tab. 11.3.Ia

$f_{y\text{ nom}}$	450 N/mm <sup>2</sup>
$f_{t\text{ nom}}$	540 N/mm <sup>2</sup>

E deve rispettare i requisiti richiesti indicati nella seguente tabella.

Tab. 11.3.Ib

Caratteristiche	Requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	$\geq f_{y\text{ nom}}$	5.0
Tensione caratteristica a carico massimo $f_{tk}$	$\geq f_{t\text{ nom}}$	5.0
	$\geq 1,15$	10.0
	$< 1,35$	
	$(f_t/f_y)_k \leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12\text{ mm}$	4 $\phi$	
$12 \leq \phi \leq 16\text{ mm}$	5 $\phi$	
per $16 < \phi \leq 25\text{ mm}$	8 $\phi$	
per $25 < \phi \leq 40\text{ mm}$	10 $\phi$	

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche vale quanto indicato al § 11.3.2.3.

Le caratteristiche del materiale sono quindi di seguito riassunte.

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento $f_y$	$\geq 450\text{ MPa}$
Limite di rottura $f_t$	$\geq 540\text{ MPa}$
Allungamento totale al carico massimo $A_{gt}$	$\geq 7,5\%$
Rapporto $f_t/f_y$	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y\text{ misurato}}/f_{y\text{ nom}}$	$\leq 1,25$
Resistenza a fatica assiale*	2 milioni di cicli
Resistenza a carico ciclico*	3 cicli/sec (deformazione 1,5÷4 %)
Idoneità al raddrizzamento dopo piega*	Mantenimento delle proprietà meccaniche
Controllo radiometrico**	superato, ai sensi del D.Lgs. 230/1995
* = prove periodiche annuali	

## 4 CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI CALCOLO

### 4.1 GENERALITA'

Le analisi e le verifiche sull'opera sono state condotte nel pieno rispetto delle Norme Tecniche per le Costruzioni adottando, di conseguenza, un approccio di calcolo di tipo prestazionale basato sul ricorso del Metodo degli Stati Limite.

Come indicato dalle NTC2008 al 2.6.1, nelle verifiche nei confronti dello stato limite ultimo strutturali (STRU) e geotecnici (GEO), si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Si utilizza l'**approccio 2** che utilizza un'unica combinazione di gruppi di coefficienti parziali **(A1+M1+R3)**.

### 4.2 CRITERI DI MODELLAZIONE STRUTTURALE

Lo stato di sollecitazione della struttura, viene desunto da un codice di calcolo (Enexsys-Winstrand). La struttura in progetto, nonostante lo sviluppo longitudinale, viene schematizzata come un telaio piano di estensione 1 metro. Elementi orizzontali e elementi verticali sono rappresentati da elementi beam monodimensionali la cui sezione sarà data da una dimensione fissa (1 metro, ossia l'estensione del telaio analizzato) e una dimensione variabile (lo spessore degli elementi) che rappresenta la dimensione effettiva in progetto.

**Le camerette di monte e valle o intermedie, sono separate dai tombini scatolari da giunti waterstop che garantiscono continuità idraulica, ma non strutturale. Queste, quando articolate, sono state modellate tridimensionalmente. I tombini scatolari presentano invece una distribuzione spaziale costante. La modellazione piana, riferendosi alla sezione maggiormente sollecitata sia dal punto di vista dei carichi statici che dinamici, non differisce dalla modellazione intera tridimensionale, o al più ne differisce in forma lievemente conservativa non considerando le ridistribuzioni di sollecitazioni agli elementi limitrofi meno sollecitati.**

Lo schema statico assunto è quello di telaio chiuso e continuo, nel quale l'interazione con la struttura di fondazione è tenuta in conto tramite una modellazione del terreno alla Winkler.

Il coefficiente di reazione non è tuttavia una proprietà intrinseca del materiale costituente la fondazione, ma è funzione anche delle caratteristiche della struttura in appoggio sia in termini di estensione che di rigidezza.

Per tale ragione, in una prima fase, la costante di Winkler è ipotizzata. Con tale ipotesi viene eseguito un primo dimensionamento del telaio. Questo dimensionamento è sufficiente per la determinazione delle pressioni, della portanza, dei cedimenti e della costante di Winkler. Il valore così ottenuto è reinserito quindi nel modello di calcolo. Il processo iterativo viene interrotto non appena le differenze di sollecitazione sono ritenute trascurabili e/o non dimensionanti.

La caratterizzazione del terreno in cui la struttura è immersa è suddiviso nei tre strati: ricoprimento, rinfiando, e di fondazione. Per ogni strato occorre fornire i valori dei parametri fisici e meccanici più comuni (peso di volume, angolo di attrito, attrito terreno-struttura, coesione, adesione ecc).

Data la natura della infrastruttura, ossia viabilità in rilevato, il terreno di rinfiando corrisponde sempre al terreno di ricoprimento (caratteristiche da materiale di riporto).

Contrariamente, il terreno di fondazione, presenta le caratteristiche dei terreni affioranti in loco o in taluni casi è ancora definito da materiale di riporto.



## 5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO

Di seguito si riportano i parametri geotecnici utilizzati per le analisi della sezione 1

- STRATO DI RICOPRIMENTO
 

Descrizione	Rilevato	
Spessore dello strato	17,00	[m]
Peso di volume	20,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito	35,00	[°]
Coesione	0,00	[MPa]
  
- STRATO DI RINFIANCO
 

Descrizione	Rilevato	
Peso di volume	20,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito	35,00	[°]
Coesione	0,00	[MPa]
  
- STRATO DI FONDAZIONE
 

Descrizione	Formazione Mc	
Peso di volume	25,90	[kN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito	31,00	[°]
Coesione	0,185	[MPa]

Di seguito si riportano i parametri geotecnici utilizzati per le analisi della sezione 2

- STRATO DI RICOPRIMENTO
 

Descrizione	Rilevato	
Spessore dello strato	8,00	[m]
Peso di volume	20,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito	35,00	[°]
Coesione	0,00	[MPa]
  
- STRATO DI RINFIANCO
 

Descrizione	Rilevato	
Peso di volume	20,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito	35,00	[°]
Coesione	0,00	[MPa]

- STRATO DI FONDAZIONE

Descrizione	Formazione Mc	
Peso di volume	25,90	[kN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito	31,00	[°]
Coesione	0,185	[MPa]

## 6 PARAMETRI E COEFFICIENTI SISMICI

### 6.1 GENERALITA'

Per il calcolo sismico dell'opera in esame si è fatto riferimento alle indicazioni delle NTC2008 con il concetto di "pericolosità sismica di base" come elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. Tale pericolosità è quella relativa a condizioni ideali di sito con superficie topografica orizzontale e terreno di tipo rigido (Categoria A).

Le indicazioni sulla pericolosità sismica di base dell'intero territorio nazionale è fornita dalla predetta normativa, in termini di:

- **ag** accelerazione orizzontale massima del terreno;
- **Fo** valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- **T\*c** periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Tali valori sono forniti per ciascun nodo del reticolo di riferimento con maglia di circa 10km e per ciascun periodo di ritorno  $T_R$ . Il periodo di ritorno è ricavabile mediante la seguente relazione.

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

Dove

- $V_R$  Vita di riferimento per l'azione sismica
- $P_{VR}$  Probabilità di superamento nel periodo di riferimento

La vita di riferimento è funzione della vita nominale tramite la classe d'uso. La probabilità di superamento è funzione dello stato limite considerato. Gli stati limite analizzati sono SLV, SLD e SLO.

Gli spettri di progetto associati ai vari stati limite di interesse, sono determinati a partire dai parametri di pericolosità sismica sopra esposti (determinati in funzione del tempo di ritorno), dai coefficienti di amplificazione stratigrafica  $S_s$  e topografica  $S_T$ .

### 6.2 PARAMETRI PER LA DETERMINAZIONE DELL'ANALISI SISMICA

#### CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE (PAR. 3.2.2 NTC08)

Per la definizione dello spettro utilizzato nel calcolo sismico, sono stati considerati i seguenti parametri.

Identificazione sito:.....Tombino km 3+556  
Comune:.....Ragusa  
Provincia:.....Ragusa  
Latitudine:.....36.9836°

Longitudine:.....14.6763°  
Categoria di sottosuolo:.....A  
Categoria topografica:.....T1  
Zona sismica amministrativa.....2

La categoria di sottosuolo è desunta dall'elaborato **T01GE03GEORE01**

#### VITA NOMINA E CLASSE D'USO (2.4.2 NTC08)

Vita nominale:.....50anni  
Classe d'uso:.....IV  
Cu.....2  
Vita di riferimento:.....100anni

#### TIPOLOGIA STRUTTURALE E FATTORE DI STRUTTURA

Per la determinazione del fattore di struttura per l'opera in esame si è fatto riferimento a quanto le NTC08 prevedono per i ponti.

Nel caso in oggetto, la struttura è stata assimilata a delle spalle connesse in maniera rigida all'impalcato con i piedritti che sostengono un terreno rigido naturale per più dell'80% dell'altezza (p.to 7.9.5.6.2). Si tratta pertanto di strutture che si muovono col terreno ai sensi della Tabella 7.9.I, caratterizzate da peridi di vibrazione in direzione orizzontale molo bassi e per le quali si assume un valore di  $q_0=q=1,0$ .

Per strutture con tali proprietà, le forze di inerzia possono essere determinate considerando un'accelerazione pari a  $a_g * S$ .

## 7 ANALISI DEI CARICHI

### 7.1 CARICHI PERMANENTI

#### 7.1.1 G1 Peso proprio strutturale (condizione: G1k\_Strutturale)

Il peso strutturale è calcolato automaticamente dal software di calcolo strutturale e quindi è tenuto in conto automaticamente durante la fase di progettazione

#### 7.1.2 G2.1 Peso permanente ricoprimento (condizione: G2.1k\_Geo su soletta)

Il carico sulla calotta è stato determinato mediante il metodo della *pressione geostatica* secondo il quale la pressione in calotta viene calcolata come prodotto tra il peso del volume di terreno per l'altezza del ricoprimento (tale carico tiene conto anche dell'eventuale pavimentazione, considerando uno spessore di ricoprimento  $H_{\text{rinterro}}$  comprensivo del suddetto).

Sezione 1

$$G2.1 = P_v = \gamma_{\text{rinterro}} \times H_{\text{rinterro}} \times L_{\text{telaio}} = P_v \times L_{\text{telaio}} = 20 \times 17 \times 1 = 340 \text{ kN/m}$$

Sezione 2

$$G2.1 = P_v = \gamma_{\text{rinterro}} \times H_{\text{rinterro}} \times L_{\text{telaio}} = P_v \times L_{\text{telaio}} = 20 \times 8 \times 1 = 160 \text{ kN/m}$$

#### 7.1.3 G2.2 Spinta statica terreno (condizione G2.2k\_Spinta a riposo)

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione:

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

Dove  $\phi$  rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità  $z$  e la spinta totale sulla parete di altezza  $H$  valgono:

$$\sigma = \gamma z K_0 + P_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + P_v K_0 H$$

Dove  $P_v$  è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

**Di seguito si riporta il calcolo di suddetta spinta per la sezione 1**

Le proprietà del terreno di rinfianco/rinterro

Caratteristiche del terreno		
$\phi$	35 °	angolo di attrito
$\gamma_{\text{sat}}$	20 KN/m <sup>3</sup>	peso di volume terreno saturo
$\gamma_w$	0 KN/m <sup>3</sup>	peso acqua

**RELAZIONE DI CALCOLO**

$z_w$	-24 m	quota falda
$H_w$	0 m	altezza di spinta falda
$\gamma'$	20 KN/m <sup>3</sup>	peso efficace

La spinta a riposo vale quindi, con riferimento ad ogni elemento di lunghezza 0,6m con il quale sono stati discretizzati i piedritti

<i>Spinta Statica su elementi bidimensionali</i>						
h mesh	h <sub>i</sub> [m]	$\sigma_{w,i}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_{h,i}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{h,i}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{q,i}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_{tot,i}$ [KN/m <sup>2</sup> ]
0,60	0,30	0,00	0,00	178,35	0,00	<b>178</b>
	0,90	0,00	0,00	173,23	0,00	<b>173</b>
	1,50	0,00	0,00	168,11	0,00	<b>168</b>
	2,10	0,00	0,00	162,99	0,00	<b>163</b>
	2,70	0,00	0,00	157,87	0,00	<b>158</b>
	3,30	0,00	0,00	152,75	0,00	<b>153</b>
	3,90	0,00	0,00	147,63	0,00	<b>148</b>

Di seguito si riporta il calcolo di suddetta spinta per la sezione 2

<i>Caratteristiche del terreno</i>		
$\phi$	35 °	angolo di attrito
$\gamma_{sat}$	20 KN/m <sup>3</sup>	peso di volume terreno saturo
$\gamma_w$	0 KN/m <sup>3</sup>	peso acqua
$z_w$	-15 m	quota falda
$H_w$	0 m	altezza di spinta falda
$\gamma'$	20 KN/m <sup>3</sup>	peso efficace

La spinta a riposo vale quindi, con riferimento ad ogni elemento di lunghezza 0,5m con il quale sono stati discretizzati i piedritti

<i>Spinta Statica su elementi bidimensionali</i>						
h mesh	h <sub>i</sub> [m]	$\sigma_{w,i}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_{h,i}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{h,i}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{q,i}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_{tot,i}$ [KN/m <sup>2</sup> ]
0,50	0,25	0,00	0,00	100,27	0,00	<b>100</b>
	0,75	0,00	0,00	96,00	0,00	<b>96</b>
	1,25	0,00	0,00	91,74	0,00	<b>92</b>
	1,75	0,00	0,00	87,47	0,00	<b>87</b>
	2,25	0,00	0,00	83,20	0,00	<b>83</b>
	2,75	0,00	0,00	78,94	0,00	<b>79</b>

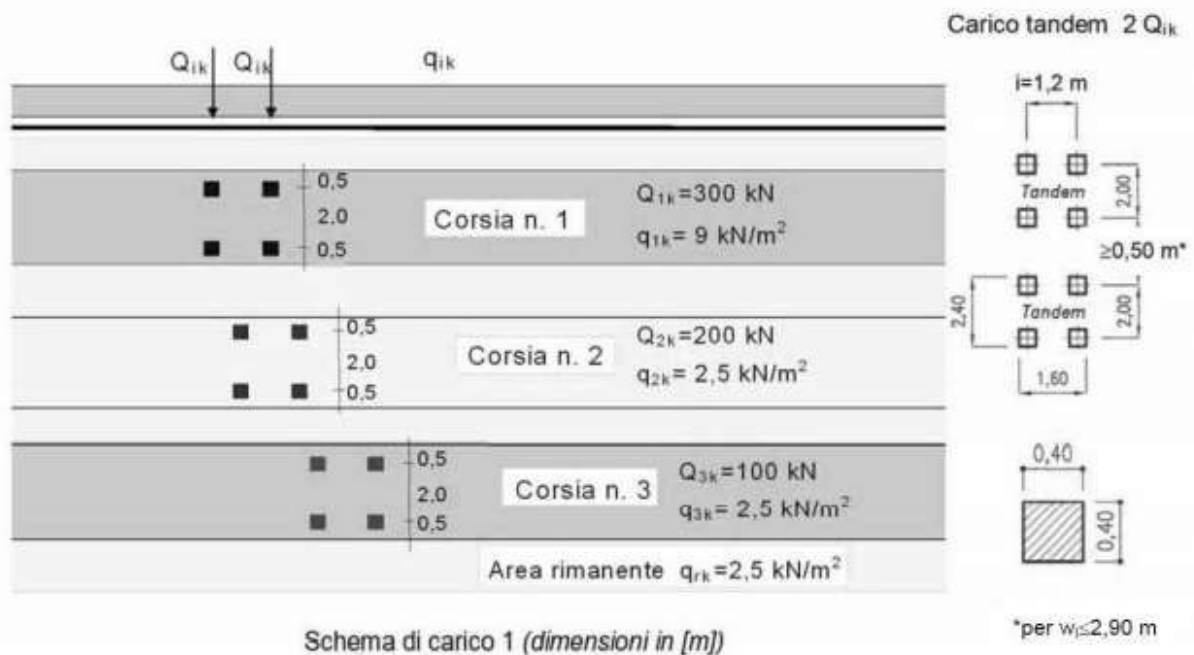
**RELAZIONE DI CALCOLO**

	3,25	0,00	0,00	74,67	0,00	<b>75</b>
	3,75	0,00	0,00	70,40	0,00	<b>70</b>

**7.2 CARICHI VARIABILI**

**7.2.1 Carico mobile su manufatto (Condizione: Q1\_Veicolo tandem)**

Le azioni variabili da traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti.



Dato che la sezione è parallela all'asse stradale e dato che viene analizzato un telaio di larghezza perpendicolare all'asse stradale pari ad 1 metri, si considera una sola corsia di carico ed in particolare la corsia di carico numero 1 con valori di carico distribuito e carico tandem pari rispettivamente a:

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

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

Si precisa che secondo il testo Unico del 14 gennaio 2008, i carichi mobili includono gli effetti dinamici.

I carichi concentrati si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso il ricoprimento si considera pari a  $30^\circ$ . La diffusione attraverso la soletta e fino a metà della stessa si considera invece pari a  $45^\circ$ .

I due assi da 300kN vengono ripartiti e trasmessi sulla soletta considerando una diffusione attraverso ricoprimento e soletta.

Il valore del carico tandem complessivo è pari a 600kN. Tale carico è ripartito su una impronta di carico i cui lati, a quota asse soletta, sono visionabili nel foglio di calcolo sotto riportato.

In senso trasversale impronte di carico di due veicoli posti in due corsie convenzionali affiancate si sovrappongono. A favore di sicurezza si prendono in considerazione le prime due corsie convenzionali i cui carichi per ruota sono rispettivamente di 150kN e 100kN.

I carichi distribuiti riferiti agli assi tandem delle due corsie di carico sono quindi sommati e usati nelle verifiche.

Assieme al carico concentrato agente sulle impronte delle ruote agisce anche un carico uniformemente distribuito con intensità pari a 9kN/mq.

**Il foglio di calcolo di seguito esposto riporta in forma numerica quanto fin ora detto, per la sezione 1.**

CARICO SU SOLETTA		
DATI GEOMETRICI DI INPUT		
H	17 m	altezza ricoprimento
$\varphi$	30 °	angolo diffusione ricoprimento
$\varphi$	0,52 rad	angolo diffusione ricoprimento
S	0,6 m	spessore soletta
$\varphi'$	45 °	angolo diffusione soletta
$\varphi'$	0,79 rad	angolo diffusione soletta
L	1,00 m	larghezza interessa telaio
DATI RELATIVI AI CARICHI		
s	0,4 m	larghezza impronta
i <sub>t</sub>	2 m	interasse trasversale
i <sub>l</sub>	1,2 m	interasse longitudinale
Q1k	300 kN	carico tandem principale
Q2k	200 kN	carico tandem secondario
q1k	9 kN/m <sup>2</sup>	carico distribuito principale
q2k	2,5 kN/m <sup>2</sup>	carico distribuito secondario
DATI DI CALCOLO		
L <sub>t</sub>	23,23 m	lunghezza trasversale proiezione impronte
L <sub>i</sub>	22,43 m	lunghezza longitudinale proiezione impronte
Q1	1,15 kN/m <sup>2</sup>	carico relativo al carico tandem Q1k
Q2	0,77 kN/m <sup>2</sup>	carico relativo al carico tandem Q2k
Q1+Q2	1,92 kN/m <sup>2</sup>	carico sovrapposto in favore di sicurezza



**RELAZIONE DI CALCOLO**

<b>Qk</b>	1,92	kN/m	carico tandem finale da applicare a soletta
<b>qk</b>	9,00	kN/m	carico distribuito finale da applicare a soletta

**Il foglio di calcolo di seguito esposto riporta in forma numerica quanto fin ora detto, per la sezione 2.**

**CARICO SU SOLETTA**

**DATI GEOMETRICI DI INPUT**

<b>H</b>	8	m	altezza ricoprimento
<b><math>\varphi</math></b>	30	°	angolo diffusione ricoprimento
<b><math>\varphi</math></b>	0,52	rad	angolo diffusione ricoprimento
<b>S</b>	0,5	m	spessore soletta
<b><math>\varphi'</math></b>	45	°	angolo diffusione soletta
<b><math>\varphi'</math></b>	0,79	rad	angolo diffusione soletta
<b>L</b>	1,00	m	larghezza interessa telaio

**DATI RELATIVI AI CARICHI**

<b>s</b>	0,4	m	larghezza impronta
<b>i<sub>t</sub></b>	2	m	interasse trasversale
<b>i<sub>l</sub></b>	1,2	m	interasse longitudinale
<b>Q1k</b>	300	kN	carico tandem principale
<b>Q2k</b>	200	kN	carico tandem secondario
<b>q1k</b>	9	kN/m <sup>2</sup>	carico distribuito principale
<b>q2k</b>	2,5	kN/m <sup>2</sup>	carico distribuito secondario

**DATI DI CALCOLO**

<b>L<sub>t</sub></b>	12,64	m	lunghezza trasversale proiezione impronte
<b>L<sub>i</sub></b>	11,84	m	lunghezza longitudinale proiezione impronte
<b>Q1</b>	4,01	kN/m <sup>2</sup>	carico relativo al carico tandem Q1k
<b>Q2</b>	2,67	kN/m <sup>2</sup>	carico relativo al carico tandem Q2k
<b>Q1+Q2</b>	6,68	kN/m <sup>2</sup>	carico sovrapposto in favore di sicurezza
<b>Qk</b>	6,68	kN/m	carico tandem finale da applicare a soletta
<b>qk</b>	9,00	kN/m	carico distribuito finale da applicare a soletta

**7.2.2 Carichi a tergo del rilevato (condizione: Q2\_Veicolo distribuito)**

La spinta delle terre dovuta all'azione dei sovraccarichi accidentali posti sul rilevato a tergo dei piedritti dello scatolare viene valutata con riferimento ad un sovraccarico di 9kN/mq agente sul rilevato a tergo dello scatolare.

Tale carico viene applicato solo a tergo del piedritto di sinistra, onde massimizzare lo sbilanciamento delle forze per la verifica della struttura scatolare. Il carico a cui si fa riferimento è proprio il carico  $q_k$  visionabile nel excel sopra riportato.

### 7.2.3 Frenatura

Per quanto riguarda l'azione di frenatura, definita al paragrafo 5.1.3.5 del D.M.14/01/08, viene considerata azione trascurabile ai fini del dimensionamento dei tombini.

### 7.2.4 Forza centrifuga

Poiché la sezione dello scatolare considerata nel modello di calcolo è parallela all'asse stradale, l'azione centrifuga non presenta componente trasversale per lo scatolare.

### 7.2.5 Forza del vento

Poiché la sezione dello scatolare considerata nel modello di calcolo è parallela all'asse stradale, l'azione del vento non presenta componente trasversale per lo scatolare.

### 7.2.6 Variazioni termiche

Trattandosi di un manufatto interrato, si ritiene trascurabile l'effetto delle variazioni termiche, con ordine di grandezza nettamente inferiore all'entità delle sollecitazioni in gioco.

### 7.2.7 E azione sismica

L'azione sismica è tenuta in conto tramite due contributi, E1 ed E2 descrivibili come segue.

Le azioni sismiche di progetto considerate sono:

- E1 – gli incrementi sismici della spinta esercitata dal terrapieno a tergo della spalla;
- E2 – le azioni sismiche dovute alle masse strutturali.

#### 7.2.7.1 E1 – incremento sismico di spinta piedritti (condizione: E\_Spinta sismica+X\_SLV/SLO)

Spinta del terreno nel caso di strutture rigide.

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta può essere calcolato per via pseudo-statica.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, il valore del coefficiente sismico orizzontale  $k_h$  è valutato mediante l'espressione:

$$k_h = \beta_m * a_{max} / g$$

Dove:

$a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito =  $S_s * S_T * a_g$

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

$S_S * S_T$  = coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica

Per elementi che non sono in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario.

Con tali ipotesi, sono stati calcolati due incrementi di pressione, una relativa alla condizione di stato limite di *salvaguardia della vita* e una relativa alla condizione di stato limite di *operatività*.

### Salvaguardia della vita per sezione 1\_SLV

Dati sismici		
$a_g$	0,316	accelerazione massima del sito su suolo rigido / g
Categoria sottosuolo	A	
$F_0$	2,359	valore massimo del fattore di amplificazione spettro
$S_T$	1	coefficiente di amplificazione topografica
$S_S$	1	coefficiente di amplificazione stratigrafica
$S = S_S S_T$	1	
$\beta$	1	

Spinte sismiche		
$K_h = a_g S \beta$	0,32	coefficiente di spinta sismica
$S_E = K_h \gamma H^2$	111,48 KN/m	spinta sismica terreno applicata su 1/2 h

Spinta Statica su elementi bidimensionali		Spinta sismica
h mesh	h <sub>i</sub> [m]	$\sigma'_{E,i}$ [KN/m <sup>2</sup> ]
0,60	0,30	27
	0,90	27
	1,50	27
	2,10	27
	2,70	27
	3,30	27
	3,90	27

### Operatività per sezione 1\_SLO

Dati sismici		
$a_g$	0,06	accelerazione massima del sito su suolo rigido / g
Categoria sottosuolo	B	

RELAZIONE DI CALCOLO

$F_0$	2,504	valore massimo del fattore di amplificazione spettro
$S_T$	1	coefficiente di amplificazione topografica
$S_S$	1	coefficiente di amplificazione stratigrafica
$S=S_S S_T$	1	
$\beta$	1	

<b>Spinte sismiche</b>		
$K_h = agS\beta$	0,06	coefficiente di spinta sismica
$S_E = K_h \gamma H^2$	21,17 KN/m	spinta sismica terreno applicata su 1/2 h

<i>Spinta Statica su elementi bidimensionali</i>		<i>Spinta sismica</i>
h mesh	h <sub>i</sub> [m]	$\sigma'_{E,i}$ [KN/m <sup>2</sup> ]
0,60	0,30	5
	0,90	5
	1,50	5
	2,10	5
	2,70	5
	3,30	5
	3,90	5

Salvaguardia della vita per sezione 2: \_SLV

<b>Dati sismici</b>		
ag	0,316	accelerazione massima del sito su suolo rigido / g
Categoria sottosuolo	A	
$F_0$	2,359	valore massimo del fattore di amplificazione spettro
$S_T$	1	coefficiente di amplificazione topografica
$S_S$	1	coefficiente di amplificazione stratigrafica
$S=S_S S_T$	1	
$\beta$	1	

<b>Spinte sismiche</b>		
$K_h = agS\beta$	0,32	coefficiente di spinta sismica
$S_E = K_h \gamma H^2$	111,48 KN/m	spinta sismica terreno applicata su 1/2 h

<i>Spinta Statica su elementi bidimensionali</i>		<i>Spinta sismica</i>
--	--	-----------------------

**RELAZIONE DI CALCOLO**

h mesh	hi [m]	$\sigma'E_i$ [KN/m <sup>2</sup> ]
0,50	0,25	25
	0,75	25
	1,25	25
	1,75	25
	2,25	25
	2,75	25
	3,25	25
	3,75	25

**Operatività per sezione 2: \_SLO**

<b>Dati sismici</b>		
ag	0,06	accelerazione massima del sito su suolo rigido / g
Categoria sottosuolo	B	
F <sub>0</sub>	2,504	valore massimo del fattore di amplificazione spettro
S <sub>T</sub>	1	coefficiente di amplificazione topografica
S <sub>S</sub>	1	coefficiente di amplificazione stratigrafica
S=S <sub>S</sub> S <sub>T</sub>	1	
β	1	

<b>Spinte sismiche</b>		
K <sub>h</sub> = agSβ	0,06	coefficiente di spinta sismica
S <sub>E</sub> = K <sub>h</sub> γH <sup>2</sup>	21,17 KN/m	spinta sismica terreno applicata su 1/2 h

<b>Spinta Statica su elementi bidimensionali</b>		<b>Spinta sismica</b>	
h mesh	hi [m]	$\sigma'E_i$ [KN/m <sup>2</sup> ]	
0,50	0,25	5	
	0,75	5	
	1,25	5	
	1,75	5	
	2,25	5	
	2,75	5	
	3,25	5	
	3,75	5	

### 7.2.7.2 E2 – azioni sismiche dovute alle masse

L'azione sismica è tenuta in conto tramite Analisi Lineare Dinamica così come indicato al 7.3.3.1. delle NTC2008.

Così come indicato dalla normativa tecnica, sono stati considerati un numero di modi tale da considerare almeno l'85% di massa partecipante e comunque tutti i modi con massa partecipante significativa, indicati come quelli a massa superiore al 5%.

Le due azioni derivanti dal sisma sopra descritte, ossia **E1** ed **E2**, sono state applicate in una sola direzione, in particolare la direzione +x, parallela alla sezione dello scatolare e all'asse stradale.

**L'omissione dell'analisi in direzione -x è legata alla simmetria dell'opera che conduce ad un comportamento equivalente nelle due direzioni e quindi a stessi fattori di sicurezza.**

**L'omissione dell'analisi in direzione +y/-y è legata alla modellazione e relativa verifica piana (piano x-z) dello scatolare, che risulta essere a favore di sicurezza non considerando le inevitabili ridistribuzioni di forze agli elementi vicini.**

## 8 METODO VERIFICHE

### 8.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

#### 8.1.1 Verifiche di resistenza

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico.

Le verifiche si basano sul concetto dei coefficienti di sicurezza parziali e considerando una sola famiglia di combinazioni (indicata come **A1 -M1-R3**) in conseguenza dell'utilizzo dell'**approccio 2** della normativa. Si ricorda brevemente come il caso **A1 - M1 - R3** prevede che vengano incrementate le azioni permanenti e variabili con i coefficienti ( $\gamma_G, \gamma_Q$ ) e vengono lasciate inalterate le caratteristiche di resistenza del terreno. Le combinazioni ottenute sono rilevanti per stabilire sia le capacità strutturali delle opere che interagiscono con il terreno sia le verifiche rilevanti per il dimensionamento geotecnico.

### 8.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

#### 8.2.1 Verifiche delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni rare e quasi permanenti delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel conglomerato cementizio sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti si seguito riportati.

Verifica della tensione massima di compressione del conglomerato cementizio nelle condizioni di esercizio.

La massima tensione di compressione del conglomerato cementizio  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,6f_{ck} \quad \text{per la combinazione rara}$$

$$\sigma_c < 0,45f_{ck} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

Verifica della tensione massima dell'acciaio in condizione di esercizio.

Per l'acciaio, la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alle combinazioni rare deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8f_{yk}$$

#### 8.2.2 Verifica dello stato limite di fessurazione

In base alla classe di esposizione individuata, XA2, classificata come condizione ambientale aggressiva, ed in base alla tipologia di armatura utilizzata, armatura poco sensibile, si individuano due verifiche entrambe di controllo di apertura delle fessure. In particolare si deve verificare che:

$$a_{p.fessure} < w_2 = 0,3\text{mm} \quad \text{per la combinazione frequente}$$

$$a_{p.fessure} < w_1 = 0,2\text{mm} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

### 8.2.3 Verifica di deformabilità

Si verifica che l'inflessione della soletta superiore non superi 1/250 della luce.

## 8.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

### 8.3.1 Verifiche di resistenza

Si ripropongono verifiche di resistenza così come eseguito per le verifiche allo stato limite ultimo, ma con azioni derivanti dalle forze indotte dall'azione sismica.

## 8.4 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI DANNO

### 8.4.1 Verifiche di resistenza

Avendo progettato con un fattore di comportamento  $q$  pari ad 1, lo spettro relativo all'SLV risulta necessariamente sempre maggiore di quello all'SLD. Perciò il soddisfacimento delle verifiche di resistenza all'SLV implica il soddisfacimento delle verifiche all'SLD.

## 8.5 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI OPERATIVITA'

### 8.5.1 Verifiche di rigidità

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso IV, si deve controllare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO siano inferiori ai 2/3 dei limiti indicati per classi d'uso I e II.

Il limite scelto è pari a:

$$dr < 2/3 * 0,005h$$

Dove:

dr spostamento d'interpiano

h altezza d'interpiano



## 9 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato al paragrafo 5.1.3.12. del D.M.14/01/08 per quello che riguarda le strutture assimilabili a ponti/viadotti e che sorreggono carichi variabili da traffico.

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

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

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

**RELAZIONE DI CALCOLO**

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO. <sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti. <sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna <sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali					

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

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

Come sopra esposto, si è fatto riferimento all'approccio 2 e quindi a coefficienti A1 – M1 – R3.

Numero di condizioni di carico ... : 7

Numero di combinazioni di carico . : 9

**Condizione**

- 1 G1k\_Strutturale
- 2 G2.1k\_Geo su calotta
- 3 G2.2k\_Spinta a riposo
- 4 Q1\_Veicolo tandem
- 5 Q2\_Veicolo distribuito
- 6 E\_Spinta sismica+X\_SLV
- 7 E\_Spinta sismica+X\_SLO
- 8 Sisma OSLU
- 9 Sisma OSLO

Combinazioni di carico:

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

**Combinazione di carico numero**

1	SLU_TANDEM
2	SLU_DISTRIBUITO

Comb.\Cond	1	2	3	4	5
1	1.35	1.35	1.35	1.5	0.6
2	1.35	1.35	1.35	1.125	1.5

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

**Combinazione di carico numero**

3	Sisma 0
---	---------

Comb.\Cond	1	2	3	6	8
3	1	1	1	1	1

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

**Combinazione di carico numero**

4	RARA_TANDEM
5	RARA_DISTRIBUITA

Comb.\Cond	1	2	3	4	5
4	1	1	1	1	0.4
5	1	1	1	0.75	1

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

**Combinazione di carico numero**

6	FRE_TANDEM
7	FRE_DISTRIBUITA

Comb.\Cond	1	2	3	4	5
6	1	1	1	0.75	

**RELAZIONE DI CALCOLO**

7                    1   1   1                    0.4

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

**Combinazione di carico numero**

8    QUASI PERMANENTE

**Comb.\Cond    1   2   3**

8                    1   1   1

Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

**Combinazione di carico numero**

9    Sisma 0

**Comb.\Cond    1   2   3   9**

9                    1   1   1   1

## 10 RISULTATI DELLE ANALISI SEZIONE SCATOLARE 1

### 10.1 INVILUPPO SOLLECITAZIONI

#### Inviluppo sollecitazioni fondazione

Trave di fondazione Sezione numero 1 Rett. FONDAZIONE 100X80

Taglio	Min trave 2 3	<b>-833.15 [kN]</b>	Comb. 2	Max trave 2 3	828.69 [kN]	Comb. 2
Pressioni sul terreno	Min trave 3 4	0.439 [MPa]	Comb. 2	Max trave 1 2	0.180 [MPa]	Comb. 3
Momento flettente	Min trave 2 3	<b>-521.67 [kNm]</b>	Comb. 2	Max trave 2 3	376.25 [kNm]	Comb. 2
Momento torcente	Min trave 2 3	-0.00 [kNm]	Comb. 2	Max trave 1 2	0.00 [kNm]	Comb. 3

#### Inviluppo sollecitazioni impalcato

Trave Sezione numero 1 Rett. IMPALCATO 100X80

Sforzo normale	Min asta 17 18	371.28 [kN]	Comb. 8	Max asta 17 18	<b>509.65 [kN]</b>	Comb. 2
Taglio piano 1-2	Min asta 17 18	<b>-1083.02 [kN]</b>	Comb. 2	Max asta 17 18	1074.12 [kN]	Comb. 2
Taglio piano 1-3	Min asta 17 18	-0.00 [kN]	Comb. 2	Max asta 17 18	-0.00 [kN]	Comb. 8
Momento torcente	Min asta 17 18	-0.00 [kNm]	Comb. 2	Max asta 17 18	-0.00 [kNm]	Comb. 8
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 17 18	-573.03 [kNm]	Comb. 2	Max asta 17 18	<b>595.99 [kNm]</b>	Comb. 2
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 17 18	-0.00 [kNm]	Comb. 2	Max asta 17 18	0.00 [kNm]	Comb. 2

#### Inviluppo sollecitazioni piedritti

Trave Sezione numero 2 Rett. PIEDRITTI 100X80

Sforzo normale	Min asta 17 15	706.69 [kN]	Comb. 3	Max asta 6 3	<b>1196.42 [kN]</b>	Comb. 2
Taglio piano 1-2	Min asta 17 15	-509.65 [kN]	Comb. 2	Max asta 18 16	<b>509.65 [kN]</b>	Comb. 2
Taglio piano 1-3	Min asta 17 15	-0.00 [kN]	Comb. 2	Max asta 18 16	0.00 [kN]	Comb. 2
Momento torcente	Min asta 18 16	0.00 [kNm]	Comb. 8	Max asta 18 16	0.00 [kNm]	Comb. 2
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 17 15	-576.87 [kNm]	Comb. 2	Max asta 18 16	<b>595.99 [kNm]</b>	Comb. 2
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 17 15	-0.00 [kNm]	Comb. 2	Max asta 18 16	0.00 [kNm]	Comb. 2

**RELAZIONE DI CALCOLO**

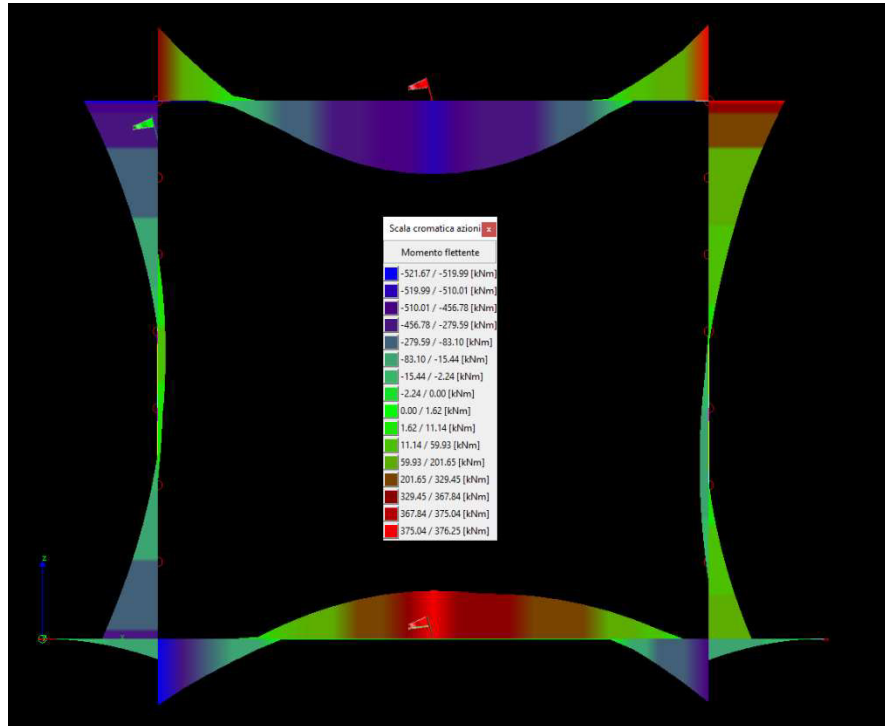


Figura 10-1"Diagramma involuppo momenti flettenti"

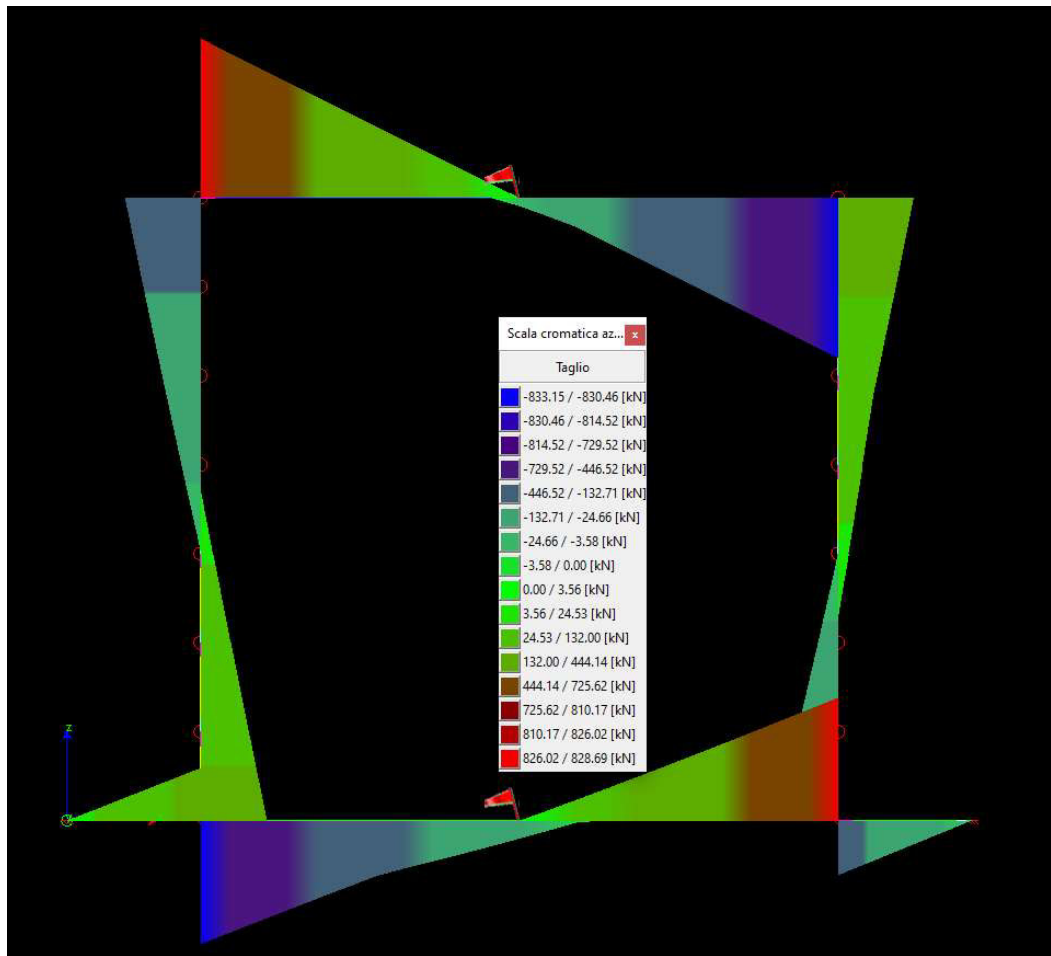


Figura 10-2"Inviluppo diagramma taglio"



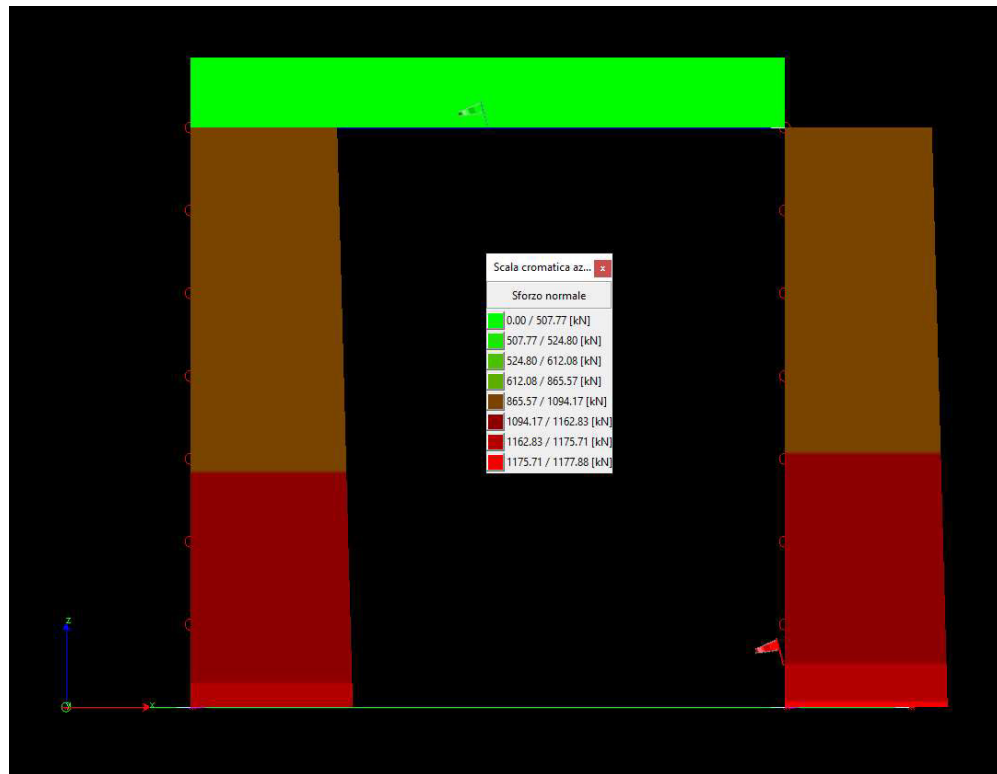


Figura 10-3 "Diagramma involuppo sforzo normale"

## 10.2 PRESSIONI TERRENO

### Pressioni massime su terreno di fondazione

#### Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 3 4	2	-0.439
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 3	1	-0.400

#### Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 3 4	3	-0.439
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 1 2	3	-0.180

#### Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

**RELAZIONE DI CALCOLO**

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 3 4	5	-0.324
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 3	4	-0.296

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 3 4	6	-0.316
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 3	7	-0.294

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 1 2	8	-0.310
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 3	8	-0.292

Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 3 4	9	-0.336
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 1 2	9	-0.284

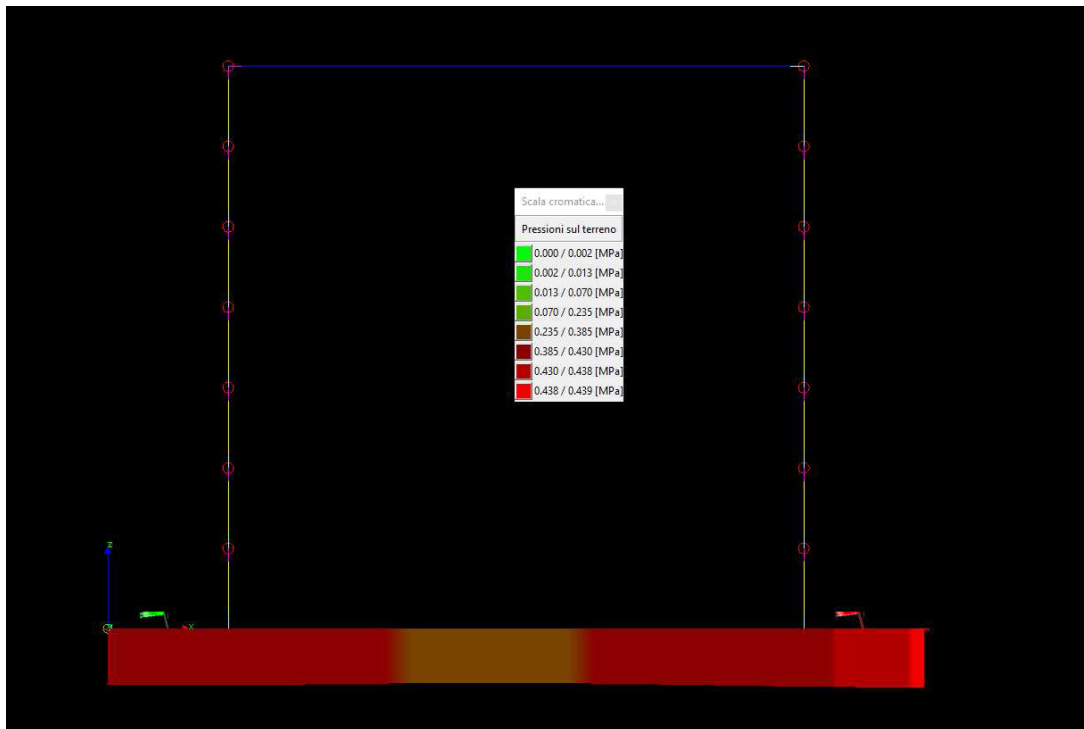


Figura 10-4"Diagramma involuppo pressioni terreno"

### 10.3 SOLLECITAZIONI RARE

#### Sollecitazioni fondazione

##### Trave di fondazione Sezione numero 1 Rett. FONDAZIONE 100X80

Taglio	Min trave 2 3	-615.25 [kN]	Comb. 5	Max trave 2 3	612.29 [kN]	Comb. 5
Pressioni sul terreno	Min trave 3 4	0.324 [MPa]	Comb. 5	Max trave 2 3	0.296 [MPa]	Comb. 4
Momento flettente	Min trave 2 3	<b>-384.55 [kNm]</b>	Comb. 5	Max trave 2 3	277.73 [kNm]	Comb. 5
Momento torcente	Min trave 2 3	-0.00 [kNm]	Comb. 4	Max trave 3 4	0.00 [kNm]	Comb. 4

#### Sollecitazioni impalcato

##### Trave Sezione numero 1 Rett. IMPALCATO 100X80

Sforzo normale	Min asta 17 18	373.71 [kN]	Comb. 4	Max asta 17 18	376.89 [kN]	Comb. 5
Taglio piano 1-2	Min asta 17 18	-799.41 [kN]	Comb. 5	Max asta 17 18	793.48 [kN]	Comb. 5
Taglio piano 1-3	Min asta 17 18	-0.00 [kN]	Comb. 5	Max asta 17 18	-0.00 [kN]	Comb. 4
Momento torcente	Min asta 17 18	-0.00 [kNm]	Comb. 5	Max asta 17 18	-0.00 [kNm]	Comb. 4
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 17 18	-422.95 [kNm]	Comb. 5	Max asta 17 18	<b>439.60 [kNm]</b>	Comb. 5
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 17 18	-0.00 [kNm]	Comb. 5	Max asta 17 18	0.00 [kNm]	Comb. 5

Sollecitazioni piedritti

Trave Sezione numero 2 Rett. PIEDRITTI 100X80

Sforzo normale	Min asta 17 15	784.68 [kN]	Comb. 4	Max asta 6 3	883.41 [kN]	Comb. 5
Taglio piano 1-2	Min asta 17 15	-376.89 [kN]	Comb. 5	Max asta 18 16	376.89 [kN]	Comb. 5
Taglio piano 1-3	Min asta 17 15	-0.00 [kN]	Comb. 5	Max asta 18 16	0.00 [kN]	Comb. 5
Momento torcente	Min asta 18 16	0.00 [kNm]	Comb. 4	Max asta 18 16	0.00 [kNm]	Comb. 5
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 17 15	-426.85 [kNm]	Comb. 5	Max asta 18 16	<b>439.60 [kNm]</b>	Comb. 5
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 17 15	-0.00 [kNm]	Comb. 5	Max asta 18 16	0.00 [kNm]	Comb. 5

**10.4 SOLLECITAZIONI FREQUENTI**

Sollecitazioni fondazione

Trave di fondazione Sezione numero 1 Rett. FONDAZIONE 100X80

Taglio	Min trave 2 3	-606.32 [kN]	Comb. 6	Max trave 2 3	605.13 [kN]	Comb. 6
Pressioni sul terreno	Min trave 3 4	0.316 [MPa]	Comb. 6	Max trave 2 3	0.294 [MPa]	Comb. 7
Momento flettente	Min trave 2 3	<b>-374.98 [kNm]</b>	Comb. 6	Max trave 2 3	273.29 [kNm]	Comb. 6
Momento torcente	Min trave 2 3	-0.00 [kNm]	Comb. 7	Max trave 3 4	0.00 [kNm]	Comb. 7

Sollecitazioni impalcato

Trave Sezione numero 1 Rett. IMPALCATO 100X80

Sforzo normale	Min asta 17 18	373.45 [kN]	Comb. 7	Max asta 17 18	373.65 [kN]	Comb. 6
Taglio piano 1-2	Min asta 17 18	-786.02 [kN]	Comb. 6	Max asta 17 18	783.65 [kN]	Comb. 6
Taglio piano 1-3	Min asta 17 18	-0.00 [kN]	Comb. 7	Max asta 17 18	-0.00 [kN]	Comb. 6
Momento torcente	Min asta 17 18	-0.00 [kNm]	Comb. 6	Max asta 17 18	-0.00 [kNm]	Comb. 7
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 17 18	-416.01 [kNm]	Comb. 6	Max asta 17 18	<b>430.24 [kNm]</b>	Comb. 6
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 17 18	-0.00 [kNm]	Comb. 7	Max asta 17 18	0.00 [kNm]	Comb. 7

Sollecitazioni piedritti

Trave Sezione numero 2 Rett. PIEDRITTI 100X80

Sforzo normale	Min asta 17 15	780.55 [kN]	Comb. 7	Max asta 6 3	870.02 [kN]	Comb. 6
Taglio piano 1-2	Min asta 17 15	-373.65 [kN]	Comb. 6	Max asta 18 16	373.65 [kN]	Comb. 6
Taglio piano 1-3	Min asta 17 15	-0.00 [kN]	Comb. 6	Max asta 18 16	0.00 [kN]	Comb. 6
Momento torcente	Min asta 18 16	0.00 [kNm]	Comb. 6	Max asta 18 16	0.00 [kNm]	Comb. 7
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 17 15	-425.14 [kNm]	Comb. 6	Max asta 18 16	<b>430.24 [kNm]</b>	Comb. 6
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 17 15	-0.00 [kNm]	Comb. 6	Max asta 18 16	0.00 [kNm]	Comb. 6

## 10.5 SOLLECITAZIONI QUASI PERMANENTI

### Sollecitazioni fondazione

#### Trave di fondazione Sezione numero 1 Rett. FONDAZIONE 100X80

Taglio	Min trave 2 3	-598.23 [kN]	Comb. 8	Max trave 2 3	598.23 [kN]	Comb. 8
Pressioni sul terreno	Min trave 1 2	0.310 [MPa]	Comb. 8	Max trave 2 3	0.292 [MPa]	Comb. 8
Momento flettente	Min trave 2 3	<b>-367.75 [kNm]</b>	Comb. 8	Max trave 2 3	268.93 [kNm]	Comb. 8
Momento torcente	Min trave 2 3	-0.00 [kNm]	Comb. 8	Max trave 3 4	0.00 [kNm]	Comb. 8

### Sollecitazioni impalcato

#### Trave Sezione numero 1 Rett. IMPALCATO 100X80

Sforzo normale	Min asta 17 18	371.28 [kN]	Comb. 8	Max asta 17 18	371.28 [kN]	Comb. 8
Taglio piano 1-2	Min asta 17 18	-774.00 [kN]	Comb. 8	Max asta 17 18	774.00 [kN]	Comb. 8
Taglio piano 1-3	Min asta 17 18	-0.00 [kN]	Comb. 8	Max asta 17 18	-0.00 [kN]	Comb. 8
Momento torcente	Min asta 17 18	-0.00 [kNm]	Comb. 8	Max asta 17 18	-0.00 [kNm]	Comb. 8
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 17 18	-409.31 [kNm]	Comb. 8	Max asta 17 18	<b>422.74 [kNm]</b>	Comb. 8
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 17 18	-0.00 [kNm]	Comb. 8	Max asta 17 18	0.00 [kNm]	Comb. 8

### Sollecitazioni piedritti

#### Trave Sezione numero 2 Rett. PIEDRITTI 100X80

Sforzo normale	Min asta 18 16	774.00 [kN]	Comb. 8	Max asta 6 3	858.00 [kN]	Comb. 8
Taglio piano 1-2	Min asta 17 15	-371.28 [kN]	Comb. 8	Max asta 18 16	371.28 [kN]	Comb. 8
Taglio piano 1-3	Min asta 17 15	-0.00 [kN]	Comb. 8	Max asta 18 16	0.00 [kN]	Comb. 8
Momento torcente	Min asta 18 16	0.00 [kNm]	Comb. 8	Max asta 18 16	0.00 [kNm]	Comb. 8
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 17 15	-422.74 [kNm]	Comb. 8	Max asta 18 16	<b>422.74 [kNm]</b>	Comb. 8
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 17 15	-0.00 [kNm]	Comb. 8	Max asta 18 16	0.00 [kNm]	Comb. 8

## 11 VERIFICHE SEZIONE 1

### 11.1 VERIFICHE SLU/SLV

#### 11.1.1 Soletta fondazione - flessione

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 80,00cm

Afi= 8Ø24 = 36,19cmq Afs=8Ø24 = 36,19cmq

Verifica C.A. S.L.U. - File: SOLETTA

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Soletta

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	36,19	5
			2	36,19	75

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

Diagramma della sezione:

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 521,67 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:  
 Retta  Deviata

Materiali:  
**B450C** **C32/40**  
ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18,13 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12,25 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,7333  
τ<sub>c1</sub> 2,114 N/mm²

M<sub>xRd</sub> 1 013 kNm

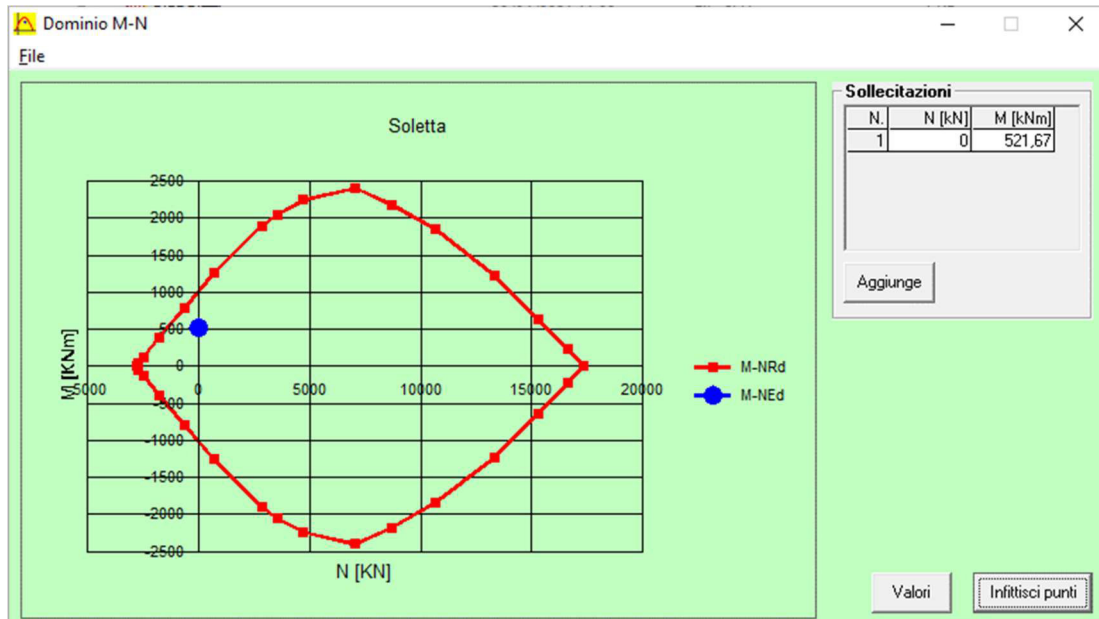
σ<sub>c</sub> -18,13 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 38,65 ‰  
d 75 cm  
x 6,228 x/d 0,08304  
δ 0,7

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso



### 11.1.2 Soletta fondazione – taglio

#### Verifica a taglio

par. 4.1.2.1.3.2 NTC2008

valore di calcolo dello sforzo normale	$N_{Ed}$	0	KN	
Valore di calcolo dello sforzo di taglio	$V_{Ed}$	833,15	KN	
resistenza calcestruzzo	$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>	
	$f_{ck}$	33	N/mm <sup>2</sup>	
coeff. parziale di sicurezza del cls	$\gamma_c$	1,50		
	$f_{cd}$	18,81	N/mm <sup>2</sup>	
resistenza calcestruzzo ridotta	$f'_{cd}$	9,41	N/mm <sup>2</sup>	
resistenza acciaio	$f_{yd}$	391,30	N/mm <sup>2</sup>	
sezione calcestruzzo	$A_c$	800000	mm <sup>2</sup>	
larghezza minima sezione	$b_w$	1000	mm	
altezza utile	$d$	750	mm	
area armatura trasversale	$A_{sw}$	452,39	mm <sup>2</sup>	n°braccia 4
interasse fra armature trasversali	$s$	100	mm	$\phi$ 12
	$\sigma_{cp}$	0,00		
inclin. arm. trasv. rispetto asse trave	$\alpha$	90	°	
inclin. puntoni cls	$\theta$	45,00	°	
coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	1,00		

Resistenza di calcolo a taglio trazione

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad 1195,85 \text{ KN}$$

Resistenza di calcolo a taglio compressione

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad 3177,28 \text{ KN}$$

MANDATARIA:

MANDANTI:

**Resistenza di taglio**

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

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

**1195,85 KN**

**VERIFICATA**

Dato l'elevato sforzo di taglio, si introduce apposita armatura in numero di staffe  $\emptyset 12$  a 4 bracci e passo 75mm. Data la struttura piana verificata, le staffe vengono sostituite con spille di uguale diametro e in numero tale da generare una serie di elementi verticali resistenti a taglio pari a quelli generati dalla posa di staffe come sopra progettate. Tale "staffatura" viene portata per una lunghezza di 0,75 metri dagli appoggi.

### 11.1.3 Impalcato – flessione

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 80,00cm

Afi=  $8\emptyset 24 = 36,19\text{cm}^2$     Afs=  $8\emptyset 24 = 36,19\text{cm}^2$



**RELAZIONE DI CALCOLO**

Verifica C.A. S.L.U. - File: IMPALCATO

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : **Impalcato**

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	36,19	5
2	36,19	75

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

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

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

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

**Materiali**  
**B450C** **C32/40**  
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$    
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$    
 $\tau_{c1}$

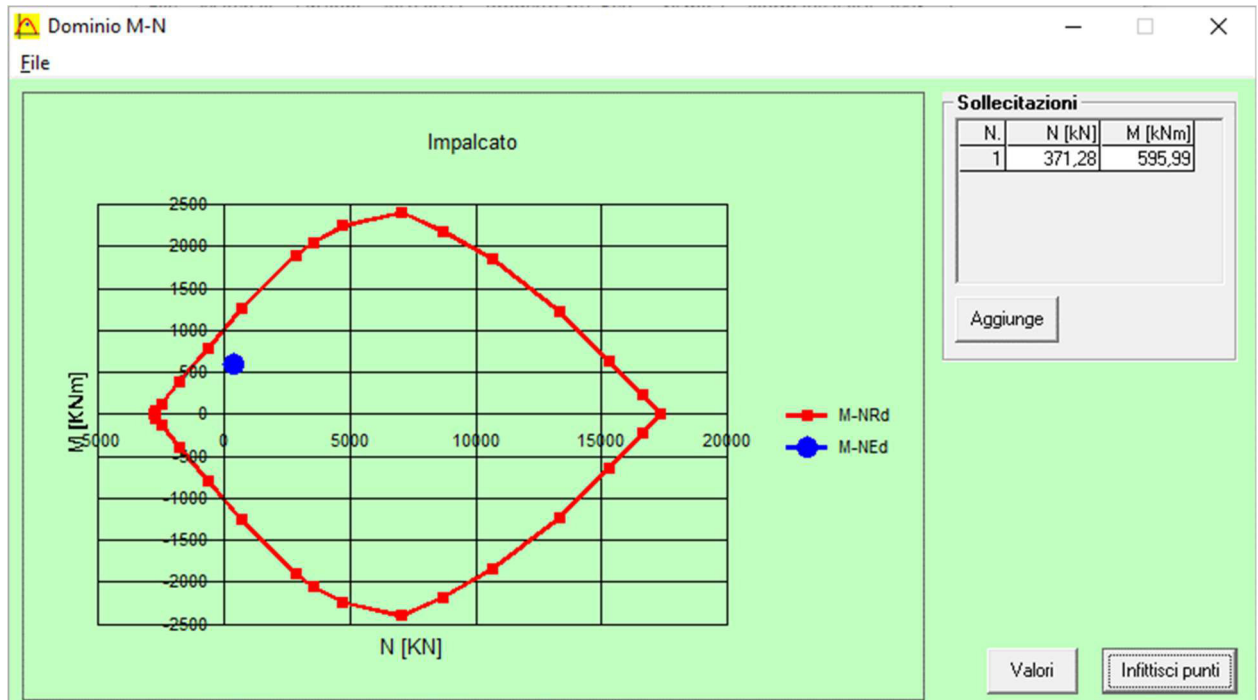
**M<sub>xRd</sub>**  kN m

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

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

MANDATARIA:

MANDANTI:



### 11.1.4 Impalcato – taglio

#### Verifica a taglio

par. 4.1.2.1.3.2 NTC2008

valore di calcolo dello sforzo normale	<b>N<sub>Ed</sub></b>	509,65	KN	
Valore di calcolo dello sforzo di taglio	<b>V<sub>Ed</sub></b>	1083,02	KN	
resistenza calcestruzzo	<b>R<sub>ck</sub></b>	40	N/mm <sup>2</sup>	
	<b>f<sub>ck</sub></b>	33	N/mm <sup>2</sup>	
coeff. parziale di sicurezza del cls	<b>γ<sub>c</sub></b>	1,50		
	<b>f<sub>cd</sub></b>	18,81	N/mm <sup>2</sup>	
resistenza calcestruzzo ridotta	<b>f'<sub>cd</sub></b>	9,41	N/mm <sup>2</sup>	
resistenza acciaio	<b>f<sub>yd</sub></b>	391,30	N/mm <sup>2</sup>	
sezione calcestruzzo	<b>A<sub>c</sub></b>	800000	mm <sup>2</sup>	
larghezza minima sezione	<b>b<sub>w</sub></b>	1000	mm	
altezza utile	<b>d</b>	750	mm	
area armatura trasversale	<b>A<sub>sw</sub></b>	452,39	mm <sup>2</sup>	n°braccia    4
interasse fra armature trasversali	<b>s</b>	100	mm	φ    12
	<b>σ<sub>cp</sub></b>	0,64		
inclin. arm. trasv. rispetto asse trave	<b>α</b>	90	°	
inclin. puntoni cls	<b>θ</b>	45,00	°	
coefficiente maggiorativo	<b>α<sub>c</sub></b>	1,03		

Resistenza di calcolo a taglio trazione

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha = 1195,85 \text{ KN}$$

Resistenza di calcolo a taglio compressione

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 3284,87 \text{ KN}$$

MANDATARIA:

MANDANTI:

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Resistenza di taglio

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

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

1195,85 KN

VERIFICATA

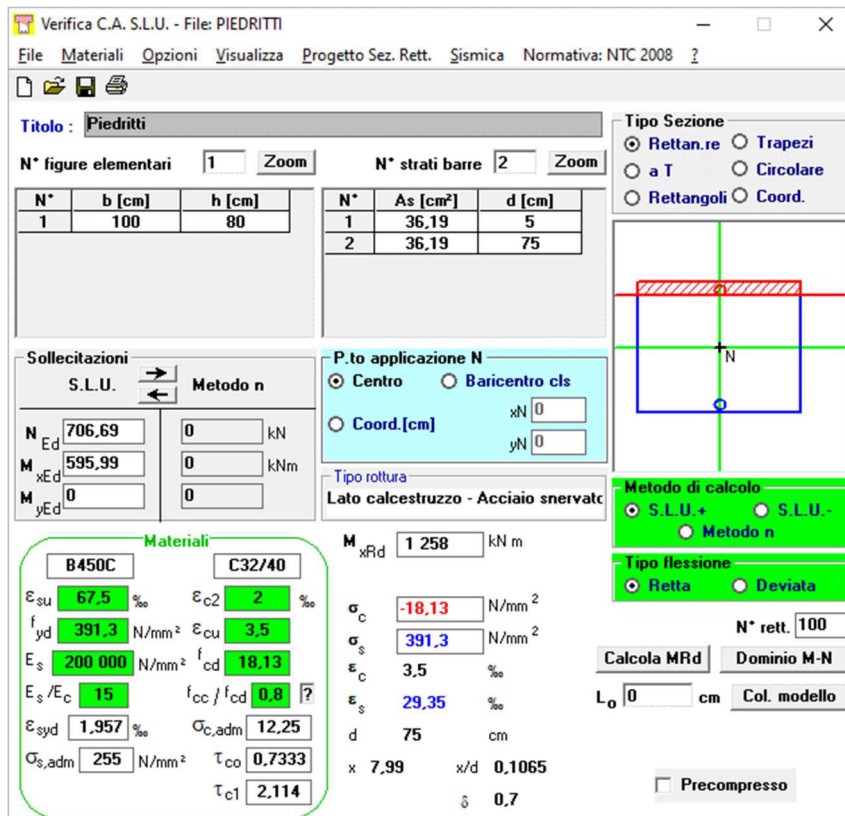
Dato l'elevato sforzo di taglio, si introduce apposita armatura in numero di staffe  $\varnothing 12$  a 4 bracci e passo 75mm. Data la struttura piana verificata, le staffe vengono sostituite con spille di uguale diametro e in numero tale da generare una serie di elementi verticali resistenti a taglio pari a quelli generati dalla posa di staffe come sopra progettate. Tale "staffatura" viene portata per una lunghezza di 0,75 metri dagli appoggi.

**11.1.5 Piedritti – flessione**

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 80,00cm

$$A_{fi} = 8\varnothing 24 = 36,19\text{cm}^2 \quad A_{fs} = 8\varnothing 24 = 36,19\text{cm}^2$$



Verifica C.A. S.L.U. - File: PIEDRITTI

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: Piedritti

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	36,19	5
			2	36,19	75

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 706,69 kN  
M<sub>Ed</sub> 595,99 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:  
 Retta  Deviate

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

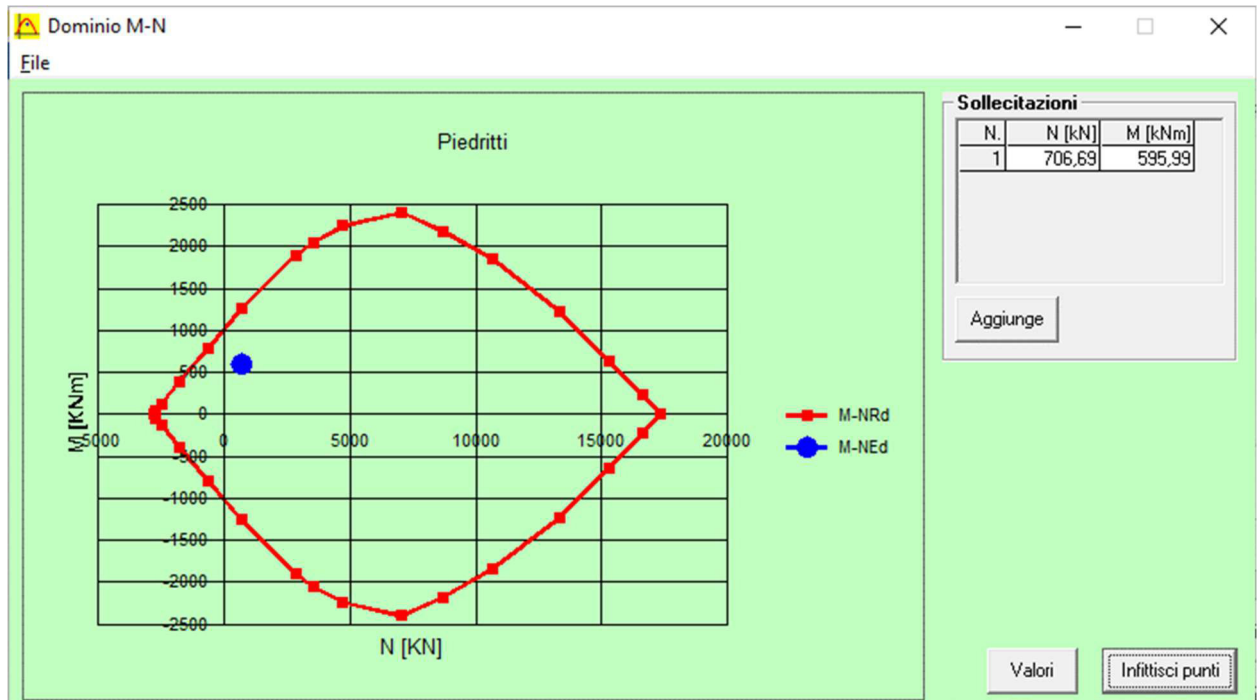
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C32/40

ε<sub>su</sub> 67,5% ε<sub>c2</sub> 2%  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5%  
E<sub>s</sub> 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18,13 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
ε<sub>syd</sub> 1,957% σ<sub>c,adm</sub> 12,25 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,7333  
τ<sub>c1</sub> 2,114

M<sub>Rd</sub> 1 258 kNm  
σ<sub>c</sub> -18,13 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5%  
ε<sub>s</sub> 29,35%  
d 75 cm  
x 7,99 x/d 0,1065  
δ 0,7



### 11.1.6 Piedritti – taglio

#### Verifica a taglio

#### par. 4.1.2.1.3.2 NTC2008

valore di calcolo dello sforzo normale	$N_{Ed}$	828,69	KN	
Valore di calcolo dello sforzo di taglio	$V_{Ed}$	833,15	KN	
resistenza calcestruzzo	$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>	
	$f_{ck}$	33	N/mm <sup>2</sup>	
coeff. parziale di sicurezza del cls	$\gamma_c$	1,50		
	$f_{cd}$	18,81	N/mm <sup>2</sup>	
resistenza calcestruzzo ridotta	$f'_{cd}$	9,41	N/mm <sup>2</sup>	
resistenza acciaio	$f_{yd}$	391,30	N/mm <sup>2</sup>	
sezione calcestruzzo	$A_c$	800000	mm <sup>2</sup>	
larghezza minima sezione	$b_w$	1000	mm	
altezza utile	$d$	750	mm	
area armatura trasversale	$A_{sw}$	452,39	mm <sup>2</sup>	n°braccia 4
interasse fra armature trasversali	$s$	100	mm	$\phi$ 12
	$\sigma_{cp}$	1,04		
inclin. arm. trasv. rispetto asse trave	$\alpha$	90	°	
inclin. puntoni cls	$\theta$	45,00	°	
coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	1,06		
Resistenza di calcolo a taglio trazione				
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$		1195,85	KN	

Resistenza di calcolo a taglio compressione

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad 3352,22 \text{ KN}$$

**Resistenza di taglio**

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad 1195,85 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} > V_{Ed} \quad \text{VERIFICATA}$$

Dato l'elevato sforzo di taglio, si introduce apposita armatura in numero di staffe  $\emptyset 12$  a 4 bracci e passo 75mm. Data la struttura piana verificata, le staffe vengono sostituite con spille di uguale diametro e in numero tale da generare una serie di elementi verticali resistenti a taglio pari a quelli generati dalla posa di staffe come sopra progettate. Tale "staffatura" viene portata per una lunghezza di 0,75 metri dagli appoggi.

## 11.2 VERIFICHE SLE

### 11.2.1 Impalcato

Base sezione  $B = 100,00\text{cm}$

Altezza sezione  $H = 80,00\text{cm}$

$A_{fi} = 8\emptyset 24 = 36,19\text{cm}^2$      $A_{fs} = 8\emptyset 24 = 36,19\text{cm}^2$

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	439,6	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$h$	800	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000	[mm]
Copriferro	$d'$	50	[mm]
Altezza utile della sezione	$d$	750	[mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	3619	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	3619	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	205,51	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	2030038114	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt}$	19,92	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>4,45</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>176,86</b>	<b>[MPa]</b>

<b>DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS</b>			
<b>Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente</b>			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	422,7	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	800	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	750	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	3619	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	3619	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	205,51	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2030038114	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,94	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>4,28</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>170,08</b>	<b>[MPa]</b>

<b>CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS</b>			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	800	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	750	[mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	3619	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	3619	[mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	100	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	$s_{rif,max}$	310	[mm]
<b>Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente</b>			
<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	$M_{Ed,q.p.}$	<b>422,74</b>	<b>[kNm]</b>
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	205,51	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	170,08	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	125	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	[mm <sup>2</sup> ]

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,02895 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	5,94 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000599 [-] 0,000599 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	24,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5 [-]
	$k_3$	3,4 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	310,92 [mm] 310,92 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0,1864 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0,2 [mm]</b>
<b>Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente</b>		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	<b><math>M_{Ed,req.}</math></b>	<b>430,24 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	$x$	205,51 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	173,10 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,02895 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	5,94 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000615 [-] 0,000615 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	24,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5 [-]
	$k_3$	3,4 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	310,92 [mm] 310,92 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0,1911 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0,3 [mm]</b>

**DEFORMABILITA'**

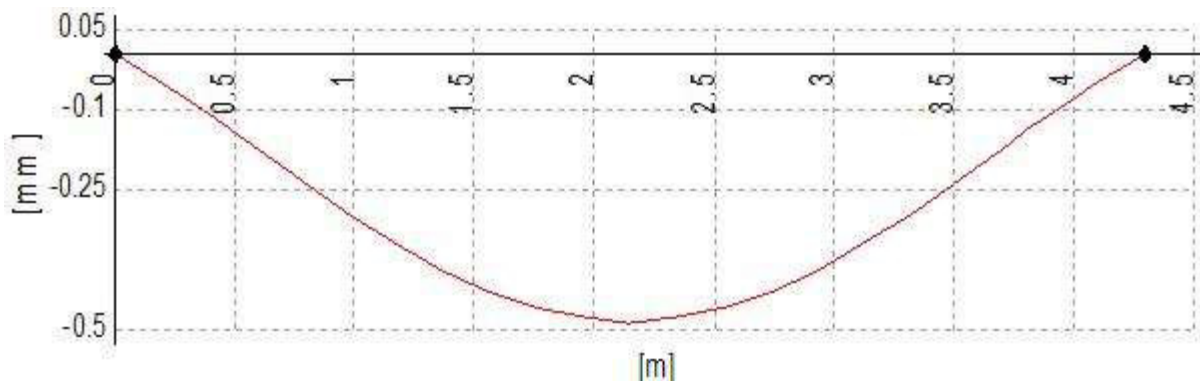
Asta Nodi	Sezione	Jx [cm <sup>4</sup> ]	Jy [cm <sup>4</sup> ]
--------------	---------	--------------------------	--------------------------

MANDATARIA:

MANDANTI:

**RELAZIONE DI CALCOLO**

17 - 18      1 Rett. Impalcato B 100 H 80 [cm]      6666667      4266666



Lunghezza dell'asta 4.30 [m]

Freccia massima nel piano 1-2 combinazione 8: -0.5 [mm] VERIFICATO

Freccia massima nel piano 1-3 combinazione 8: -0.0 [mm]

Rapporto f/L nel piano 1-2 1/-8799

Rapporto f/L nel piano 1-3 1/∞

**11.2.2 Piedritti**

Base sezione      B= 100,00cm

Altezza sezione      H= 80,00cm

Afi= 8Ø24 = 36,19cmq      Afs=8Ø24 = 36,19cmq

**DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS**

**Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica**

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	439,6	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	800	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	750	[mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	3619	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A_s'$	3619	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	205,51	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2030038114	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt}$	2	[MPa]
		19,92	[MPa]



RELAZIONE DI CALCOLO

Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>4,45</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>176,86</b>	<b>[MPa]</b>

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

**Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente**

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	422,7	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	800	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	750	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	3619	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	3619	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	205,51	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2030038114	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,94	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>4,28</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>170,08</b>	<b>[MPa]</b>

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	800	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	750	[mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	3619	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	3619	[mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	100	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	$s_{rif,max}$	310	[mm]
<b>Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente</b>			
<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	$M_{Ed,q.p.}$	<b>422,74</b>	<b>[kNm]</b>
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	205,51	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	170,08	[MPa]

RELAZIONE DI CALCOLO

Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,02895 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	5,94 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000599 [-] 0,000599 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	24,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5 [-]
	$k_3$	3,4 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	310,92 [mm] 310,92 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0,1864 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0,2 [mm]</b>
<b>Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente</b>		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	<b><math>M_{Ed,req.}</math></b>	<b>430,24 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	$x$	205,51 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	173,10 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,02895 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	5,94 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000615 [-] 0,000615 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	24,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5 [-]
	$k_3$	3,4 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	310,92 [mm] 310,92 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0,1911 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0,3 [mm]</b>

### 11.2.3 Soletta fondazione

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 80,00cm

Afi= 8Ø24 = 36,19cmq Afs=8Ø24 = 36,19cmq

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M <sub>Ed</sub>	384,6	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	800	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	750	[mm]
Area dell'armatura tesa	A <sub>s</sub>	3619	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A' <sub>s</sub>	3619	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	205,51	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2030038114	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	σ <sub>c,caratt</sub>	19,92	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ <sub>s</sub>	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b>σ<sub>c</sub></b>	<b>3,89</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b>σ<sub>s</sub></b>	<b>154,71</b>	<b>[MPa]</b>

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M <sub>Ed</sub>	367,8	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	800	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	750	[-]
Area dell'armatura tesa	A <sub>s</sub>	3619	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A' <sub>s</sub>	3619	[mm <sup>2</sup> ]

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Posizione dell'asse neutro	x	205,51	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2030038114	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,94	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>3,72</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>147,96</b>	<b>[MPa]</b>

**CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS**

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	800	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	750	[mm]
Area dell'armatura tesa	A <sub>s</sub>	3619	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A' <sub>s</sub>	3619	[mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	100	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S <sub>rif,max</sub>	310	[mm]

**Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente**

<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b>M<sub>Ed,q.p.</sub></b>	<b>367,75</b>	<b>[kNm]</b>
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	205,51	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	147,96	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,1	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>t</sub>	0,4	[-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	125	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	125000	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,02895	[-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	$\alpha_e$	5,94	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000489	[-]
		0,000489	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	24,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0,5	[-]
	k <sub>3</sub>	3,4	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	310,92	[mm]
		310,92	[mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0,1520</b>	<b>[mm]</b>

RELAZIONE DI CALCOLO

<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>W<sub>max</sub></b>	<b>0,2</b> [mm]
<b>Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente</b>		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	<b>M<sub>Ed,freq.</sub></b>	<b>374,98</b> [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	205,51 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	150,86 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,02895 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	5,94 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000503 [-]
		0,000503 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	24,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5 [-]
	$k_3$	3,4 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	310,92 [mm]
		310,92 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>W<sub>k</sub></b>	<b>0,1565</b> [mm]
<b>Amplezza massima delle fessure</b>	<b>W<sub>max</sub></b>	<b>0,3</b> [mm]

### 11.3 VERIFICHE SLO

La normativa NTC2008 prescrive, per le costruzioni che ricadono in classe d'uso IV, verifiche di rigidezza allo stato limite di operatività.

Data la difficoltà di inserire la struttura in esame tra le categorie elencate al 7.3.7.2 delle NTC2008, si è deciso, in via cautelativa, di verificare suddetto stato limite con il valore di controllo più basso, ossia  $d_r < 0,005h$ , ulteriormente moltiplicato per 2/3 così come richiesto.

In definitiva il valore massimo di spostamento ammissibile è:

$$d_r = 0,005 \cdot h \cdot 2/3 = 0,005 \cdot 2400 \cdot 2/3 = 8,00 \text{ mm}$$

Massimi spostamenti differenziali orizzontali

- Fattore moltiplicativo spostamenti dovuti al sisma b 1

- c 1
- Controllo degli spostamenti di interpiano dU inferiore a 0.0033 H

Nelle combinazioni SLD b è moltiplicato per  $q_{SLD}=1.00$

Comb.	$U_x$		$U_y$		$U_z$		$ U_{xyz} $	
	Nodi	$U_x$ [mm]	Nodi	$U_y$ [mm]	Nodi	$U_z$ [mm]	Nodi	$ U_{xyz} $ [mm]
9	3-18	0.6	2-17	0.0	3-18	-0.0	3-18	0.6

Lo spostamento nella direzione di verifica risulta essere di 0.6mm, nettamente inferiore ai limiti normativi.

## 12 ALLEGATO – TABULATI DI CALCOLO SCATOLARE SEZIONE 1

### 12.1 DATI RELATIVI AI NODI DELLA STRUTTURA

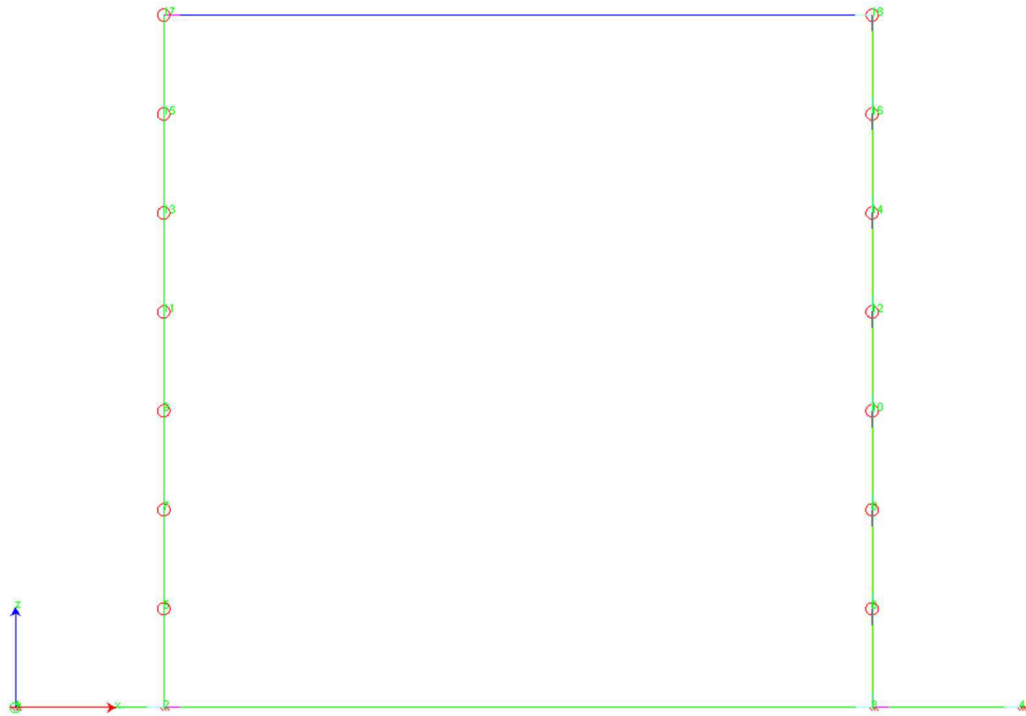


Figura 12-1 "Schema strutturale a fili"

**RELAZIONE DI CALCOLO**

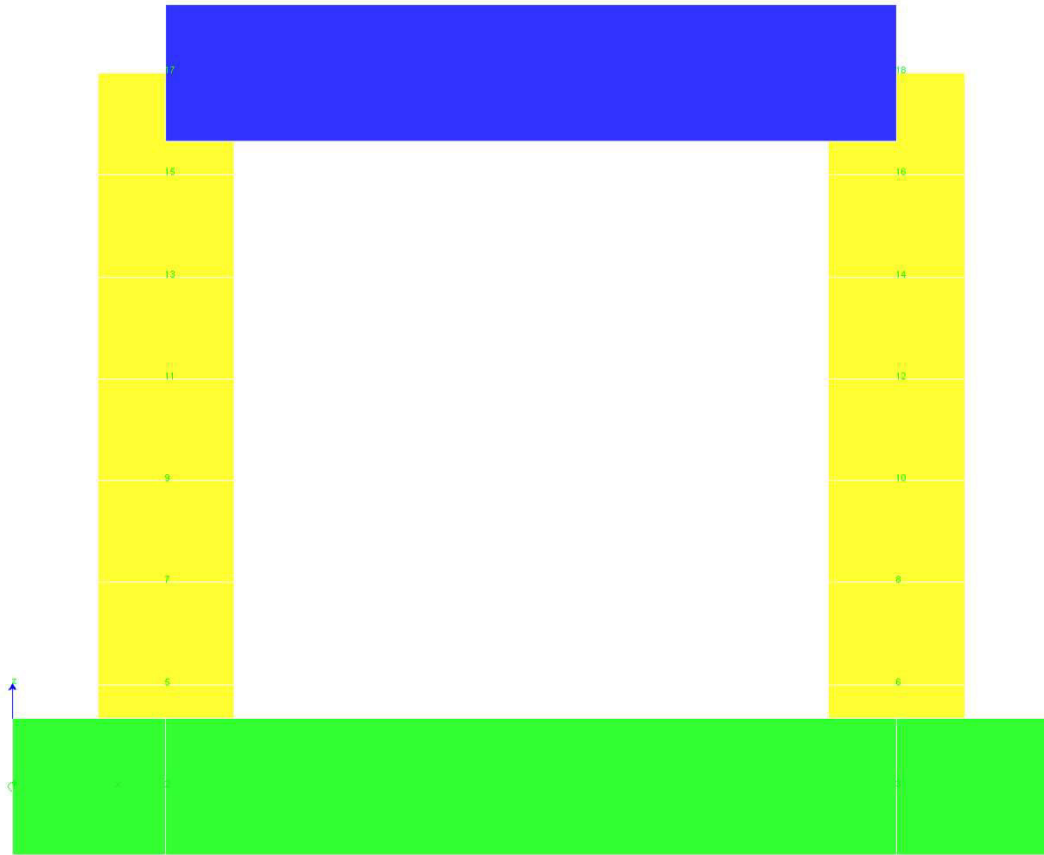


Figura 12-2"Schema strutturale solido"

**Convenzioni adottate**

La terna di riferimento generale è destrorsa.

I nodi vengono numerati, con riferimento a una sezione orizzontale, da sinistra a destra, dal basso verso l'alto e per quote crescenti.

L'impalcato di appartenenza di un nodo è definito, in generale, dalla prima delle tre cifre che ne definiscono il numero, possono tuttavia presentarsi casi in cui si hanno più di 100 nodi per solaio nel qual caso il solaio di appartenenza è specificato dall'ultimo valore stampato nella riga dei dati relativi al nodo.

La maschera dei vincoli è costituita dai valori 0 e 1. Il valore 1 indica che per il nodo in riferimento il grado di libertà correlativo è soppresso mentre il valore 0 indica che è libero.

Nel caso di edifici civili multipiano l'asse z generale coincide con l'asse verticale rivolto verso l'alto.

**Nodi**

Nodo	x [m]	y [m]	z [m]	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	Solaio
1	-0.90	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
2	0.00	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
3	4.30	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
4	5.20	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0



**RELAZIONE DI CALCOLO**

Nodo	x [m]	y [m]	z [m]	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	Solaio
5	0.00	0.00	0.60	0	0	0	0	0	0	0
6	4.30	0.00	0.60	0	0	0	0	0	0	0
7	0.00	0.00	1.20	0	0	0	0	0	0	0
8	4.30	0.00	1.20	0	0	0	0	0	0	0
9	0.00	0.00	1.80	0	0	0	0	0	0	0
10	4.30	0.00	1.80	0	0	0	0	0	0	0
11	0.00	0.00	2.40	0	0	0	0	0	0	0
12	4.30	0.00	2.40	0	0	0	0	0	0	0
13	0.00	0.00	3.00	0	0	0	0	0	0	0
14	4.30	0.00	3.00	0	0	0	0	0	0	0
15	0.00	0.00	3.60	0	0	0	0	0	0	0
16	4.30	0.00	3.60	0	0	0	0	0	0	0
17	0.00	0.00	4.20	0	0	0	0	0	0	0
18	4.30	0.00	4.20	0	0	0	0	0	0	0

## 12.2 ELEMENTI TIPO TRAVE

Convenzioni adottate

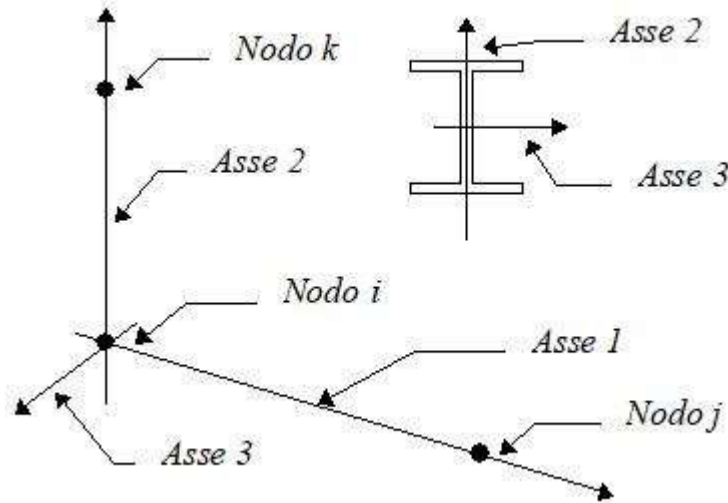
Ogni elemento tipo trave viene identificato da:

Il nodo iniziale **i**;

Il nodo finale **j**;

Il nodo **k** che definisce l'orientamento nello spazio della terna riferimento locale dell'elemento.

La terna di riferimento locale delle travi risulta essere così disposta:



Vengono riportati i valori di efficacia dei vincoli alle estremità dello elemento (variabili fra 0 e 100%), nei due piani **1-2** e **1-3** della trave in corrispondenza dei nodi, dando quindi la possibilità di considerare aste non perfettamente incastrate (coefficienti **Vi12, Vj12, Vi13, Vj13**).

Caratteristiche dei Materiali:

Tipo	Modulo Elastico [MPa]	$\nu$	alfa [1/°C]	Peso Specifico [KN/m³]	Commento
1	30000.000	0.120	0.000012	25.00	Calcestruzzo
2	210000.003	0.330	0.000012	78.50	Acciaio

Sezioni Impiegate:

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali Commenti
1	1	Rett.	B= 100 H= 80 [cm] Impalcato

Caratteristiche Inerziali:

Sezione	Materiale	Area [mm²]	Jt [cm⁴]	J2 [cm⁴]	J3 [cm⁴]	J23 [cm⁴]	Xx	Xy
1	1	800000	8428855	4266666	6666666	0	1.2	1.2

Dal Nodo	Al Nodo	Nodo k	Luca [m]	Materiale	Sezione	Fixity factors							Rigid-end [m]		
						V <sub>i12</sub>	V <sub>j12</sub>	V <sub>i13</sub>	V <sub>j13</sub>	N <sub>i</sub>	N <sub>j</sub>	T <sub>i</sub>	T <sub>j</sub>	d <sub>ri</sub>	d <sub>rj</sub>

MANDATARIA:

MANDANTI:

17 18 10000 4.30 1 1 100 100 100 100 100 100 100 100 0.00 0.00

### 12.3 ELEMENTO TIPO PILASTRO

Convenzioni adottate

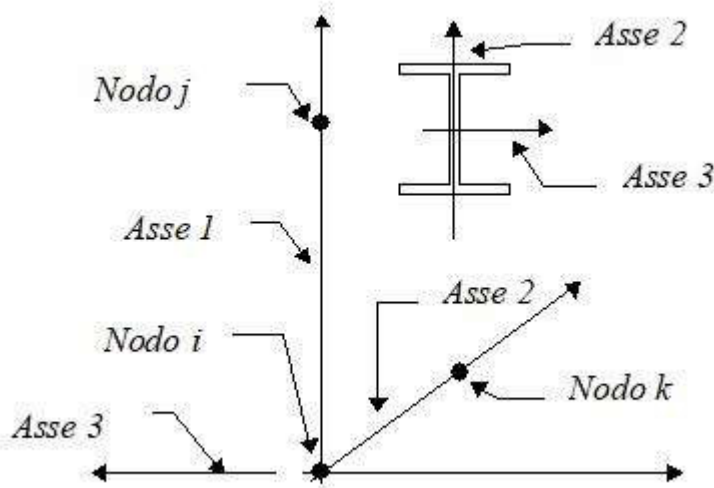
Ogni elemento tipo pilastro viene identificato da:

Il nodo iniziale **i**;

Il nodo finale **j**;

Il nodo **k** che definisce l'orientamento nello spazio della terna riferimento locale dell'elemento.

La terna di riferimento locale del pilastro risulta quindi essere così disposta:



Sistema di riferimento locale

Vengono riportati i valori di efficacia dei vincoli flessionali alle estremità dell'elemento (variabili fra lo **0%** e il **100%**), nei due piani **1-2** e **1-3** del pilastro in corrispondenza dei nodi, dando quindi la possibilità di considerare aste non perfettamente incastrate alle estremità (coefficienti **V<sub>i12</sub> - V<sub>j12</sub> - V<sub>i13</sub> - V<sub>j13</sub>**).

In generale, se non diversamente disposto, l'asse 2 coincide, per i pilastri, con l'asse **y** globale e pertanto la disposizione della sezione coincide con quella che si avrebbe in una vista in pianta.

Caratteristiche dei Materiali:

Tipo	Modulo Elastico [MPa]	$\nu$	alfa [1/°C]	Peso Specifico [KN/m <sup>3</sup> ]	Commento
1	30000.000	0.120	0.000012	25.00	Calcestruzzo
2	210000.003	0.330	0.000012	78.50	Acciaio

Sezioni Impiegate:

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali Commenti
1	1	Rett.	B= 100 H= 80 [cm] Piedritti

Caratteristiche Inerziali:

Sezione	Materiale	Area [mm <sup>2</sup> ]	Jt [cm <sup>4</sup> ]	J2 [cm <sup>4</sup> ]	J3 [cm <sup>4</sup> ]	J23 [cm <sup>4</sup> ]	Xx	Xy
1	1	800000	8428855	4266666	6666666	0	1.2	1.2

Dal Nodo	Al Nodo	Nodo k	Luce [m]	Materiale	Sezione	Fixity factors								Rigid-end [m]		
						V <sub>i12</sub>	V <sub>j12</sub>	V <sub>i13</sub>	V <sub>j13</sub>	N <sub>i</sub>	N <sub>j</sub>	T <sub>i</sub>	T <sub>j</sub>	d <sub>ri</sub>	d <sub>rj</sub>	
5	2	10001	0.60	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
7	5	10001	0.60	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
9	7	10001	0.60	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
11	9	10001	0.60	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
13	11	10001	0.60	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
15	13	10001	0.60	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
17	15	10001	0.60	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
6	3	10001	0.60	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
8	6	10001	0.60	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
10	8	10001	0.60	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
12	10	10001	0.60	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
14	12	10001	0.60	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
16	14	10001	0.60	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
18	16	10001	0.60	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00

**12.4 ELEMENTO TIPO TRAVE SU SUOLO ALLA WINKLER**

Convenzioni adottate

Ogni elemento tipo trave su suolo alla Winkler viene identificato da:

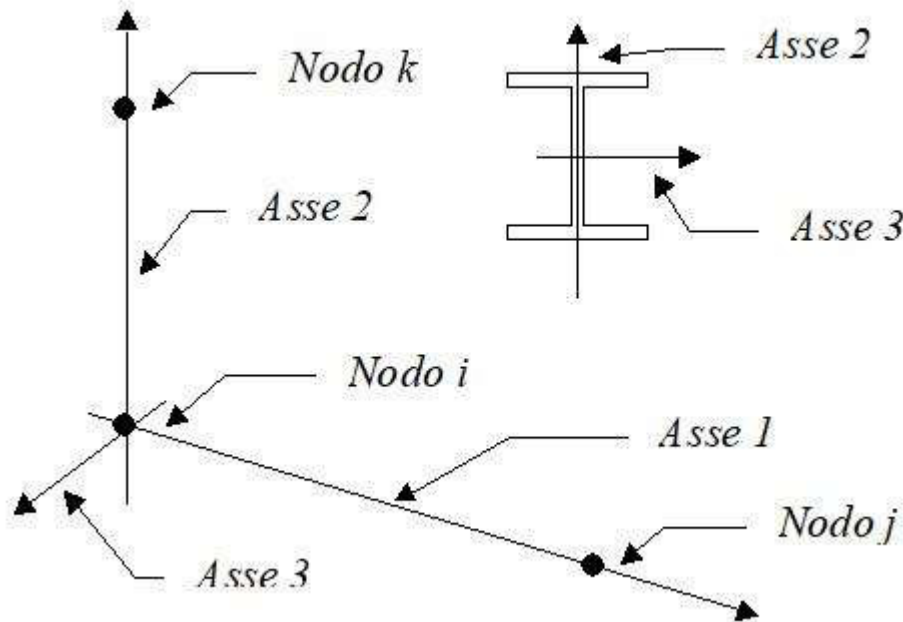
Il nodo iniziale *i*;

il nodo finale *j*;

il nodo *k* che definisce l'orientamento nello spazio della terna riferimento locale dell'elemento.

La terna di riferimento locale della trave risulta essere così disposta:

**RELAZIONE DI CALCOLO**



La modellazione del terreno sul quale agiscono le travi è alla Winkler e pertanto particolare attenzione va riposta ai casi in cui le travi inducano sul terreno zone di trazione poichè, in tal caso, la modellazione stessa cade in difetto.

Caratteristiche dei Materiali:

Tipo	Modulo Elastico [MPa]	$\nu$	alfa [1/°C]	Peso Specifico [KN/m³]	Commento
1	30000.000	0.120	0.000012	25.00	Calcestruzzo
2	210000.003	0.330	0.000012	78.50	Acciaio

Numero	k Winkler [kg/cm³]	E [MPa]	$\nu$	Commento
1	5.0	0.100	0.10	Default

Sezioni Impiegate:

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali Commenti
1	1	Rett.	B= 100 H= 80 [cm] Terreno numero 1 Default Soletta

Caratteristiche Inerziali:

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Sezione	Materiale	Area [mm <sup>2</sup> ]	Jt [cm <sup>4</sup> ]	J2 [cm <sup>4</sup> ]	J3 [cm <sup>4</sup> ]	J23 [cm <sup>4</sup> ]	Xx	Xy
1	1	800000	8428855	4266666	6666666	0	1.2	1.2

Travata	Trave	Nodo i	Nodo j	Nodo k	Materiale	Sezione	Luce [m]
1	1	1	2	10000	1	1	0.90
1	2	2	3	10000	1	1	4.30
1	3	3	4	10000	1	1	0.90

## 12.5 CONDIZIONI, COMBINAZIONI E ANALISI SISMICA

### Tipo di analisi Statica + Statica equivalente

Numero di condizioni di carico ... : 7

Numero di combinazioni di carico . : 9

#### Condizione

- 1 G1k\_Strutturale
- 2 G2.1k\_Geo su calotta
- 3 G2.2k\_Spinta a riposo
- 4 Q1\_Veicolo tandem
- 5 Q2\_Veicolo distribuito
- 6 E\_Spinta sismica+X\_SLV
- 7 E\_Spinta sismica+X\_SLO
- 8 Sisma OSLU
- 9 Sisma OSLO

Combinazioni di carico:

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

#### Combinazione di carico numero

- 1 SLU\_TANDEM
- 2 SLU\_DISTRIBUITO

Comb.\Cond	1	2	3	4	5
1	1.35	1.35	1.35	1.5	0.6
2	1.35	1.35	1.35	1.125	1.5

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

MANDATARIA:

MANDANTI:

**Combinazione di carico numero**

3 Sisma 0

**Comb.\Cond 1 2 3 6 8**

3 1 1 1 1 1

**Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio**

**Combinazione di carico numero**

4 RARA\_TANDEM

5 RARA\_DISTRIBUITA

**Comb.\Cond 1 2 3 4 5**

4 1 1 1 1 0.4

5 1 1 1 0.75 1

**Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio**

**Combinazione di carico numero**

6 FRE\_TANDEM

7 FRE\_DISTRIBUITA

**Comb.\Cond 1 2 3 4 5**

6 1 1 1 0.75

7 1 1 1 0.4

**Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio**

**Combinazione di carico numero**

8 QUASI PERMANENTE

**Comb.\Cond 1 2 3**

8 1 1 1

**Combinazioni agli Stati Limite di Operatività**

**Combinazione di carico numero**

9 Sisma 0

**Comb.\Cond 1 2 3 9**

9 1 1 1 1

RISULTATI DELL'ANALISI DINAMICA

$I_s$	raggio d'inerzia polare di piano $I_s = \sqrt{J_p / m}$
$X_g, Y_g, Z_g$	coordinate centro di massa Modale
$D_x, D_y$	eccentricità centro di massa-centro delle rigidezza
$K_{r_{zz}}, K_{t_{min}}, K_{t_{max}}$	rigidezze traslanti e torcenti
$r_1, r_2$	raggi giroscopi d'inerzia ( $r_1 = (K_{r_{zz}} / K_{t_{min}})^{1/2}$ , $r_2 = (K_{r_{zz}} / K_{t_{max}})^{1/2}$ )
$\Delta K_x, \Delta K_y, \Delta K_{\theta z}$	incrementi percentuali di rigidezza ( $\Delta K = (K_i - K_{i-1}) / K_{i-1}$ )
$K_{x_i}, K_{y_i}, K_{\theta z_i}$	rigidezze traslanti e torsionali del piano i-esimo rispetto agli assi globali
R	ordinata dello spettro
Coeff. di Part.	coefficienti di partecipazione (in letteratura $g_{ij}$ )
$ L_i  /  L_1 $	rapporto percentuale fra i fattori di partecipazione del modo i-esimo e del primo modo
$M_{mi} / M_{mtot}$	percentuale massa modale efficace dell'i-esimo modo
Sum	percentuale cumulativa delle masse modali efficaci
$M_{mi} / M_{mtot}$	
$\phi_{i, U_x}, \phi_{i, U_y}, \phi_{i, \theta z}$	spostamenti modali del nodo master

Modalità di valutazione della risposta modale

Analisi spettrale via Subspace iterator

Smorzamento strutturale 5.0 %

risposta  $S = CQC(S_i)$

segno risposta =  $\text{sign}(\sum S_i)$

Sintesi dei risultati SLV per direzione d'ingresso del sisma.

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [sec]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.00 [°] SLV	2	0.14	54.7	100.0

Autovalori, Periodi Masse Modali efficaci

Risultati angolo di ingresso del sisma: 0.00 [°] SLV

Modo	Periodo [sec]	R	Coefficiente di Partecipazione	% $ L_i  /  L_1 $	Massa Modale	% $M_{mi} / M_{mtot}$	% $\sum M_{mi} / M_{mtot}$
2	0.14	0.724	3.6730499268e+01		1.3491295166e+03	54.7	54.7
5	0.03	0.415	-2.6286365509e+01	71.6	6.9097302246e+02	28.0	82.7
9	0.01	0.344	-1.5933607101e+01	43.4	2.5387983704e+02	10.3	93.0



**RELAZIONE DI CALCOLO**

18	0.00	0.327	8.0771093369e+00	22.0	6.5239692688e+01	2.6	95.6
20	0.00	0.324	5.5644798279e+00	15.1	3.0963436127e+01	1.3	96.9
14	0.00	0.330	-5.1568956375e+00	14.0	2.6593572617e+01	1.1	98.0
26	0.00	0.323	4.3507938385e+00	11.8	1.8929407120e+01	0.8	98.7
22	0.00	0.324	-3.9734673500e+00	10.8	1.5788442612e+01	0.6	99.4
11	0.00	0.333	2.6604094505e+00	7.2	7.0777783394e+00	0.3	99.7
32	0.00	0.322	-2.6051359177e+00	7.1	6.7867331505e+00	0.3	99.9
36	0.00	0.322	-1.2241479158e+00	3.3	1.4985381365e+00	0.1	100.0
30	0.00	0.322	-9.0018443763e-02	0.2	8.1033203751e-03	0.0	100.0
40	0.00	0.321	-4.2774353176e-02	0.1	1.8296452472e-03	0.0	100.0
42	0.00	0.321	1.6200175509e-02	0.0	2.6244568289e-04	0.0	100.0
44	0.00	0.320	-7.2244135663e-03	0.0	5.2192150179e-05	0.0	100.0
46	0.00	0.320	-2.9025301337e-03	0.0	8.4246812548e-06	0.0	100.0
17	0.00	0.327	2.2277150492e-05	0.0	4.9627141285e-10	0.0	100.0
45	0.00	0.320	-1.9647372028e-05	0.0	3.8601921659e-10	0.0	100.0
13	0.00	0.330	5.7318125073e-06	0.0	3.2853674642e-11	0.0	100.0
41	0.00	0.321	3.2906523302e-06	0.0	1.0828392870e-11	0.0	100.0
21	0.00	0.324	2.5618069230e-06	0.0	6.5628548603e-12	0.0	100.0
39	0.00	0.321	-2.1193095563e-06	0.0	4.4914731656e-12	0.0	100.0
10	0.01	0.334	1.9486105884e-06	0.0	3.7970833075e-12	0.0	100.0
43	0.00	0.320	1.6420162865e-06	0.0	2.6962173813e-12	0.0	100.0
19	0.00	0.324	1.4945534303e-06	0.0	2.2336900125e-12	0.0	100.0
31	0.00	0.322	1.1536966440e-06	0.0	1.3310159181e-12	0.0	100.0
25	0.00	0.323	1.0436153843e-06	0.0	1.0891331240e-12	0.0	100.0
3	0.07	0.522	-6.6682588340e-07	0.0	4.4465676258e-13	0.0	100.0
35	0.00	0.322	5.5150536582e-07	0.0	3.0415817434e-13	0.0	100.0
29	0.00	0.322	1.4309816265e-07	0.0	2.0477084180e-14	0.0	100.0
6	0.01	0.353	1.1391299637e-07	0.0	1.2976170363e-14	0.0	100.0
12	0.00	0.332	2.5807889159e-09	0.0	6.6604715272e-18	0.0	100.0
23	0.00	0.324	-1.0350629325e-15	0.0	1.0713552374e-30	0.0	100.0
7	0.01	0.349	7.3813209175e-16	0.0	5.4483899850e-31	0.0	100.0
27	0.00	0.323	3.3401944888e-16	0.0	1.1156899002e-31	0.0	100.0
33	0.00	0.322	-1.6662408622e-16	0.0	2.7763586710e-32	0.0	100.0
8	0.01	0.345	7.8876614638e-17	0.0	6.2215205835e-33	0.0	100.0
37	0.00	0.322	7.1048402314e-17	0.0	5.0478754322e-33	0.0	100.0
15	0.00	0.328	2.0552089795e-17	0.0	4.2238841062e-34	0.0	100.0
24	0.00	0.324	7.9067845561e-18	0.0	6.2517243598e-35	0.0	100.0
1	0.63	0.540	3.5888926596e-18	0.0	1.2880150750e-35	0.0	100.0
28	0.00	0.323	-2.9859774615e-18	0.0	8.9160615141e-36	0.0	100.0

RELAZIONE DI CALCOLO

16	0.00	0.328	-1.7017823523e-18	0.0	2.8960632223e-36	0.0	100.0
4	0.05	0.471	1.2474482309e-18	0.0	1.5561270124e-36	0.0	100.0
34	0.00	0.322	-8.9138906004e-19	0.0	7.9457443427e-37	0.0	100.0
38	0.00	0.322	5.1057816368e-19	0.0	2.6069005534e-37	0.0	100.0

Spettro in accordo con TU 2008

- Tombino km 6+130 Lotto 1 Longitudine 14.6763 Latitudine 36.9836
- Tipo di Terreno A
- Coefficiente di amplificazione topografica ( $S_T$ ) 1.0000
- Vita nominale della costruzione ( $V_N$ ) 50.0 anni
- Classe d'uso II coefficiente  $C_U$  2.0
- Classe di duttilità impostata Non Dissipativa
- Fattore di struttura massimo, C, per sisma orizzontale 1.00 ( $q_0 = C \alpha_u / \alpha_1$ )
- Fattore di duttilità  $\alpha_u / \alpha_1$  per sisma orizzontale 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza  $K_R$  1.00
- Fattore riduttivo per la presenza di setti  $K_W$  1.00
- Fattore di struttura q per sisma orizzontale 1.00
- Fattore di struttura q per sisma verticale 1.00
- Smorzamento Viscoso ( 0.05 = 5% ) 0.05

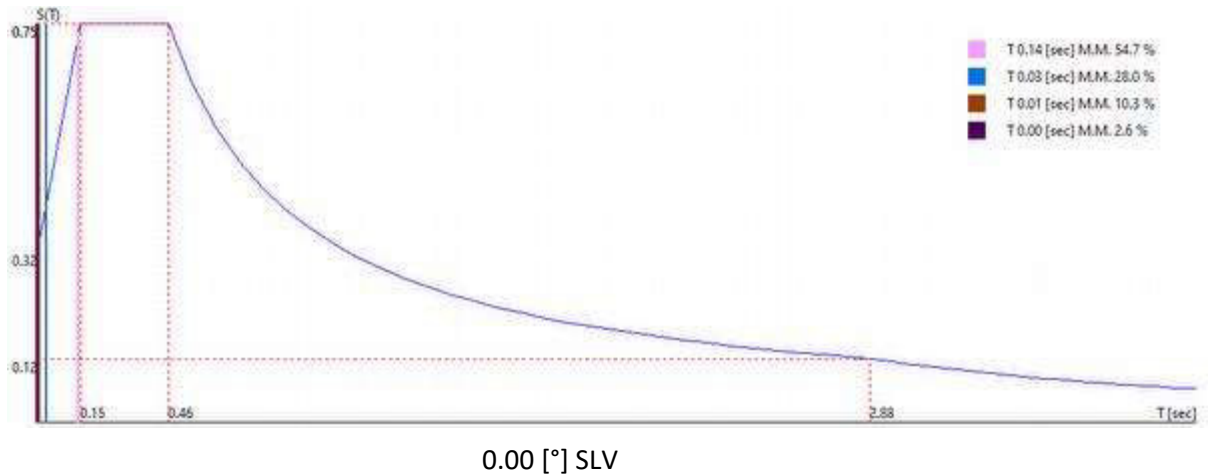
TU 2008 SLV H

- Probabilità di superamento ( $P_{VR}$ ) 10.0 e periodo di ritorno ( $T_R$ ) 949 (anni)
- $S_s$  1.000
- $T_B$  0.15 [sec]
- $T_C$  0.46 [sec]
- $T_D$  2.88 [sec]
- $a_g/g$  0.3188
- $F_0$  2.3589
- $T_C^*$  0.4564

MANDATARIA:

MANDANTI:

**RELAZIONE DI CALCOLO**



Sintesi dei risultati SLO per direzione d'ingresso del sisma.

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [sec]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.00 [°] SLO	2	0.14	54.7	100.0

Autovalori, Periodi Masse Modali efficaci

Risultati angolo di ingresso del sisma: 0.00 [°] SLO

Modo	Periodo [sec]	R	Coefficiente di Partecipazione	%  L <sub>i</sub>  / L <sub>1</sub>	Massa Modale	% M <sub>mi</sub> /M <sub>mtot</sub>	% Σ M <sub>mi</sub> /M <sub>mtot</sub>
2	0.14	0.152	3.6730499268e+01		1.3491295166e+03	54.7	54.7
5	0.03	0.095	-2.6286365509e+01	71.6	6.9097302246e+02	28.0	82.7
9	0.01	0.070	-1.5933607101e+01	43.4	2.5387983704e+02	10.3	93.0
18	0.00	0.064	8.0771093369e+00	22.0	6.5239692688e+01	2.6	95.6
20	0.00	0.063	5.5644798279e+00	15.1	3.0963436127e+01	1.3	96.9
14	0.00	0.065	-5.1568956375e+00	14.0	2.6593572617e+01	1.1	98.0
26	0.00	0.062	4.3507938385e+00	11.8	1.8929407120e+01	0.8	98.7
22	0.00	0.063	-3.9734673500e+00	10.8	1.5788442612e+01	0.6	99.4
11	0.00	0.066	2.6604094505e+00	7.2	7.0777783394e+00	0.3	99.7
32	0.00	0.062	-2.6051359177e+00	7.1	6.7867331505e+00	0.3	99.9
36	0.00	0.062	-1.2241479158e+00	3.3	1.4985381365e+00	0.1	100.0
30	0.00	0.062	-9.0018443763e-02	0.2	8.1033203751e-03	0.0	100.0
40	0.00	0.062	-4.2774353176e-02	0.1	1.8296452472e-03	0.0	100.0
42	0.00	0.061	1.6200175509e-02	0.0	2.6244568289e-04	0.0	100.0
44	0.00	0.061	-7.2244135663e-03	0.0	5.2192150179e-05	0.0	100.0
46	0.00	0.061	-2.9025301337e-03	0.0	8.4246812548e-06	0.0	100.0
17	0.00	0.064	2.2277150492e-05	0.0	4.9627141285e-10	0.0	100.0
45	0.00	0.061	-1.9647372028e-05	0.0	3.8601921659e-10	0.0	100.0

**RELAZIONE DI CALCOLO**

13	0.00	0.065	5.7318125073e-06	0.0	3.2853674642e-11	0.0	100.0
41	0.00	0.061	3.2906523302e-06	0.0	1.0828392870e-11	0.0	100.0
21	0.00	0.063	2.5618069230e-06	0.0	6.5628548603e-12	0.0	100.0
39	0.00	0.062	-2.1193095563e-06	0.0	4.4914731656e-12	0.0	100.0
10	0.01	0.066	1.9486105884e-06	0.0	3.7970833075e-12	0.0	100.0
43	0.00	0.061	1.6420162865e-06	0.0	2.6962173813e-12	0.0	100.0
19	0.00	0.063	1.4945534303e-06	0.0	2.2336900125e-12	0.0	100.0
31	0.00	0.062	1.1536966440e-06	0.0	1.3310159181e-12	0.0	100.0
25	0.00	0.062	1.0436153843e-06	0.0	1.0891331240e-12	0.0	100.0
3	0.07	0.133	-6.6682588340e-07	0.0	4.4465676258e-13	0.0	100.0
35	0.00	0.062	5.5150536582e-07	0.0	3.0415817434e-13	0.0	100.0
29	0.00	0.062	1.4309816265e-07	0.0	2.0477084180e-14	0.0	100.0
6	0.01	0.073	1.1391299637e-07	0.0	1.2976170363e-14	0.0	100.0
12	0.00	0.065	2.5807889159e-09	0.0	6.6604715272e-18	0.0	100.0
23	0.00	0.063	-1.0350629325e-15	0.0	1.0713552374e-30	0.0	100.0
7	0.01	0.071	7.3813209175e-16	0.0	5.4483899850e-31	0.0	100.0
27	0.00	0.062	3.3401944888e-16	0.0	1.1156899002e-31	0.0	100.0
33	0.00	0.062	-1.6662408622e-16	0.0	2.7763586710e-32	0.0	100.0
8	0.01	0.070	7.8876614638e-17	0.0	6.2215205835e-33	0.0	100.0
37	0.00	0.062	7.1048402314e-17	0.0	5.0478754322e-33	0.0	100.0
15	0.00	0.064	2.0552089795e-17	0.0	4.2238841062e-34	0.0	100.0
24	0.00	0.063	7.9067845561e-18	0.0	6.2517243598e-35	0.0	100.0
1	0.63	0.065	3.5888926596e-18	0.0	1.2880150750e-35	0.0	100.0
28	0.00	0.062	-2.9859774615e-18	0.0	8.9160615141e-36	0.0	100.0
16	0.00	0.064	-1.7017823523e-18	0.0	2.8960632223e-36	0.0	100.0
4	0.05	0.115	1.2474482309e-18	0.0	1.5561270124e-36	0.0	100.0
34	0.00	0.062	-8.9138906004e-19	0.0	7.9457443427e-37	0.0	100.0
38	0.00	0.062	5.1057816368e-19	0.0	2.6069005534e-37	0.0	100.0

Spettro in accordo con TU 2008

- Tombino km 6+130 Lotto 1 Longitudine 14.6763 Latitudine 36.9836
- Tipo di Terreno A
- Coefficiente di amplificazione topografica ( $S_T$ ) 1.0000
- Vita nominale della costruzione ( $V_N$ ) 50.0 anni
- Classe d'uso II coefficiente  $C_U$  2.0
- Classe di duttilità impostata Non Dissipativa

MANDATARIA:

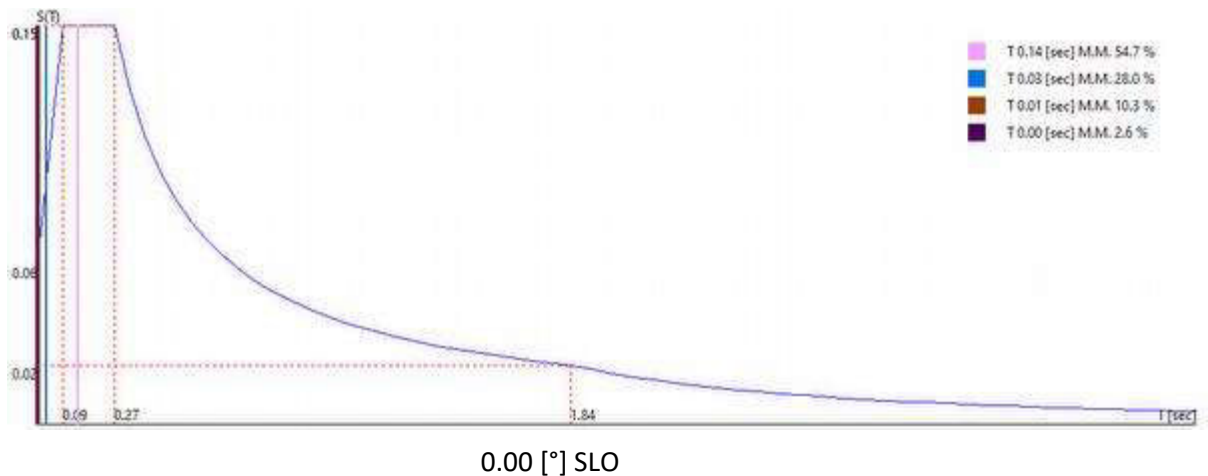
MANDANTI:

**RELAZIONE DI CALCOLO**

- Fattore di struttura massimo, C, per sisma orizzontale 1.00 (  $q_0 = C \alpha_u / \alpha_1$  )
- Fattore di duttilità  $\alpha_u / \alpha_1$  per sisma orizzontale 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza  $K_R$  1.00
- Fattore riduttivo per la presenza di setti  $K_W$  1.00
- Fattore di struttura q per sisma orizzontale 1.00
- Fattore di struttura q per sisma verticale 1.00
- Smorzamento Viscoso ( 0.05 = 5% ) 0.05

TU 2008 SLO H

- Probabilità di superamento ( $P_{VR}$ ) 81.0 e periodo di ritorno ( $T_R$ ) 60 (anni)
- $S_s$  1.000
- $T_B$  0.09 [sec]
- $T_C$  0.27 [sec]
- $T_D$  1.84 [sec]
- $a_g/g$  0.0607
- $F_o$  2.5023
- $T_C^*$  0.2700



**12.6 CARICHI APPLICATI AGLI ELEMENTI**

Convenzioni adottate

MANDATARIA:

MANDANTI:

I carichi applicati vengono raccolti nella tabella riportata alla fine del paragrafo e si intendono applicati nel sistema di riferimento locale dell'elemento.

Per la lettura della tabella si definiscono:

NodoI, NodoJ

I nodi iniziale/finale dell'asta o lato dell'elemento cui afferisce il carico

L

La distanza fra i suddetti nodi.

$q_{xi}, \dots, q_{zj}$

Le componenti di un carico distribuito costante o variabile linearmente iniziali (indice i) e finale (indice j).

$x_i, x_j$

Le distanze, misurate a partire dal NodoI, dei punti di applicazione dei carichi  $q_{xi}..q_{zj}$  relativi a carichi distribuiti applicati su porzioni di un'asta.

$P_x, \dots, P_z$  xApp

Le componenti di un Carico Concentrato applicato a distanza xApp dal NodoI.

$M_x, \dots, M_z$  xApp

Le componenti di una Coppia Concentrata applicata a distanza xApp dal NodoI.

Var Termica Assiale, ..., Var Termica Farfalla 13

Le variazioni termiche (Assiali ed a Farfalla) misurate in gradi Celsius.

$m_{xi}, \dots, m_{zj}$

Le componenti di coppie distribuite costanti o variabili lineramente iniziali (indice i) e finale (indice j).

$q_{S_x}, q_{S_y}, q_{S_z}$

carichi, per unità di superficie, applicati su elementi superficiali o facce di elementi solidi

Peso Proprio

Il valore del carico derivante dal peso proprio dell'elemento

Carichi distribuiti

Nodo I	Nodo J	L	Condizione	$x_i$	$q_{xi}$	$q_{yi}$	$q_{zi}$	$x_j$	$q_{xj}$	$q_{yj}$	$q_{zj}$
		[m]	di carico	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KN/m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KN/m]

**RELAZIONE DI CALCOLO**

17	18	4.30	1	0.00	0.00	20.00	0.00	4.30	0.00	20.00	0.00
			2	0.00	0.00	340.00	0.00	4.30	0.00	340.00	0.00
			4	0.00	0.00	1.92	0.00	4.30	0.00	1.92	0.00
			5	0.00	0.00	9.00	0.00	4.30	0.00	9.00	0.00
1	2	0.90	1	0.00	0.00	20.00	0.00	0.90	0.00	20.00	0.00
5	2	0.60	1	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.60	-20.00	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	-178.00	-0.00	0.60	0.00	-178.00	-0.00
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.60	0.00	-4.00	-0.00
			6	0.00	0.00	-27.00	-0.00	0.60	0.00	-27.00	-0.00
			7	0.00	0.00	-5.00	-0.00	0.60	0.00	-5.00	-0.00
7	5	0.60	1	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.60	-20.00	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	-173.00	-0.00	0.60	0.00	-173.00	-0.00
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.60	0.00	-4.00	-0.00
			6	0.00	0.00	-27.00	-0.00	0.60	0.00	-27.00	-0.00
			7	0.00	0.00	-5.00	-0.00	0.60	0.00	-5.00	-0.00
2	3	4.30	1	0.00	0.00	20.00	0.00	4.30	0.00	20.00	0.00
9	7	0.60	1	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.60	-20.00	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	-168.00	-0.00	0.60	0.00	-168.00	-0.00
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.60	0.00	-4.00	-0.00
			6	0.00	0.00	-27.00	-0.00	0.60	0.00	-27.00	-0.00
			7	0.00	0.00	-5.00	-0.00	0.60	0.00	-5.00	-0.00
3	4	0.90	1	0.00	0.00	20.00	0.00	0.90	0.00	20.00	0.00
11	9	0.60	1	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.60	-20.00	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	-163.00	-0.00	0.60	0.00	-163.00	-0.00
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.60	0.00	-4.00	-0.00
			6	0.00	0.00	-27.00	-0.00	0.60	0.00	-27.00	-0.00
			7	0.00	0.00	-5.00	-0.00	0.60	0.00	-5.00	-0.00
13	11	0.60	1	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.60	-20.00	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	-158.00	-0.00	0.60	0.00	-158.00	-0.00
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.60	0.00	-4.00	-0.00
			6	0.00	0.00	-27.00	-0.00	0.60	0.00	-27.00	-0.00
			7	0.00	0.00	-5.00	-0.00	0.60	0.00	-5.00	-0.00
15	13	0.60	1	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.60	-20.00	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	-153.00	-0.00	0.60	0.00	-153.00	-0.00
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.60	0.00	-4.00	-0.00
			6	0.00	0.00	-27.00	-0.00	0.60	0.00	-27.00	-0.00

MANDATARIA:

MANDANTI:

**RELAZIONE DI CALCOLO**

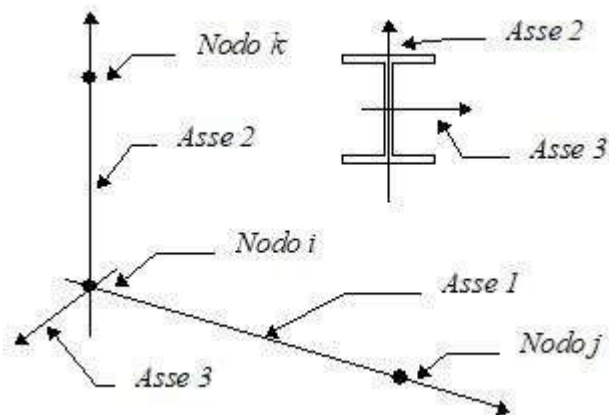
			7	0.00	0.00	-5.00	-0.00	0.60	0.00	-5.00	-0.00
17	15	0.60	1	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.60	-20.00	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	-148.00	-0.00	0.60	0.00	-148.00	-0.00
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.60	0.00	-4.00	-0.00
			6	0.00	0.00	-27.00	-0.00	0.60	0.00	-27.00	-0.00
			7	0.00	0.00	-5.00	-0.00	0.60	0.00	-5.00	-0.00
6	3	0.60	1	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.60	-20.00	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	178.00	0.00	0.60	0.00	178.00	0.00
8	6	0.60	1	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.60	-20.00	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	173.00	0.00	0.60	0.00	173.00	0.00
10	8	0.60	1	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.60	-20.00	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	168.00	0.00	0.60	0.00	168.00	0.00
12	10	0.60	1	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.60	-20.00	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	163.00	0.00	0.60	0.00	163.00	0.00
14	12	0.60	1	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.60	-20.00	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	158.00	0.00	0.60	0.00	158.00	0.00
16	14	0.60	1	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.60	-20.00	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	153.00	0.00	0.60	0.00	153.00	0.00
18	16	0.60	1	0.00	-20.00	0.00	0.00	0.60	-20.00	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	148.00	0.00	0.60	0.00	148.00	0.00

## 12.7 AZIONI TRAVI

Convenzioni adottate

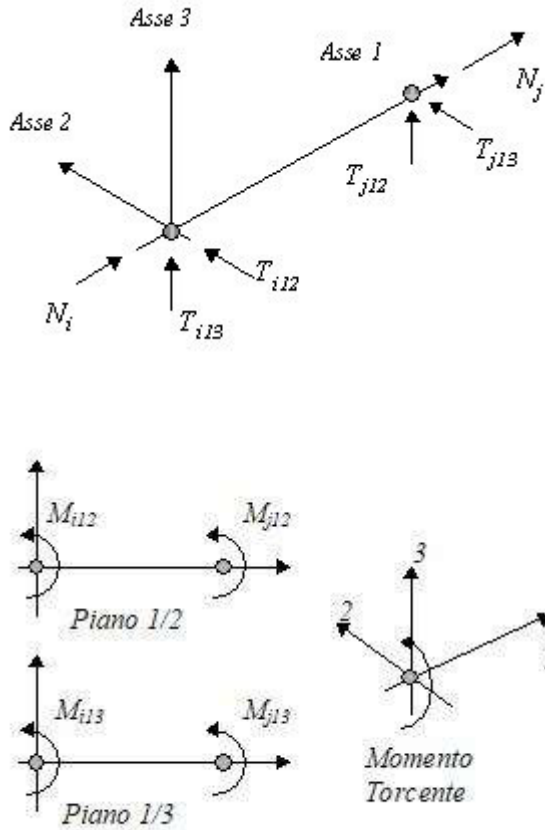
Le sollecitazioni nelle travi sono da intendersi nel sistema di riferimento locale dell'elemento, e si riferiscono all'asta. L'orientamento della trave nello spazio è definito a mezzo del nodo K.

La terna di riferimento locale dell'asta è così disposta:





Per quanto concerne i segni positivi assunti per le varie componenti di sollecitazione si assumono come positivi i versi e le sollecitazioni se così diretti:



Per ogni trave vengono riportate, nelle varie combinazioni di carico, le componenti di sollecitazione alle estremità dell'asta.

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
1	17	504.88	1060.92	-0.00	-0.00	0.00	574.92
	18	-504.88	1064.48	0.00	0.00	0.00	-582.57
2	17	509.65	1074.12	-0.00	-0.00	0.00	576.87
	18	-509.65	1083.02	0.00	0.00	0.00	-595.99
3	17	399.34	717.41	-0.00	-0.00	0.00	310.51
	18	-399.34	830.59	0.00	0.00	0.00	-553.85
4	17	373.71	784.68	-0.00	-0.00	0.00	425.56
	18	-373.71	787.05	0.00	0.00	0.00	-430.66
5	17	376.89	793.48	-0.00	-0.00	0.00	426.85
	18	-376.89	799.41	0.00	0.00	0.00	-439.60

**RELAZIONE DI CALCOLO**

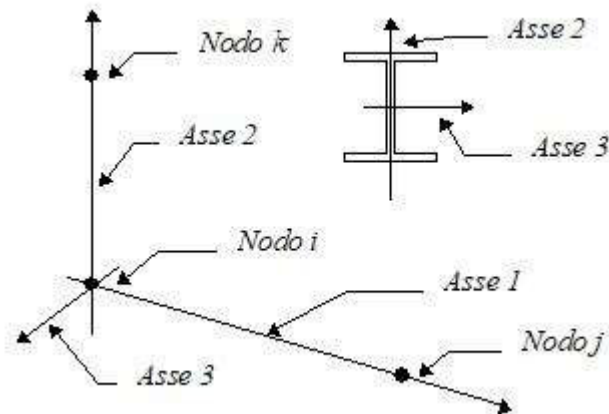
Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
6	17	373.65	783.65	-0.00	-0.00	0.00	425.14
	18	-373.65	786.02	0.00	0.00	0.00	-430.24
7	17	373.45	780.55	-0.00	-0.00	0.00	423.89
	18	-373.45	782.93	0.00	0.00	0.00	-428.99
8	17	371.28	774.00	-0.00	-0.00	0.00	422.74
	18	-371.28	774.00	0.00	0.00	0.00	-422.74
9	17	376.48	762.56	-0.00	-0.00	0.00	399.90
	18	-376.48	785.44	0.00	0.00	0.00	-449.08

**12.8 AZIONI PILASTRI**

Convenzioni adottate

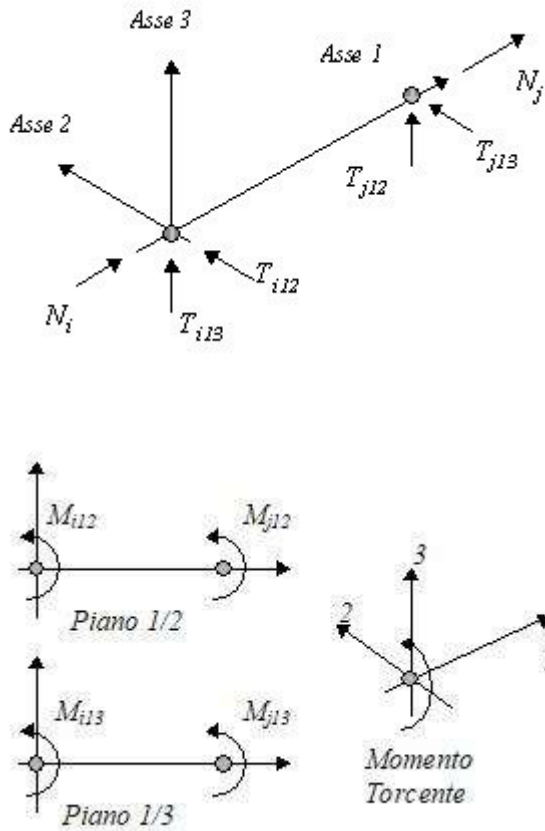
Le sollecitazioni nei pilastri sono da intendersi nel sistema di riferimento locale dell'elemento, e si riferiscono all'asta. L'orientamento del pilastro nello spazio è definito a mezzo del nodo K.

La terna di riferimento locale dell'asta è così disposta:



Per quanto concerne i segni positivi assunti per le varie componenti di sollecitazione si assumono come positivi i versi e le sollecitazioni se così diretti:

**RELAZIONE DI CALCOLO**



Per ogni pilastro vengono riportate, nelle varie combinazioni di carico, le componenti di sollecitazione alle estremità dell'asta.

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
1	5	1158.12	283.79	-0.00	0.00	-0.00	-134.44
	2	-1174.32	-429.41	0.00	-0.00	0.00	348.40
2	5	1171.32	291.98	-0.00	0.00	-0.00	-142.54
	2	-1187.52	-439.76	0.00	-0.00	0.00	362.06
3	5	760.75	325.87	-0.00	0.00	-0.00	-202.90
	2	-772.75	-448.87	0.00	-0.00	0.00	435.23
4	5	856.68	209.85	-0.00	0.00	-0.00	-99.10
	2	-868.68	-317.61	0.00	-0.00	0.00	257.33
5	5	865.48	215.31	-0.00	0.00	-0.00	-104.49
	2	-877.48	-324.51	0.00	-0.00	0.00	266.44
6	5	855.65	209.91	-0.00	0.00	-0.00	-98.92
	2	-867.65	-317.67	0.00	-0.00	0.00	257.19

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
7	5	852.55	210.11	-0.00	0.00	-0.00	-98.39
	2	-864.55	-317.87	0.00	-0.00	0.00	256.78
8	5	846.00	206.52	-0.00	0.00	-0.00	-94.67
	2	-858.00	-313.32	0.00	-0.00	0.00	250.62
9	5	828.60	229.93	-0.00	0.00	-0.00	-116.48
	2	-840.60	-339.73	0.00	-0.00	0.00	287.36
1	7	1141.92	142.22	-0.00	0.00	0.00	-6.64
	5	-1158.12	-283.79	0.00	-0.00	0.00	134.44
2	7	1155.12	148.25	-0.00	0.00	0.00	-10.47
	5	-1171.32	-291.98	0.00	-0.00	0.00	142.54
3	7	751.84	204.88	-0.00	0.00	0.00	-44.13
	5	-763.84	-324.88	0.00	-0.00	0.00	202.90
4	7	844.68	105.09	-0.00	0.00	0.00	-4.62
	5	-856.68	-209.85	0.00	-0.00	0.00	99.10
5	7	853.48	109.11	-0.00	0.00	0.00	-7.17
	5	-865.48	-215.31	0.00	-0.00	0.00	104.49
6	7	843.65	105.15	-0.00	0.00	0.00	-4.40
	5	-855.65	-209.91	0.00	-0.00	0.00	98.92
7	7	840.55	105.35	-0.00	0.00	0.00	-3.75
	5	-852.55	-210.11	0.00	-0.00	0.00	98.39
8	7	834.00	102.72	-0.00	0.00	0.00	-1.90
	5	-846.00	-206.52	0.00	-0.00	0.00	94.67
9	7	817.26	122.92	-0.00	0.00	0.00	-10.72
	5	-829.26	-229.72	0.00	-0.00	0.00	116.48
1	9	1125.72	4.70	-0.00	0.00	0.00	37.44
	7	-1141.92	-142.22	0.00	-0.00	-0.00	6.64
2	9	1138.92	8.57	-0.00	0.00	0.00	36.58
	7	-1155.12	-148.25	0.00	-0.00	-0.00	10.47
3	9	742.89	85.86	-0.00	0.00	0.00	41.99
	7	-754.89	-202.86	0.00	-0.00	-0.00	44.13
4	9	832.68	3.33	-0.00	0.00	0.00	27.91
	7	-844.68	-105.09	0.00	-0.00	-0.00	4.62

MANDATARIA:

MANDANTI:

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
5	9	841.48	5.91	-0.00	0.00	0.00	27.33
	7	-853.48	-109.11	0.00	-0.00	-0.00	7.17
6	9	831.65	3.39	-0.00	0.00	0.00	28.17
	7	-843.65	-105.15	0.00	-0.00	-0.00	4.40
7	9	828.55	3.59	-0.00	0.00	0.00	28.94
	7	-840.55	-105.35	0.00	-0.00	-0.00	3.75
8	9	822.00	1.92	-0.00	0.00	0.00	29.49
	7	-834.00	-102.72	0.00	-0.00	-0.00	1.90
9	9	805.90	18.70	-0.00	0.00	0.00	31.54
	7	-817.90	-122.50	0.00	-0.00	-0.00	10.72
1	11	1109.52	-128.77	-0.00	0.00	0.00	0.22
	9	-1125.72	-4.70	0.00	-0.00	-0.00	-37.44
2	11	1122.72	-127.06	-0.00	0.00	0.00	1.03
	9	-1138.92	-8.57	0.00	-0.00	-0.00	-36.58
3	11	733.91	-31.17	-0.00	0.00	0.00	58.33
	9	-745.91	-82.83	0.00	-0.00	-0.00	-41.99
4	11	820.68	-95.43	-0.00	0.00	0.00	0.28
	9	-832.68	-3.33	0.00	-0.00	-0.00	-27.91
5	11	829.48	-94.29	-0.00	0.00	0.00	0.82
	9	-841.48	-5.91	0.00	-0.00	-0.00	-27.33
6	11	819.65	-95.37	-0.00	0.00	0.00	0.57
	9	-831.65	-3.39	0.00	-0.00	-0.00	-28.17
7	11	816.55	-95.17	-0.00	0.00	0.00	1.47
	9	-828.55	-3.59	0.00	-0.00	-0.00	-28.94
8	11	810.00	-95.88	-0.00	0.00	0.00	1.30
	9	-822.00	-1.92	0.00	-0.00	-0.00	-29.49
9	11	794.54	-82.74	-0.00	0.00	0.00	12.30
	9	-806.54	-18.06	0.00	-0.00	-0.00	-31.54
1	13	1093.32	-258.19	-0.00	0.00	0.00	-115.87
	11	-1109.52	128.77	0.00	-0.00	-0.00	-0.22
2	13	1106.52	-258.64	-0.00	0.00	0.00	-114.68
	11	-1122.72	127.06	0.00	-0.00	-0.00	-1.03

MANDATARIA:

MANDANTI:

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
3	13	724.89	-146.20	-0.00	0.00	0.00	3.60
	11	-736.89	35.20	0.00	-0.00	-0.00	-58.33
4	13	808.68	-191.19	-0.00	0.00	0.00	-85.71
	11	-820.68	95.43	0.00	-0.00	-0.00	-0.28
5	13	817.48	-191.49	-0.00	0.00	0.00	-84.92
	11	-829.48	94.29	0.00	-0.00	-0.00	-0.82
6	13	807.65	-191.13	-0.00	0.00	0.00	-85.37
	11	-819.65	95.37	0.00	-0.00	-0.00	-0.57
7	13	804.55	-190.93	-0.00	0.00	0.00	-84.36
	11	-816.55	95.17	0.00	-0.00	-0.00	-1.47
8	13	798.00	-190.68	-0.00	0.00	0.00	-84.67
	11	-810.00	95.88	0.00	-0.00	-0.00	-1.30
9	13	783.16	-181.40	-0.00	0.00	0.00	-67.26
	11	-795.16	83.60	0.00	-0.00	-0.00	-12.30
1	15	1077.12	-383.56	-0.00	0.00	0.00	-308.39
	13	-1093.32	258.19	0.00	-0.00	-0.00	115.87
2	15	1090.32	-386.17	-0.00	0.00	0.00	-308.12
	13	-1106.52	258.64	0.00	-0.00	-0.00	114.68
3	15	715.82	-259.26	-0.00	0.00	0.00	-119.70
	13	-727.82	151.26	0.00	-0.00	-0.00	-3.60
4	15	796.68	-283.95	-0.00	0.00	0.00	-228.26
	13	-808.68	191.19	0.00	-0.00	-0.00	85.71
5	15	805.48	-285.69	-0.00	0.00	0.00	-228.08
	13	-817.48	191.49	0.00	-0.00	-0.00	84.92
6	15	795.65	-283.89	-0.00	0.00	0.00	-227.88
	13	-807.65	191.13	0.00	-0.00	-0.00	85.37
7	15	792.55	-283.69	-0.00	0.00	0.00	-226.75
	13	-804.55	190.93	0.00	-0.00	-0.00	84.36
8	15	786.00	-282.48	-0.00	0.00	0.00	-226.61
	13	-798.00	190.68	0.00	-0.00	-0.00	84.67
9	15	771.78	-277.27	-0.00	0.00	0.00	-205.21
	13	-783.78	182.47	0.00	-0.00	-0.00	67.26

MANDATARIA:

MANDANTI:

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
1	17	1060.92	-504.88	-0.00	0.00	0.00	-574.92
	15	-1077.12	383.56	0.00	-0.00	-0.00	308.39
2	17	1074.12	-509.65	-0.00	0.00	0.00	-576.87
	15	-1090.32	386.17	0.00	-0.00	-0.00	308.12
3	17	706.69	-370.34	-0.00	0.00	0.00	-310.51
	15	-718.69	265.34	0.00	-0.00	-0.00	119.70
4	17	784.68	-373.71	-0.00	0.00	0.00	-425.56
	15	-796.68	283.95	0.00	-0.00	-0.00	228.26
5	17	793.48	-376.89	-0.00	0.00	0.00	-426.85
	15	-805.48	285.69	0.00	-0.00	-0.00	228.08
6	17	783.65	-373.65	-0.00	0.00	0.00	-425.14
	15	-795.65	283.89	0.00	-0.00	-0.00	227.88
7	17	780.55	-373.45	-0.00	0.00	0.00	-423.89
	15	-792.55	283.69	0.00	-0.00	-0.00	226.75
8	17	774.00	-371.28	-0.00	0.00	0.00	-422.74
	15	-786.00	282.48	0.00	-0.00	-0.00	226.61
9	17	760.37	-370.36	-0.00	0.00	0.00	-399.90
	15	-772.37	278.56	0.00	-0.00	-0.00	205.21
1	6	1161.68	-275.15	0.00	0.00	0.00	126.54
	3	-1177.88	419.33	-0.00	-0.00	-0.00	-334.89
2	6	1180.22	-270.38	0.00	0.00	0.00	122.79
	3	-1196.42	414.56	-0.00	-0.00	-0.00	-328.27
3	6	931.25	-128.24	0.00	0.00	0.00	-21.78
	3	-943.25	235.04	-0.00	-0.00	-0.00	-87.30
4	6	859.05	-204.09	0.00	0.00	0.00	93.83
	3	-871.05	310.89	-0.00	-0.00	-0.00	-248.32
5	6	871.41	-200.91	0.00	0.00	0.00	91.33
	3	-883.41	307.71	-0.00	-0.00	-0.00	-243.91
6	6	858.02	-204.15	0.00	0.00	0.00	93.65
	3	-870.02	310.95	-0.00	-0.00	-0.00	-248.18
7	6	854.93	-204.35	0.00	0.00	0.00	93.12
	3	-866.93	311.15	-0.00	-0.00	-0.00	-247.77
8	6	846.00	-206.52	0.00	0.00	0.00	94.67

MANDATARIA:

MANDANTI:

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
	3	-858.00	313.32	-0.00	-0.00	-0.00	-250.62
9	6	863.40	-190.72	0.00	0.00	0.00	71.34
	3	-875.40	297.52	-0.00	-0.00	-0.00	-217.83
1	8	1145.48	-135.02	0.00	0.00	-0.00	3.49
	6	-1161.68	275.15	-0.00	-0.00	-0.00	-126.54
2	8	1164.02	-130.25	0.00	0.00	-0.00	2.60
	6	-1180.22	270.38	-0.00	-0.00	-0.00	-122.79
3	8	916.16	-25.44	0.00	0.00	-0.00	-68.33
	6	-928.16	129.24	-0.00	-0.00	-0.00	21.78
4	8	847.05	-100.29	0.00	0.00	-0.00	2.52
	6	-859.05	204.09	-0.00	-0.00	-0.00	-93.83
5	8	859.41	-97.11	0.00	0.00	-0.00	1.92
	6	-871.41	200.91	-0.00	-0.00	-0.00	-91.33
6	8	846.02	-100.35	0.00	0.00	-0.00	2.30
	6	-858.02	204.15	-0.00	-0.00	-0.00	-93.65
7	8	842.93	-100.55	0.00	0.00	-0.00	1.65
	6	-854.93	204.35	-0.00	-0.00	-0.00	-93.12
8	8	834.00	-102.72	0.00	0.00	-0.00	1.90
	6	-846.00	206.52	-0.00	-0.00	-0.00	-94.67
9	8	850.74	-87.12	0.00	0.00	-0.00	-12.10
	6	-862.74	190.92	-0.00	-0.00	-0.00	-71.34
1	10	1129.28	1.06	0.00	0.00	-0.00	-36.70
	8	-1145.48	135.02	-0.00	-0.00	0.00	-3.49
2	10	1147.82	5.83	0.00	0.00	-0.00	-34.73
	8	-1164.02	130.25	-0.00	-0.00	0.00	-2.60
3	10	901.11	73.35	0.00	0.00	-0.00	-55.06
	8	-913.11	27.45	-0.00	-0.00	0.00	68.33
4	10	835.05	0.51	0.00	0.00	-0.00	-27.42
	8	-847.05	100.29	-0.00	-0.00	0.00	-2.52
5	10	847.41	3.69	0.00	0.00	-0.00	-26.10
	8	-859.41	97.11	-0.00	-0.00	0.00	-1.92
6	10	834.02	0.45	0.00	0.00	-0.00	-27.67

MANDATARIA:

MANDANTI:



**RELAZIONE DI CALCOLO**

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
	8	-846.02	100.35	-0.00	-0.00	0.00	-2.30
7	10	830.93	0.25	0.00	0.00	-0.00	-28.44
	8	-842.93	100.55	-0.00	-0.00	0.00	-1.65
8	10	822.00	-1.92	0.00	0.00	-0.00	-29.49
	8	-834.00	102.72	-0.00	-0.00	0.00	-1.90
9	10	838.10	13.25	0.00	0.00	-0.00	-34.49
	8	-850.10	87.55	-0.00	-0.00	0.00	12.10
1	12	1113.08	133.09	0.00	0.00	-0.00	3.54
	10	-1129.28	-1.06	-0.00	-0.00	0.00	36.70
2	12	1131.62	137.86	0.00	0.00	-0.00	8.38
	10	-1147.82	-5.83	-0.00	-0.00	0.00	34.73
3	12	886.09	168.12	0.00	0.00	-0.00	17.31
	10	-898.09	-70.32	-0.00	-0.00	0.00	55.06
4	12	823.05	98.31	0.00	0.00	-0.00	2.23
	10	-835.05	-0.51	-0.00	-0.00	0.00	27.42
5	12	835.41	101.49	0.00	0.00	-0.00	5.45
	10	-847.41	-3.69	-0.00	-0.00	0.00	26.10
6	12	822.02	98.25	0.00	0.00	-0.00	1.94
	10	-834.02	-0.45	-0.00	-0.00	0.00	27.67
7	12	818.93	98.05	0.00	0.00	-0.00	1.04
	10	-830.93	-0.25	-0.00	-0.00	0.00	28.44
8	12	810.00	95.88	0.00	0.00	-0.00	-1.30
	10	-822.00	1.92	-0.00	-0.00	0.00	29.49
9	12	825.46	110.41	0.00	0.00	-0.00	2.58
	10	-837.46	-12.61	-0.00	-0.00	0.00	34.49
1	14	1096.88	261.07	0.00	0.00	-0.00	121.79
	12	-1113.08	-133.09	-0.00	-0.00	0.00	-3.54
2	14	1115.42	265.84	0.00	0.00	-0.00	129.49
	12	-1131.62	-137.86	-0.00	-0.00	0.00	-8.38
3	14	871.11	258.88	0.00	0.00	-0.00	143.90
	12	-883.11	-164.08	-0.00	-0.00	0.00	-17.31
4	14	811.05	193.11	0.00	0.00	-0.00	89.66

MANDATARIA:

MANDANTI:

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
	12	-823.05	-98.31	-0.00	-0.00	0.00	-2.23
5	14	823.41	196.29	0.00	0.00	-0.00	94.79
	12	-835.41	-101.49	-0.00	-0.00	0.00	-5.45
6	14	810.02	193.05	0.00	0.00	-0.00	89.32
	12	-822.02	-98.25	-0.00	-0.00	0.00	-1.94
7	14	806.93	192.85	0.00	0.00	-0.00	88.31
	12	-818.93	-98.05	-0.00	-0.00	0.00	-1.04
8	14	798.00	190.68	0.00	0.00	-0.00	84.67
	12	-810.00	-95.88	-0.00	-0.00	0.00	1.30
9	14	812.84	204.36	0.00	0.00	-0.00	96.70
	12	-824.84	-109.56	-0.00	-0.00	0.00	-2.58
1	16	1080.68	385.00	0.00	0.00	-0.00	315.61
	14	-1096.88	-261.07	-0.00	-0.00	0.00	-121.79
2	16	1099.22	389.77	0.00	0.00	-0.00	326.17
	14	-1115.42	-265.84	-0.00	-0.00	0.00	-129.49
3	16	856.18	345.63	0.00	0.00	-0.00	323.59
	14	-868.18	-253.83	-0.00	-0.00	0.00	-143.90
4	16	799.05	284.91	0.00	0.00	-0.00	233.07
	14	-811.05	-193.11	-0.00	-0.00	0.00	-89.66
5	16	811.41	288.09	0.00	0.00	-0.00	240.11
	14	-823.41	-196.29	-0.00	-0.00	0.00	-94.79
6	16	798.02	284.85	0.00	0.00	-0.00	232.69
	14	-810.02	-193.05	-0.00	-0.00	0.00	-89.32
7	16	794.93	284.65	0.00	0.00	-0.00	231.56
	14	-806.93	-192.85	-0.00	-0.00	0.00	-88.31
8	16	786.00	282.48	0.00	0.00	-0.00	226.61
	14	-798.00	-190.68	-0.00	-0.00	0.00	-84.67
9	16	800.22	295.09	0.00	0.00	-0.00	246.18
	14	-812.22	-203.29	-0.00	-0.00	0.00	-96.70
1	18	1064.48	504.88	0.00	0.00	-0.00	582.57
	16	-1080.68	-385.00	-0.00	-0.00	0.00	-315.61
2	18	1083.02	509.65	0.00	0.00	-0.00	595.99

MANDATARIA:

MANDANTI:

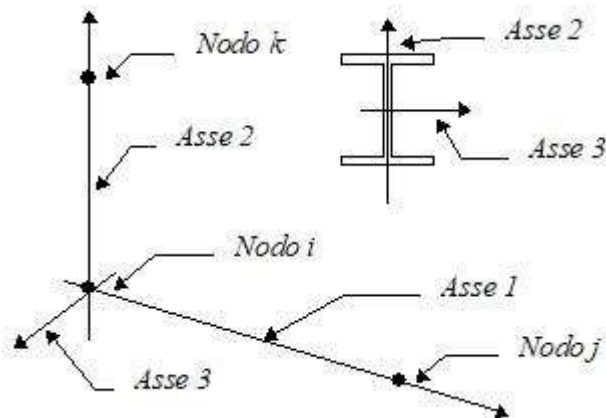
**RELAZIONE DI CALCOLO**

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
	16	-1099.22	-389.77	-0.00	-0.00	0.00	-326.17
3	18	841.31	428.35	0.00	0.00	-0.00	553.85
	16	-853.31	-339.55	-0.00	-0.00	0.00	-323.59
4	18	787.05	373.71	0.00	0.00	-0.00	430.66
	16	-799.05	-284.91	-0.00	-0.00	0.00	-233.07
5	18	799.41	376.89	0.00	0.00	-0.00	439.60
	16	-811.41	-288.09	-0.00	-0.00	0.00	-240.11
6	18	786.02	373.65	0.00	0.00	-0.00	430.24
	16	-798.02	-284.85	-0.00	-0.00	0.00	-232.69
7	18	782.93	373.45	0.00	0.00	-0.00	428.99
	16	-794.93	-284.65	-0.00	-0.00	0.00	-231.56
8	18	774.00	371.28	0.00	0.00	-0.00	422.74
	16	-786.00	-282.48	-0.00	-0.00	0.00	-226.61
9	18	787.63	382.60	0.00	0.00	-0.00	449.08
	16	-799.63	-293.80	-0.00	-0.00	0.00	-246.18

**12.9 AZIONI TRAVI DI FONDAZIONE**

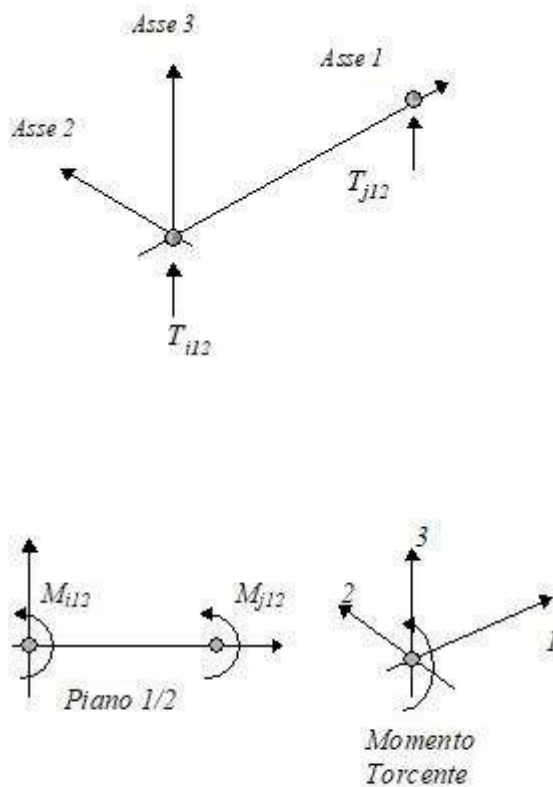
Convenzioni adottate

Le sollecitazioni nelle travi di fondazione sono da intendersi nel sistema di riferimento locale dell'elemento, e si riferiscono all'asta. L'orientamento della trave nello spazio è definito a mezzo del nodo K.



La terna di riferimento locale dell'asta è così disposta

Per quanto concerne i segni positivi assunti per le varie componenti di sollecitazione si assumono come positivi i versi e le sollecitazioni se così diretti:



La trave è da considerarsi appoggiata su un sottospazio elastico a comportamento bilatero (terreno alla Winkler).

Comb.	Nodo	Pressione [MPa]	Mt [kNm]	Taglio [kN]	MFlet. [kNm]
1	1	0.422	0.00	0.00	-0.00
	2	0.418	-0.00	-353.51	159.32
2	1	0.422	0.00	0.00	-0.00
	2	0.420	-0.00	-354.37	159.60
3	1	0.180	0.00	3.78	0.00
	2	0.218	-0.00	-163.99	72.64
4	1	0.312	0.00	0.00	-0.00
	2	0.309	-0.00	-261.65	117.93
5	1	0.312	0.00	0.00	-0.00
	2	0.310	-0.00	-262.23	118.12

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Comb.	Nodo	Pressione [MPa]	Mt [kNm]	Taglio [kN]	MFlet. [kNm]
6	1	0.312	0.00	0.00	-0.00
	2	0.309	-0.00	-261.33	117.78
7	1	0.311	0.00	0.00	-0.00
	2	0.308	-0.00	-260.36	117.34
8	1	0.310	0.00	0.00	-0.00
	2	0.307	0.00	-259.77	117.12
9	1	0.284	0.00	0.80	-0.00
	2	0.289	-0.00	-240.44	108.16
1	2	0.418	-0.00	-820.81	-507.73
	3	0.423	0.00	-819.03	496.77
2	2	0.420	-0.00	-833.15	-521.67
	3	0.432	0.00	-828.69	494.27
3	2	0.218	-0.00	-628.68	-509.47
	3	0.395	0.00	-568.99	246.67
4	2	0.309	-0.00	-607.03	-375.26
	3	0.312	0.00	-605.84	367.95
5	2	0.310	-0.00	-615.25	-384.55
	3	0.318	0.00	-612.29	366.29
6	2	0.309	-0.00	-606.32	-374.98
	3	0.312	0.00	-605.13	367.67
7	2	0.308	-0.00	-604.19	-374.13
	3	0.311	0.00	-603.00	366.82
8	2	0.307	-0.00	-598.23	-367.75
	3	0.307	0.00	-598.23	367.75
9	2	0.289	-0.00	-604.55	-395.91
	3	0.325	0.00	-592.13	343.41
1	3	0.423	0.00	-358.85	-161.88
	4	0.429	0.00	0.00	0.00
2	3	0.432	0.00	-367.72	-166.00
	4	0.439	0.00	0.00	0.00
3	3	0.395	-0.00	-354.35	-160.96
	4	0.439	-0.00	-3.78	0.00

MANDATARIA:

MANDANTI:

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Comb.	Nodo	Pressione [MPa]	Mt [kNm]	Taglio [kN]	MFlet. [kNm]
4	3	0.312	0.00	-265.21	-119.63
	4	0.317	0.00	0.00	0.00
5	3	0.318	0.00	-271.13	-122.38
	4	0.324	0.00	0.00	0.00
6	3	0.312	0.00	-264.89	-119.49
	4	0.316	0.00	0.00	0.00
7	3	0.311	0.00	-263.92	-119.05
	4	0.315	0.00	0.00	0.00
8	3	0.307	0.00	-259.77	-117.12
	4	0.310	-0.00	0.00	0.00
9	3	0.325	0.00	-278.88	-125.97
	4	0.336	-0.00	-0.80	0.00

MANDATARIA:

MANDANTI:

## 13 RISULTATI DELLE ANALISI SEZIONE SCATOLARE 2

### 13.1 INVILUPPO SOLLECITAZIONI

#### Inviluppo sollecitazioni fondazione

Trave di fondazione Sezione numero 1 Rett. FONDAZIONE 100X50

Taglio	Min trave 25 27	<b>-408.23 [kN]</b>	Comb. 2	Max trave 25 27	403.97 [kN]	Comb. 2
Pressioni sul terreno	Min trave 27 44	0.275 [MPa]	Comb. 3	Max trave 45 25	0.057 [MPa]	Comb. 3
Momento flettente	Min trave 25 27	<b>-266.55 [kNm]</b>	Comb. 3	Max trave 25 27	165.30 [kNm]	Comb. 2
Momento torcente	Min trave 25 27	-0.00 [kNm]	Comb. 3	Max trave 45 25	0.00 [kNm]	Comb. 3

#### Inviluppo sollecitazioni impalcato

Trave Sezione numero 1 Rett. IMPALCATO 100X50

Sforzo normale	Min asta 26 28	175.39 [kN]	Comb. 8	Max asta 26 28	<b>245.42 [kN]</b>	Comb. 2
Taglio piano 1-2	Min asta 26 28	<b>-512.18 [kN]</b>	Comb. 2	Max asta 26 28	503.38 [kN]	Comb. 2
Taglio piano 1-3	Min asta 26 28	-0.00 [kN]	Comb. 2	Max asta 26 28	-0.00 [kN]	Comb. 8
Momento torcente	Min asta 26 28	-0.00 [kNm]	Comb. 2	Max asta 26 28	-0.00 [kNm]	Comb. 8
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 26 28	-245.54 [kNm]	Comb. 2	Max asta 26 28	<b>275.11 [kNm]</b>	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 26 28	-0.00 [kNm]	Comb. 2	Max asta 26 28	0.00 [kNm]	Comb. 2

#### Inviluppo sollecitazioni piedritti

Trave Sezione numero 2 Rett. PIEDRITTI 100X50

Sforzo normale	Min asta 26 42	296.49 [kN]	Comb. 3	Max asta 29 27	<b>579.68 [kN]</b>	Comb. 2
Taglio piano 1-2	Min asta 26 42	-245.42 [kN]	Comb. 2	Max asta 30 25	<b>273.60 [kN]</b>	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 26 42	-0.00 [kN]	Comb. 2	Max asta 29 27	0.00 [kN]	Comb. 3
Momento torcente	Min asta 28 41	0.00 [kNm]	Comb. 8	Max asta 28 41	0.00 [kNm]	Comb. 2
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 26 42	-253.45 [kNm]	Comb. 2	Max asta 28 41	<b>275.11 [kNm]</b>	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 26 42	-0.00 [kNm]	Comb. 2	Max asta 28 41	0.00 [kNm]	Comb. 2

**RELAZIONE DI CALCOLO**

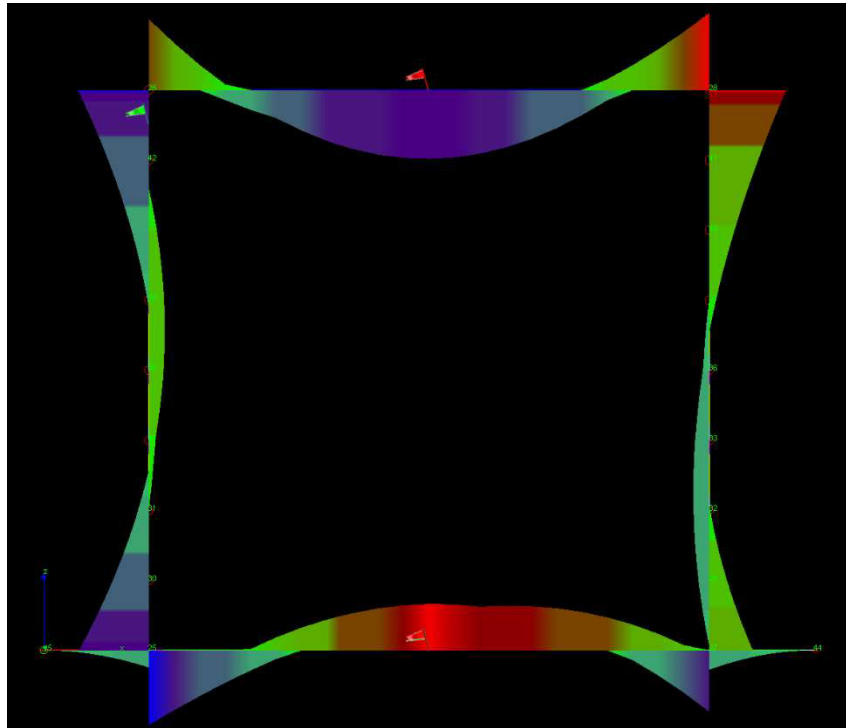


Figura 13-1 "Diagramma involuppo momenti flettenti"



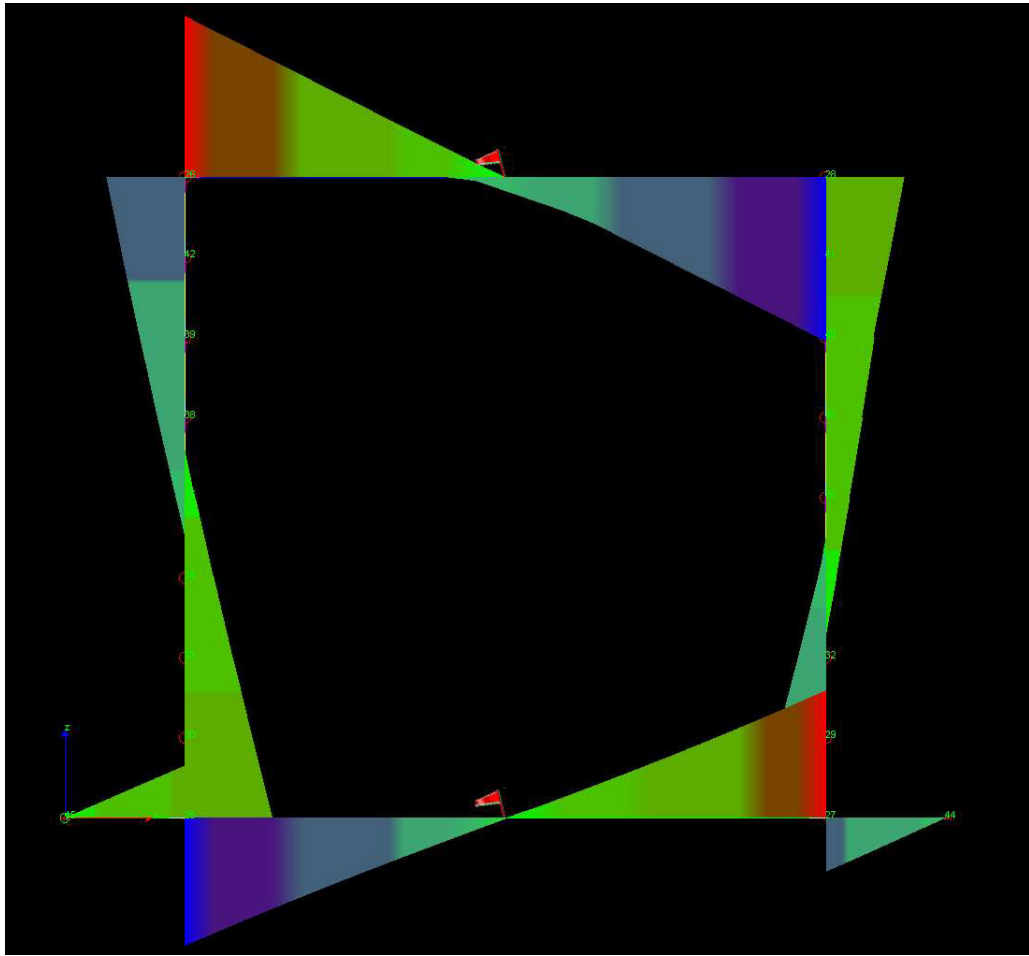


Figura 13-2 "Involuppo diagramma taglio"

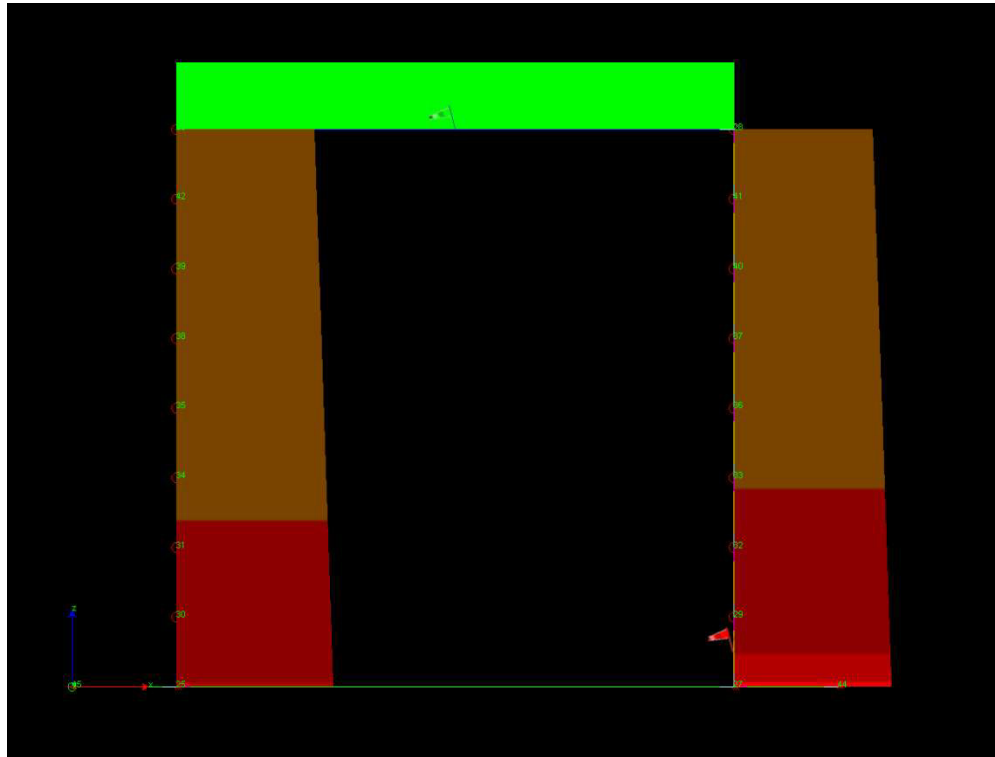


Figura 13-3 "Diagramma involuppo sforzo normale"

## 13.2 PRESSIONI TERRENO

### Pressioni massime su terreno di fondazione

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

	Elemento	Combinazione	P [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 27 44	2	-0.256
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 25 27	1	-0.203

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

	Elemento	Combinazione	P [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 27 44	3	-0.275
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 45 25	3	-0.057

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	P [MPa]
--	----------	--------------	------------

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 27 44	5	<b>-0.188</b>
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 25 27	4	-0.150

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 27 44	6	-0.179
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 25 27	7	-0.145

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 45 25	8	-0.169
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 25 27	8	-0.143

Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 27 44	9	<b>-0.191</b>
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 25 27	9	-0.143

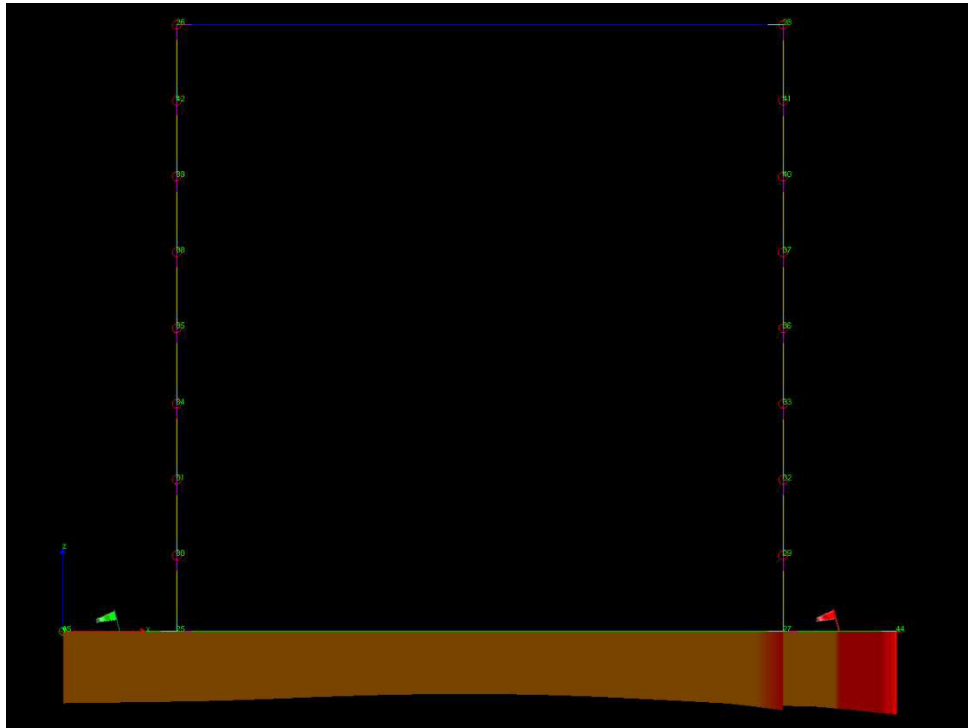


Figura 13-4"Diagramma involuppo pressioni terreno"

### 13.3 SOLLECITAZIONI RARE

#### Sollecitazioni fondazione

Trave di fondazione Sezione numero 1 Rett. FONDAZIONE 100X50

Taglio	Min trave 25 27	<b>-300.09 [kN]</b>	Comb. 5	Max trave 25 27	297.25 [kN]	Comb. 5
Pressioni sul terreno	Min trave 27 44	0.188 [MPa]	Comb. 5	Max trave 25 27	0.150 [MPa]	Comb. 4
Momento flettente	Min trave 25 27	<b>-176.85 [kNm]</b>	Comb. 5	Max trave 25 27	121.29 [kNm]	Comb. 5
Momento torcente	Min trave 25 27	-0.00 [kNm]	Comb. 5	Max trave 45 25	0.00 [kNm]	Comb. 5

#### Sollecitazioni impalcato

Trave Sezione numero 1 Rett. IMPALCATO 100X50

Sforzo normale	Min asta 26 28	178.30 [kN]	Comb. 4	Max asta 26 28	<b>181.15 [kN]</b>	Comb. 5
Taglio piano 1-2	Min asta 26 28	<b>-375.95 [kN]</b>	Comb. 5	Max asta 26 28	370.09 [kN]	Comb. 5
Taglio piano 1-3	Min asta 26 28	-0.00 [kN]	Comb. 5	Max asta 26 28	-0.00 [kN]	Comb. 4
Momento torcente	Min asta 26 28	-0.00 [kNm]	Comb. 5	Max asta 26 28	-0.00 [kNm]	Comb. 4
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 26 28	-180.08 [kNm]	Comb. 5	Max asta 26 28	<b>198.80 [kNm]</b>	Comb. 5
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 26 28	-0.00 [kNm]	Comb. 5	Max asta 26 28	0.00 [kNm]	Comb. 5

Sollecitazioni piedritti

Trave Sezione numero 2 Rett. PIEDRITTI 100X50

Sforzo normale	Min asta 26 42	364.39 [kN]	Comb. 4	Max asta 29 27	<b>425.95 [kN]</b>	Comb. 5
Taglio piano 1-2	Min asta 26 42	-181.15 [kN]	Comb. 5	Max asta 28 41	<b>181.15 [kN]</b>	Comb. 5
Taglio piano 1-3	Min asta 26 42	-0.00 [kN]	Comb. 5	Max asta 28 41	0.00 [kN]	Comb. 5
Momento torcente	Min asta 28 41	0.00 [kNm]	Comb. 4	Max asta 28 41	0.00 [kNm]	Comb. 5
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 26 42	-187.08 [kNm]	Comb. 5	Max asta 28 41	<b>198.80 [kNm]</b>	Comb. 5
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 26 42	-0.00 [kNm]	Comb. 5	Max asta 28 41	0.00 [kNm]	Comb. 5

**13.4 SOLLECITAZIONI FREQUENTI**

Sollecitazioni fondazione

Trave di fondazione Sezione numero 1 Rett. FONDAZIONE 100X50

Taglio	Min trave 25 27	<b>-291.75 [kN]</b>	Comb. 6	Max trave 25 27	290.61 [kN]	Comb. 6
Pressioni sul terreno	Min trave 27 44	0.179 [MPa]	Comb. 6	Max trave 25 27	0.145 [MPa]	Comb. 7
Momento flettente	Min trave 25 27	<b>-168.40 [kNm]</b>	Comb. 6	Max trave 25 27	117.52 [kNm]	Comb. 6
Momento torcente	Min trave 25 27	-0.00 [kNm]	Comb. 7	Max trave 45 25	0.00 [kNm]	Comb. 7

Sollecitazioni impalcato

Trave Sezione numero 1 Rett. IMPALCATO 100X50

Sforzo normale	Min asta 26 28	177.43 [kN]	Comb. 7	Max asta 26 28	<b>178.08 [kN]</b>	Comb. 6
Taglio piano 1-2	Min asta 26 28	<b>-363.39 [kN]</b>	Comb. 6	Max asta 26 28	361.05 [kN]	Comb. 6
Taglio piano 1-3	Min asta 26 28	-0.00 [kN]	Comb. 7	Max asta 26 28	-0.00 [kN]	Comb. 6
Momento torcente	Min asta 26 28	-0.00 [kNm]	Comb. 6	Max asta 26 28	-0.00 [kNm]	Comb. 7
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 26 28	-174.11 [kNm]	Comb. 6	Max asta 26 28	<b>190.45 [kNm]</b>	Comb. 6
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 26 28	-0.00 [kNm]	Comb. 7	Max asta 26 28	0.00 [kNm]	Comb. 7

Sollecitazioni piedritti

Trave Sezione numero 2 Rett. PIEDRITTI 100X50

Sforzo normale	Min asta 26 42	351.03 [kN]	Comb. 7	Max asta 29 27	<b>413.39 [kN]</b>	Comb. 6
Taglio piano 1-2	Min asta 26 42	-178.08 [kN]	Comb. 6	Max asta 28 41	<b>178.08 [kN]</b>	Comb. 6
Taglio piano 1-3	Min asta 26 42	-0.00 [kN]	Comb. 6	Max asta 28 41	0.00 [kN]	Comb. 6
Momento torcente	Min asta 28 41	0.00 [kNm]	Comb. 6	Max asta 28 41	0.00 [kNm]	Comb. 7
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 26 42	-185.77 [kNm]	Comb. 6	Max asta 28 41	<b>190.45 [kNm]</b>	Comb. 6
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 26 42	-0.00 [kNm]	Comb. 6	Max asta 28 41	0.00 [kNm]	Comb. 6

### 13.5 SOLLECITAZIONI QUASI PERMANENTI

#### Sollecitazioni fondazione

##### Trave di fondazione Sezione numero 1 Rett. FONDAZIONE 100X50

Taglio	Min trave 25 27	-279.35 [kN]	Comb. 8	Max trave 25 27	<b>279.35 [kN]</b>	Comb. 8
Pressioni sul terreno	Min trave 45 25	0.169 [MPa]	Comb. 8	Max trave 25 27	0.143 [MPa]	Comb. 8
Momento flettente	Min trave 25 27	<b>-160.39 [kNm]</b>	Comb. 8	Max trave 25 27	110.90 [kNm]	Comb. 8
Momento torcente	Min trave 25 27	-0.00 [kNm]	Comb. 8	Max trave 27 44	0.00 [kNm]	Comb. 8

#### Sollecitazioni impalcato

##### Trave Sezione numero 1 Rett. IMPALCATO 100X50

Sforzo normale	Min asta 26 28	<b>175.39 [kN]</b>	Comb. 8	Max asta 26 28	175.39 [kN]	Comb. 8
Taglio piano 1-2	Min asta 26 28	-345.00 [kN]	Comb. 8	Max asta 26 28	<b>345.00 [kN]</b>	Comb. 8
Taglio piano 1-3	Min asta 26 28	-0.00 [kN]	Comb. 8	Max asta 26 28	-0.00 [kN]	Comb. 8
Momento torcente	Min asta 26 28	-0.00 [kNm]	Comb. 8	Max asta 26 28	-0.00 [kNm]	Comb. 8
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 26 28	-163.87 [kNm]	Comb. 8	Max asta 26 28	<b>181.13 [kNm]</b>	Comb. 8
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 26 28	-0.00 [kNm]	Comb. 8	Max asta 26 28	0.00 [kNm]	Comb. 8

#### Sollecitazioni piedritti

##### Trave Sezione numero 2 Rett. PIEDRITTI 100X50

Sforzo normale	Min asta 28 41	345.00 [kN]	Comb. 8	Max asta 29 27	<b>395.00 [kN]</b>	Comb. 8
Taglio piano 1-2	Min asta 26 42	-175.39 [kN]	Comb. 8	Max asta 28 41	<b>175.39 [kN]</b>	Comb. 8
Taglio piano 1-3	Min asta 26 42	-0.00 [kN]	Comb. 8	Max asta 28 41	0.00 [kN]	Comb. 8
Momento torcente	Min asta 28 41	0.00 [kNm]	Comb. 8	Max asta 28 41	0.00 [kNm]	Comb. 8
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 26 42	-181.13 [kNm]	Comb. 8	Max asta 28 41	<b>181.13 [kNm]</b>	Comb. 8
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 26 42	-0.00 [kNm]	Comb. 8	Max asta 28 41	0.00 [kNm]	Comb. 8

## 14 VERIFICHE SEZIONE 2

### 14.1 VERIFICHE SLU/SLV

#### 14.1.1 Soletta fondazione - flessione

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 50,00cm

Afi = 8Ø20 = 25,13cmq Afs=8Ø20 = 25,13cmq

Verifica C.A. S.L.U. - File: SOLETTA 2

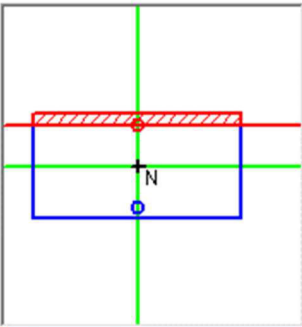
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Soletta

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	25,13	5
			2	25,13	45

Tipologia sezione:  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Diagramma della sezione: 

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 266,65 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

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

Tipologia flessione:  
 Retta  Deviata

Materiali:

B450C		C32/40	
ε <sub>su</sub>	67,5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3,5 ‰
E <sub>s</sub>	200 000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	18,13
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0,8
ε <sub>syd</sub>	1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	12,25
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0,7333
		τ <sub>c1</sub>	2,114

M<sub>xRd</sub> 415,2 kNm

σ<sub>c</sub> -18,13 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 24,96 ‰  
d 45 cm  
x 5,535 x/d 0,123  
δ 0,7

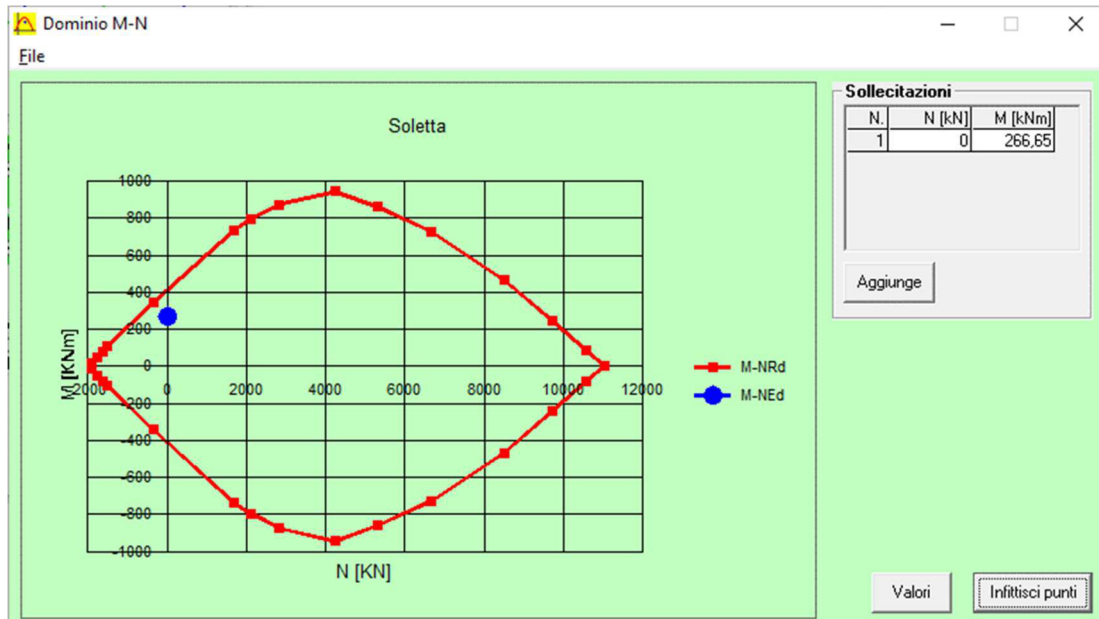
Metodo di rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso



### 14.1.2 Soletta fondazione – taglio

#### Verifica a taglio

par. 4.1.2.1.3.2 NTC2008

valore di calcolo dello sforzo normale	$N_{Ed}$	0	KN	
Valore di calcolo dello sforzo di taglio	$V_{Ed}$	408,23	KN	
resistenza calcestruzzo	$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>	
	$f_{ck}$	33	N/mm <sup>2</sup>	
coeff. parziale di sicurezza del cls	$\gamma_c$	1,50		
	$f_{cd}$	18,81	N/mm <sup>2</sup>	
resistenza calcestruzzo ridotta	$f'_{cd}$	9,41	N/mm <sup>2</sup>	
resistenza acciaio	$f_{yd}$	391,30	N/mm <sup>2</sup>	
sezione calcestruzzo	$A_c$	500000	mm <sup>2</sup>	
larghezza minima sezione	$b_w$	1000	mm	
altezza utile	$d$	450	mm	
area armatura trasversale	$A_{sw}$	452,39	mm <sup>2</sup>	n°braccia 4
interasse fra armature trasversali	$s$	100	mm	$\phi$ 12
	$\sigma_{cp}$	0,00		
inclin. arm. trasv. rispetto asse trave	$\alpha$	90	°	
inclin. puntoni cls	$\theta$	45,00	°	
coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	1,00		

Resistenza di calcolo a taglio trazione

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad 717,51 \text{ KN}$$

Resistenza di calcolo a taglio compressione

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad 1906,37 \text{ KN}$$

MANDATARIA:

MANDANTI:



**Resistenza di taglio**

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

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

**717,51 KN**

**VERIFICATA**

Dato l'elevato sforzo di taglio, si introduce apposita armatura in numero di staffe  $\varnothing 12$  a 4 bracci e passo 75mm. Data la struttura piana verificata, le staffe vengono sostituite con spille di uguale diametro e in numero tale da generare una serie di elementi verticali resistenti a taglio pari a quelli generati dalla posa di staffe come sopra progettate. Tale "staffatura" viene portata per una lunghezza di 0,75 metri dagli appoggi.

**14.1.3 Impalcato – flessione**

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 50,00cm

Afi= 8 $\varnothing 20$  = 25,13cmq    Afs=8 $\varnothing 20$  = 25,13cmq

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Verifica C.A. S.L.U. - File: IMPALCATO 2

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **Impalcato**

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	25,13	5
2	25,13	45

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

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

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

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

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

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

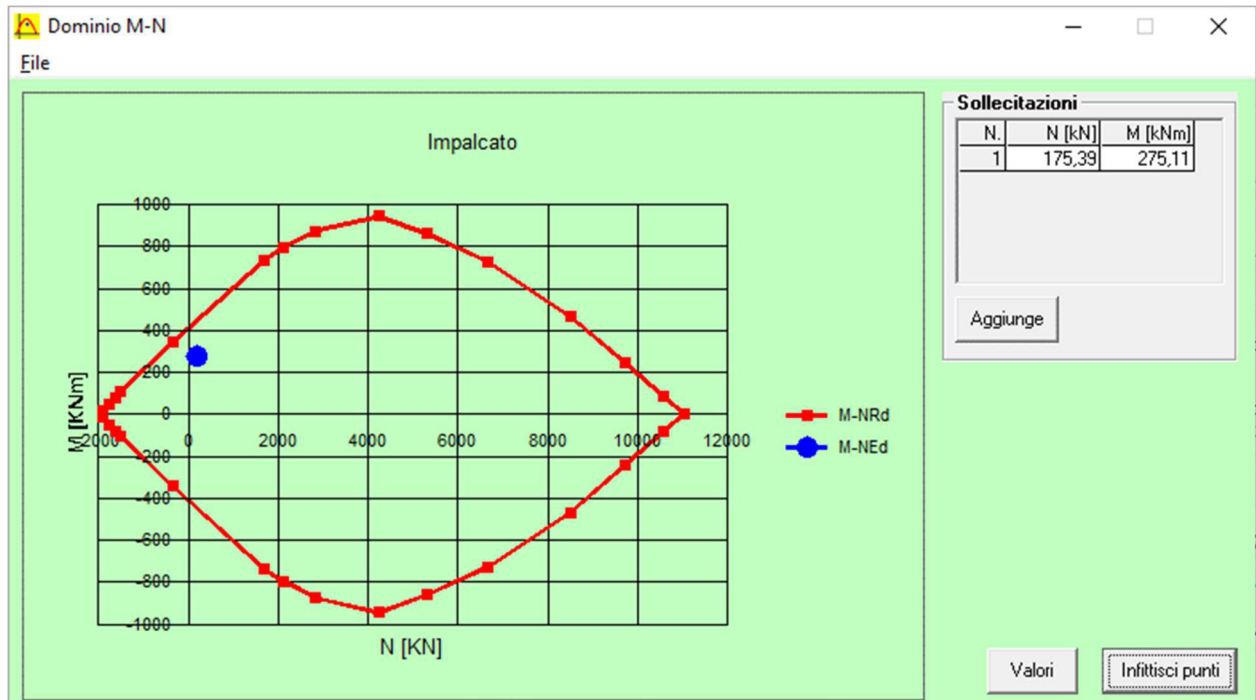
**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta  Devata

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

MANDATARIA:

MANDANTI:



#### 14.1.4 Impalcato – taglio

Verifica a taglio

par. 4.1.2.1.3.2 NTC2008

valore di calcolo dello sforzo normale	$N_{Ed}$	175,39	KN	
Valore di calcolo dello sforzo di taglio	$V_{Ed}$	512,18	KN	
resistenza calcestruzzo	$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>	
	$f_{ck}$	33	N/mm <sup>2</sup>	
coeff. parziale di sicurezza del cls	$\gamma_c$	1,50		
	$f_{cd}$	18,81	N/mm <sup>2</sup>	
resistenza calcestruzzo ridotta	$f'_{cd}$	9,41	N/mm <sup>2</sup>	
resistenza acciaio	$f_{yd}$	391,30	N/mm <sup>2</sup>	
sezione calcestruzzo	$A_c$	500000	mm <sup>2</sup>	
larghezza minima sezione	$b_w$	1000	mm	
altezza utile	$d$	450	mm	
area armatura trasversale	$A_{sw}$	452,39	mm <sup>2</sup>	n° braccia 4
interasse fra armature trasversali	$s$	100	mm	$\phi$ 12
	$\alpha_{cp}$	0,35		
inclin. arm. trasv. rispetto asse trave	$\alpha$	90	°	
inclin. puntoni cls	$\theta$	45,00	°	
coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	1,02		
 Resistenza di calcolo a taglio trazione				
$V_{Rsd}=0.9*d*(A_{sw}/s)*f_{yd}*(ctg\alpha+ctg\theta)*\sin\alpha$		717,51	KN	
 Resistenza di calcolo a taglio compressione				
$V_{Rcd}=0.9*d*b_w*\alpha_c*f'_{cd}*(ctg\alpha+ctg\theta)/(1+ctg^2\theta)$		1941,91	KN	

MANDATARIA:

MANDANTI:

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Resistenza di taglio

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

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

717,51 KN

**VERIFICATA**

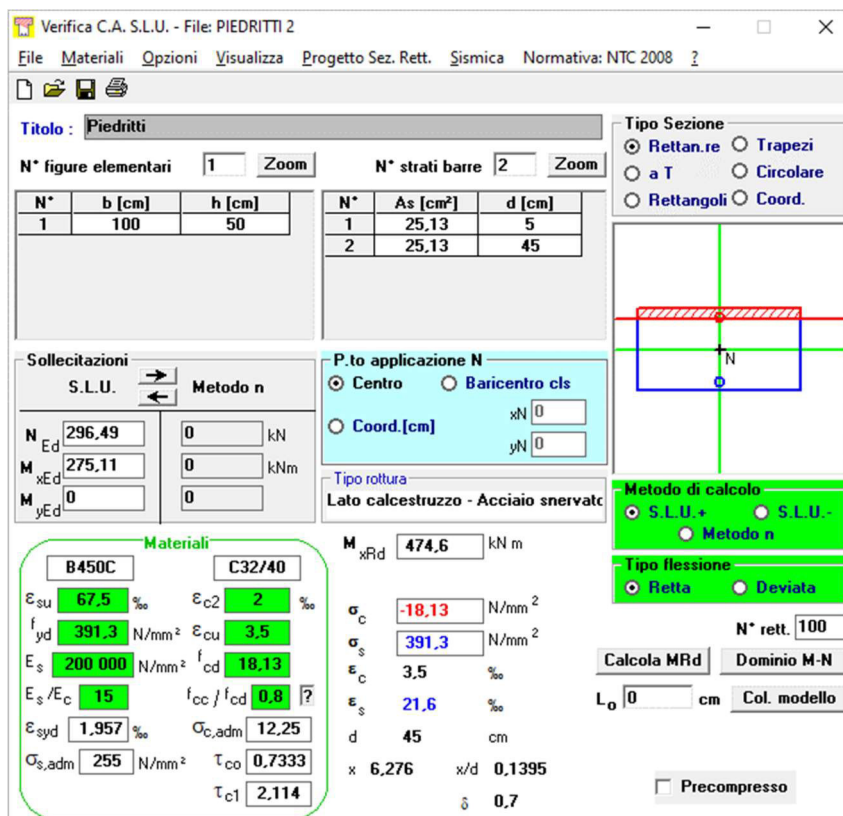
Dato l'elevato sforzo di taglio, si introduce apposita armatura in numero di staffe  $\emptyset 12$  a 4 bracci e passo 75mm. Data la struttura piana verificata, le staffe vengono sostituite con spille di uguale diametro e in numero tale da generare una serie di elementi verticali resistenti a taglio pari a quelli generati dalla posa di staffe come sopra progettate. Tale "staffatura" viene portata per una lunghezza di 0,75 metri dagli appoggi.

**14.1.5 Piedritti – flessione**

Base sezione B= 100,00cm

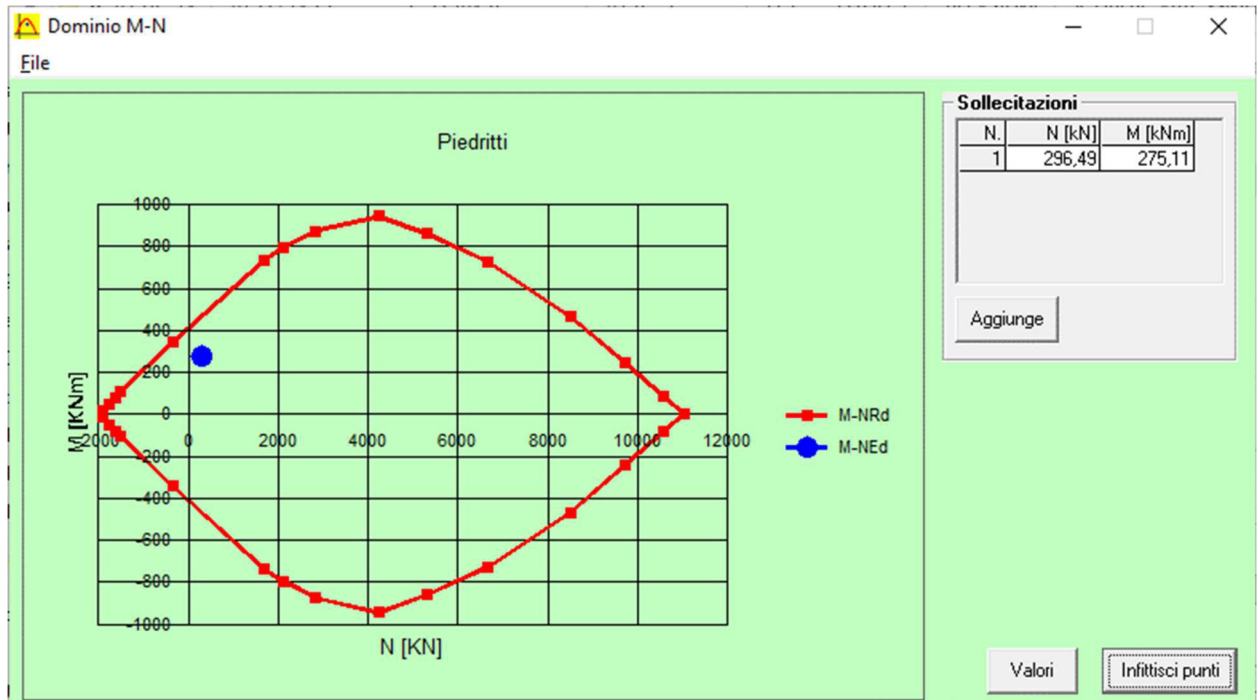
Altezza sezione H= 50,00cm

$$A_{fi} = 8\emptyset 20 = 25,13\text{cm}^2 \quad A_{fs} = 8\emptyset 20 = 25,13\text{cm}^2$$



MANDATARIA:

MANDANTI:



### 14.1.6 Piedritti – taglio

#### Verifica a taglio

par. 4.1.2.1.3.2 NTC2008

valore di calcolo dello sforzo normale	$N_{Ed}$	175,39	KN	
Valore di calcolo dello sforzo di taglio	$V_{Ed}$	512,18	KN	
resistenza calcestruzzo	$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>	
	$f_{ck}$	33	N/mm <sup>2</sup>	
coeff. parziale di sicurezza del cls	$\gamma_c$	1,50		
	$f_{cd}$	18,81	N/mm <sup>2</sup>	
resistenza calcestruzzo ridotta	$f'_{cd}$	9,41	N/mm <sup>2</sup>	
resistenza acciaio	$f_{yd}$	391,30	N/mm <sup>2</sup>	
sezione calcestruzzo	$A_c$	500000	mm <sup>2</sup>	
larghezza minima sezione	$b_w$	1000	mm	
altezza utile	$d$	450	mm	
area armatura trasversale	$A_{sw}$	452,39	mm <sup>2</sup>	n°braccia 4
interasse fra armature trasversali	$s$	100	mm	$\phi$ 12
	$\sigma_{cp}$	0,35		
inclin. arm. trasv. rispetto asse trave	$\alpha$	90	°	
inclin. puntoni cls	$\theta$	45,00	°	
coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	1,02		
Resistenza di calcolo a taglio trazione				
$V_{Rsd}=0.9*d*(A_{sw}/s)*f_{yd}*(ctg\alpha+ctg\theta)*\sin\alpha$		717,51	KN	

Resistenza di calcolo a taglio compressione

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

1941,91 KN

**Resistenza di taglio**

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

**717,51 KN**

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

**VERIFICATA**

Dato l'elevato sforzo di taglio, si introduce apposita armatura in numero di staffe  $\emptyset 12$  a 4 bracci e passo 75mm. Data la struttura piana verificata, le staffe vengono sostituite con spille di uguale diametro e in numero tale da generare una serie di elementi verticali resistenti a taglio pari a quelli generati dalla posa di staffe come sopra progettate. Tale "staffatura" viene portata per una lunghezza di 0,75 metri dagli appoggi.

## 14.2 VERIFICHE SLE

### 14.2.1 Impalcato

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 50,00cm

Afi= 8 $\emptyset 20$  = 25,13cmq    Afs=8 $\emptyset 20$  = 25,13cmq

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	198,8	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	450	[mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	2513	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	2513	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	132,89	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	483226549	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt}$	19,92	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	5,47	<b>[MPa]</b>

RELAZIONE DI CALCOLO

Tensione nell'armatura tesa	$\sigma_s$	195,69 [MPa]
-----------------------------	------------	--------------

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	181,1 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	500 [-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [-]
Copriferro	d'	50 [-]
Altezza utile della sezione	d'	450 [-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	2513 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	2513 [mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	132,89 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	483226549 [mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q,p}$	14,94 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360 [MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>4,98 [MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>178,30 [MPa]</b>

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	450 [mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	2513 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	2513 [mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	100 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	$s_{rif,max}$	300 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b><math>M_{Ed,q,p}</math></b>	<b>181,13 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	132,89 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	178,30 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	122,369983 [mm]

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	122369,983 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,02054 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	5,94 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000553 [-]
		0,000553 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	20,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5 [-]
	$k_3$	3,4 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	335,54 [mm]
		335,54 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0,1855 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0,2 [mm]</b>
<b>Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente</b>		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	<b><math>M_{Ed,freq.}</math></b>	<b>190,45 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	$x$	132,89 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	187,47 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	122,369983 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	122369,983 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,02054 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	5,94 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000599 [-]
		0,000599 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	20,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5 [-]
	$k_3$	3,4 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	335,54 [mm]
		335,54 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0,2009 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0,3 [mm]</b>

DEFORMABILITA'

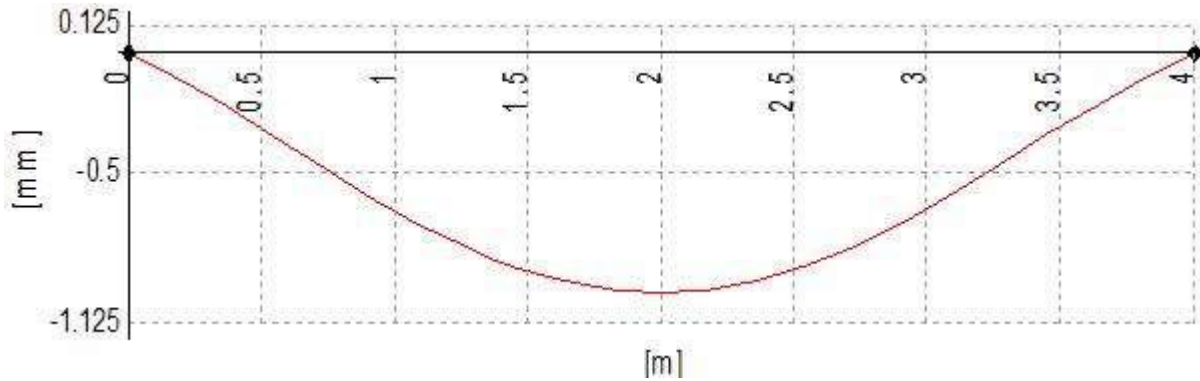
MANDATARIA:

MANDANTI:



**RELAZIONE DI CALCOLO**

Asta Nodi	Sezione	Jx [cm <sup>4</sup> ]	Jy [cm <sup>4</sup> ]
26 - 28	1 Rett. Impalcato B 100 H 50 [cm]	4166667	1041667



Lunghezza dell'asta 4.00 [m]

Freccia massima nel piano 1-2 combinazione 1: -1.0 [mm] VERIFICATO

Freccia massima nel piano 1-3 combinazione 1: -0.0 [mm]

Rapporto f/L nel piano 1-2 1/-3982

Rapporto f/L nel piano 1-3 1/∞

**14.2.2 Piedritti**

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 50,00cm

Afi= 8Ø20 = 25,13cmq Afs=8Ø20 = 25,13cmq

**DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS**

**Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica**

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M <sub>Ed</sub>	198,8	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	450	[mm]
Area dell'armatura tesa	A <sub>s</sub>	2513	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A' <sub>s</sub>	2513	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	132,89	[mm]

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	483226549	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt}$	19,92	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>5,47</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>195,69</b>	<b>[MPa]</b>

**DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS**

**Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente**

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	181,1	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	500	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	450	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	2513	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	2513	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	132,89	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	483226549	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,94	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>4,98</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>178,30</b>	<b>[MPa]</b>

**CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS**

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	450	[mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	2513	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	2513	[mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	100	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	$S_{rif,max}$	300	[mm]
<b>Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente</b>			
<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	$M_{Ed,q.p.}$	<b>181,13</b>	<b>[kNm]</b>
Durata del carico		lunga	[-]

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	X	132,89	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	178,30	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	122,369983	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	122369,983	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,02054	[-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	5,94	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000553	[-]
		0,000553	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	20,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5	[-]
	$k_3$	3,4	[-]
	$k_4$	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	335,54	[mm]
		335,54	[mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0,1855</b>	<b>[mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0,2</b>	<b>[mm]</b>
<b>Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente</b>			
<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	<b><math>M_{Ed,freq.}</math></b>	<b>190,45</b>	<b>[kNm]</b>
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	X	132,89	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	187,47	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	122,369983	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	122369,983	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,02054	[-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	5,94	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000599	[-]
		0,000599	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	20,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5	[-]
	$k_3$	3,4	[-]
	$k_4$	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	335,54	[mm]
		335,54	[mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0,2009</b>	<b>[mm]</b>

**Ampiezza massima delle fessure**  $w_{max}$  **0,3** [mm]

### 14.2.3 Soletta fondazione

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 50,00cm

Afi= 8Ø20 = 25,13cmq Afs=8Ø20 = 25,13cmq

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	176,9	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	450	[mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	2513	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	2513	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	132,89	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	483226549	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt}$	19,92	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>4,86</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>174,08</b>	<b>[MPa]</b>

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	160,4	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	500	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	450	[-]

RELAZIONE DI CALCOLO

Area dell'armatura tesa	As	2513	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A's	2513	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	132,89	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	483226549	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,94	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>4,41</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>157,88</b>	<b>[MPa]</b>

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	450	[mm]
Area dell'armatura tesa	As	2513	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A's	2513	[mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	100	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	$s_{rif,max}$	300	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b><math>M_{Ed,q.p.}</math></b>	<b>160,39</b>	<b>[kNm]</b>
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	132,89	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	157,88	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_f$	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	122,369983	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	122369,983	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,02054	[-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	5,94	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000451	[-]
		0,000474	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	20,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5	[-]
	$k_3$	3,4	[-]
	$k_4$	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	335,54	[mm]

**RELAZIONE DI CALCOLO**

		335,54	[mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>W<sub>k</sub></b>	<b>0,1589</b>	<b>[mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>W<sub>max</sub></b>	<b>0,2</b>	<b>[mm]</b>
<b>Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente</b>			
<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	<b>M<sub>Ed,freq.</sub></b>	<b>168,4</b>	<b>[kNm]</b>
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	132,89	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	165,76	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,1	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>1</sub>	0,4	[-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	122,369983	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	122369,983	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0,02054	[-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	5,94	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	0,000490	[-]
		0,000497	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	20,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0,5	[-]
	k <sub>3</sub>	3,4	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	335,54	[mm]
		335,54	[mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>W<sub>k</sub></b>	<b>0,1669</b>	<b>[mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>W<sub>max</sub></b>	<b>0,3</b>	<b>[mm]</b>

### 14.3 VERIFICHE SLO

La normativa NTC2008 prescrive, per le costruzioni che ricadono in classe d'uso IV, verifiche di rigidezza allo stato limite di operatività.

Data la difficoltà di inserire la struttura in esame tra le categorie elencate al 7.3.7.2 delle NTC2008, si è deciso, in via cautelativa, di verificare suddetto stato limite con il valore di controllo più basso, ossia  $d_r < 0,005h$ , ulteriormente moltiplicato per 2/3 così come richiesto.

In definitiva il valore massimo di spostamento ammissibile è:

$$d_r = 0,005 \cdot h \cdot 2/3 = 0,005 \cdot 2400 \cdot 2/3 = 8,00 \text{ mm}$$

Massimi spostamenti differenziali orizzontali

- Fattore moltiplicativo spostamenti dovuti al sisma b 1
- c 1
- Controllo degli spostamenti di interpiano dU inferiore a 0.0033 H

Nelle combinazioni SLD b è moltiplicato per  $q_{SLD}=1.00$

$U_x$		$U_y$		$U_z$		$ U_{xyz} $		
Nodi	$U_x$ [mm]	Nodi	$U_y$ [mm]	Nodi	$U_z$ [mm]	Nodi	$ U_{xyz} $ [mm]	
9	27-28	0.6	25-26	0.0	27-28	-0.0	27-28	0.6

Lo spostamento nella direzione di verifica risulta essere di 0.6mm, nettamente inferiore ai limiti normativi.

## 15 ALLEGATO – TABULATI DI CALCOLO SCATOLARE SEZIONE 2

### 15.1 DATI RELATIVI AI NODI DELLA STRUTTURA

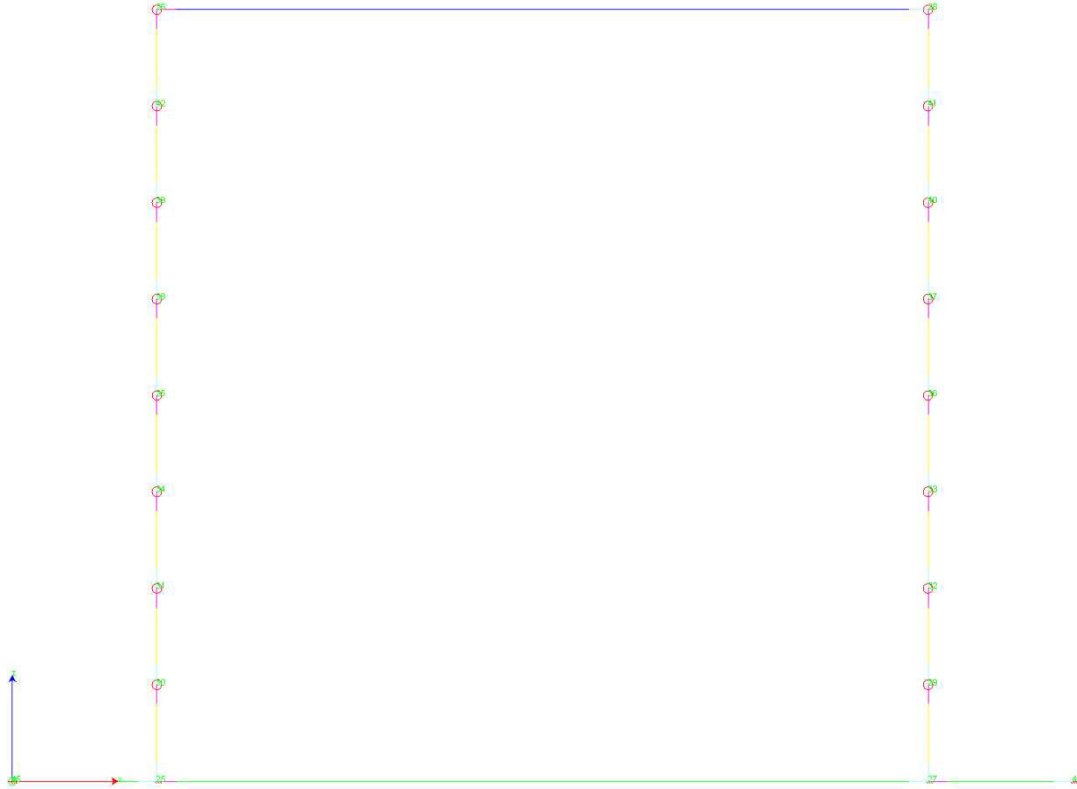


Figura 15-1 "Schema strutturale a fili"



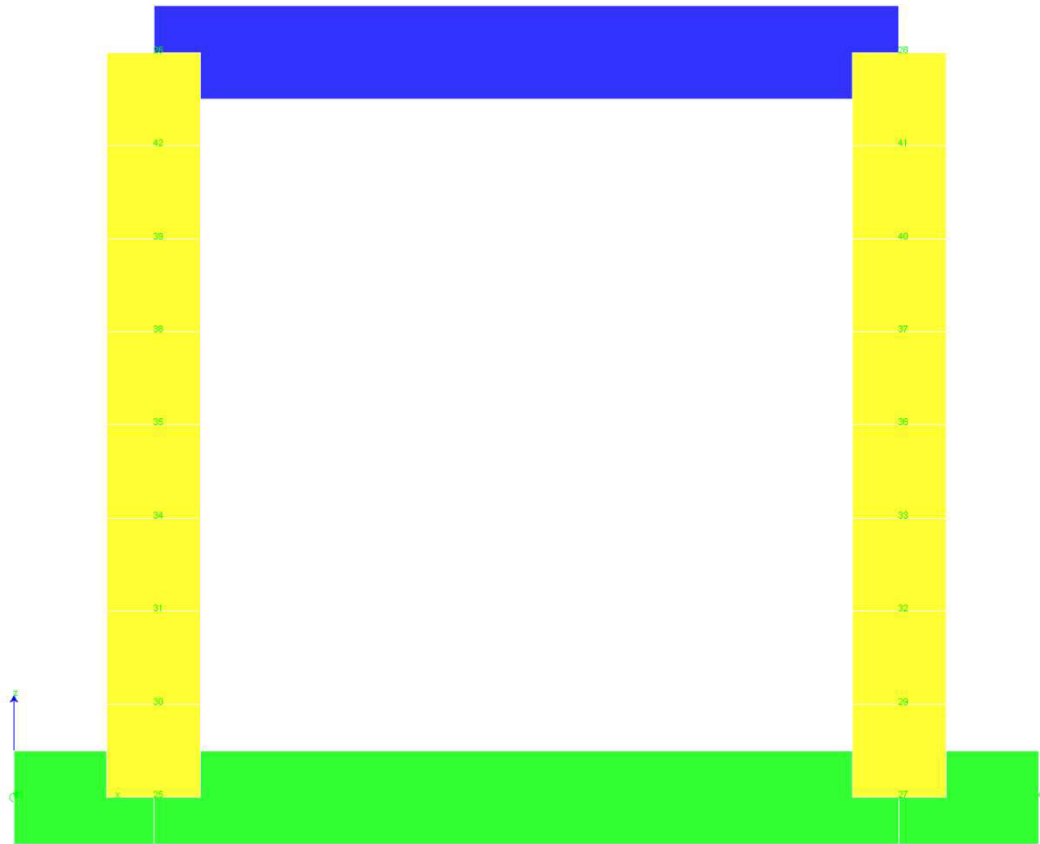


Figura 15-2"Schema strutturale solido"

#### Convenzioni adottate

La terna di riferimento generale è destrorsa.

I nodi vengono numerati, con riferimento a una sezione orizzontale, da sinistra a destra, dal basso verso l'alto e per quote crescenti.

L'impalcato di appartenenza di un nodo è definito, in generale, dalla prima delle tre cifre che ne definiscono il numero, possono tuttavia presentarsi casi in cui si hanno più di 100 nodi per solaio nel qual caso il solaio di appartenenza è specificato dall'ultimo valore stampato nella riga dei dati relativi al nodo.

La maschera dei vincoli è costituita dai valori 0 e 1. Il valore 1 indica che per il nodo in riferimento il grado di libertà correlativo è soppresso mentre il valore 0 indica che è libero.

Nel caso di edifici civili multipiano l'asse z generale coincide con l'asse verticale rivolto verso l'alto.

#### Nodi

Nodo	x [m]	y [m]	z [m]	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	Solaio
25	0.00	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
26	0.00	0.00	4.00	0	0	0	0	0	0	0
27	4.00	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
28	4.00	0.00	4.00	0	0	0	0	0	0	0

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Nodo	x [m]	y [m]	z [m]	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	Solaio
29	4.00	0.00	0.50	0	0	0	0	0	0	0
30	0.00	0.00	0.50	0	0	0	0	0	0	0
31	0.00	0.00	1.00	0	0	0	0	0	0	0
32	4.00	0.00	1.00	0	0	0	0	0	0	0
33	4.00	0.00	1.50	0	0	0	0	0	0	0
34	0.00	0.00	1.50	0	0	0	0	0	0	0
35	0.00	0.00	2.00	0	0	0	0	0	0	0
36	4.00	0.00	2.00	0	0	0	0	0	0	0
37	4.00	0.00	2.50	0	0	0	0	0	0	0
38	0.00	0.00	2.50	0	0	0	0	0	0	0
39	0.00	0.00	3.00	0	0	0	0	0	0	0
40	4.00	0.00	3.00	0	0	0	0	0	0	0
41	4.00	0.00	3.50	0	0	0	0	0	0	0
42	0.00	0.00	3.50	0	0	0	0	0	0	0
44	4.75	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
45	-0.75	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0

## 15.2 ELEMENTI TIPO TRAVE

Convenzioni adottate

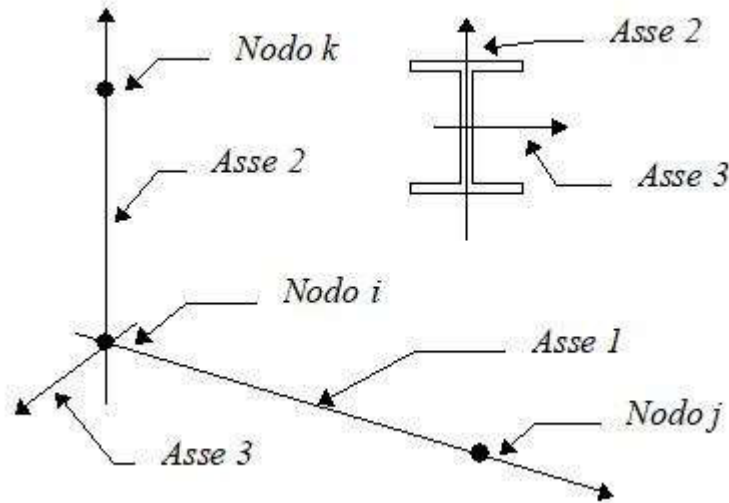
Ogni elemento tipo trave viene identificato da:

Il nodo iniziale **i**;

Il nodo finale **j**;

Il nodo **k** che definisce l'orientamento nello spazio della terna riferimento locale dell'elemento.

La terna di riferimento locale delle travi risulta essere così disposta:



Vengono riportati i valori di efficacia dei vincoli alle estremità dello elemento (variabili fra 0 e 100%), nei due piani **1-2** e **1-3** della trave in corrispondenza dei nodi, dando quindi la possibilità di considerare aste non perfettamente incastrate (coefficienti **Vi12, Vj12, Vi13, Vj13**).

Caratteristiche dei Materiali:

Tipo	Modulo Elastico [MPa]	$\nu$	alfa [1/°C]	Peso Specifico [KN/m³]	Commento
1	30000.000	0.120	0.000012	25.00	Calcestruzzo
2	210000.003	0.330	0.000012	78.50	Acciaio

Sezioni Impiegate:

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali Commenti
1	1	Rett.	B= 100 H= 50 [cm] Impalcato

Caratteristiche Inerziali:

Sezione	Materiale	Area [mm²]	Jt [cm⁴]	J2 [cm⁴]	J3 [cm⁴]	J23 [cm⁴]	Xx	Xy
1	1	500000	2860465	1041667	4166667	0	1.2	1.2

Dal Nodo	Al Nodo	Nodo k	Luce [m]	Materiale	Sezione	Fixity factors	Rigid-end [m]
-------------	------------	-----------	-------------	-----------	---------	----------------	------------------

MANDATARIA:

MANDANTI:

**RELAZIONE DI CALCOLO**

						$V_{i12}$	$V_{j12}$	$V_{i13}$	$V_{j13}$	$N_i$	$N_j$	$T_i$	$T_j$	$d_{ri}$	$d_{rj}$
26	28	10000	4.00	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00

**15.3 ELEMENTO TIPO PILASTRO**

Convenzioni adottate

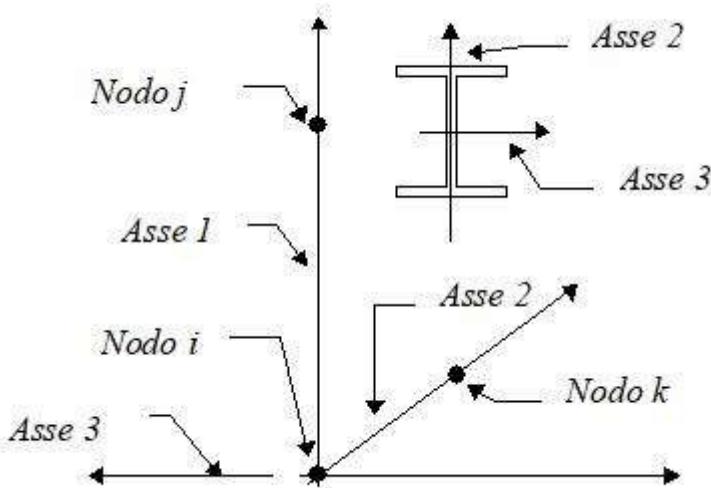
Ogni elemento tipo pilastro viene identificato da:

Il nodo iniziale  $i$ ;

Il nodo finale  $j$ ;

Il nodo  $k$  che definisce l'orientamento nello spazio della terna riferimento locale dell'elemento.

La terna di riferimento locale del pilastro risulta quindi essere così disposta:



Sistema di riferimento locale

Vengono riportati i valori di efficacia dei vincoli flessionali alle estremità dell'elemento (variabili fra lo 0% e il 100%), nei due piani 1-2 e 1-3 del pilastro in corrispondenza dei nodi, dando quindi la possibilità di considerare aste non perfettamente incastrate alle estremità (coefficienti  $V_{i12}$  -  $V_{j12}$  -  $V_{i13}$  -  $V_{j13}$ ).

In generale, se non diversamente disposto, l'asse 2 coincide, per i pilastri, con l'asse  $y$  globale e pertanto la disposizione della sezione coincide con quella che si avrebbe in una vista in pianta.

Caratteristiche dei Materiali:

Tipo	Modulo Elastico [MPa]	$\nu$	alfa [1/°C]	Peso Specifico [KN/m³]	Commento
1	30000.000	0.120	0.000012	25.00	Calcestruzzo
2	210000.003	0.330	0.000012	78.50	Acciaio

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Sezioni Impiegate:

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali Commenti
1	1	Rett.	B= 100 H= 50 [cm] Piedritti

Caratteristiche Inerziali:

Sezione	Materiale	Area [mm <sup>2</sup> ]	Jt [cm <sup>4</sup> ]	J2 [cm <sup>4</sup> ]	J3 [cm <sup>4</sup> ]	J23 [cm <sup>4</sup> ]	Xx	Xy
1	1	500000	2860465	1041667	4166667	0	1.2	1.2

Dal Nodo	Al Nodo	Nodo k	Luce [m]	Materiale	Sezione	Fixity factors								Rigid-end [m]		
						V <sub>i12</sub>	V <sub>j12</sub>	V <sub>i13</sub>	V <sub>j13</sub>	N <sub>i</sub>	N <sub>j</sub>	T <sub>i</sub>	T <sub>j</sub>	d <sub>ri</sub>	d <sub>rj</sub>	
30	25	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
31	30	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
34	31	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
35	34	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
38	35	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
39	38	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
42	39	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
26	42	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
29	27	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
32	29	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
33	32	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
36	33	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
37	36	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
40	37	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
41	40	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
28	41	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00

#### 15.4 ELEMENTO TIPO TRAVE SU SUOLO ALLA WINKLER

Convenzioni adottate

Ogni elemento tipo trave su suolo alla Winkler viene identificato da:

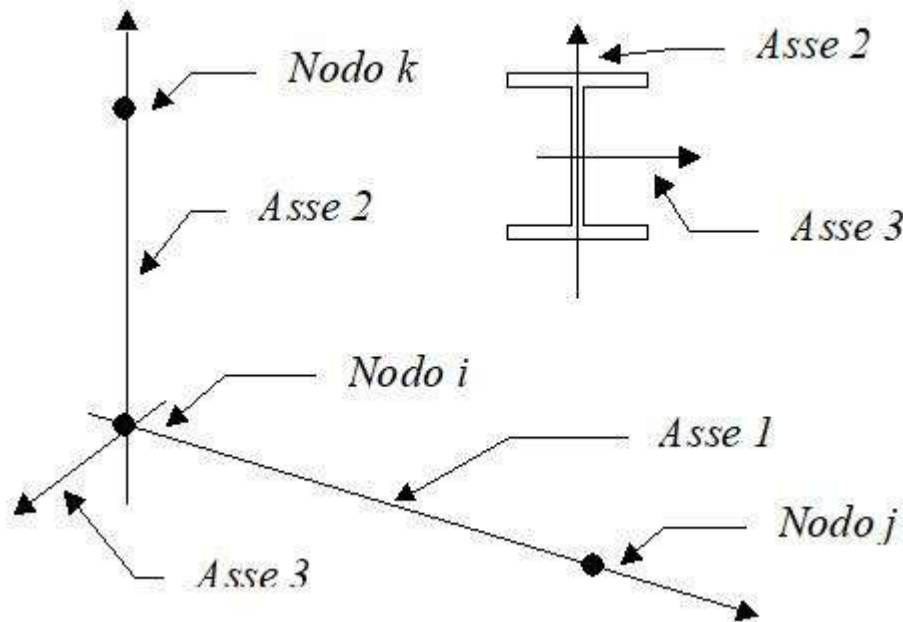
Il nodo iniziale  $i$ ;

il nodo finale  $j$ ;

il nodo  $k$  che definisce l'orientamento nello spazio della terna riferimento locale dell'elemento.

La terna di riferimento locale della trave risulta essere così disposta:

**RELAZIONE DI CALCOLO**



La modellazione del terreno sul quale agiscono le travi è alla Winkler e pertanto particolare attenzione va riposta ai casi in cui le travi inducano sul terreno zone di trazione poichè, in tal caso, la modellazione stessa cade in difetto.

Caratteristiche dei Materiali:

Tipo	Modulo Elastico [MPa]	$\nu$	alfa [1/°C]	Peso Specifico [KN/m³]	Commento
1	30000.000	0.120	0.000012	25.00	Calcestruzzo
2	210000.003	0.330	0.000012	78.50	Acciaio

Numero	k Winkler [kg/cm³]	E [MPa]	$\nu$	Commento
1	5.0	0.100	0.10	Default

Sezioni Impiegate:

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali Commenti
1	1	Rett.	B= 100 H= 50 [cm] Terreno numero 1 Default Soletta

Caratteristiche Inerziali:

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Sezione	Materiale	Area [mm <sup>2</sup> ]	Jt [cm <sup>4</sup> ]	J2 [cm <sup>4</sup> ]	J3 [cm <sup>4</sup> ]	J23 [cm <sup>4</sup> ]	Xx	Xy
1	1	500000	2860465	1041667	4166667	0	1.2	1.2

Travata	Trave	Nodo i	Nodo j	Nodo k	Materiale	Sezione	Luce [m]
0	0	27	44	10001	1	1	0.75
0	0	25	27	10001	1	1	4.00
0	0	45	25	10001	1	1	0.75

## 15.5 CONDIZIONI, COMBINAZIONI E ANALISI SISMICA

### Tipo di analisi Statica + Statica equivalente

Numero di condizioni di carico ... : 7

Numero di combinazioni di carico . : 9

#### Condizione

- 1 G1k\_Strutturale
- 2 G2.1k\_Geo su calotta
- 3 G2.2k\_Spinta a riposo
- 4 Q1\_Veicolo tandem
- 5 Q2\_Veicolo distribuito
- 6 E\_Spinta sismica+X\_SLV
- 7 E\_Spinta sismica+X\_SLO
- 8 Sisma OSLU
- 9 Sisma OSLO

Combinazioni di carico:

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

#### Combinazione di carico numero

- 1 SLU\_TANDEM
- 2 SLU\_DISTRIBUITO

Comb.\Cond	1	2	3	4	5
1	1.35	1.35	1.35	1.5	0.6

MANDATARIA:

MANDANTI:





Comb.\Cond	1	2	3	9
9	1	1	1	1

RISULTATI DELL'ANALISI DINAMICA

$I_s$	raggio d'inerzia polare di piano $I_s = \sqrt{J_p / m}$
$X_g, Y_g, Z_g$	coordinate centro di massa Modale
$D_x, D_y$	eccentricità centro di massa-centro delle rigidezze
$K_{r_{zz}}, K_{t_{tmin}}, K_{t_{max}}$	rigidezze traslanti e torcenti
$r_1, r_2$	raggi giratori d'inerzia ( $r_1 = (K_{r_{zz}} / K_{t_{min}})^{1/2}$ , $r_2 = (K_{r_{zz}} / K_{t_{max}})^{1/2}$ )
$\Delta K_x, \Delta K_y, \Delta K_{\theta z}$	incrementi percentuali di rigidezze ( $\Delta K = (K_i - K_{i-1}) / K_{i-1}$ )
$K_{x_i}, K_{y_i}, K_{\theta z_i}$	rigidezze traslanti e torsionali del piano i-esimo rispetto agli assi globali
R	ordinata dello spettro
Coeff. di Part.	coefficienti di partecipazione (in letteratura $g_{ij}$ )
$ L_i  /  L_1 $	rapporto percentuale fra i fattori di partecipazione del modo i-esimo e del primo modo
$M_{mi} / M_{mtot}$	percentuale massa modale efficace dell'i-esimo modo
$\sum M_{mi} / M_{mtot}$	percentuale cumulativa delle masse modali efficaci
$\phi_{i, U_x}, \phi_{i, U_y}, \phi_{i, \theta z}$	spostamenti modali del nodo master

Modalità di valutazione della risposta modale

Analisi spettrale via Subspace iterator

Smorzamento strutturale 5.0 %

risposta  $S = CQC(S_i)$

segno risposta =  $\text{sign}(\sum S_i)$

Sintesi dei risultati SLV per direzione d'ingresso del sisma.

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [sec]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.00 [°] SLV	2	0.13	64.2	100.0

Autovalori, Periodi Masse Modali efficaci

Risultati angolo di ingresso del sisma: 0.00 [°] SLV

Modo	Periodo [sec]	R	Coefficiente di Partecipazione	% $ L_i  /  L_1 $	Massa Modale	% $M_{mi} / M_{mtot}$	% $\sum M_{mi} / M_{mtot}$
2	0.13	0.692	3.0676313400e+01		9.4103619385e+02	64.2	64.2

**RELAZIONE DI CALCOLO**

5	0.04	0.440	-1.6182443619e+01	52.8	2.6187149048e+02	17.9	82.1
7	0.01	0.353	1.2526027679e+01	40.8	1.5690136719e+02	10.7	92.8
20	0.00	0.325	5.5768070221e+00	18.2	3.1100776672e+01	2.1	94.9
13	0.00	0.331	5.3610825539e+00	17.5	2.8741205215e+01	2.0	96.9
16	0.00	0.329	-3.8628540039e+00	12.6	1.4921641350e+01	1.0	97.9
26	0.00	0.323	3.8551504612e+00	12.6	1.4862185478e+01	1.0	98.9
30	0.00	0.322	2.5951464176e+00	8.5	6.7347850800e+00	0.5	99.4
11	0.01	0.333	-2.4245913029e+00	7.9	5.8786430359e+00	0.4	99.8
34	0.00	0.322	1.6146017313e+00	5.3	2.6069388390e+00	0.2	100.0
38	0.00	0.321	7.7536153793e-01	2.5	6.0118550062e-01	0.0	100.0
22	0.00	0.324	-2.7196237445e-01	0.9	7.3963530362e-02	0.0	100.0
32	0.00	0.322	-9.9381886423e-02	0.3	9.8767597228e-03	0.0	100.0
44	0.00	0.321	-3.2274674624e-02	0.1	1.0416546138e-03	0.0	100.0
46	0.00	0.321	-1.2114102021e-02	0.0	1.4675146667e-04	0.0	100.0
48	0.00	0.320	-5.7185343467e-03	0.0	3.2701635064e-05	0.0	100.0
50	0.00	0.320	2.8445785865e-03	0.0	8.0916270235e-06	0.0	100.0
52	0.00	0.320	1.2072189711e-03	0.0	1.4573776070e-06	0.0	100.0
49	0.00	0.320	-5.7986399042e-06	0.0	3.3624224932e-11	0.0	100.0
51	0.00	0.320	-3.3173073462e-06	0.0	1.1004528018e-11	0.0	100.0
37	0.00	0.321	-2.7735311505e-06	0.0	7.6924751291e-12	0.0	100.0
47	0.00	0.320	2.3514123768e-06	0.0	5.5291400798e-12	0.0	100.0
33	0.00	0.322	-1.7619377104e-06	0.0	3.1044244866e-12	0.0	100.0
43	0.00	0.321	-1.5851431954e-06	0.0	2.5126788671e-12	0.0	100.0
45	0.00	0.321	-6.1399219931e-07	0.0	3.7698641951e-13	0.0	100.0
29	0.00	0.322	-3.5819940081e-07	0.0	1.2830681613e-13	0.0	100.0
31	0.00	0.322	-4.4161062362e-08	0.0	1.9501993404e-15	0.0	100.0
19	0.00	0.325	-5.4413815676e-09	0.0	2.9608632241e-17	0.0	100.0
25	0.00	0.323	2.9091720144e-09	0.0	8.4632818937e-18	0.0	100.0
21	0.00	0.324	-2.5164705875e-09	0.0	6.3326242816e-18	0.0	100.0
15	0.00	0.329	-7.9565670719e-10	0.0	6.3306960202e-19	0.0	100.0
12	0.00	0.332	4.8608672643e-10	0.0	2.3628031627e-19	0.0	100.0
14	0.00	0.330	-2.6350632787e-10	0.0	6.9435582720e-20	0.0	100.0
10	0.01	0.336	4.2921000087e-11	0.0	1.8422122055e-21	0.0	100.0
4	0.06	0.487	-3.6806668824e-12	0.0	1.3547308696e-23	0.0	100.0
6	0.02	0.365	-5.3956838997e-13	0.0	2.9113404745e-25	0.0	100.0
8	0.01	0.346	-1.4193951326e-15	0.0	2.0146825891e-30	0.0	100.0
17	0.00	0.328	6.1855687410e-16	0.0	3.8261259664e-31	0.0	100.0
23	0.00	0.324	-2.9180255916e-16	0.0	8.5148731808e-32	0.0	100.0
27	0.00	0.322	-1.7788084969e-16	0.0	3.1641595471e-32	0.0	100.0

**RELAZIONE DI CALCOLO**

35	0.00	0.322	-1.3799016391e-16	0.0	1.9041284915e-32	0.0	100.0
39	0.00	0.321	-7.7145438113e-17	0.0	5.9514187976e-33	0.0	100.0
41	0.00	0.321	3.6284294113e-17	0.0	1.3165499995e-33	0.0	100.0
1	0.49	0.700	1.9816744428e-17	0.0	3.9270336709e-34	0.0	100.0
40	0.00	0.321	1.8335055502e-17	0.0	3.3617425702e-34	0.0	100.0
9	0.01	0.344	-9.5602449815e-18	0.0	9.1398284580e-35	0.0	100.0
42	0.00	0.321	-8.6430207962e-18	0.0	7.4701810777e-35	0.0	100.0
36	0.00	0.322	7.8425316477e-18	0.0	6.1505302526e-35	0.0	100.0
18	0.00	0.327	-5.3873934152e-18	0.0	2.9024008760e-35	0.0	100.0
24	0.00	0.324	-2.5344851192e-18	0.0	6.4236145799e-36	0.0	100.0
28	0.00	0.322	2.2443804706e-18	0.0	5.0372436885e-36	0.0	100.0
3	0.06	0.495	-1.2450708104e-18	0.0	1.5502012911e-36	0.0	100.0

Spettro in accordo con TU 2008

- Tombino km 6+130 Lotto 1 Longitudine 14.6763 Latitudine 36.9836
- Tipo di Terreno A
- Coefficiente di amplificazione topografica ( $S_T$ ) 1.0000
- Vita nominale della costruzione ( $V_N$ ) 50.0 anni
- Classe d'uso II coefficiente  $C_U$  2.0
- Classe di duttilità impostata Non Dissipativa
- Fattore di struttura massimo, C, per sisma orizzontale 1.00 ( $q_0 = C \alpha_u / \alpha_1$ )
- Fattore di duttilità  $\alpha_u / \alpha_1$  per sisma orizzontale 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza  $K_R$  1.00
- Fattore riduttivo per la presenza di setti  $K_W$  1.00
- Fattore di struttura q per sisma orizzontale 1.00
- Fattore di struttura q per sisma verticale 1.00
- Smorzamento Viscoso ( 0.05 = 5% ) 0.05

TU 2008 SLV H

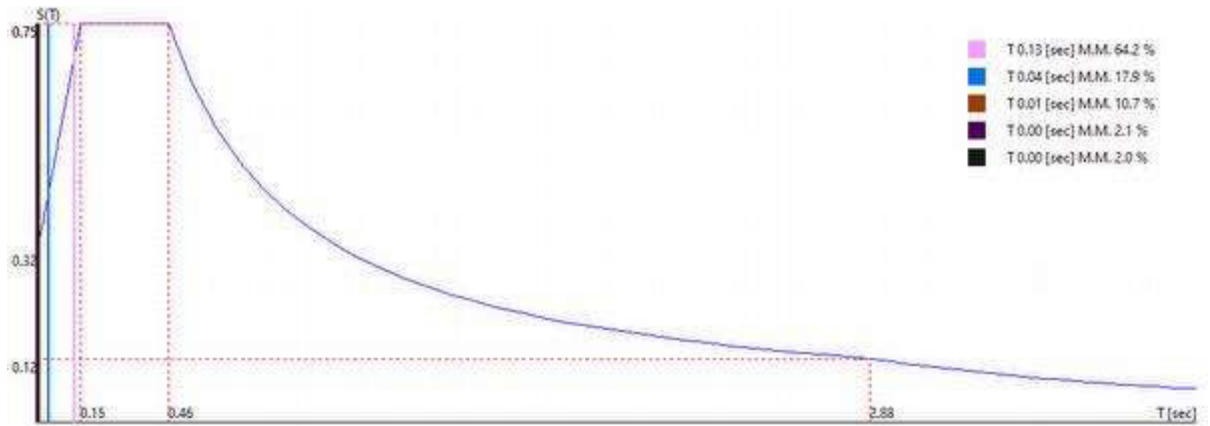
- Probabilità di superamento ( $P_{VR}$ ) 10.0 e periodo di ritorno ( $T_R$ ) 949 (anni)
- $S_s$  1.000

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

- $T_B$  0.15 [sec]
- $T_C$  0.46 [sec]
- $T_D$  2.88 [sec]
- $a_g/g$  0.3188
- $F_0$  2.3589
- $T_C^*$  0.4564



0.00 [°] SLV

Sintesi dei risultati SLO per direzione d'ingresso del sisma.

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [sec]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.00 [°] SLO	2	0.13	64.2	100.0

Autovalori, Periodi Masse Modali efficaci

Risultati angolo di ingresso del sisma: 0.00 [°] SLO

Modo	Periodo [sec]	R	Coefficiente di Partecipazione	% $ L_i / L_1 $	Massa Modale	% $M_{mi}/M_{mtot}$	% $\Sigma M_{mi}/M_{mtot}$
2	0.13	0.152	3.0676313400e+01		9.4103619385e+02	64.2	64.2
5	0.04	0.104	-1.6182443619e+01	52.8	2.6187149048e+02	17.9	82.1
7	0.01	0.073	1.2526027679e+01	40.8	1.5690136719e+02	10.7	92.8
20	0.00	0.063	5.5768070221e+00	18.2	3.1100776672e+01	2.1	94.9
13	0.00	0.065	5.3610825539e+00	17.5	2.8741205215e+01	2.0	96.9
16	0.00	0.064	-3.8628540039e+00	12.6	1.4921641350e+01	1.0	97.9
26	0.00	0.062	3.8551504612e+00	12.6	1.4862185478e+01	1.0	98.9
30	0.00	0.062	2.5951464176e+00	8.5	6.7347850800e+00	0.5	99.4
11	0.01	0.066	-2.4245913029e+00	7.9	5.8786430359e+00	0.4	99.8

MANDATARIA:

MANDANTI:

**RELAZIONE DI CALCOLO**

34	0.00	0.062	1.6146017313e+00	5.3	2.6069388390e+00	0.2	100.0
38	0.00	0.062	7.7536153793e-01	2.5	6.0118550062e-01	0.0	100.0
22	0.00	0.063	-2.7196237445e-01	0.9	7.3963530362e-02	0.0	100.0
32	0.00	0.062	-9.9381886423e-02	0.3	9.8767597228e-03	0.0	100.0
44	0.00	0.062	-3.2274674624e-02	0.1	1.0416546138e-03	0.0	100.0
46	0.00	0.061	-1.2114102021e-02	0.0	1.4675146667e-04	0.0	100.0
48	0.00	0.061	-5.7185343467e-03	0.0	3.2701635064e-05	0.0	100.0
50	0.00	0.061	2.8445785865e-03	0.0	8.0916270235e-06	0.0	100.0
52	0.00	0.061	1.2072189711e-03	0.0	1.4573776070e-06	0.0	100.0
49	0.00	0.061	-5.7986399042e-06	0.0	3.3624224932e-11	0.0	100.0
51	0.00	0.061	-3.3173073462e-06	0.0	1.1004528018e-11	0.0	100.0
37	0.00	0.062	-2.7735311505e-06	0.0	7.6924751291e-12	0.0	100.0
47	0.00	0.061	2.3514123768e-06	0.0	5.5291400798e-12	0.0	100.0
33	0.00	0.062	-1.7619377104e-06	0.0	3.1044244866e-12	0.0	100.0
43	0.00	0.062	-1.5851431954e-06	0.0	2.5126788671e-12	0.0	100.0
45	0.00	0.061	-6.1399219931e-07	0.0	3.7698641951e-13	0.0	100.0
29	0.00	0.062	-3.5819940081e-07	0.0	1.2830681613e-13	0.0	100.0
31	0.00	0.062	-4.4161062362e-08	0.0	1.9501993404e-15	0.0	100.0
19	0.00	0.063	-5.4413815676e-09	0.0	2.9608632241e-17	0.0	100.0
25	0.00	0.062	2.9091720144e-09	0.0	8.4632818937e-18	0.0	100.0
21	0.00	0.063	-2.5164705875e-09	0.0	6.3326242816e-18	0.0	100.0
15	0.00	0.064	-7.9565670719e-10	0.0	6.3306960202e-19	0.0	100.0
12	0.00	0.065	4.8608672643e-10	0.0	2.3628031627e-19	0.0	100.0
14	0.00	0.065	-2.6350632787e-10	0.0	6.9435582720e-20	0.0	100.0
10	0.01	0.067	4.2921000087e-11	0.0	1.8422122055e-21	0.0	100.0
4	0.06	0.120	-3.6806668824e-12	0.0	1.3547308696e-23	0.0	100.0
6	0.02	0.077	-5.3956838997e-13	0.0	2.9113404745e-25	0.0	100.0
8	0.01	0.070	-1.4193951326e-15	0.0	2.0146825891e-30	0.0	100.0
17	0.00	0.064	6.1855687410e-16	0.0	3.8261259664e-31	0.0	100.0
23	0.00	0.062	-2.9180255916e-16	0.0	8.5148731808e-32	0.0	100.0
27	0.00	0.062	-1.7788084969e-16	0.0	3.1641595471e-32	0.0	100.0
35	0.00	0.062	-1.3799016391e-16	0.0	1.9041284915e-32	0.0	100.0
39	0.00	0.062	-7.7145438113e-17	0.0	5.9514187976e-33	0.0	100.0
41	0.00	0.062	3.6284294113e-17	0.0	1.3165499995e-33	0.0	100.0
1	0.49	0.084	1.9816744428e-17	0.0	3.9270336709e-34	0.0	100.0
40	0.00	0.062	1.8335055502e-17	0.0	3.3617425702e-34	0.0	100.0
9	0.01	0.070	-9.5602449815e-18	0.0	9.1398284580e-35	0.0	100.0
42	0.00	0.062	-8.6430207962e-18	0.0	7.4701810777e-35	0.0	100.0
36	0.00	0.062	7.8425316477e-18	0.0	6.1505302526e-35	0.0	100.0

RELAZIONE DI CALCOLO

18	0.00	0.064	-5.3873934152e-18	0.0	2.9024008760e-35	0.0	100.0
24	0.00	0.062	-2.5344851192e-18	0.0	6.4236145799e-36	0.0	100.0
28	0.00	0.062	2.2443804706e-18	0.0	5.0372436885e-36	0.0	100.0
3	0.06	0.123	-1.2450708104e-18	0.0	1.5502012911e-36	0.0	100.0

Spettro in accordo con TU 2008

- Tombino km 6+130 Lotto 1 Longitudine 14.6763 Latitudine 36.9836
- Tipo di Terreno A
- Coefficiente di amplificazione topografica ( $S_T$ ) 1.0000
- Vita nominale della costruzione ( $V_N$ ) 50.0 anni
- Classe d'uso II coefficiente  $C_U$  2.0
- Classe di duttilità impostata Non Dissipativa
- Fattore di struttura massimo, C, per sisma orizzontale 1.00 ( $q_0 = C \alpha_u / \alpha_1$ )
- Fattore di duttilità  $\alpha_u / \alpha_1$  per sisma orizzontale 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza  $K_R$  1.00
- Fattore riduttivo per la presenza di setti  $K_W$  1.00
- Fattore di struttura q per sisma orizzontale 1.00
- Fattore di struttura q per sisma verticale 1.00
- Smorzamento Viscoso ( 0.05 = 5% ) 0.05

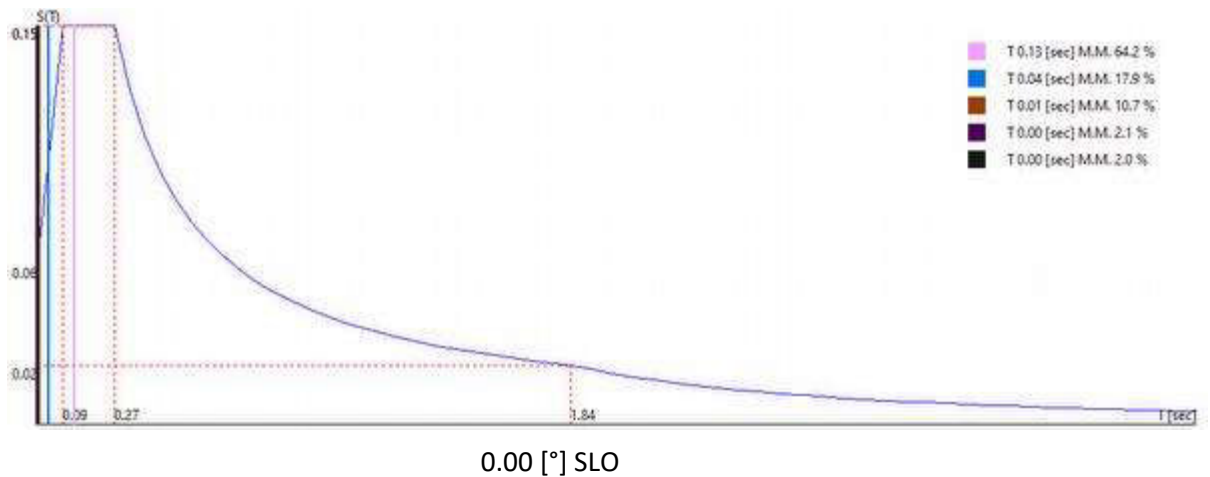
TU 2008 SLO H

- Probabilità di superamento ( $P_{VR}$ ) 81.0 e periodo di ritorno ( $T_R$ ) 60 (anni)
- $S_s$  1.000
- $T_B$  0.09 [sec]
- $T_C$  0.27 [sec]
- $T_D$  1.84 [sec]
- $a_g/g$  0.0607
- $F_o$  2.5023
- $T_C^*$  0.2700

MANDATARIA:

MANDANTI:

**RELAZIONE DI CALCOLO**



**15.6 CARICHI APPLICATI AGLI ELEMENTI**

Convenzioni adottate

I carichi applicati vengono raccolti nella tabella riportata alla fine del paragrafo e si intendono applicati nel sistema di riferimento locale dell'elemento.

Per la lettura della tabella si definiscono:

NodoI, NodoJ

I nodi iniziale/finale dell'asta o lato dell'elemento cui afferisce il carico

L

La distanza fra i suddetti nodi.

$q_{xi}, \dots, q_{zj}$

Le componenti di un carico distribuito costante o variabile linearmente iniziali (indice i) e finale (indice j).

$x_i, x_j$

Le distanze, misurate a partire dal NodoI, dei punti di applicazione dei carichi  $q_{xi}..q_{zj}$  relativi a carichi distribuiti applicati su porzioni di un'asta.

$P_x, \dots, P_z$  xApp

Le componenti di un Carico Concentrato applicato a distanza xApp dal NodoI.

$M_x, \dots, M_z$  xApp

Le componenti di una Coppia Concentrata applicata a distanza xApp dal NodoI.

Var Termica Assiale, ..., Var Termica Farfalla 13

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Le variazioni termiche (Assiali ed a Farfalla) misurate in gradi Celsius.

$m_{xi}, \dots, m_{zj}$

Le componenti di coppie distribuite costanti o variabili lineramente iniziali (indice i) e finale (indice j).

$q_{S_x}, q_{S_y}, q_{S_z}$

carichi, per unità di superficie, applicati su elementi superficiali o facce di elementi solidi

Peso Proprio

Il valore del carico derivante dal peso proprio dell'elemento

Carichi distribuiti

Nodo I	Nodo J	L [m]	Condizione di carico	$x_i$ [m]	$q_{xi}$ [KN/m]	$q_{yi}$ [KN/m]	$q_{zi}$ [KN/m]	$x_j$ [m]	$q_{xj}$ [KN/m]	$q_{yj}$ [KN/m]	$q_{zj}$ [KN/m]
26	28	4.00	1	0.00	0.00	12.50	0.00	4.00	0.00	12.50	0.00
			2	0.00	0.00	160.00	0.00	4.00	0.00	160.00	0.00
			4	0.00	0.00	6.68	0.00	4.00	0.00	6.68	0.00
			5	0.00	0.00	9.00	0.00	4.00	0.00	9.00	0.00
27	44	0.75	1	0.00	0.00	12.50	0.00	0.75	0.00	12.50	0.00
30	25	0.50	1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	-100.00	-0.00	0.50	0.00	-100.00	-0.00
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.50	0.00	-4.00	-0.00
			6	0.00	0.00	-25.00	-0.00	0.50	0.00	-25.00	-0.00
			7	0.00	0.00	-5.00	-0.00	0.50	0.00	-5.00	-0.00
31	30	0.50	1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	-96.00	-0.00	0.50	0.00	-96.00	-0.00
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.50	0.00	-4.00	-0.00
			6	0.00	0.00	-25.00	-0.00	0.50	0.00	-25.00	-0.00
			7	0.00	0.00	-5.00	-0.00	0.50	0.00	-5.00	-0.00
25	27	4.00	1	0.00	0.00	12.50	0.00	4.00	0.00	12.50	0.00
34	31	0.50	1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	-92.00	-0.00	0.50	0.00	-92.00	-0.00
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.50	0.00	-4.00	-0.00
			6	0.00	0.00	-25.00	-0.00	0.50	0.00	-25.00	-0.00
			7	0.00	0.00	-5.00	-0.00	0.50	0.00	-5.00	-0.00
45	25	0.75	1	0.00	0.00	12.50	0.00	0.75	0.00	12.50	0.00
35	34	0.50	1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	-87.00	-0.00	0.50	0.00	-87.00	-0.00
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.50	0.00	-4.00	-0.00



**RELAZIONE DI CALCOLO**

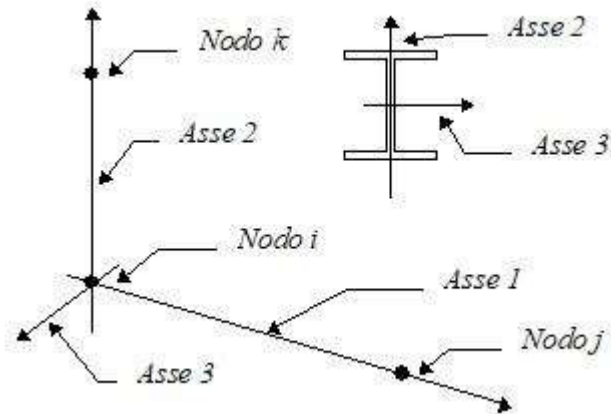
			6	0.00	0.00	-25.00	-0.00	0.50	0.00	-25.00	-0.00
			7	0.00	0.00	-5.00	-0.00	0.50	0.00	-5.00	-0.00
38	35	0.50	1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	-83.00	-0.00	0.50	0.00	-83.00	-0.00
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.50	0.00	-4.00	-0.00
			6	0.00	0.00	-25.00	-0.00	0.50	0.00	-25.00	-0.00
			7	0.00	0.00	-5.00	-0.00	0.50	0.00	-5.00	-0.00
39	38	0.50	1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	-79.00	-0.00	0.50	0.00	-79.00	-0.00
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.50	0.00	-4.00	-0.00
			6	0.00	0.00	-25.00	-0.00	0.50	0.00	-25.00	-0.00
			7	0.00	0.00	-5.00	-0.00	0.50	0.00	-5.00	-0.00
42	39	0.50	1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	-75.00	-0.00	0.50	0.00	-75.00	-0.00
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.50	0.00	-4.00	-0.00
			6	0.00	0.00	-25.00	-0.00	0.50	0.00	-25.00	-0.00
			7	0.00	0.00	-5.00	-0.00	0.50	0.00	-5.00	-0.00
26	42	0.50	1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	-70.00	-0.00	0.50	0.00	-70.00	-0.00
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.50	0.00	-4.00	-0.00
			6	0.00	0.00	-25.00	-0.00	0.50	0.00	-25.00	-0.00
			7	0.00	0.00	-5.00	-0.00	0.50	0.00	-5.00	-0.00
29	27	0.50	1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	100.00	0.00	0.50	0.00	100.00	0.00
32	29	0.50	1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	96.00	0.00	0.50	0.00	96.00	0.00
33	32	0.50	1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	92.00	0.00	0.50	0.00	92.00	0.00
36	33	0.50	1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	87.00	0.00	0.50	0.00	87.00	0.00
37	36	0.50	1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	83.00	0.00	0.50	0.00	83.00	0.00
40	37	0.50	1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	79.00	0.00	0.50	0.00	79.00	0.00
41	40	0.50	1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	75.00	0.00	0.50	0.00	75.00	0.00
28	41	0.50	1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	70.00	0.00	0.50	0.00	70.00	0.00

## 15.7 AZIONI TRAVI

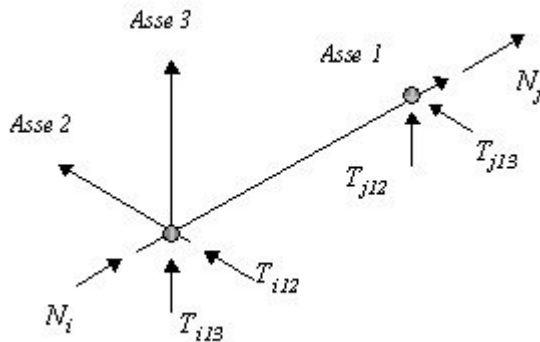
Convenzioni adottate

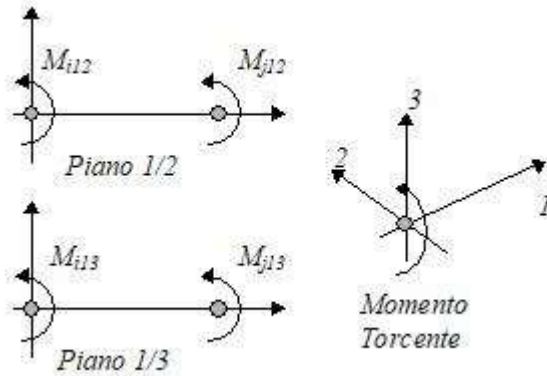
Le sollecitazioni nelle travi sono da intendersi nel sistema di riferimento locale dell'elemento, e si riferiscono all'asta. L'orientamento della trave nello spazio è definito a mezzo del nodo  $K$ .

La terna di riferimento locale dell'asta è così disposta:



Per quanto concerne i segni positivi assunti per le varie componenti di sollecitazione si assumono come positivi i versi e le sollecitazioni se così diretti:





Per ogni trave vengono riportate, nelle varie combinazioni di carico, le componenti di sollecitazione alle estremità dell'asta.

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
1	26	241.15	494.83	-0.00	-0.00	0.00	253.36
	28	-241.15	498.35	0.00	0.00	0.00	-260.40
2	26	245.42	503.38	-0.00	-0.00	0.00	253.45
	28	-245.42	512.18	0.00	0.00	0.00	-271.03
3	26	199.98	302.01	-0.00	-0.00	0.00	103.16
	28	-199.98	387.99	0.00	0.00	0.00	-275.11
4	26	178.30	364.39	-0.00	-0.00	0.00	187.02
	28	-178.30	366.73	0.00	0.00	0.00	-191.71
5	26	181.15	370.09	-0.00	-0.00	0.00	187.08
	28	-181.15	375.95	0.00	0.00	0.00	-198.80
6	26	178.08	361.05	-0.00	-0.00	0.00	185.77
	28	-178.08	363.39	0.00	0.00	0.00	-190.45
7	26	177.43	351.03	-0.00	-0.00	0.00	182.00
	28	-177.43	353.37	0.00	0.00	0.00	-186.69
8	26	175.39	345.00	-0.00	-0.00	0.00	181.13
	28	-175.39	345.00	0.00	0.00	0.00	-181.13
9	26	180.31	335.91	-0.00	-0.00	0.00	164.54
	28	-180.31	354.09	0.00	0.00	0.00	-200.92

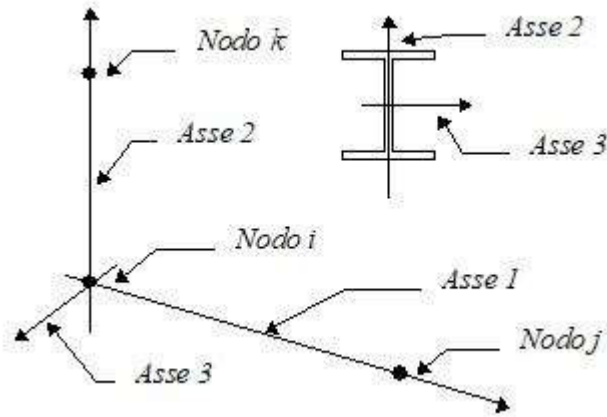
## 15.8 AZIONI PILASTRI

Convenzioni adottate

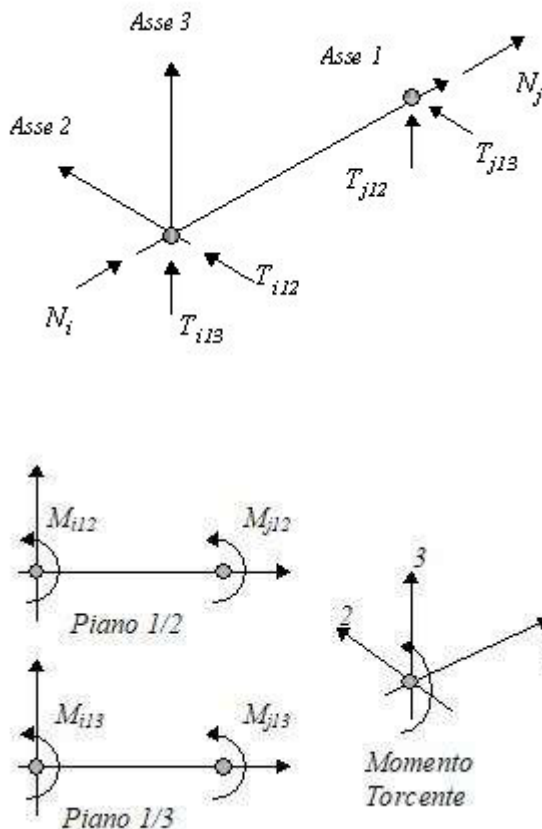
**RELAZIONE DI CALCOLO**

Le sollecitazioni nei pilastri sono da intendersi nel sistema di riferimento locale dell'elemento, e si riferiscono all'asta. L'orientamento del pilastro nello spazio è definito a mezzo del nodo K.

La terna di riferimento locale dell'asta è così disposta:



Per quanto concerne i segni positivi assunti per le varie componenti di sollecitazione si assumono come positivi i versi e le sollecitazioni se così diretti:



**RELAZIONE DI CALCOLO**

Per ogni pilastro vengono riportate, nelle varie combinazioni di carico, le componenti di sollecitazione alle estremità dell'asta.

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
1	30	553.89	160.10	-0.00	0.00	0.00	-71.04
	25	-562.33	-228.80	0.00	-0.00	0.00	168.27
2	30	562.45	168.43	-0.00	0.00	0.00	-78.22
	25	-570.88	-238.93	0.00	-0.00	0.00	180.07
3	30	330.78	211.10	-0.00	0.00	-0.00	-128.21
	25	-337.03	-273.60	0.00	-0.00	0.00	249.34
4	30	408.14	118.30	-0.00	0.00	0.00	-52.01
	25	-414.39	-169.10	0.00	-0.00	0.00	123.86
5	30	413.84	123.85	-0.00	0.00	0.00	-56.80
	25	-420.09	-175.85	0.00	-0.00	0.00	131.73
6	30	404.80	118.52	-0.00	0.00	0.00	-51.52
	25	-411.05	-169.32	0.00	-0.00	0.00	123.48
7	30	394.78	119.17	-0.00	0.00	0.00	-50.04
	25	-401.03	-169.97	0.00	-0.00	0.00	122.33
8	30	388.75	115.61	-0.00	0.00	0.00	-46.52
	25	-395.00	-165.61	0.00	-0.00	0.00	116.83
9	30	376.37	135.36	-0.00	0.00	0.00	-63.73
	25	-382.62	-187.86	0.00	-0.00	0.00	144.53
1	31	545.46	94.10	-0.00	0.00	0.00	-7.49
	30	-553.89	-160.10	0.00	-0.00	-0.00	71.04
2	31	554.01	100.63	-0.00	0.00	0.00	-10.96
	30	-562.45	-168.43	0.00	-0.00	-0.00	78.22
3	31	325.92	150.12	-0.00	0.00	0.00	-38.09
	30	-332.17	-210.62	0.00	-0.00	0.00	128.21
4	31	401.89	69.50	-0.00	0.00	0.00	-5.06
	30	-408.14	-118.30	0.00	-0.00	-0.00	52.01
5	31	407.59	73.85	-0.00	0.00	0.00	-7.38
	30	-413.84	-123.85	0.00	-0.00	-0.00	56.80
6	31	398.55	69.72	-0.00	0.00	0.00	-4.46
	30	-404.80	-118.52	0.00	-0.00	-0.00	51.52
7	31	388.53	70.37	-0.00	0.00	0.00	-2.66
	30	-394.78	-119.17	0.00	-0.00	-0.00	50.04

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
8	31	382.50	67.61	-0.00	0.00	0.00	-0.72
	30	-388.75	-115.61	0.00	-0.00	-0.00	46.52
9	31	370.43	84.76	-0.00	0.00	0.00	-8.74
	30	-376.68	-135.26	0.00	-0.00	-0.00	63.73
1	34	537.02	30.80	-0.00	0.00	0.00	23.74
	31	-545.46	-94.10	0.00	-0.00	-0.00	7.49
2	34	545.57	35.53	-0.00	0.00	0.00	23.08
	31	-554.01	-100.63	0.00	-0.00	-0.00	10.96
3	34	321.04	90.63	-0.00	0.00	0.00	21.72
	31	-327.29	-149.13	0.00	-0.00	-0.00	38.09
4	34	395.64	22.70	-0.00	0.00	0.00	17.98
	31	-401.89	-69.50	0.00	-0.00	-0.00	5.06
5	34	401.34	25.85	-0.00	0.00	0.00	17.55
	31	-407.59	-73.85	0.00	-0.00	-0.00	7.38
6	34	392.30	22.92	-0.00	0.00	0.00	18.69
	31	-398.55	-69.72	0.00	-0.00	-0.00	4.46
7	34	382.28	23.57	-0.00	0.00	0.00	20.83
	31	-388.53	-70.37	0.00	-0.00	-0.00	2.66
8	34	376.25	21.61	-0.00	0.00	0.00	21.59
	31	-382.50	-67.61	0.00	-0.00	-0.00	0.72
9	34	364.48	36.04	-0.00	0.00	0.00	21.38
	31	-370.73	-84.54	0.00	-0.00	-0.00	8.74
1	35	528.58	-29.12	-0.00	0.00	0.00	24.16
	34	-537.02	-30.80	0.00	-0.00	-0.00	-23.74
2	35	537.13	-26.19	-0.00	0.00	0.00	25.42
	34	-545.57	-35.53	0.00	-0.00	-0.00	-23.08
3	35	316.16	33.11	-0.00	0.00	0.00	52.97
	34	-322.41	-89.11	0.00	-0.00	-0.00	-21.72
4	35	389.39	-21.60	-0.00	0.00	0.00	18.26
	34	-395.64	-22.70	0.00	-0.00	-0.00	-17.98
5	35	395.09	-19.65	-0.00	0.00	0.00	19.10
	34	-401.34	-25.85	0.00	-0.00	-0.00	-17.55

MANDATARIA:

MANDANTI:

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
6	35	386.05	-21.38	-0.00	0.00	0.00	19.08
	34	-392.30	-22.92	0.00	-0.00	-0.00	-18.69
7	35	376.03	-20.73	-0.00	0.00	0.00	21.54
	34	-382.28	-23.57	0.00	-0.00	-0.00	-20.83
8	35	370.00	-21.89	-0.00	0.00	0.00	21.52
	34	-376.25	-21.61	0.00	-0.00	-0.00	-21.59
9	35	358.53	-10.29	-0.00	0.00	0.00	27.87
	34	-364.78	-35.71	0.00	-0.00	-0.00	-21.38
1	38	520.14	-86.35	-0.00	0.00	0.00	-4.71
	35	-528.58	29.12	0.00	-0.00	-0.00	-24.16
2	38	528.70	-85.22	-0.00	0.00	0.00	-2.43
	35	-537.13	26.19	0.00	-0.00	-0.00	-25.42
3	38	311.26	-22.92	-0.00	0.00	0.00	54.51
	35	-317.51	-31.08	0.00	-0.00	-0.00	-52.97
4	38	383.14	-63.90	-0.00	0.00	0.00	-3.12
	35	-389.39	21.60	0.00	-0.00	-0.00	-18.26
5	38	388.84	-63.15	-0.00	0.00	0.00	-1.60
	35	-395.09	19.65	0.00	-0.00	-0.00	-19.10
6	38	379.80	-63.68	-0.00	0.00	0.00	-2.19
	35	-386.05	21.38	0.00	-0.00	-0.00	-19.08
7	38	369.78	-63.03	-0.00	0.00	0.00	0.60
	35	-376.03	20.73	0.00	-0.00	-0.00	-21.54
8	38	363.75	-63.39	-0.00	0.00	0.00	0.20
	35	-370.00	21.89	0.00	-0.00	-0.00	-21.52
9	38	352.58	-54.74	-0.00	0.00	0.00	11.40
	35	-358.83	10.74	0.00	-0.00	-0.00	-27.87
1	39	511.71	-140.87	-0.00	0.00	0.00	-61.51
	38	-520.14	86.35	0.00	-0.00	-0.00	4.71
2	39	520.26	-141.54	-0.00	0.00	0.00	-59.12
	38	-528.70	85.22	0.00	-0.00	-0.00	2.43
3	39	306.35	-77.47	-0.00	0.00	0.00	28.67
	38	-312.60	25.47	0.00	-0.00	-0.00	-54.51

MANDATARIA:

MANDANTI:

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
4	39	376.89	-104.20	-0.00	0.00	0.00	-45.14
	38	-383.14	63.90	0.00	-0.00	-0.00	3.12
5	39	382.59	-104.65	-0.00	0.00	0.00	-43.55
	38	-388.84	63.15	0.00	-0.00	-0.00	1.60
6	39	373.55	-103.98	-0.00	0.00	0.00	-44.11
	38	-379.80	63.68	0.00	-0.00	-0.00	2.19
7	39	363.53	-103.33	-0.00	0.00	0.00	-41.00
	38	-369.78	63.03	0.00	-0.00	-0.00	-0.60
8	39	357.50	-102.89	-0.00	0.00	0.00	-41.37
	38	-363.75	63.39	0.00	-0.00	-0.00	-0.20
9	39	346.63	-97.30	-0.00	0.00	0.00	-26.77
	38	-352.88	55.30	0.00	-0.00	-0.00	-11.40
1	42	503.27	-192.70	-0.00	0.00	0.00	-144.90
	39	-511.71	140.87	0.00	-0.00	-0.00	61.51
2	42	511.82	-195.17	-0.00	0.00	0.00	-143.30
	39	-520.26	141.54	0.00	-0.00	-0.00	59.12
3	42	301.43	-130.55	-0.00	0.00	0.00	-24.17
	39	-307.68	80.55	0.00	-0.00	-0.00	-28.67
4	42	370.64	-142.50	-0.00	0.00	0.00	-106.82
	39	-376.89	104.20	0.00	-0.00	-0.00	45.14
5	42	376.34	-144.15	-0.00	0.00	0.00	-105.75
	39	-382.59	104.65	0.00	-0.00	-0.00	43.55
6	42	367.30	-142.28	-0.00	0.00	0.00	-105.67
	39	-373.55	103.98	0.00	-0.00	-0.00	44.11
7	42	357.28	-141.63	-0.00	0.00	0.00	-102.24
	39	-363.53	103.33	0.00	-0.00	-0.00	41.00
8	42	351.25	-140.39	-0.00	0.00	0.00	-102.18
	39	-357.50	102.89	0.00	-0.00	-0.00	41.37
9	42	340.67	-137.98	-0.00	0.00	0.00	-85.77
	39	-346.92	97.98	0.00	-0.00	-0.00	26.77
1	26	494.83	-241.15	-0.00	0.00	0.00	-253.36
	42	-503.27	192.70	0.00	-0.00	-0.00	144.90

MANDATARIA:

MANDANTI:



**RELAZIONE DI CALCOLO**

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
2	26	503.38	-245.42	-0.00	0.00	0.00	-253.45
	42	-511.82	195.17	0.00	-0.00	-0.00	143.30
3	26	296.49	-181.64	-0.00	0.00	0.00	-103.16
	42	-302.74	134.14	0.00	-0.00	-0.00	24.17
4	26	364.39	-178.30	-0.00	0.00	0.00	-187.02
	42	-370.64	142.50	0.00	-0.00	-0.00	106.82
5	26	370.09	-181.15	-0.00	0.00	0.00	-187.08
	42	-376.34	144.15	0.00	-0.00	-0.00	105.75
6	26	361.05	-178.08	-0.00	0.00	0.00	-185.77
	42	-367.30	142.28	0.00	-0.00	-0.00	105.67
7	26	351.03	-177.43	-0.00	0.00	0.00	-182.00
	42	-357.28	141.63	0.00	-0.00	-0.00	102.24
8	26	345.00	-175.39	-0.00	0.00	0.00	-181.13
	42	-351.25	140.39	0.00	-0.00	-0.00	102.18
9	26	334.71	-176.27	-0.00	0.00	0.00	-164.54
	42	-340.96	138.77	0.00	-0.00	-0.00	85.77
1	29	557.41	-151.70	0.00	0.00	-0.00	63.37
	27	-565.85	219.20	-0.00	-0.00	-0.00	-156.10
2	29	571.24	-147.43	0.00	0.00	-0.00	59.06
	27	-579.68	214.93	-0.00	-0.00	-0.00	-149.65
3	29	446.72	-58.43	0.00	0.00	0.00	-38.21
	27	-452.97	108.43	-0.00	-0.00	-0.00	-3.55
4	29	410.48	-112.70	0.00	0.00	-0.00	46.90
	27	-416.73	162.70	-0.00	-0.00	-0.00	-115.75
5	29	419.70	-109.85	0.00	0.00	-0.00	44.02
	27	-425.95	159.85	-0.00	-0.00	-0.00	-111.45
6	29	407.14	-112.92	0.00	0.00	-0.00	46.41
	27	-413.39	162.92	-0.00	-0.00	-0.00	-115.37
7	29	397.12	-113.57	0.00	0.00	0.00	44.93
	27	-403.37	163.57	-0.00	-0.00	-0.00	-114.22
8	29	388.75	-115.61	0.00	0.00	0.00	46.52
	27	-395.00	165.61	-0.00	-0.00	-0.00	-116.83
9	29	401.13	-103.52	0.00	0.00	0.00	28.70

MANDATARIA:

MANDANTI:

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
	27	-407.38	153.52	-0.00	-0.00	-0.00	-92.97
1	32	548.97	-86.90	0.00	0.00	-0.00	3.72
	29	-557.41	151.70	-0.00	-0.00	0.00	-63.37
2	32	562.80	-82.63	0.00	0.00	-0.00	1.54
	29	-571.24	147.43	-0.00	-0.00	0.00	-59.06
3	32	439.08	-10.91	0.00	0.00	-0.00	-55.73
	29	-445.33	58.91	-0.00	-0.00	-0.00	38.21
4	32	404.23	-64.70	0.00	0.00	-0.00	2.55
	29	-410.48	112.70	-0.00	-0.00	0.00	-46.90
5	32	413.45	-61.85	0.00	0.00	-0.00	1.10
	29	-419.70	109.85	-0.00	-0.00	0.00	-44.02
6	32	400.89	-64.92	0.00	0.00	-0.00	1.95
	29	-407.14	112.92	-0.00	-0.00	0.00	-46.41
7	32	390.87	-65.57	0.00	0.00	-0.00	0.15
	29	-397.12	113.57	-0.00	-0.00	-0.00	-44.93
8	32	382.50	-67.61	0.00	0.00	-0.00	0.72
	29	-388.75	115.61	-0.00	-0.00	-0.00	-46.52
9	32	394.57	-55.63	0.00	0.00	-0.00	-11.12
	29	-400.82	103.63	-0.00	-0.00	-0.00	-28.70
1	33	540.54	-24.80	0.00	0.00	-0.00	-24.21
	32	-548.97	86.90	-0.00	-0.00	0.00	-3.72
2	33	554.36	-20.53	0.00	0.00	-0.00	-24.25
	32	-562.80	82.63	-0.00	-0.00	0.00	-1.54
3	33	431.46	34.10	0.00	0.00	-0.00	-50.31
	32	-437.71	11.90	-0.00	-0.00	0.00	55.73
4	33	397.98	-18.70	0.00	0.00	-0.00	-18.30
	32	-404.23	64.70	-0.00	-0.00	0.00	-2.55
5	33	407.20	-15.85	0.00	0.00	-0.00	-18.33
	32	-413.45	61.85	-0.00	-0.00	0.00	-1.10
6	33	394.64	-18.92	0.00	0.00	-0.00	-19.01
	32	-400.89	64.92	-0.00	-0.00	0.00	-1.95
7	33	384.62	-19.57	0.00	0.00	-0.00	-21.14

MANDATARIA:

MANDANTI:

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
	32	-390.87	65.57	-0.00	-0.00	0.00	-0.15
8	33	376.25	-21.61	0.00	0.00	-0.00	-21.59
	32	-382.50	67.61	-0.00	-0.00	0.00	-0.72
9	33	388.02	-9.84	0.00	0.00	-0.00	-27.57
	32	-394.27	55.84	-0.00	-0.00	0.00	11.12
1	36	532.10	33.92	0.00	0.00	-0.00	-21.93
	33	-540.54	24.80	-0.00	-0.00	0.00	24.21
2	36	545.93	38.19	0.00	0.00	-0.00	-19.84
	33	-554.36	20.53	-0.00	-0.00	0.00	24.25
3	36	423.84	76.08	0.00	0.00	-0.00	-22.45
	33	-430.09	-32.58	-0.00	-0.00	0.00	50.31
4	36	391.73	24.80	0.00	0.00	-0.00	-16.77
	33	-397.98	18.70	-0.00	-0.00	0.00	18.30
5	36	400.95	27.65	0.00	0.00	-0.00	-15.38
	33	-407.20	15.85	-0.00	-0.00	0.00	18.33
6	36	388.39	24.58	0.00	0.00	-0.00	-17.59
	33	-394.64	18.92	-0.00	-0.00	0.00	19.01
7	36	378.37	23.93	0.00	0.00	-0.00	-20.05
	33	-384.62	19.57	-0.00	-0.00	0.00	21.14
8	36	370.00	21.89	0.00	0.00	-0.00	-21.52
	33	-376.25	21.61	-0.00	-0.00	0.00	21.59
9	36	381.47	33.32	0.00	0.00	-0.00	-21.65
	33	-387.72	10.18	-0.00	-0.00	0.00	27.57
1	37	523.66	89.95	0.00	0.00	-0.00	9.04
	36	-532.10	-33.92	-0.00	-0.00	0.00	21.93
2	37	537.49	94.22	0.00	0.00	-0.00	13.26
	36	-545.93	-38.19	-0.00	-0.00	0.00	19.84
3	37	416.24	115.55	0.00	0.00	-0.00	24.45
	36	-422.49	-74.05	-0.00	-0.00	0.00	22.45
4	37	385.48	66.30	0.00	0.00	-0.00	6.01
	36	-391.73	-24.80	-0.00	-0.00	0.00	16.77
5	37	394.70	69.15	0.00	0.00	-0.00	8.82

MANDATARIA:

MANDANTI:

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
	36	-400.95	-27.65	-0.00	-0.00	0.00	15.38
6	37	382.14	66.08	0.00	0.00	-0.00	5.08
	36	-388.39	-24.58	-0.00	-0.00	0.00	17.59
7	37	372.12	65.43	0.00	0.00	-0.00	2.29
	36	-378.37	-23.93	-0.00	-0.00	0.00	20.05
8	37	363.75	63.39	0.00	0.00	-0.00	-0.20
	36	-370.00	-21.89	-0.00	-0.00	0.00	21.52
9	37	374.92	74.37	0.00	0.00	-0.00	5.07
	36	-381.17	-32.87	-0.00	-0.00	0.00	21.65
1	40	515.22	143.27	0.00	0.00	-0.00	67.34
	37	-523.66	-89.95	-0.00	-0.00	0.00	-9.04
2	40	529.05	147.54	0.00	0.00	-0.00	73.70
	37	-537.49	-94.22	-0.00	-0.00	0.00	-13.26
3	40	408.65	152.49	0.00	0.00	-0.00	90.72
	37	-414.90	-112.99	-0.00	-0.00	0.00	-24.45
4	40	379.23	105.80	0.00	0.00	-0.00	49.03
	37	-385.48	-66.30	-0.00	-0.00	0.00	-6.01
5	40	388.45	108.65	0.00	0.00	-0.00	53.27
	37	-394.70	-69.15	-0.00	-0.00	0.00	-8.82
6	40	375.89	105.58	0.00	0.00	-0.00	48.00
	37	-382.14	-66.08	-0.00	-0.00	0.00	-5.08
7	40	365.87	104.93	0.00	0.00	-0.00	44.88
	37	-372.12	-65.43	-0.00	-0.00	0.00	-2.29
8	40	357.50	102.89	0.00	0.00	-0.00	41.37
	37	-363.75	-63.39	-0.00	-0.00	0.00	0.20
9	40	368.37	113.31	0.00	0.00	-0.00	51.83
	37	-374.62	-73.81	-0.00	-0.00	0.00	-5.07
1	41	506.79	193.90	0.00	0.00	-0.00	151.64
	40	-515.22	-143.27	-0.00	-0.00	0.00	-67.34
2	41	520.61	198.17	0.00	0.00	-0.00	160.13
	40	-529.05	-147.54	-0.00	-0.00	0.00	-73.70
3	41	401.07	186.92	0.00	0.00	-0.00	174.74

MANDATARIA:

MANDANTI:

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
	40	-407.32	-149.42	-0.00	-0.00	0.00	-90.72
4	41	372.98	143.30	0.00	0.00	-0.00	111.31
	40	-379.23	-105.80	-0.00	-0.00	0.00	-49.03
5	41	382.20	146.15	0.00	0.00	-0.00	116.97
	40	-388.45	-108.65	-0.00	-0.00	0.00	-53.27
6	41	369.64	143.08	0.00	0.00	-0.00	110.16
	40	-375.89	-105.58	-0.00	-0.00	0.00	-48.00
7	41	359.62	142.43	0.00	0.00	-0.00	106.72
	40	-365.87	-104.93	-0.00	-0.00	0.00	-44.88
8	41	351.25	140.39	0.00	0.00	-0.00	102.18
	40	-357.50	-102.89	-0.00	-0.00	0.00	-41.37
9	41	361.83	150.13	0.00	0.00	-0.00	117.51
	40	-368.08	-112.63	-0.00	-0.00	0.00	-51.83
1	28	498.35	241.15	0.00	0.00	-0.00	260.40
	41	-506.79	-193.90	-0.00	-0.00	0.00	-151.64
2	28	512.18	245.42	0.00	0.00	-0.00	271.03
	41	-520.61	-198.17	-0.00	-0.00	0.00	-160.13
3	28	393.51	218.33	0.00	0.00	-0.00	275.11
	41	-399.76	-183.33	-0.00	-0.00	0.00	-174.74
4	28	366.73	178.30	0.00	0.00	-0.00	191.71
	41	-372.98	-143.30	-0.00	-0.00	0.00	-111.31
5	28	375.95	181.15	0.00	0.00	-0.00	198.80
	41	-382.20	-146.15	-0.00	-0.00	0.00	-116.97
6	28	363.39	178.08	0.00	0.00	-0.00	190.45
	41	-369.64	-143.08	-0.00	-0.00	0.00	-110.16
7	28	353.37	177.43	0.00	0.00	-0.00	186.69
	41	-359.62	-142.43	-0.00	-0.00	0.00	-106.72
8	28	345.00	175.39	0.00	0.00	-0.00	181.13
	41	-351.25	-140.39	-0.00	-0.00	0.00	-102.18
9	28	355.29	184.34	0.00	0.00	-0.00	200.92
	41	-361.54	-149.34	-0.00	-0.00	0.00	-117.51

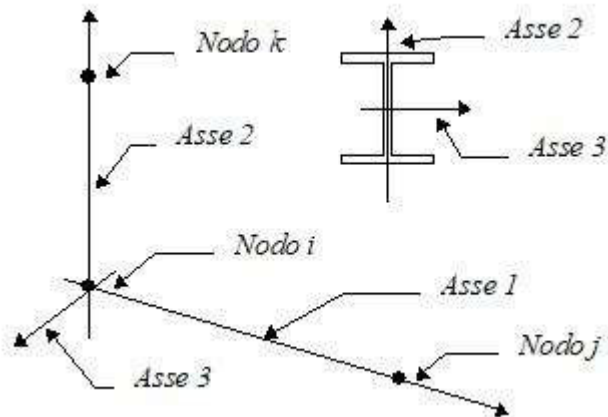
MANDATARIA:

MANDANTI:

## 15.9 AZIONI TRAVI DI FONDAZIONE

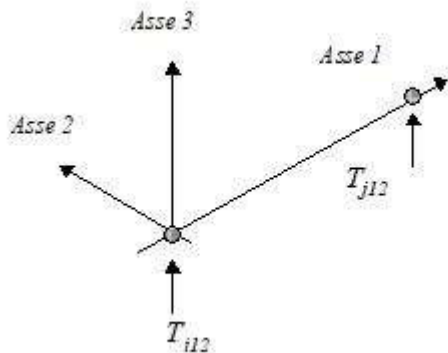
Convenzioni adottate

Le sollecitazioni nelle travi di fondazione sono da intendersi nel sistema di riferimento locale dell'elemento, e si riferiscono all'asta. L'orientamento della trave nello spazio è definito a mezzo del nodo  $K$ .

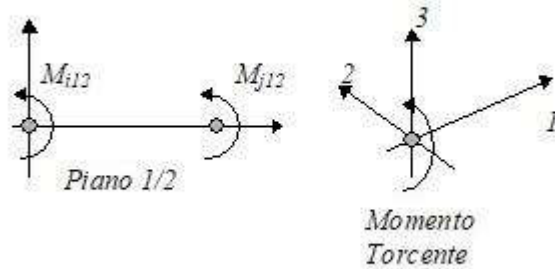


La terna di riferimento locale dell'asta è così disposta

Per quanto concerne i segni positivi assunti per le varie componenti di sollecitazione si assumono come positivi i versi e le sollecitazioni se così diretti:



**RELAZIONE DI CALCOLO**



La trave è da considerarsi appoggiata su un sottospazio elastico a comportamento bilatero (terreno alla Winkler).

Comb.	Nodo	Pressione [MPa]	Mt [kNm]	Taglio [kN]	MFlet. [kNm]
1	27	0.237	0.00	-168.42	-63.55
	44	0.245	0.00	0.00	0.00
2	27	0.246	-0.00	-175.71	-66.39
	44	0.256	0.00	0.00	0.00
3	27	0.237	-0.00	-181.11	-69.17
	44	0.275	-0.00	-1.70	0.00
4	27	0.175	0.00	-123.85	-46.72
	44	0.181	0.00	0.00	0.00
5	27	0.180	-0.00	-128.70	-48.62
	44	0.188	0.00	0.00	0.00
6	27	0.173	0.00	-122.78	-46.32
	44	0.179	0.00	0.00	0.00
7	27	0.169	0.00	-119.59	-45.10
	44	0.175	0.00	0.00	0.00
8	27	0.164	0.00	-115.65	-43.56
	44	0.169	-0.00	0.00	0.00
9	27	0.180	-0.00	-129.52	-48.98
	44	0.191	0.00	-0.37	0.00
1	25	0.232	-0.00	-399.13	-229.72
	27	0.237	0.00	-397.42	219.65
2	25	0.232	-0.00	-408.23	-241.22

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Comb.	Nodo	Pressione [MPa]	Mt [kNm]	Taglio [kN]	MFlet. [kNm]
	27	0.246	0.00	-403.97	216.04
3	25	0.091	-0.00	-299.53	-266.55
	27	0.237	0.00	-261.89	72.28
4	25	0.171	-0.00	-294.02	-169.19
	27	0.175	0.00	-292.88	162.47
5	25	0.171	-0.00	-300.09	-176.85
	27	0.180	0.00	-297.25	160.07
6	25	0.170	-0.00	-291.75	-168.40
	27	0.173	0.00	-290.61	161.68
7	25	0.165	-0.00	-284.92	-166.03
	27	0.169	0.00	-283.78	159.31
8	25	0.164	-0.00	-279.35	-160.39
	27	0.164	0.00	-279.35	160.39
9	25	0.149	-0.00	-283.68	-182.54
	27	0.180	0.00	-275.57	141.85
1	45	0.237	0.00	-0.00	0.00
	25	0.232	-0.00	-163.20	61.45
2	45	0.235	0.00	-0.00	0.00
	25	0.232	-0.00	-162.65	61.15
3	45	0.057	0.00	1.70	0.00
	25	0.091	-0.00	-47.46	16.77
4	45	0.175	0.00	-0.00	0.00
	25	0.171	-0.00	-120.37	45.32
5	45	0.174	0.00	-0.00	0.00
	25	0.171	-0.00	-120.00	45.13
6	45	0.173	0.00	-0.00	0.00
	25	0.170	-0.00	-119.30	44.92
7	45	0.169	0.00	-0.00	0.00
	25	0.165	-0.00	-116.11	43.70
8	45	0.169	0.00	-0.00	0.00
	25	0.164	-0.00	-115.65	43.56
9	45	0.145	0.00	0.37	0.00
	25	0.149	-0.00	-101.23	37.90



## 16 VERIFICHE GEOTECNICHE

### 16.1 APPROCCIO DI VERIFICA GEOTECNICA

I terreni di fondazione vengono verificati tramite le sollecitazioni ottenute dalle combinazioni dell'APPROCCIO 2 (A1+M1+R3) in cui i coefficienti del terreno sono unitari, ma vengono ridotte le resistenze globali tramite R3.

Tali azioni sono quindi quelle uscenti dal software con il quale è stata modellata la struttura in elevazione, dato che anche questa è stata approcciata con la medesima combinazione di coefficienti.

Per quanto riguarda l'azione derivante dall'analisi sismica, data la progettazione non dissipativa con  $q=1$ , non si prevede alcun incremento. Il YRd di maggiorazione è quindi pari ad 1.

### 16.2 VERIFICHE GEOTECNICHE TOMBINO SEZIONE 1

Per le caratteristiche dei terreni interessati e per la geometria del tombino, si rimanda ai capitoli precedenti.

#### 16.2.1 Inviluppo delle sollecitazioni per la verifica

##### Pressioni massime su terreno di fondazione

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 3 4	2	-0.439
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 3	1	-0.400

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 3 4	3	-0.439
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 1 2	3	-0.180

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 3 4	5	-0.324
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 3	4	-0.296

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
--	----------	--------------	------------

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 3 4	6	-0.316
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 3	7	-0.294

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 1 2	8	-0.310
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 3	8	-0.292

Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 3 4	9	-0.336
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 1 2	9	-0.284

16.2.2 Verifica di portanza

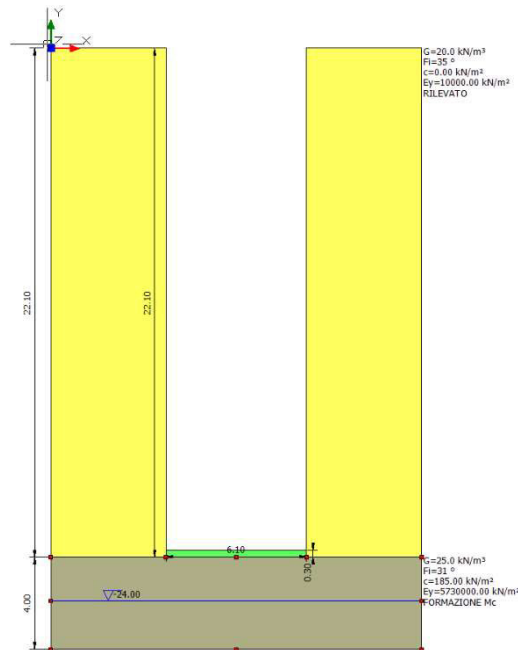


Figura 16-1 "Stratigrafia"

**DATI GENERALI**

-----  
Normativa NTC 2008

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Larghezza fondazione      6.1    m  
Lunghezza fondazione      1.0    m  
Profondità piano di posa    22.1   m  
Profondità falda            24.0

=====

**SISMA**

=====

Accelerazione massima (amax/g)    0.305  
Effetto sismico secondo            Paolucci, Pecker (1997)  
Coefficiente sismico orizzontale    0.0915

=====

**Coefficienti sismici [N.T.C.]**

=====

**Dati generali**

Tipo opera:    2 - Opere ordinarie  
Classe d'uso:    Classe IV  
Vita nominale: 50.0    [anni]  
Vita di riferimento:    100.0    [anni]

**Parametri sismici su sito di riferimento**

Categoria sottosuolo:    A  
Categoria topografica:    T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	60.0	0.569	2.506	0.268
S.L.D.	101.0	0.814	2.445	0.287
S.L.V.	949.0	2.991	2.363	0.455
S.L.C.	1950.0	4.315	2.344	0.516

**Coefficienti sismici orizzontali e verticali**

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.569	0.2	0.0116	0.0058

**RELAZIONE DI CALCOLO**

S.L.D.	0.814	0.2	0.0166	0.0083
S.L.V.	2.991	0.3	0.0915	0.0458
S.L.C.	4.315	1.0	0.44	0.22

**STRATIGRAFIA TERRENO**

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [kN/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m <sup>2</sup> ]	Coesione non drenata [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico [kN/m <sup>2</sup> ]	Poisson	Coeff. consolidazione primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
22.1	20.0	20.0	35.0	0.0	0.0	10000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	RILEVATO
4.0	25.0	25.0	31.0	185.0	0.0	573000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	FORMAZIONE Mc

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	439.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	439.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	324.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.O.	336.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult] 12328.37 kN/m<sup>2</sup>

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Resistenza di progetto[Rd] 5360.16 kN/m<sup>2</sup>  
Tensione [Ed] 439.0 kN/m<sup>2</sup>  
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 28.08  
Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 493134.8 kN/m<sup>3</sup>

**A1+M1+R3**

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume 25.0 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 31.0 °  
Coesione 185.0 kN/m<sup>2</sup>

=====

Fattore [Nq] 25.28  
Fattore [Nc] 40.41  
Fattore [Ng] 23.42  
Fattore forma [Sc] 1.0  
Fattore forma [Sg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====

Carico limite 20142.32 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 8757.53 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

=====

**Sisma**

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume 25.0 kN/m<sup>3</sup>

Angolo di attrito 31.0 °

Coesione 185.0 kN/m<sup>2</sup>

=====

Fattore [Nq] 25.28

Fattore [Nc] 40.41

Fattore [Ng] 23.42

Fattore forma [Sc] 1.0

Fattore forma [Sg] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zq] 0.49

Fattore correzione sismico inerziale [zg] 0.45

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 0.83

=====

Carico limite 12328.37 kN/m<sup>2</sup>

Resistenza di progetto 5360.16 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

=====

**CEDIMENTI ELASTICI**

=====

Pressione normale di progetto 336.0 kN/m<sup>2</sup>

Spessore strato 30.0 m

Profondità substrato roccioso 30.0 m

Modulo Elastico 5730000.0 kN/m<sup>2</sup>

Coefficiente di Poisson 0.25

=====

Coefficiente di influenza I1 0.17

Coefficiente di influenza I2 0.0

Coefficiente di influenza Is 0.17

=====

Cedimento al centro della fondazione -0.02 mm

=====

Coefficiente di influenza I1 0.16

Coefficiente di influenza I2 0.01  
Coefficiente di influenza Is 0.17  
Cedimento al bordo -0.01 mm

=====

I cedimenti sono ritenuti perfettamente compatibili con le funzionalità dell'opera.

### 16.2.3 Verifica di galleggiamento

La verifica viene trascurata, dato che dalle indagini geologiche svolte, non si è rinvenuta falda a profondità interferenti con l'opera in progetto.

## 16.3 VERIFICHE GEOTECNICHE TOMBINO SEZIONE 2

Per le caratteristiche dei terreni interessati e per la geometria del tombino, si rimanda ai capitoli precedenti.

### 16.3.1 Involuppo delle sollecitazioni per la verifica

#### Pressioni massime su terreno di fondazione

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

	Elemento	Combinazione	P [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 27 44	2	-0.256
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 25 27	1	-0.203

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

	Elemento	Combinazione	P [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 27 44	3	-0.275
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 45 25	3	-0.057

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	P [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 27 44	5	-0.188
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 25 27	4	-0.150

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	P [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 27 44	6	-0.179

Max Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 25 27 7 -0.145

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	P [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 45 25	8	-0.169
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 25 27	8	-0.143

Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

	Elemento	Combinazione	P [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 27 44	9	-0.191
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 25 27	9	-0.143

16.3.2 Verifica di portanza

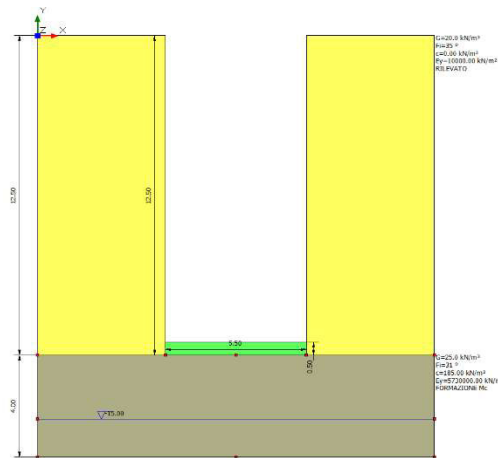


Figura 16-2"Stratigrafia"

**DATI GENERALI**

Normativa NTC 2008

Larghezza fondazione	5.5	m
Lunghezza fondazione	1.0	m
Profondità piano di posa	12.5	m
Profondità falda	15.0	



=====

**SISMA**

=====

Accelerazione massima (amax/g) 0.305  
Effetto sismico secondo Paolucci, Pecker (1997)  
Coefficiente sismico orizzontale 0.0915

=====

**Coefficienti sismici [N.T.C.]**

=====

**Dati generali**

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie  
Classe d'uso: Classe IV  
Vita nominale: 50.0 [anni]  
Vita di riferimento: 100.0 [anni]

**Parametri sismici su sito di riferimento**

Categoria sottosuolo: A  
Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	60.0	0.569	2.506	0.268
S.L.D.	101.0	0.814	2.445	0.287
S.L.V.	949.0	2.991	2.363	0.455
S.L.C.	1950.0	4.315	2.344	0.516

**Coefficienti sismici orizzontali e verticali**

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.569	0.2	0.0116	0.0058
S.L.D.	0.814	0.2	0.0166	0.0083
S.L.V.	2.991	0.3	0.0915	0.0458
S.L.C.	4.315	1.0	0.44	0.22

**STRATIGRAFIA TERRENO**

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [kN/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m <sup>2</sup> ]	Coesione non drenata [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico [kN/m <sup>2</sup> ]	Poisson	Coeff. consolidazione primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
12.5	20.0	20.0	35.0	0.0	0.0	10000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	RILEVATO
4.0	25.0	25.0	31.0	185.0	0.0	573000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	FORMAZIONE Mc

**Carichi di progetto agenti sulla fondazione**

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	256.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	275.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	188.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.O.	191.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

**Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze**

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coeff. Rid. Capacità portante verticale	Coeff. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

**CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma**

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult] 9954.3 kN/m<sup>2</sup>

Resistenza di progetto [Rd] 4327.96 kN/m<sup>2</sup>

Tensione [Ed] 275.0 kN/m<sup>2</sup>

Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 36.2

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 398171.9 kN/m<sup>3</sup>

**A1+M1+R3**

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 25.0 kN/m<sup>3</sup>

Angolo di attrito 31.0 °

Coesione 185.0 kN/m<sup>2</sup>

Fattore [Nq] 25.28

Fattore [Nc] 40.41

Fattore [Ng] 23.42

Fattore forma [Sc] 1.0

Fattore forma [Sg] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

Carico limite 15257.37 kN/m<sup>2</sup>

Resistenza di progetto 6633.64 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

**Sisma**

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Peso unità di volume 25.0 kN/m<sup>3</sup>  
Angolo di attrito 31.0 °  
Coesione 185.0 kN/m<sup>2</sup>

=====

Fattore [Nq] 25.28  
Fattore [Nc] 40.41  
Fattore [Ng] 23.42  
Fattore forma [Sc] 1.0  
Fattore forma [Sg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 0.49  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 0.45  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 0.83

=====

Carico limite 9954.3 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 4327.96 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

=====

**CEDIMENTI ELASTICI**

=====

Pressione normale di progetto 191.0 kN/m<sup>2</sup>  
Spessore strato 30.0 m  
Profondità substrato roccioso 30.0 m  
Modulo Elastico 5730000.0 kN/m<sup>2</sup>  
Coefficiente di Poisson 0.25

=====

Coefficiente di influenza I1 0.19  
Coefficiente di influenza I2 0.0  
Coefficiente di influenza Is 0.19

=====

Cedimento al centro della fondazione -0.01 mm

=====

Coefficiente di influenza I1 0.18  
Coefficiente di influenza I2 0.01  
Coefficiente di influenza Is 0.18  
Cedimento al bordo -0.01 mm

=====

I cedimenti sono ritenuti perfettamente compatibili con le funzionalità dell'opera.

### **16.3.3 Verifica di galleggiamento**

La verifica viene trascurata, dato che dalle indagini geologiche svolte, non si è rinvenuta falda a profondità interferenti con l'opera in progetto.

## 17 SINTESI DEI RISULTATI

Per maggiore chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo e nell'interpretazione dei risultati delle verifiche si esplicitano i seguenti aspetti riguardanti le armature degli elementi strutturali.

### 17.1 SOLETTE FONDAZIONE

#### 17.1.1 Tombino sezione 1

La platea di fondazione in c.a. (sp= 80cm): armata con  $\varnothing 24/10$  superiormente ed inferiormente in direzione trasversale all'asse e con  $\varnothing 12/10$  superiormente e inferiormente in direzione longitudinale all'asse.

#### 17.1.2 Tombino sezione 2

La platea di fondazione in c.a. (sp= 50cm): armata con  $\varnothing 20/10$  superiormente ed inferiormente in direzione trasversale all'asse e con  $\varnothing 10/10$  superiormente e inferiormente in direzione longitudinale all'asse.

### 17.2 PARETI

#### 17.2.1 Tombino sezione 1

Le pareti in c.a (sp = 80 cm): armata con  $\varnothing 24/10$  superiormente ed inferiormente in direzione trasversale all'asse e con  $\varnothing 12/10$  superiormente e inferiormente in direzione longitudinale all'asse.

#### 17.2.2 Tombino sezione 2

Le pareti in c.a (sp = 50 cm): armata con  $\varnothing 20/10$  superiormente ed inferiormente in direzione trasversale all'asse e con  $\varnothing 10/20$  superiormente e inferiormente in direzione longitudinale all'asse.

### 17.3 SOLETTA COPERTURA

#### 17.3.1 Tombino sezione 1

La soletta di copertura in c.a. (sp = 80 cm): armata con  $\varnothing 24/10$  superiormente ed inferiormente in direzione trasversale all'asse e con  $\varnothing 12/10$  superiormente e inferiormente in direzione longitudinale all'asse.

#### 17.3.2 Tombino sezione 2

La soletta di copertura in c.a. (sp = 50 cm): armata con  $\varnothing 20/10$  superiormente ed inferiormente in direzione trasversale all'asse e con  $\varnothing 10/10$  superiormente e inferiormente in direzione longitudinale all'asse.

## 17.4 CONTROLLO DETTAGLI COSTRUTTIVI

**Min 0,2%**

**Max 4%**

SP 80cm

Massimo ( $\emptyset 24/10$ )

%max,d 1,244071 - percentuale massima di progetto  
verificato

Minimo ( $\emptyset 12/10$ )

%min,d 0,311018 - percentuale minima di progetto  
verificato

SP 50cm

Massimo ( $\emptyset 20/10$ )

%max,d 1,382301 - percentuale massima di progetto  
verificato

Minimo ( $\emptyset 10/10$ )

%min,d 0,345575 - percentuale minima di progetto  
verificato

La verifica dello spessore minimo viene omessa in quanto trattasi di strutture scatolari non adibite ad uso abitativo e quindi non soggette a limite minimo così come indicato dal TU 2008 al 7.4.6.1.4.

## 18 ACCETTABILITA' DEI CALCOLI

Per il controllo di accettabilità dei calcoli, si confronta il taglio in soletta dello scatolare ottenuto da semplici calcoli con il taglio ottenuto dall'output del software. Ciò permetterà di controllare il buon funzionamento di:

- Modellazione geometrica
- Modellazione dei vincoli
- Modellazione dei carichi
- Modellazione delle combinazioni di carico

Di seguito i dati necessari al calcolo manuale:

- (S) Spessore soletta=80cm  
(l) Larghezza di calcolo soletta=100cm  
(L) Lunghezza frame soletta=430cm  
(G1k) Peso strutturale=25x0,8=20kN/m  
(G2k) Peso ricoprimento=340kN/m  
(Q1k) Tandem=1,92kN/m  
(Q2k) Distribuito=9kN/m

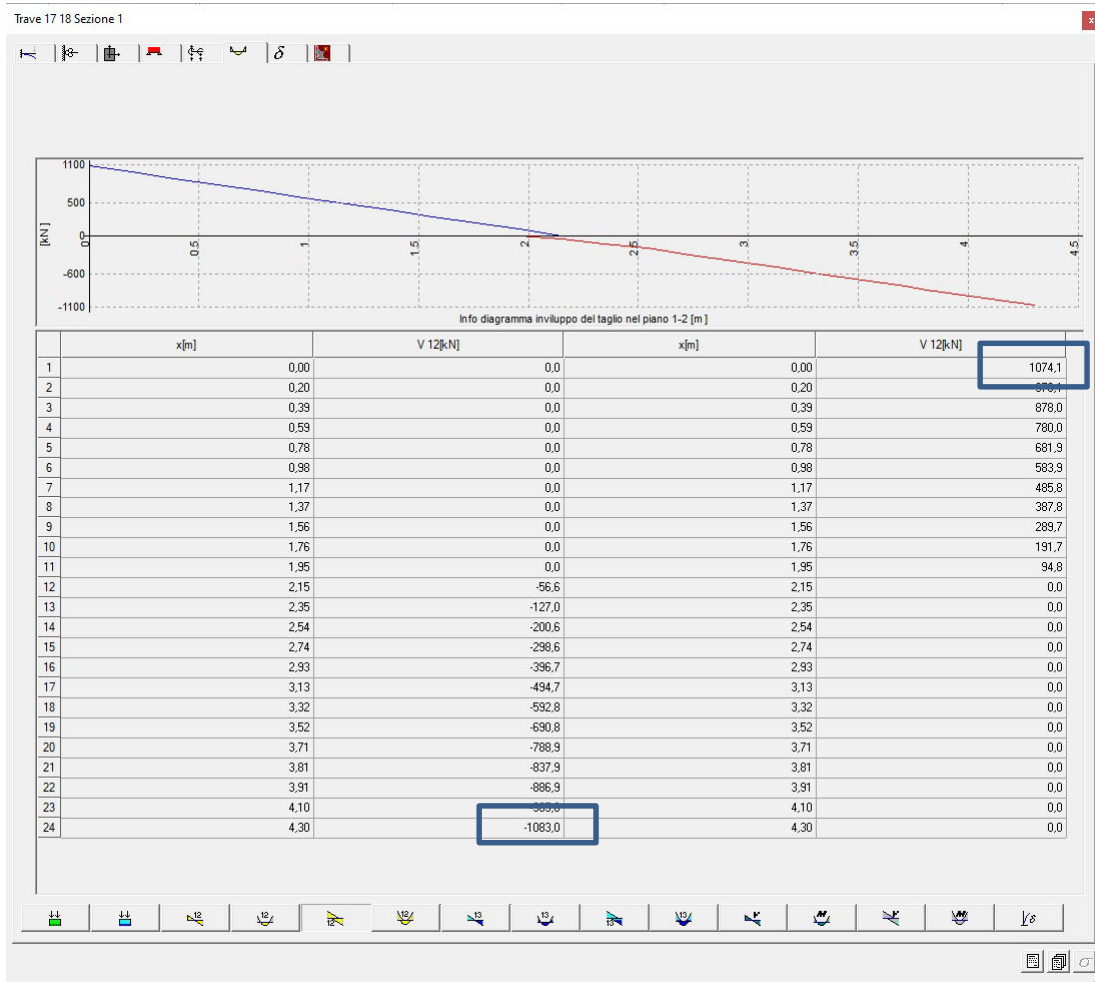
Si esegue la combinazione delle azioni per ottenere il carico distribuito totale:

$$P=1,35 \times 20 + 1,35 \times 340 + 1,25 \times 1,92 + 1,5 \times 9 = 501,66 \text{ kN/m}$$

$$V_{\max} = (P \times L) / 2 = 1078,57 \text{ kN}$$

Si riporta un estratto del software:





I risultati sono del tutto in linea con i calcoli eseguiti a mano.

## 19 LICENZA SOFTWARE



## LICENZA DI PRODOTTO

Numero di serie: **8904 CPRGTT**

# N.01 WinStrand 2021

Data di acquisto: 16 06 2021

Utente: **Cooprogetti società cooperativa**

Indirizzo: Via della Piaggiola, 152

Città: 06024 Gubbio (PG)

Codice Fiscale: 00424850543

Partita I.V.A.: 00424850543

E-mail: assistenza@cooprogetti.it

Analisi Strutturale:	SI	Verifica Sezioni Miste:	SI
Verifica e Disegno CA:	SI	Verifica e Disegno Lastre:	SI
Verifiche Acciaio:	SI	Compositore Profili:	SI
Estensione G.D.L.:	SI	Gestore Sezioni C.A.:	SI
Pali:	SI	Verifiche e Disegno Nodi Acciaio:	NO
Preflex:	SI	Supporto Chiave Monoutente:	SI
Supporto Condivisione Software:	SI	Geo Fondazioni:	NO
Analisi non lineare:	SI	Murature:	SI
Verifica Resistenza al Fuoco:	SI	Edifici Esistenti:	SI
Verifica Aste Legno:	SI	Solai C.A.:	NO
Verifiche Acciaio Americane:	NO	Solaio Misto Legno Calcestruzzo:	NO
Verifiche Acciaio Australiane:	NO		

Scadenza InForma: **30 06 2022**



ENEXSYS S.R.L. - Via Tizzano 46/2 - 40033 Casalecchio di Reno Tel 051/57.65.05 Fax 051/57.60.06

MANDATARIA:

MANDANTI: