

**CORRIDOIO PLURIMODALE ADRIATICO
ITINERARIO MAGLIE - SANTA MARIA DI LEUCA**

S.S. N° 275 "DI S. MARIA DI LEUCA"

LAVORI DI AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO ALLA SEZ. B DEL D.M. 5.11.2001

S.S. 16 dal km 981+700 al km 985+386 - S.S. 275 dal Km 0+000 al km 37+000

1° Lotto: Dal Km 0+000 di prog. al Km 23+300 di prog.

PROGETTO DEFINITIVO

COD. BA283

PROGETTAZIONE: ANAS - COORDINAMENTO TERRITORIALE ADRIATICA

<p>I PROGETTISTI Ing. Alberto SANCHIRICO - Progettista e Coordinatore Ing. Simona MASCIULLO - Progettista</p>	<p>ATTIVITA' DI SUPPORTO</p>    
<p>COLLABORATORI Geom. Andrea DELL'ANNA Geom. Massimo MARTANO Geom. Giuseppe CALO'</p>	
<p>IL GEOLOGO Dott. Pasquale SCORCIA</p>	
<p>IL COORDINATORE IN FASE DI PROGETTAZIONE Ing. Alberto SANCHIRICO</p>	
<p>IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Ing. Gianfranco PAGLIALUNGA</p>	
<p>RESPONSABILE PROJECT MANAGEMENT PUGLIA Ing. Nicola MARZI</p>	

08 - OPERE D'ARTE MAGGIORI - VIADOTTI E PONTI

Cavalcavia (Comune di Surano)

CV 8 - al km 16+994.00

Relazione di calcolo strutturale

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.</p> <p>L0503A D 1701</p>	<p>NOME FILE</p> <p>TOO_CV08_STR_RE01_C</p> <p>CODICE ELAB. T O O C V 0 8 S T R R E 0 1</p>	<p>REVISIONE</p> <p>C</p>	<p>SCALA:</p> <p>-</p>
<p>C</p>	<p>OTTEMPERANZA PARERE AdB Puglia - PARERE CSLLPP</p> <p>Aprile 2019</p>	<p>Ing. D. Neri</p>	
<p>B</p>	<p>REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>Gennaio 2019</p>	<p>Ing. C. Beltrami</p>	
<p>A</p>	<p>REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>Giugno 2018</p>	<p>Ing. C. Beltrami</p>	
<p>REV.</p>	<p>DESCRIZIONE</p>	<p>DATA</p>	<p>REDATTO VERIFICATO APPROVATO</p>

INDICE

1.	PREMESSA	5
2.	NORMATIVE E RIFERIMENTI	6
2.1	Normative e standard	6
2.2	Software di calcolo	7
3.	MATERIALI	8
3.1	Calcestruzzo	8
3.1.1	Magrone sottofondazione	8
3.1.2	Plinti di fondazione	8
3.1.3	Elevazione pile e spalle	8
3.1.4	Soletta, cordoli e predalles	8
3.1.5	Trave di impalcato	9
3.2	Acciaio	9
3.2.1	Acciaio per armatura lenta	9
3.2.2	Acciaio per armatura di precompressione	9
3.3	Legami costitutivi	10
3.3.1	Diagramma tensione-deformazione calcestruzzo	10
3.3.2	Diagramma tensione-deformazione acciaio ordinario per c.a.	10
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	11
5.	MODELLO NUMERICO	12
6.	ANALISI DEI CARICHI	15
6.1	Carichi permanenti strutturali (G1) e non strutturali (G2)	15
6.2	Azioni verticali da traffico (Q1)	15
6.3	Azione del vento	17
6.4	Azione longitudinale di frenamento	18
6.5	Urto dei veicoli in svio	18
6.6	Ritiro	19
6.7	Variazioni termiche	19
6.8	Azione sismica	19

6.8.1	Vita nominale	19
6.8.2	Classe d'uso	20
6.8.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica	20
6.8.4	Parametri di progetto	20
6.8.5	Categoria di sottosuolo	23
6.8.6	Condizioni topografiche	23
6.8.7	Spettro di risposta elastico in accelerazione	24
6.8.8	Spettro di risposta elastico in accelerazione, componenti orizzontali	24
6.8.9	Spettro di risposta elastico in accelerazione, componenti verticali	26
6.8.10	Spettri di progetto in accelerazione	27
7.	COMBINAZIONI DI CARICO	28
7.1	Impalcato	30
7.2	Pile	31
7.3	Spalle	32
8.	RISULTATI	33
8.1	ANALISI MODALE	33
8.2	DIAGRAMMI SOLLECITAZIONI	36
9.	VERIFICHE IMPALCATO	37
9.1	Caratteristiche trave in c.a.p.	37
9.2	Precompressione e armatura lenta	38
9.3	Perdite differite nel tempo	39
9.4	Caratteristiche sezioni di verifica	40
9.5	Diagramma tensioni sulla trave n.1	41
9.6	Diagramma tensioni/aree armature trave n.1	41
9.7	Verifica sezione n.1 – ascissa $x = 0,000\text{m}$	43
9.8	Verifica sezione n.5 – ascissa $x = 1,232\text{m}$	45
9.9	Verifica sezione n.10 – ascissa $x = 2,772\text{m}$	47
9.10	Verifica sezione n.34 – ascissa $x = 10,164\text{m}$	49
9.11	Verifica sezione n.51 – ascissa $x = 15,4\text{m}$	51
9.12	Verifica a rottura della sezione di mezzeria	53

9.13 Verifiche a taglio – SLU	54
9.14 Verifiche a torsione – SLU	55
9.15 Verifiche connettori trave-soletta	56
9.16 Verifica all'urto dei veicoli in svio	57
9.17 Verifica dello sbalzo della soletta (Sezione S_1)	58
9.18 Verifiche del cordolo (Sezione S_2)	60
9.19 Verifiche a deformazione	62
9.20 Azioni sugli apparecchi di appoggio	63
10. VERIFICHE PILA 1	64
10.1 Verifica Elevazione	64
10.1.1 Verifica SLU-SLV	64
10.1.2 Verifica SLE – Controllo tensioni	66
10.1.3 Verifica SLE – Fessurazione	67
10.2 Verifica fondazione	68
10.2.1 Verifiche strutture SLU-SLV	69
10.2.2 Verifica a ribaltamento	70
11. VERIFICHE PILA 2	72
11.1 Verifica Elevazione	72
11.1.1 Verifica SLU-SLV	72
11.1.2 Verifica SLE – Controllo tensioni	74
11.1.3 Verifica SLE – Fessurazione	75
11.2 Verifica fondazione	76
11.2.1 Verifiche strutture SLU-SLV	77
11.2.2 Verifica a ribaltamento	78
12. VERIFICHE SPALLA SA	80
12.1 Modello di calcolo	80
12.2 Verifiche strutture SLU-SLV	82
12.3 Verifica a ribaltamento	85
13. VERIFICA SPALLA SB	87
13.1 Modello di calcolo	87

S.S. 275 - Strada Statale Maglie - Santa Maria di Leuca	
Relazione di calcolo strutturale CV08	4
<hr/>	
13.2 Verifiche strutture SLU-SLV	89
13.3 Verifica a ribaltamento	91

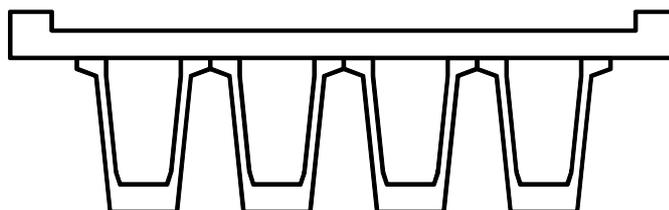
1. PREMESSA

Nella presente relazione si riportano i calcoli relativi al ponte stradale CV08 - PRG.16+994.00 Cavalcavia comune di Surano ubicato alla progressiva 16+994.00, nell'ambito dei CORRIDOIO PLURIMODALE ADRIATICO MAGLIE - S.M. DI LEUCA.

L'opera di cui trattasi ha una lunghezza complessiva di 64m suddivisi in 3 campate la cui luce misurata tra gli appoggi per le travi è pari a 16m - 32m - 16m.

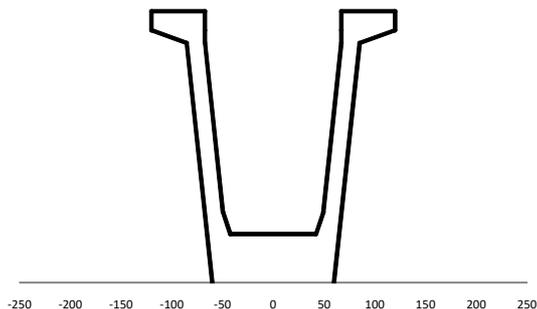
L'impalcato è costituito da 4 travi a cassone in cemento armato precompresso, di altezza 1,4m, disposte ad interasse di 2,4m e da una soletta in c.a. di larghezza complessiva 12m.

La soletta di spessore 25cm presenta una larghezza pavimentata carrabile di 10,5m e due cordoli esterni di larghezza 0,75m e altezza 17cm.

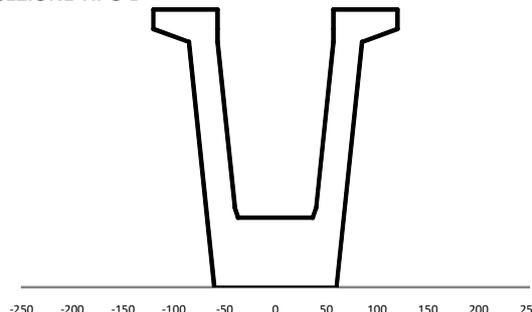


La trave è del tipo a cassone precompresso a fili aderenti e presenta due tipi di sezione: una sezione corrente di tipo A e una sezione ringrossata tipo B in corrispondenza degli appoggi per una lunghezza di 1m. La zona di raccordo tra le due sezioni misura una lunghezza di 1m.

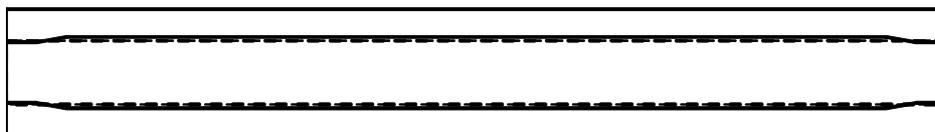
SEZIONE TIPO A



SEZIONE TIPO B



PIANTA



La precompressione della trave avviene per mezzo di 64 Trefoli stabilizzati del diametro di 6/10S¹, suddivisi in 4 gruppi disposti a diverse altezze della sezione.

Le verifiche di normativa riguardanti l'impalcato sono state eseguite sulla trave maggiormente caricata nel rispetto delle N.T.C.2018.

2. NORMATIVE E RIFERIMENTI

2.1 Normative e standard

Il dimensionamento delle opere in progetto è condotto in riferimento alle attuali normative e di seguito elencate.

[1]	D.M. 17/01/2018, n.8	Norme Tecniche per le costruzioni
[2]	Circ. Min. 21 gennaio 2019, n. 7	Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018
[3]	Legge 05/11/1971, n.1086	Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica” e relative istruzioni (Circ. LL.PP. 14/02/1974, n. 11951)
[4]	Legge 02/02/1974, n.64	Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
[5]	UNI EN 1990	Basis of structural design
[6]	UNI EN 1991-1-1	Actions on structures - General actions - Densities, self-weight and imposed loads
[7]	UNI EN 1991-1-4	Actions on structures - General actions - Wind actions
[8]	UNI EN 1991-1-5	Actions on structures - General actions - Thermal actions
[9]	UNI EN 1992-1-1	Design of concrete structures -General - Common rules for building and civil engineering structures
[10]	UNI EN 1992-1-2	Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design
[11]	UNI EN 1992-2	Design of concrete structures -Bridges
[12]	UNI EN 1993-1-1	Design of steel structures- General rules and rules for buildings
[13]	UNI EN 1993-1-8	Design of steel structures- Design of Joints
[14]	UNI EN 1994-1-1	Design of composite steel and concrete structures – General rules and rules for buildings
[15]	UNI EN 1994-2	Design of composite steel and concrete structures – General rules and rules for bridges
[16]	UNI EN 1997-1	Geotechnical design - General rules
[17]	UNI EN 1998-1	Design provisions for earthquake resistance of structures - General rules, seismic actions and rules for buildings
[18]	UNI EN 1998-2	Design of structures for earthquake resistance - Bridges
[19]	UNI EN 1998-5	Design of structures for earthquake resistance – Foundations, retaining structures and geotechnical aspects

- [20] Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Servizio Tecnico Centrale Linee guida sul calcestruzzo strutturale
- [21] UNI-EN 206-1 Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità
- [22] UNI-EN 11104 Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1

2.2 Software di calcolo

- [1] SAP2000, Ver. 14.0.0 Il programma, codice di calcolo ad elementi finiti in campo statico e dinamico lineare/non lineare, consente l'analisi strutturale per fasi, la modellazione della precompressione tramite tracciato cavi 3D, il calcolo degli effetti dei carichi mobili tramite linee/superfici d'influenza.
sviluppato dalla società Computers and Structures, Inc. (1995 University Avenue Berkeley, California 94704 USA)
- [2] SAP2000, Ver. 20.0.0 Il programma, codice di calcolo ad elementi finiti in campo statico e dinamico lineare/non lineare, consente l'analisi strutturale per fasi, la modellazione della precompressione tramite tracciato cavi 3D, il calcolo degli effetti dei carichi mobili tramite linee/superfici d'influenza.
sviluppato dalla società Computers and Structures, Inc. (1995 University Avenue Berkeley, California 94704 USA)

3. MATERIALI

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Magrone sottofondazione

Classe del calcestruzzo		C12/15	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	15	N/mm ²
Classe di esposizione		XC0	-

3.1.2 Plinti di fondazione

Classe del calcestruzzo		C28/35	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	35	N/mm ²
Classe di esposizione		XC2	-
Gruppi di esigenze		A	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0.55	-
Contenuto minimo di cemento		300	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		32	mm
Copriferro nominale		45	mm
Modulo elastico	E_{cm}	32308	N/mm ²

3.1.3 Elevazione pile e spalle

Classe del calcestruzzo		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	40	N/mm ²
Classe di esposizione		XC4+XD1	-
Gruppi di esigenze		B	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0.50	-
Contenuto minimo di cemento		340	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		25	mm
Copriferro nominale		35	mm
Modulo elastico	E_{cm}	33346	N/mm ²

3.1.4 Soletta, cordoli e predalles

Classe del calcestruzzo		C35/45	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	45	N/mm ²
Classe di esposizione		XC3+XD1	-
Gruppi di esigenze		B	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0.45	-
Contenuto minimo di cemento		360	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		25	mm
Copriferro nominale		35	mm
Modulo elastico	E_{cm}	34077	N/mm ²

3.1.5 Trave di impalcato

Classe del calcestruzzo		C45/55	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	55	N/mm ²
Classe di esposizione		XC4+XD1	-
Gruppi di esigenze		B	
Rapporto massimo acqua/cemento		0.45	-
Contenuto minimo di cemento		360	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		25	mm
Copriferro nominale		35	mm
Modulo elastico	$E_{cm} =$	36283	N/mm ²

3.2 Acciaio

Per l'acciaio da carpenteria si assume il seguente peso per unità di volume: $\gamma_{Acciaio} = 78.50 \text{ kN/m}^3$

3.2.1 Acciaio per armatura lenta

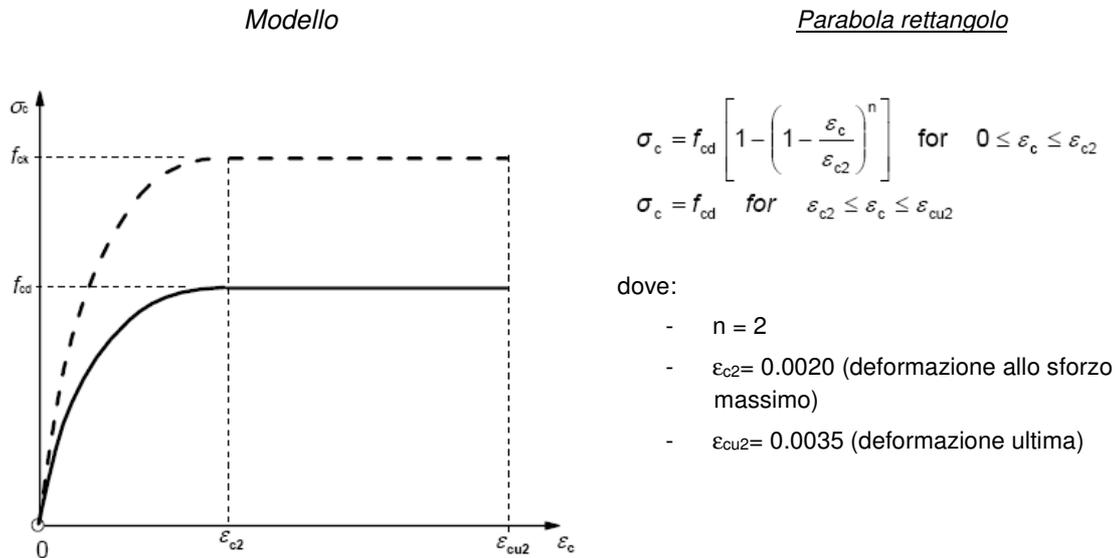
Classe di acciaio		B450	
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Resistenza di progetto	f_{yd}	391.3	N/mm ²
Sovra-resistenza	f_{tk} / f_{yk}	≥ 1.15	-
Modulo di elasticità	E_s	210000	N/mm ²

3.2.2 Acciaio per armatura di precompressione

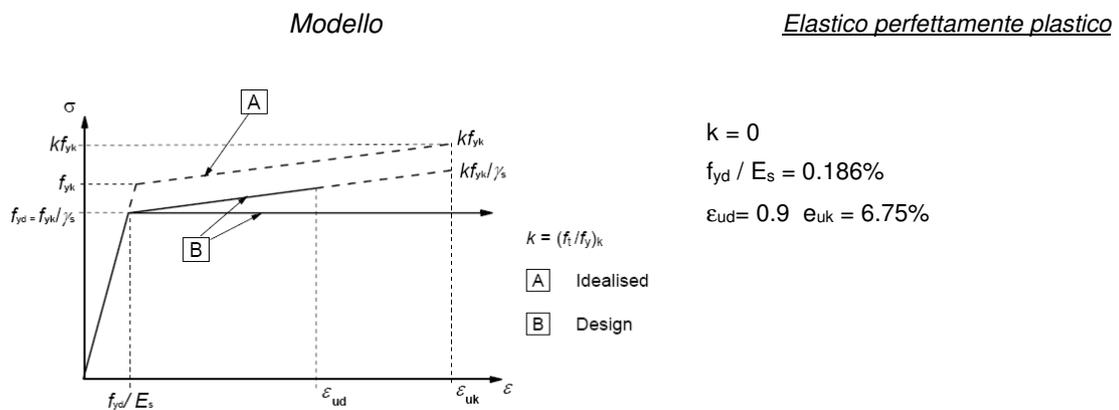
Tensione caratteristica al'1% di deformazione totale	f_{yk}	1670	N/mm ²
Tensione di rottura caratteristica	f_{tk}	1860	N/mm ²
Modulo di elasticità	E_s	206000	N/mm ²
Tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = f_{y,k} / 1.15$	f_{yd}	1452.2	N/mm ²
Tensione iniziale all'atto tesatura $\sigma_{spi} < 0.90 f_{p(0.1)k}$ $\sigma_{spi} < 0.80 f_{ptk}$	σ_{spi}	<1488	N/mm ²
Tensione massima nell'acciaio per combinazione rara $\sigma_{sp} < 0.80 f_{p(0.1)k}$	σ_{sp}	<1336	N/mm ²

3.3 Legami costitutivi

3.3.1 Diagramma tensione-deformazione calcestruzzo



3.3.2 Diagramma tensione-deformazione acciaio ordinario per c.a.



Per i calcoli agli stati limite d'esercizio (SLE) a "tempo infinito", si considera un coefficiente di omogeneizzazione per l'acciaio n=15.

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

TIPO CALCESTRUZZO TRAVE - C45/55		C45/55	$s < 50\text{mm}$	
Resistenza cubica caratteristica			$R_{ck} =$	55,000 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	(11.2.1)		$f_{ck} =$	45,000 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica all'atto della tesatura $f_{ckj} = 0.83 R_{ckj}$	(11.2.1)		$f_{ckj} =$	45,000 Mpa
Resistenza cilindrica media $f_{cm} = f_{ck} + 8$	(11.2.2)		$f_{cm} =$	53,000 Mpa
Resistenza cilindrica media all'atto della tesatura $f_{cmj} = f_{ckj} + 8$	(11.2.2)		$f_{cmj} =$	53,000 Mpa
Resistenza media a trazione semplice $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	(11.2.3a/b)		$f_{ctm} =$	3,795 Mpa
Resistenza media a trazione semplice all'atto della tesatura $f_{ctmj} = 0.30 f_{ckj}^{2/3}$	(11.2.3a/b)		$f_{ctmj} =$	3,795 Mpa
Resistenza caratteristica a trazione semplice $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm}$	(11.2.3a/b)		$f_{ctk} =$	2,657 Mpa
Resistenza media a trazione per flessione $f_{ctm} = 1.20 f_{ctm}$	(11.2.4)		$f_{ctm} =$	4,555 Mpa
Resistenza caratteristica a trazione per flessione $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm}$	(11.2.4)		$f_{ctk} =$	3,188 Mpa
Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza $f_{bk} = 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk}$	(4.1.7)		$f_{bk} =$	5,978 Mpa
Modulo elastico $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	(11.2.5)		$E_{cm} =$	36283,2 Mpa
Resistenza di calcolo a trazione semplice $f_{ctd} = f_{ctk}/1.5$	(4.1.5)		$f_{ctd} =$	1,771 Mpa
Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck}/1.5$	(4.1.3)		$f_{cd} =$	25,500 Mpa
Resistenza di calcolo tangenziale di aderenza $f_{bd} = f_{bk}/1.5$	(4.1.6)		$f_{bd} =$	3,985 Mpa
Tensione massima di compressione nel cls per comb. Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$	(4.1.15)		$\sigma_c <$	27,000 Mpa
Tensione massima di compressione nel cls per comb. quasi perm. $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	(4.1.16)		$\sigma_c <$	20,250 Mpa
Tensione massima di compressione nel c.a.p. all'atto della tesatura $\sigma_c < 0.70 f_{ckj}$	(4.1.47)		$\sigma_c <$	31,500 Mpa
Tensione massima di trazione nel c.a.p. in esercizio $\sigma_t < f_{ctm}/1.2$			$\sigma_t <$	3,163 Mpa
Tensione massima di trazione nel c.a.p. all'atto della tesatura $\sigma_{tj} < f_{ctmj}/1.2$			$\sigma_{tj} <$	3,163 Mpa
} SLU				
} SLE				
TIPO CALCESTRUZZO SOLETTA - C35/45		C35/45	$s < 50\text{mm}$	
Resistenza cubica caratteristica			$R_{ck} =$	45,000 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	(11.2.1)		$f_{ck} =$	35,000 Mpa
Resistenza cilindrica media $f_{cm} = f_{ck} + 8$	(11.2.2)		$f_{cm} =$	43,000 Mpa
Resistenza media a trazione semplice $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	(11.2.3a/b)		$f_{ctm} =$	3,210 Mpa
Resistenza caratteristica a trazione semplice $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm}$	(11.2.3a/b)		$f_{ctk} =$	2,247 Mpa
Resistenza media a trazione per flessione $f_{ctm} = 1.20 f_{ctm}$	(11.2.4)		$f_{ctm} =$	3,852 Mpa
Resistenza caratteristica a trazione per flessione $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm}$	(11.2.4)		$f_{ctk} =$	2,696 Mpa
Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza $f_{bk} = 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk}$	(4.1.7)		$f_{bk} =$	5,056 Mpa
Modulo elastico $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	(11.2.5)		$E_{cm} =$	34077,1 Mpa
Resistenza di calcolo a trazione semplice $f_{ctd} = f_{ctk}/1.5$	(4.1.5)		$f_{ctd} =$	1,498 Mpa
Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck}/1.5$	(4.1.3)		$f_{cd} =$	19,833 Mpa
Resistenza di calcolo tangenziale di aderenza $f_{bd} = f_{bk}/1.5$	(4.1.6)		$f_{bd} =$	3,370 Mpa
Tensione massima di compressione nel cls per comb. Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$	(4.1.15)		$\sigma_c <$	21,000 Mpa
Tensione massima di compressione nel cls per comb. quasi perm. $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	(4.1.16)		$\sigma_c <$	15,750 Mpa
} SLU				
} SLE				
TIPO ACCIAIO ARMATURA LENTA - B450C		B450C		
Tensione di snervamento caratteristica			$f_{y,k} =$	450,0 Mpa
Tensione di rottura caratteristica			$f_{t,k} =$	540,0 Mpa
Modulo elastico E_s			$E_s =$	206000 Mpa
Tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = f_{y,k}/1.15$	(4.1.5)		$f_{yd} =$	391,30 Mpa
Tensione massima nell'acciaio per comb. rara $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$	(4.1.17)		$\sigma_s <$	360,00 Mpa
TIPO ACCIAIO ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE		Trefoli		
Tensione caratteristica all'1% di deformazione totale			$f_{y,k} =$	1670,0 Mpa
Tensione di rottura caratteristica			$f_{t,k} =$	1860,0 Mpa
Modulo elastico E_s			$E_s =$	206000 Mpa
Tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = f_{y,k}/1.15$	(4.1.5)		$f_{yd} =$	1452,2 Mpa
Tensione iniziale all'atto della tesatura $\sigma_{spi} < 0.90 f_{p(0.1)k}$ $\sigma_{spk} < 0.80 f_{ptk}$	(4.1.49)		$\sigma_{spi} <$	1488,0 Mpa
Tensione massima nell'acciaio per comb. rara $\sigma_{sp} < 0.80 f_{p(0.1)k}$	(4.1.17)		$\sigma_{sp} <$	1336,0 Mpa

5. MODELLO NUMERICO

Per l'intera struttura è stato definito un modello numerico rappresentativo con il programma di calcolo agli elementi finiti "Sap2000" della Computer and Structures Inc.

I vari elementi costituenti il modello sono i seguenti:

- Travi e soletta - Grigliato di aste costituite da elementi frame aventi l'inerzia delle sezioni costituita dalle travi (fase 1) e dalla soletta omogeneizzata (fase 2 e 3). Su ciascuna asta sono stati assegnati i carichi precedentemente descritti e le linee di transito su cui muovono le azioni dovute al traffico dei veicoli.
- Traversi - Aste continue costituite da elementi frame aventi le caratteristiche inerziali dei profilati angolari costituenti i vari elementi dei diaframmi.
- Soletta - Considerata solo per gli effetti trasversali, è modellata mediante aste di larghezza 1.0 m. Per l'analisi modale e l'analisi dinamica con spettro di risposta, al fine di simulare il comportamento rigido di diaframma della soletta, questa è stata modellata con elementi shell.
- Appoggi - Sono schematizzati con elementi tipo "link"
- Pile - sono state modellate con aste verticali che rappresentano le pile propriamente dette. In particolare l'asta che le rappresenta risulta libera per la parte in elevazione e vincolata a terra con un vincolo di incastro.
- Spalle - costituiscono un semplice vincolo d'appoggio per l'intero modello.

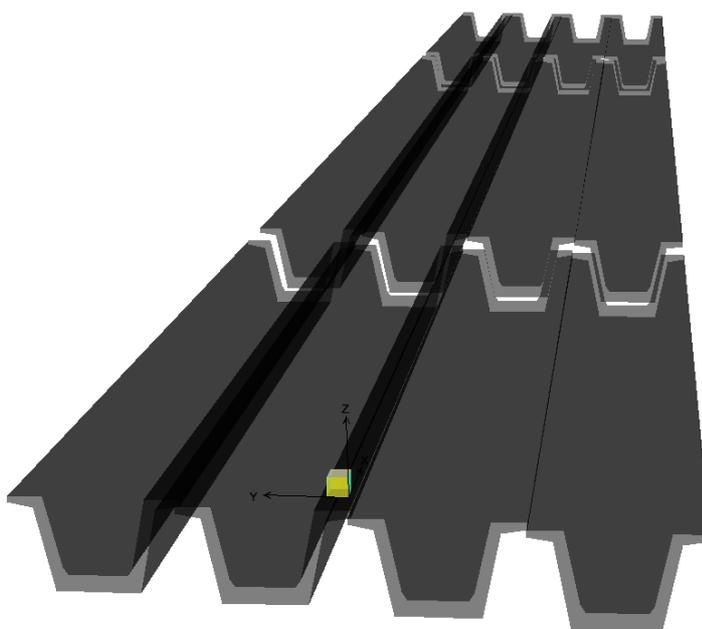


Figura 5-1: Modello di calcolo: dettaglio travi

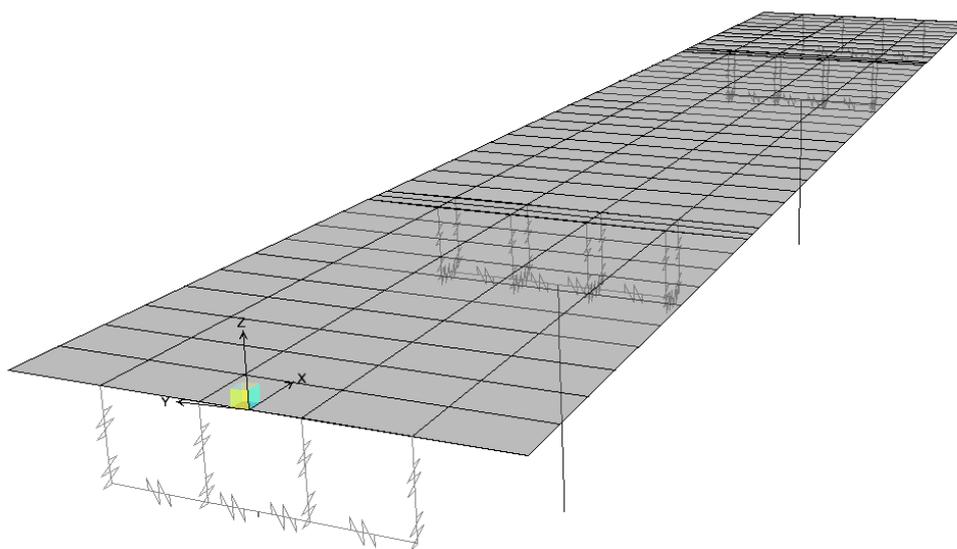


Figura 5-2: Modello di calcolo: con elementi shell soletta in vista

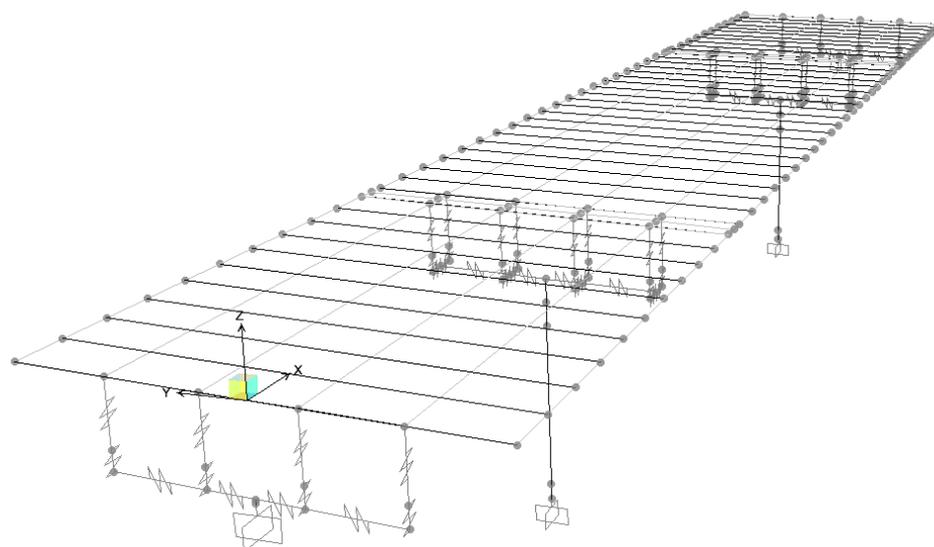


Figura 5-3: Modello di calcolo: con elementi shell soletta non in vista

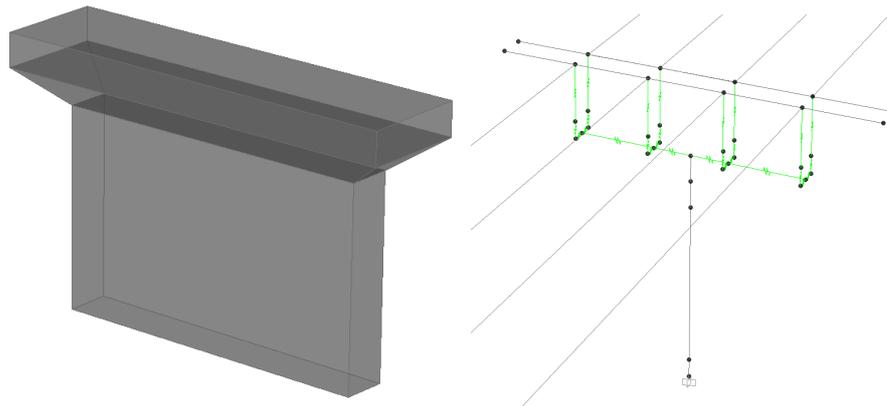


Figura 5-4: Modello di calcolo: dettaglio pila

Per tener conto delle fasi costruttive, sono state definite all'interno del modello 4 fasi con tre tipi di sezioni reagenti e relativi carichi:

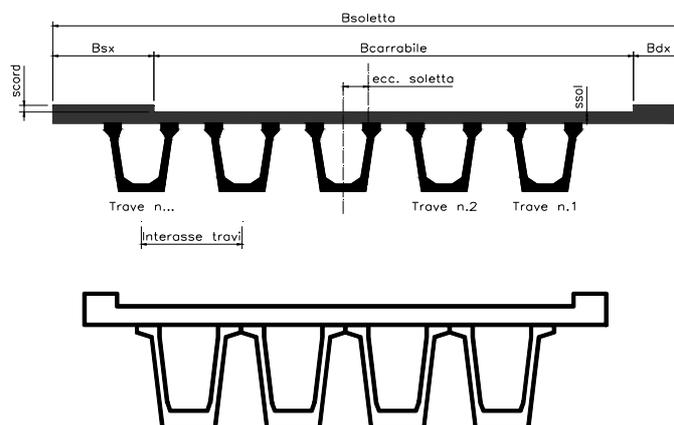
0. Fase – Sono presenti le sole sottostrutture (pile e spalle); Carichi agenti: attrito vincoli. e peso proprio pila
1. Fase - Sezione reagente: Sezione reagente: sole travi: Carichi agenti: pesi propri e getto dei traversi e della soletta fluida.
2. Fase - Sezione reagente: trave con soletta collaborante omogeneizzata e diaframmi; Carichi agenti: carichi permanenti e mobili.
3. Fase sismica - Sezione reagente: travi e traversi (frame) con soletta (shell); Carichi agenti: analisi modale e analisi dinamica con spettro di risposta, ritiro, termica, frenatura, centrifuga, vento.

6. ANALISI DEI CARICHI

6.1 Carichi permanenti strutturali (G1) e non strutturali (G2)

Il carico dovuto al peso proprio dei vari elementi strutturali che compongono il viadotto viene assegnato, nel modello numerico così come segue:

B = larghezza soletta =	12.00 m
s = spessore soletta =	0.25 m
Lunghezza campata =	30.8 m
n. travi (max 30) =	4 ▼
Interasse travi =	2.40 m
ecc. asse soletta-asse travi (>0 vs dx) =	0.00 m
Bdx = Larghezza cordolo dx =	0.75 m
Bsx = Larghezza cordolo sx =	0.75 m
scord = Altezza cordolo =	0.17 m
Bcarrabile = Larghezza pavimentazione =	10.50 m
ecc. pavimentazione-soletta (>0 vs dx)=	0.00 m
Brim. = Larghezza non caricata =	1.50 m



Carichi permanenti e accidentali calcolati in automatico

Carichi ferroviari NTC2008

Elevato standard manutentivo

ANALISI DEI CARICHI SULLA TRAVE 1

TRAVE 1 ▼

Peso proprio trave in c.a.p.	21.30 KN/m
Peso proprio soletta in c.a.	19.48 KN/m
Carico permanente <input checked="" type="checkbox"/> Soletta e perm unif. sulle travi	16.42 KN/m

ANALISI DEI CARICHI SULL'IMPALCATO

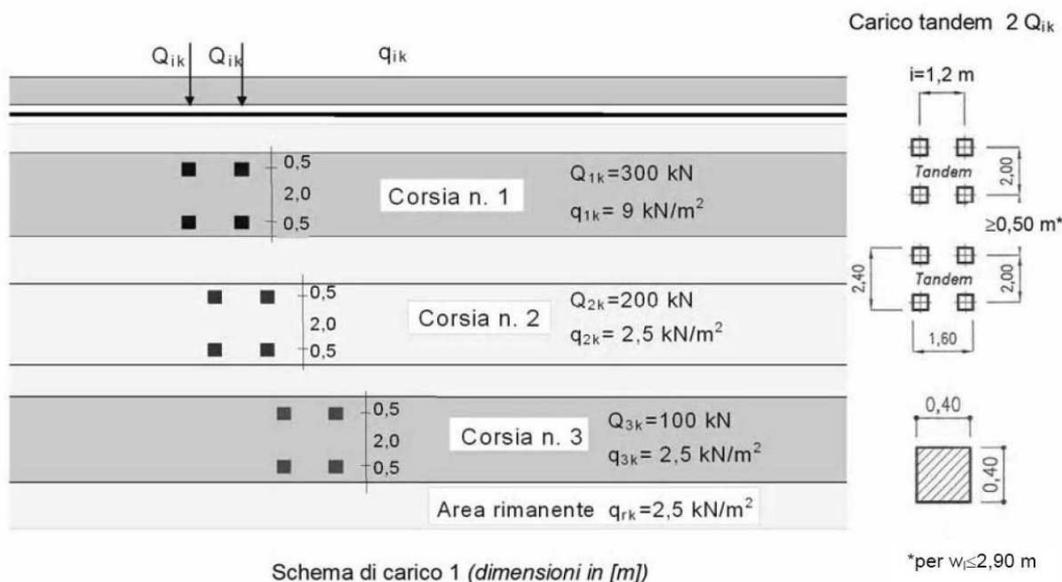
Peso proprio trave in c.a.p.	85.20 KN/m
Peso proprio soletta in c.a.	75.00 KN/m
Peso proprio pavimentazione	4.00 KN/mq
Peso sicurvia	2.50 KN/m
Peso arredi esterni	6.15 KN/m
Larghezza della corsia di carico	3.00 m

6.2 Azioni verticali da traffico (Q1)

L'analisi dei carichi mobili viene effettuata in accordo alle indicazioni delle NTC18.

Le azioni variabili da traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dallo schema di carico 1, descritto nel seguito:

- corsia n.1 costituita da un automezzo convenzionale Q1k di 600 kN dotato di 2 assi di 2 ruote ciascuno, distanti 1.20 m in senso longitudinale e con interasse delle ruote in senso trasversale di 2.00 m e un carico ripartito q1k di 9 kN/m²;
- corsia n.2, analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 400 kN (automezzo convenzionale Q2k) e 2.5 kN/m² (carico ripartito q2k);
- corsia n.3, analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 200 kN (automezzo convenzionale Q3k) e 2.5 kN/m² (carico ripartito q3k);
- zona rimanente, occupata da una colonna di carico qRk = 2.5 kN/m² nella zona di carreggiata non impegnata dai carichi precedenti.



Sono stati considerati i carichi mobili previsti dalla vigente normativa per ponti di prima categoria, disposti nella configurazione che massimizza le sollecitazioni sulla trave di progetto.

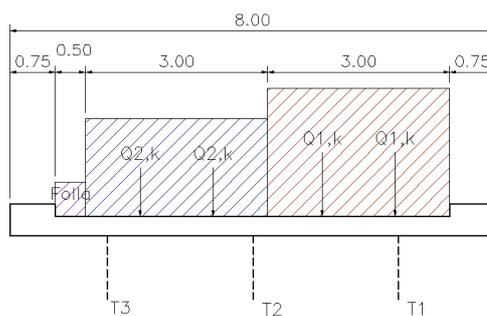


Figura 6-1 – Disposizione eccentrica dei carichi mobili

La ripartizione dei carichi mobili sul cassoncino di bordo è stata effettuata secondo il modello di calcolo FEM.

Il modello di calcolo utilizzato è implementato nel programma di analisi strutturale agli elementi finiti Sap2000; tale codice di calcolo permette di costruire le linee di influenza relative alle distinte sollecitazioni per ciascun punto della struttura.

6.3 Azione del vento

AZIONI DEL VENTO (§3.3 NTC18)

Regione

Puglia

Zona

3

Altitudine sul livello del mare

$a_s = 101.0$ [m]

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32



Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

3.3.1 Velocità base di riferimento

Velocità base di riferimento al livello del mare

$v_{b,0} = 27.0$ [m/s]

parametri tabella 3.I

$a_0 = 500$ [m]

parametri tabella 3.I

$k_a = 0.37$ [1/s]

Coefficiente di altitudine

$c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$; $c_a = 1 + k_a(a_s/a_0 - 1)$ per $a_s > a_0$

$c_a = 1.0$

Velocità base di riferimento

$v_b = v_{b,0} c_a$

$v_b = 27.0$ [m/s]

3.3.2 Velocità di riferimento

Periodo di ritorno

$T_R = 50$ [anni]

Coefficiente di ritorno

$c_r = 0.75 (1 - 0.2 \ln(-\ln(1 - 1/T_R)))^{0.5}$

$c_r = 1.00$

Velocità di riferimento di progetto

$v_r = v_b c_r$

$v_r = 27.0$ [m/s]

3.3.6 Pressione cinetica di riferimento

Pressione cinetica di riferimento

$q_r = 0.5 \rho v_r^2$

$\rho_{aria} = 1.25$ [kg/m³]

$q_p = 0.46$ [kN/m²]

3.3.7 Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità de terreno

B

Distanza dalla costa e altitudine

10/30 km

Categoria di esposizione del sito

III

Coefficiente di topografia

$c_t = 1.0$

Fattore di terreno

$k_r = 0.20$

Lunghezza di rugosità

$z_0 = 0.10$ [m]

Altezza minima

$z_{min} = 5.00$ [m]

Coefficiente di esposizione

per $z > z_{min}$ $c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) (7 + c_t \ln(z/z_0))$

$z_{bar} = 10$ [m]

per $z \leq z_{min}$ $c_e(z) = c_e(z_{min})$

$c_e(z) = 2.14$

Coefficiente di forma (o coefficiente aereodinamico)

$c_p = 1.4$

Coefficiente dinamico

$c_d = 1.0$

3.3.4 Pressione del vento

$p(z) = q_r c_e c_p c_d$

$p(z) = 1.37$ (kN/m²)

6.4 Azione longitudinale di frenamento

AZIONI LONGITUDINALI (§5.1.3.5 NTC18)

5.1.3.5 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE: q_3

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad [5.1.4]$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione	$q_3 =$	533	[kN]
Larghezza della corsia	$w_1 =$	3.0	[m]
Carico concentrato da traffico corsia n.1	$Q_{1k} =$	300	[kN]
Carico distribuito da traffico corsia n.1	$q_{1k} =$	9.00	[kN/m ²]
Lunghezza della zona caricata	$L =$	64.0	[m]

6.5 Urto dei veicoli in svio

Si tiene conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN. Essa è considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 1.0 m sopra il livello del piano di marcia.

6.6 Ritiro

RITIRO DIFFERENZIALE DELLA SOLETTA		<input checked="" type="checkbox"/> Ritiro soletta	
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} = 45.0$ Mpa	$t_s = 0$ gg	
Resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	$f_{ck} = 35.0$ Mpa	$t = 500000$ gg	
umidità 75 %	$\epsilon_{ca} = -6.25E-05$	$\beta(\infty) = 0.99968$	
$A_c = 6000$ cm ²	$\epsilon_{cd} = -2.93E-04$	$\epsilon_{cd}(\infty) = -2.34E-04$	
$u = 480$ cm	$k_N = 0.800$		
$h_0 = 2 A_c / u = 250$ mm	$\epsilon_{cd,\infty} = -2.35E-04$		
		Riduzione per additivi	Ritiro di calcolo
		↓	↓
Deformazione totale da ritiro a $t = \infty$	$\epsilon_{cs}(\infty) = -2.97E-04$	60%	-1.78E-04

La forza di ritiro da applicarsi nel baricentro della soletta nelle zone non fessurate vale:

$$N = \epsilon_{cs} E_{rid} A_c = 1415.53 \text{ KN}$$

dove: $E_{rid} = E_{cm} / (1 + \chi\phi) = 13242 \text{ Mpa}$ $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 34077$

$\chi = 0.80$ $\phi = 1.967$

Il ritiro pertanto si traduce in una forza e in un momento applicato nel baricentro della sezione trave+soletta.

$V_g = 0.929$ $N_{ritiro} = -1415.53 \text{ KN}$
 $e = 0.596$ $M_{ritiro} = 843.79 \text{ KNm}$

TRAVE DA CALCOLARE | TRAVE 1

Il ritiro differenziale della soletta rispetto alla trave è mitigato da una quota parte che la trave continua ad esaurire successivamente al getto della soletta. Volendo tener in conto questa evenienza si riduce il ritiro (60%) alla stregua di quanto si farebbe con l'adozione di un additivo. Tuttavia si conferma in questa sede la necessità di prevedere sempre additivi antiritiro in soletta per migliorarne notevolmente la durabilità.

6.7 Variazioni termiche

Per quanto riguarda gli effetti della temperatura sulla struttura sono state valutate le seguenti condizioni di carico:

Variazione termica differenziale sull'altezza della trave: si considera alternativamente (a seconda dell'effetto più gravoso) un gradiente termico di $\pm 10^\circ\text{C}$.

Variazione termica uniforme sull'altezza della trave: si considera una variazione termica di $\pm 30^\circ\text{C}$.

6.8 Azione sismica

In sede di revisione del presente Progetto Definitivo si è valutata la categoria di sottosuolo secondo le nuove indicazioni ($V_{s,eq}$) del D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018. In questa opera la categoria di sottosuolo determinata con i criteri ($V_{s,30}$) della precedente norma rimangono invariati.

6.8.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Come vita nominale si assume $V_N = 50$ anni.

6.8.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un'eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe IV: "costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità..... Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico."

Il coefficiente d'uso si assume pertanto pari a $C_U = 2.0$.

6.8.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso.

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

Le probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento V_R , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, sono pari al 10% nel caso dello stato limite SLV e pari al 5% nel caso dello stato limite SLC.

6.8.4 Parametri di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC18, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite su sito di riferimento rigido orizzontale in funzione dei tre parametri:

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

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

- a_g il valore previsto dalla pericolosità sismica;
- F_0 e T_{c^*} i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC18 scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.

Le forme spettrali previste dalle NTC18 sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

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

A tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

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

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC08.

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

Nel seguito si riporta una tabella riassuntiva dei parametri che caratterizzano l'opera in oggetto:

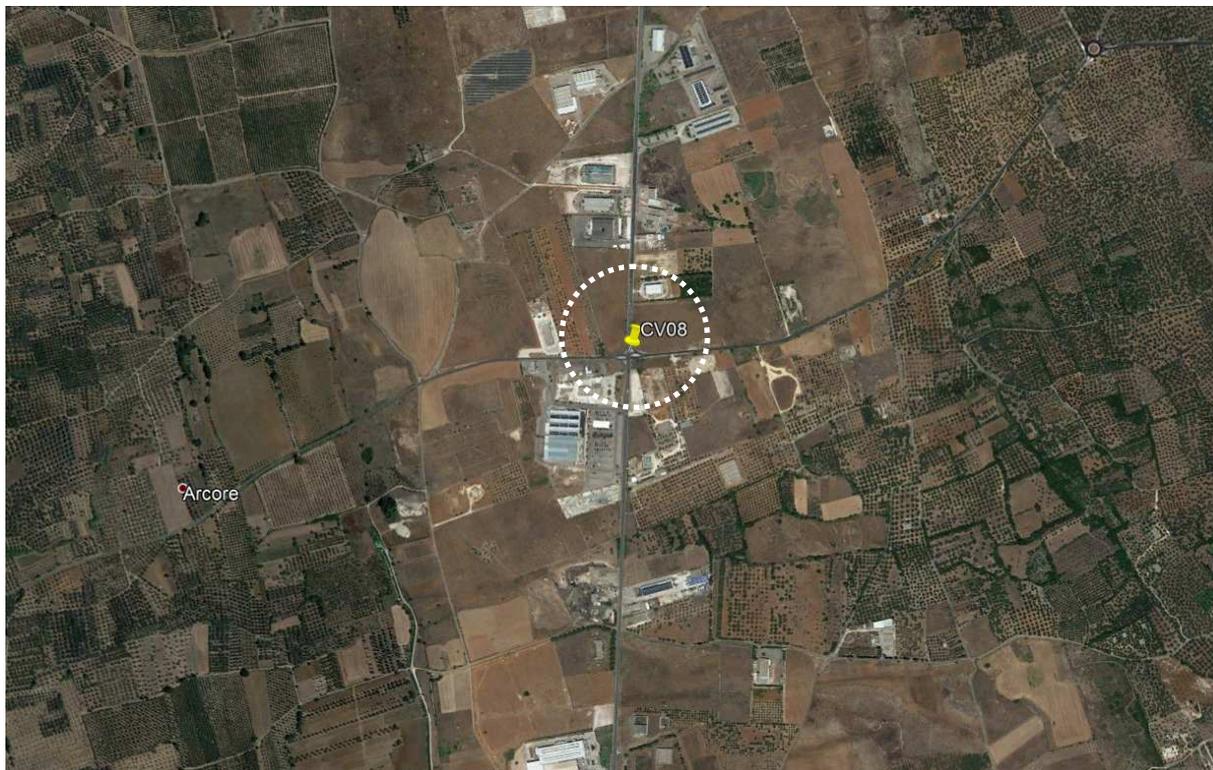


Figura 6-2: Individuazione della pericolosità del sito

6.8.5 Categoria di sottosuolo

Per la definizione dell'azione sismica si può far riferimento all'approccio semplificato che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento (tab 3.2.II NTC18):

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

La classificazione si effettua sulla base dei valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità e sulla base della resistenza penetrometrica dinamica equivalente $NSPT_{,30}$.

Per le fondazioni superficiali tale profondità è riferita al piano d'imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali.

In base alle indagini geologico - tecniche effettuate i terreni di fondazione interessati dall'opera oggetto di questa relazione possono essere classificati nella categoria "B".

6.8.6 Condizioni topografiche

Per le condizioni topografiche si fa riferimento alla seguente classificazione (tab 3.2.III NTC18):

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

La morfologia del territorio in cui ricade l'opera, è tale per cui ricade nella categoria topografica T1.

6.8.7 Spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR.

6.8.8 Spettro di risposta elastico in accelerazione, componenti orizzontali

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

$$\begin{aligned} 0 \leq T \leq T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T \leq T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\ T_C \leq T \leq T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T} \\ T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Inoltre:

- S : è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente: $S = S_S \times S_T$; S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed S_T il coefficiente di amplificazione topografica riportati nelle tabelle seguenti;
- η : è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali diversi dal 5%, mediante la relazione:
$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$$
 dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;
- F_0 : è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2;

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

- T_C : è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:
 $T_C = C_C \cdot T_C^*$; dove C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;
- T_B : è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;
 $T_B = T_C / 3$;
- T_D : è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro,

espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

6.8.9 Spettro di risposta elastico in accelerazione, componenti verticali

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

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

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

nelle quali T e S_{ve} sono rispettivamente il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale verticale, mentre F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

I valori di a_g , F_o , S , η sono quelli già definiti per le componenti orizzontali; i valori di S_s , T_B , T_C e T_D , sono invece quelli riportati nella tabella seguente.

Tab. 3.2.VI - Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

6.8.10 Spettri di progetto in accelerazione

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0.089 g
F_n	2.561
T_C^*	0.484 s
S_S	1.200
C_C	1.272
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.205 s
T_C	0.615 s
T_D	1.955 s

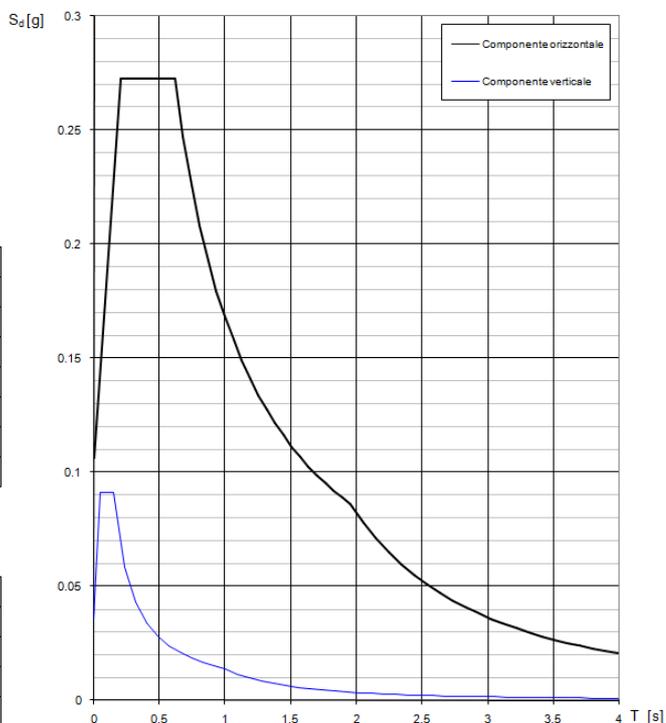


Figura 6-4: Spettri di progetto SLV

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_n	0.118 g
F_n	2.588
T_C^*	0.518 s
S_S	1.200
C_C	1.255
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.217 s
T_C	0.650 s
T_D	2.073 s

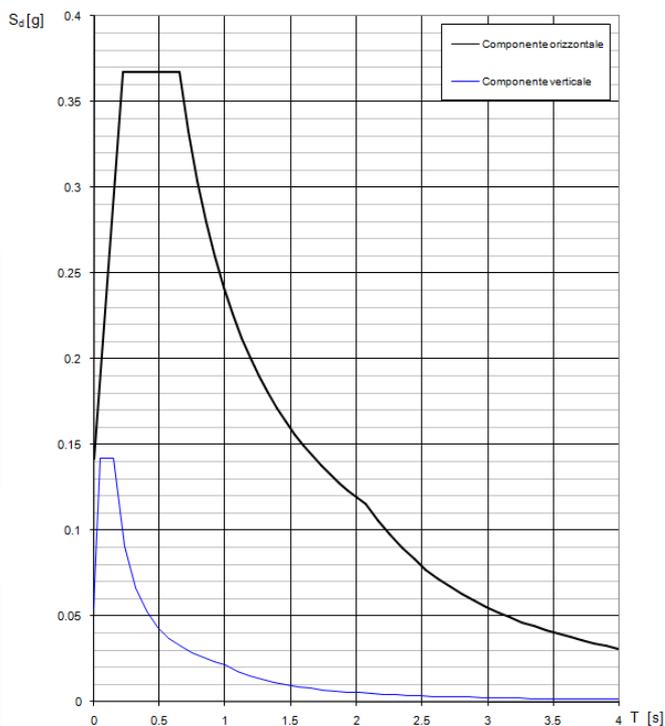


Figura 6-5: Spettri di progetto SLC

7. COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, in osservanza ai §5.1.3.14 e §5.2.3 delle NTC18, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV, combinate considerando gli stati limite di esercizio, gli stati limite ultimi e le condizioni sismiche.

Tab. 5.1.IV - Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

I valori dei coefficienti Ψ_{0j} , Ψ_{1j} e Ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

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

		Coefficiente	EQU ^(a)	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90 1,00 ⁽³⁾	1,00 1,00 ⁽⁴⁾	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}$, $\gamma_{\epsilon 3}$, $\gamma_{\epsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

^(a) Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 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
	4 (folla)	--	0,75	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Agli stati limite di esercizio si sono considerate le verifiche per le combinazioni rara e frequente.

Le condizioni di carico di cui ai paragrafi precedenti sono state combinate secondo quanto indicato dalle norme tecniche sulle costruzioni NTC18.

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo “+” vuol dire “combinato con”.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} sono dati nella Tab. 2.5.I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{G1} e γ_{Q1} sono dati nel § 2.6.1.

7.1 Impalcato

	Verifiche SLU	Verifiche SLE
G1 - IMPALCATO	1.35	1.00
G1 - SOLETTA	1.35	1.00
G2 - PERMANENTI	1.50	1.00
Q1 - MOBILIKK	1.50	1.00
P - PRECOMPRESSIONE	0.90	1.00

7.2 Pile

	ENV_SLE_R					ENV_SLE_F			ENV_SLU_STR				
	SLE_CARATTERISTICHE (RARE)					SLE_FREQ. - Q. PERM.			SLU_STR				
COND. CARICO ELEM.	SLE_R_P	SLE_R_VC	SLE_R_1	SLE_R_2a	SLE_R_2b	SLE_F_P	SLE_F_VC	SLE_F_1	SLU_P	SLU_VC	SLU_1	SLU_2a	SLU_2b
G1-IMPALCATO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G1-SOLETTA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G1-PILA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G2-PERMANENTI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
E1-DISTORSIONI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
E2-RITIRO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
E4-CEDIMENTI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Q1-MOBILI-KK			1.00							1.35			
Q1-MOBILI-FQ		1.00		1.00	1.00			1.00				1.35	1.35
Q3-FRENATURA				1.00								1.35	
Q4-CENTRIFUGA					1.00								1.35
Q5-VENTO-C		1.00	0.60	0.60	0.60		0.20			1.50	0.90	0.90	0.90
Q7-ATTRITO-P	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Q6-SISMA_L													
Q6-SISMA_T													
Q6-SISMA_V													
G1-PESO_FONDAZIONE	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G1-PESO_RINTERRO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Q6-INERZIA_MASSE_L													
Q6-INERZIA_MASSE_T													
Q6-INERZIA_MASSE_V													

	ENV_SLU_SIS						ENV_SLU_GEO					EQU		
	SLV SISMICA						SLU_GEO					EQU		
COND. CARICO ELEM.	SLU_SL1	SLU_SL2	SLU_ST1	SLU_ST2	SLU_V1	SLU_V2	SLU_G_P	SLU_G_VC	SLU_G_1	SLU_G_2a	SLU_G_2b	EQU_1	EQU_2	EQU_3
G1-IMPALCATO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35			0.9
G1-SOLETTA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35			0.9
G1-PILA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35			0.9
G2-PERMANENTI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50			0.9
E1-DISTORSIONI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			
E2-RITIRO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20			
E4-CEDIMENTI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20			
Q1-MOBILI-KK									1.35					1.35
Q1-MOBILI-FQ								1.35		1.35	1.35			
Q3-FRENATURA										1.35				1.35
Q4-CENTRIFUGA											1.15			
Q5-VENTO-C								1.50	0.90	0.90	0.90	1.5	1.5	
Q7-ATTRITO-P							1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.5	1.5	
Q6-SISMA_L	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.30								
Q6-SISMA_T	0.30	0.30	1.00	1.00	0.30	0.30								
Q6-SISMA_V	0.30	-0.30	0.30	-0.30	1.00	-1.00								
G1-PESO_FONDAZIONE	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35			0.9
G1-PESO_RINTERRO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35			0.9
Q6-INERZIA_MASSE_L	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.30								
Q6-INERZIA_MASSE_T	0.30	0.30	1.00	1.00	0.30	0.30								
Q6-INERZIA_MASSE_V	0.30	-0.30	0.30	-0.30	1.00	-1.00								

7.3 Spalle

COND. CARICO ELEM.	ENV_SLE_R					ENV_SLE_F			ENV_SLU_STR				
	SLE_CARATTERISTICHE (RARE)					SLE_FREQ. - Q. PERM.			SLU_STR				
	SLE_R_P	SLE_R_VC	SLE_R_1	SLE_R_2a	SLE_R_2b	SLE_F_P	SLE_F_VC	SLE_F_1	SLU_P	SLU_VC	SLU_1	SLU_2a	SLU_2b
G1-IMPALCATO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G1-SOLETTA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G2-PERMANENTI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
E1-DISTORSIONI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
E2-RITIRO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
E4-CEDIMENTI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Q1-MOBILI-KK			1.00							1.35			
Q1-MOBILI-FQ		1.00		1.00	1.00			1.00		1.35		1.35	1.35
Q3-FRENATURA				1.00								1.35	
Q4-CENTRIFUGA					1.00								1.35
Q5-VENTO-C		1.00	0.60	0.60	0.60		0.20			1.50	0.90	0.90	0.90
Q7-ATTRITO-P	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Q6-SISMA_L													
Q6-SISMA_T													
Q6-SISMA_V													
G1-PESO_SPALLA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G1-PESO_RINTERRO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G3-SPINTA_TERRA_STA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Q1-SPINTA_MOBILI		1.00	1.00	1.00	1.00		1.00			1.35	1.35	1.35	1.35
Q3-FRENATURA_PARA				1.00								1.35	
G3-SPINTA_TERRA_SIS													
Q6-SOVRASPINTA_L													
Q6-INERZIA_MASSE_L													
Q6-INERZIA_MASSE_TP													
Q6-INERZIA_MASSE_TN													
Q6-INERZIA_MASSE_V													

COND. CARICO ELEM.	ENV_SLU_SIS						ENV_SLU_GEO					EQU		
	SLV SISMICA						SLU_GEO					EQU		
	SLU_SL1	SLU_SL2	SLU_ST1	SLU_ST2	SLU_V1	SLU_V2	SLU_G_P	SLU_G_VC	SLU_G_1	SLU_G_2a	SLU_G_2b	EQU_1	EQU_2	EQU_3
G1-IMPALCATO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35			0.9
G1-SOLETTA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35			0.9
G2-PERMANENTI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50			0.9
E1-DISTORSIONI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			
E2-RITIRO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20			
E4-CEDIMENTI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20			
Q1-MOBILI-KK								1.35				1.35		
Q1-MOBILI-FQ								1.35		1.35	1.35			
Q3-FRENATURA										1.35		1.35		
Q4-CENTRIFUGA											1.15			
Q5-VENTO-C								1.50	0.90	0.90	0.90	1.5	1.5	
Q7-ATTRITO-P							1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.5	1.5	
Q6-SISMA_L	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.30								
Q6-SISMA_T	0.30	-0.30	1.00	-1.00	0.30	-0.30								
Q6-SISMA_V	0.30	0.30	0.30	0.30	1.00	1.00								
G1-PESO_SPALLA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35			0.9
G1-PESO_RINTERRO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35			0.9
G3-SPINTA_TERRA_STA							1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.1	1.1	
Q1-SPINTA_MOBILI								1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	
Q3-FRENATURA_PARA										1.35		1.35	1.35	
G3-SPINTA_TERRA_SIS	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00								
Q6-SOVRASPINTA_L	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.30								
Q6-INERZIA_MASSE_L	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.30								
Q6-INERZIA_MASSE_TP	0.30		1.00			0.30								
Q6-INERZIA_MASSE_TN		0.30		1.00		0.30								
Q6-INERZIA_MASSE_V	0.30	-0.30	0.30	-0.30	1.00	-1.00								

8. RISULTATI

8.1 ANALISI MODALE

Si riportano di seguito i principali risultati dell'analisi modale.

I modi considerati sono 500; le masse associate all'analisi modale sono costituite dal peso proprio dell'impalcato, dai carichi permanenti portati e dal peso proprio delle sottostrutture, in accordo con quanto prescritto dalla normativa.

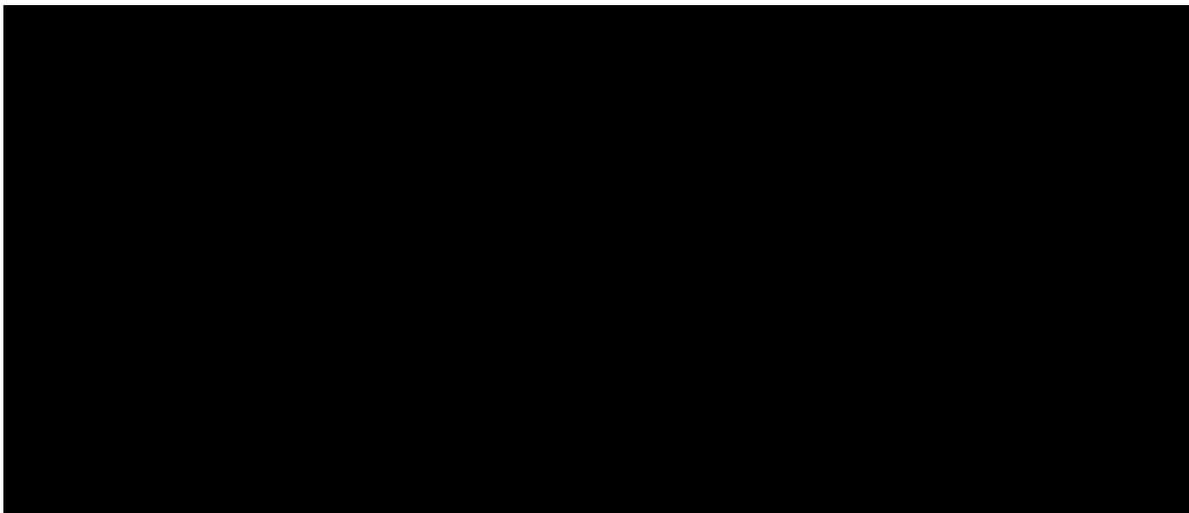
La percentuale di massa eccitata nelle tre direzioni ortogonali è illustrata nella seguente tabella.

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODALE	Acceleration	UX	99.9980	97.3403
MODALE	Acceleration	UY	99.9959	96.8517
MODALE	Acceleration	UZ	99.9870	88.4817

Si riportano, nella seguente tabella, per i primi 20 modi di vibrare, i valori dei periodi e delle frequenze.

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODALE	Mode	1	0.40	2.52	15.86	251.67
MODALE	Mode	2	0.27	3.71	23.31	543.35
MODALE	Mode	3	0.19	5.34	33.53	1124.29
MODALE	Mode	4	0.18	5.41	34.02	1157.54
MODALE	Mode	5	0.14	7.02	44.13	1947.08
MODALE	Mode	6	0.13	7.79	48.95	2396.21
MODALE	Mode	7	0.12	8.43	52.99	2807.95
MODALE	Mode	8	0.12	8.61	54.08	2924.15
MODALE	Mode	9	0.11	8.87	55.76	3109.49
MODALE	Mode	10	0.11	9.38	58.96	3476.72
MODALE	Mode	11	0.10	9.63	60.49	3659.00
MODALE	Mode	12	0.10	10.07	63.28	4004.15
MODALE	Mode	13	0.10	10.12	63.57	4040.84
MODALE	Mode	14	0.10	10.49	65.90	4342.51
MODALE	Mode	15	0.09	11.07	69.55	4837.27
MODALE	Mode	16	0.08	13.26	83.33	6944.35
MODALE	Mode	17	0.07	13.40	84.21	7091.57
MODALE	Mode	18	0.07	13.44	84.44	7129.48
MODALE	Mode	19	0.07	13.62	85.56	7320.92
MODALE	Mode	20	0.06	15.82	99.39	9877.99

Si riportano nella seguente tabella, per i primi 20 modi di vibrare, le percentuali di massa eccitata nelle tre direzioni ortogonali.



Si riportano di seguito le deformate modali della struttura nei primi modi di vibrare.

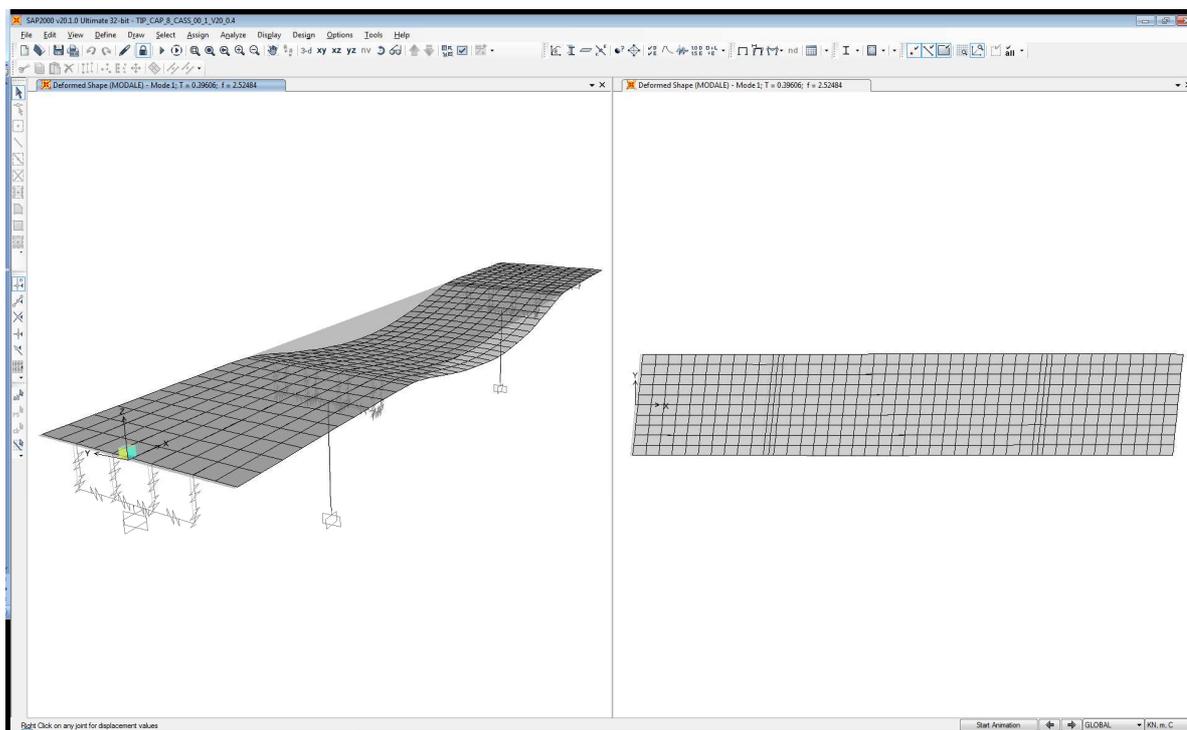


Figura 8-1: Deformata modale modo n°1

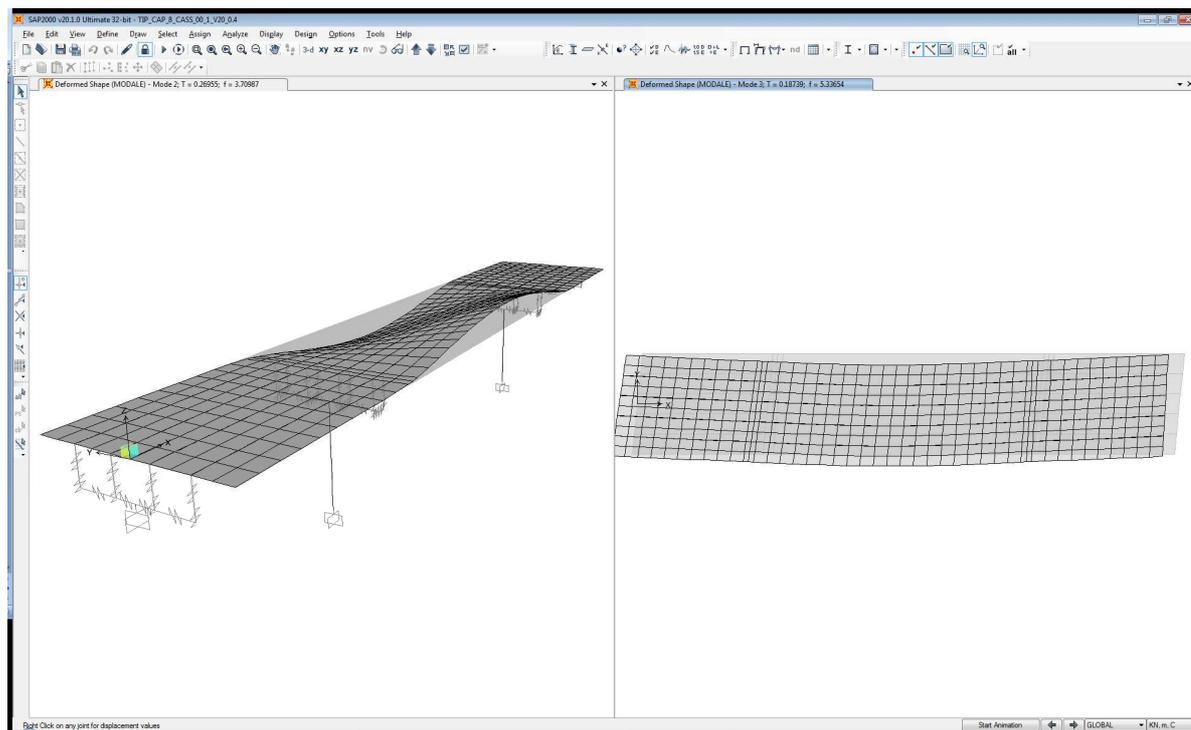
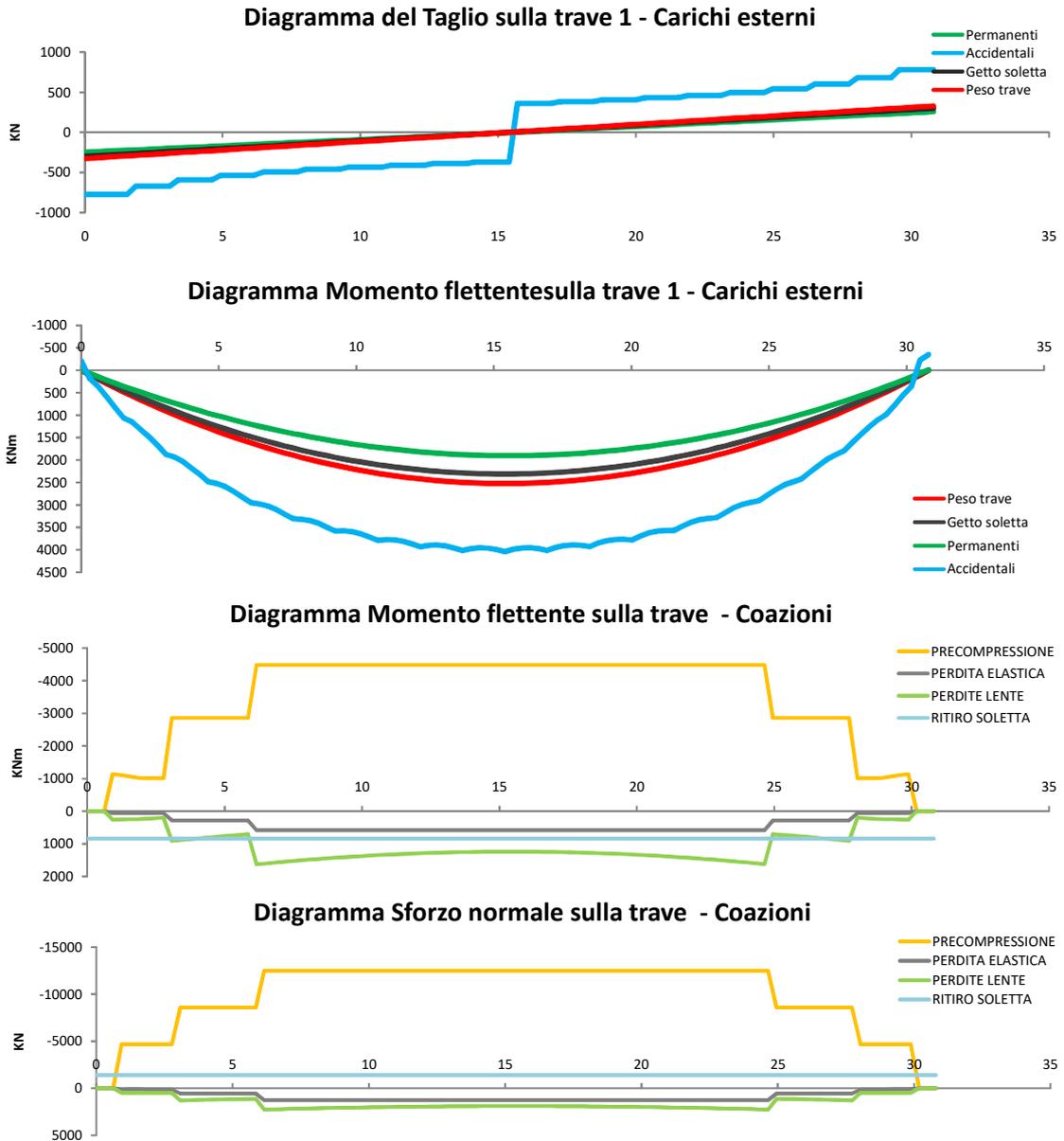


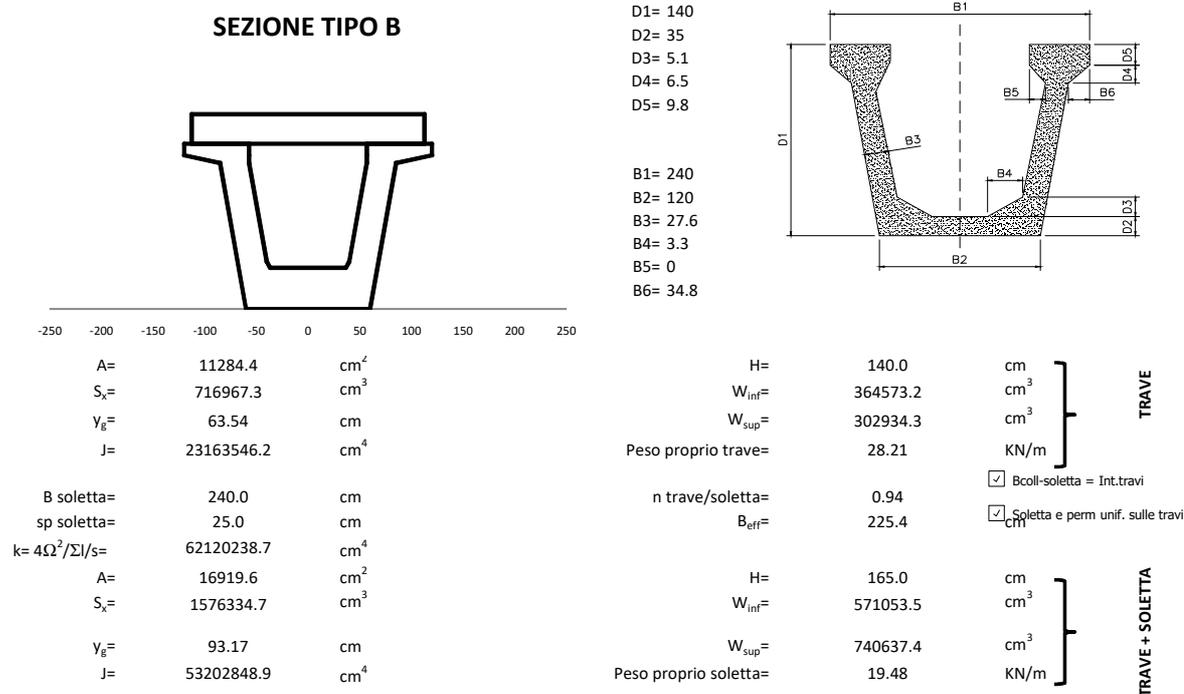
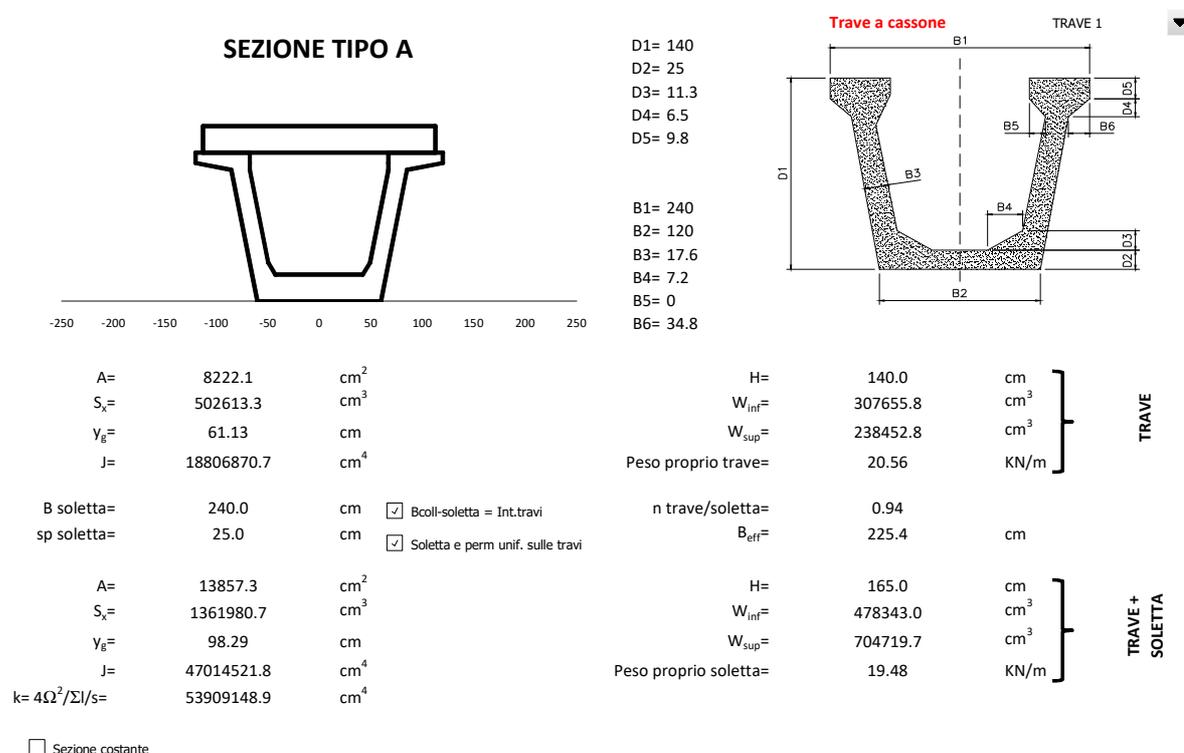
Figura 8-2: Deformata modale modo n°2

8.2 DIAGRAMMI SOLLECITAZIONI



9. VERIFICHE IMPALCATO

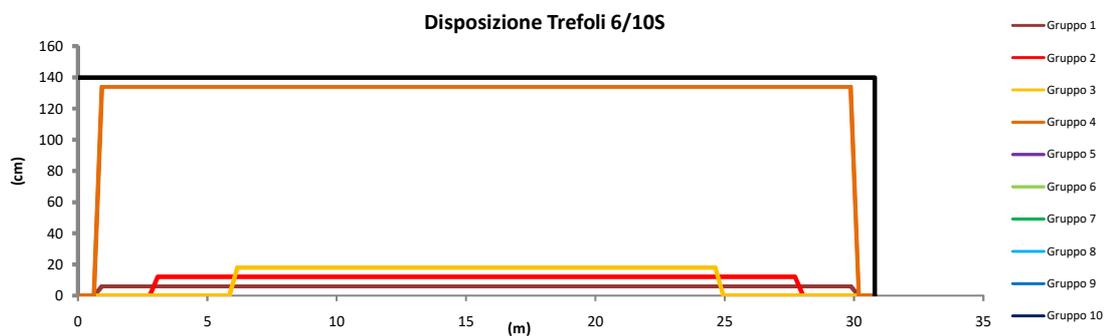
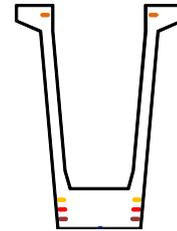
9.1 Caratteristiche trave in c.a.p.



9.2 Precompressione e armatura lenta

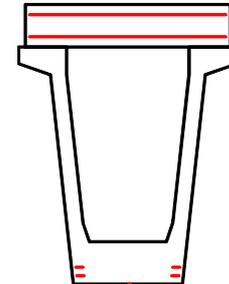
Tensione limite iniziale 1488.0 Mpa Trefoli diametro Trefoli 6/10S | 6/10S 13.8 mm
 Tensione di tesatura iniziale 1300.0 Mpa area Trefoli 6/10S 150.0 mmq
 Lunghezza di trasferimento della precompressione 0.90 m

Disposizione Trefoli 6/10S							
	n.	y (cm)	A _{tot} (mmq)	L _{eff} (m)	σ _{spi} (Mpa)	N _{prec} (KN)	M _{prec} (KNm)
gruppo 1	18	6	2700	0.90	1300.0	-3510	-1935.0
gruppo 2	20	12	3000	2.90	1300.0	-3900	-1916.1
gruppo 3	20	18	3000	5.90	1300.0	-3900	-1682.1
gruppo 4	6	134	900	0.90	1300.0	-1170	852.6

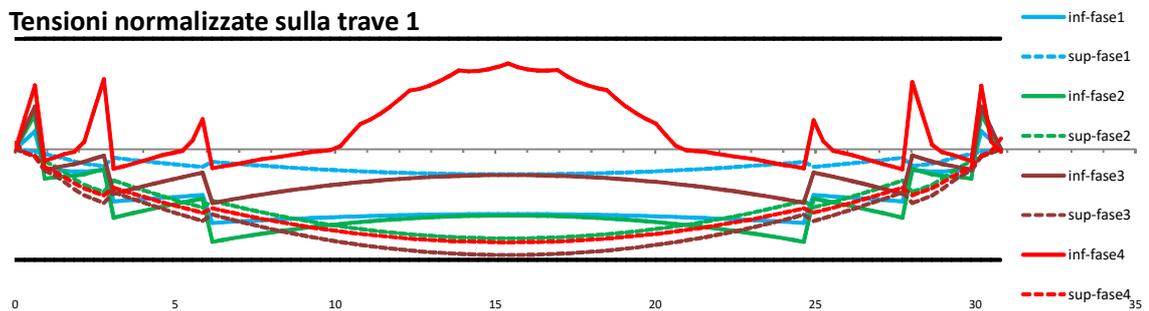


Disposizione armature lente					
	n.	y (cm)	φ (mm)	A _{tot} (mmq)	x0 (m)
gruppo 1	12	5	16	2412.7	0.0
gruppo 2	10	10	16	2010.6	0.0
gruppo 11	22	146	12	2488.1	0.0
gruppo 12	22	159	12	2488.1	0.0

Armatura lenta nella trave
 Armatura lenta in soletta



Tensioni normalizzate sulla trave 1



9.3 Perdite differite nel tempo

RITIRO DEL CLS TRAVE

Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	55.0 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	$f_{ck} =$	45.0 Mpa
Umidità relativa		75 %
Area della sezione di calcestruzzo	$A_c =$	14222 cm ²
Perimetro della sezione esposto all'aria	$u =$	1160 cm
Dimensione fittizia	$h_0 = 2 A_c / u =$	245 mm
Deformazione per ritiro autogeno	$\epsilon_{ca} =$	-8.75E-05
	$\epsilon_{c0} =$	-2.61E-04
	$k_{ri} =$	0.805
Deformazione per ritiro da essiccamento a $t = \infty$	$\epsilon_{cd, \infty} =$	-2.10E-04
Età del cls a partire dal quale si considera il ritiro	$t_r =$	30 gg
Età del cls nel momento considerato	$t =$	500000 gg
	$\beta(\infty) =$	0.99969
	$\epsilon_{cd}(\infty) =$	-2.10E-04
Deformazione totale da ritiro a $t = \infty$	$\epsilon_{ct}(\infty) =$	-2.97E-04

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0.62	-0.58	-0.49	-0.30	-0.17	+0.00
40	-0.48	-0.46	-0.38	-0.24	-0.13	+0.00
60	-0.38	-0.36	-0.30	-0.19	-0.10	+0.00
80	-0.30	-0.28	-0.24	-0.15	-0.07	+0.00

Tabella 11.2.Va - Valori di ϵ_{c0}

h_0 (mm)	k_b
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥500	0,70

Tabella 11.2.Vb - Valori di k_b

Riduzione per additivi	↓	60%	----->	Ritiro di calcolo	↓	-1.78E-04
------------------------	---	-----	--------	-------------------	---	-----------

VISCOSITA'

Coeff. di viscosità a $t = \infty$	$\phi(\infty, t_r) =$	1.973
<input checked="" type="checkbox"/> Viscosità		

Tabella 11.2.VI - Valori di $\phi(\infty, t_r)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%

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

Tabella 11.2.VII - Valori di $\phi(\infty, t_r)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 55%

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

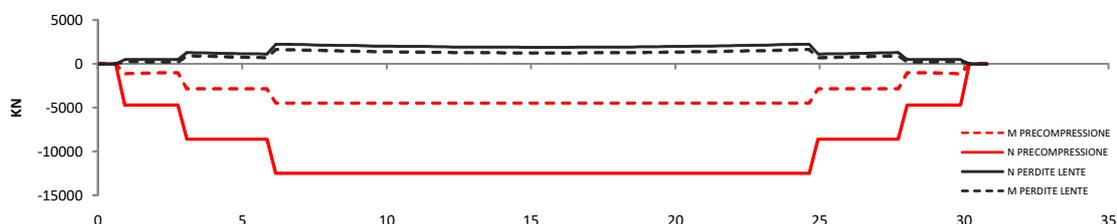
CADUTE DI TENSIONE PER RILASSAMENTO

Tensione iniziale nel cavo	$\sigma_{spi} =$	1300.0 Mpa
Resistenza caratteristica dell'acciaio da precompressione	$f_{pk} =$	1670.0 Mpa
Perdita percentuale per rilass. a 1000 ore, a 20°C e con $\sigma_{spi} = 0.7 f_p$	$\rho_{1000} =$	2.50 Mpa
	$\mu = \sigma_{spi} / f_{pk} =$	0.778
Tempo dalla messa in tensione	$t =$	500000 ore

$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 5,39 \rho_{1000} e^{6,7\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5}$	Trecce, fili, trefoli ordinari a normale rilassamento
$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5}$	Trecce, fili, trefoli stabilizzati a basso rilassamento
$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 1,98 \rho_{1000} e^{8,0\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5}$	Barre laminate

Nel nostro caso trattandosi di: Trefoli stabilizzati	$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} =$	0.055
Caduta di tensione per rilassamento al tempo $t = 500000$ ore	$\Delta\sigma_{pr} =$	71.84 Mpa

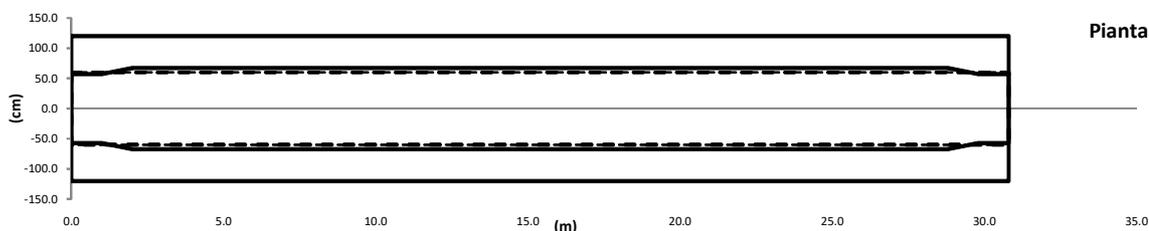
Diagramma M/N sulla trave 1 - Precompressione e perdite



9.4 Caratteristiche sezioni di verifica

L = Lunghezza trave = 30.8 m Sezione costante
 Lunghezza retrotrave = 0.4 m
 Lunghezza concio di calcolo = 0.308 m
 n. conci di calcolo = 100
 L1 = Lunghezza sezione corrente tipo A = 26.8 m
 L2 = Lunghezza sezione variabile AB-BA = 1.0 m
 L3 = Lunghezza sezione di appoggio tipo B = 1.0 m

	xin (m)	xfin (m)
TIPO BB	0.00	1.00
TIPO BA	1.00	2.00
TIPO AA	2.00	28.80
TIPO AB	28.80	29.80
TIPO BB	29.80	30.80



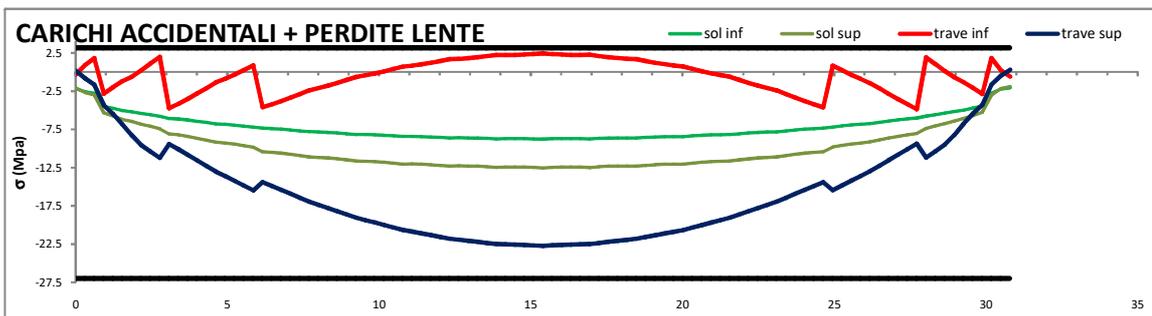
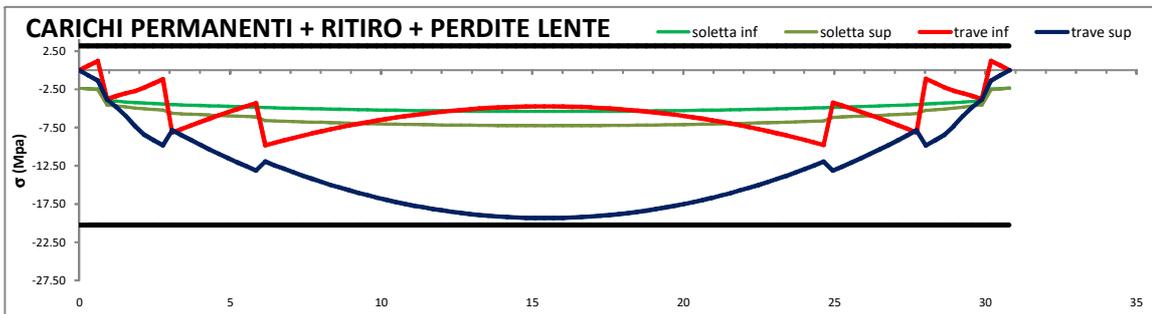
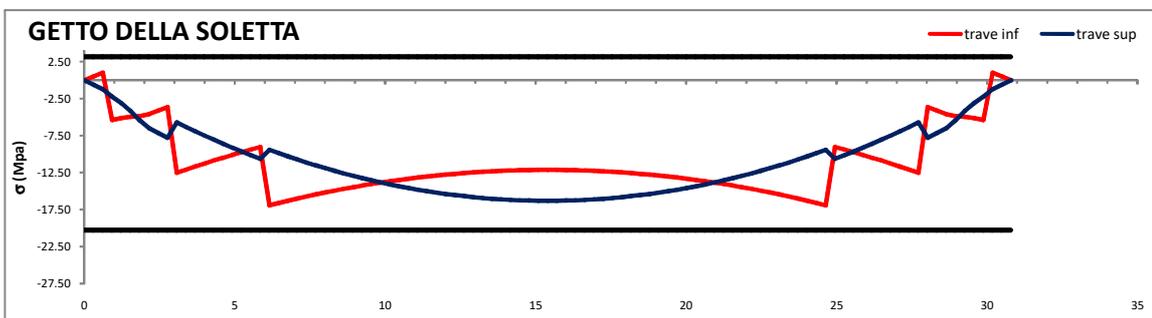
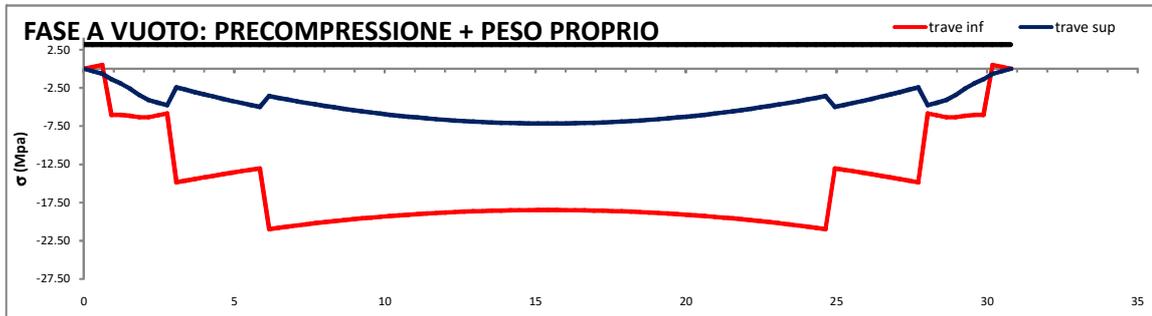
Pianta

x(m)	Tipo	x(m)	Tipo	TRAVE + ARMATURE					
				x(m)	A _{id} (cm ²)	J _{id} (cm ⁴)	y _g (cm)	W _{inf} (cm ³)	W _{sup} (cm ³)
0.00	BB	7.70	AA	0.00	11535.6	23942832	62.3	384246	-308189
0.31	BB	8.01	AA	1.54	10127.9	22400468	60.3	371228	-281206
0.62	BB	8.32	AA	3.08	8848.0	20605219	58.1	354524	-251654
0.92	BB	8.62	AA	4.62	8848.0	20605219	58.1	354524	-251654
1.23	BA	8.93	AA	6.16	9018.3	20874233	57.4	363897	-252602
1.54	BA	9.24	AA	7.70	9018.3	20874233	57.4	363897	-252602
1.85	BA	9.55	AA	9.24	9018.3	20874233	57.4	363897	-252602
2.16	AA	9.86	AA	10.78	9018.3	20874233	57.4	363897	-252602
2.46	AA	10.16	AA	12.32	9018.3	20874233	57.4	363897	-252602
2.77	AA	10.47	AA	13.86	9018.3	20874233	57.4	363897	-252602
3.08	AA	10.78	AA	15.40	9018.3	20874233	57.4	363897	-252602
3.39	AA	11.09	AA						
3.70	AA	11.40	AA						
4.00	AA	11.70	AA						
4.31	AA	12.01	AA						
4.62	AA	12.32	AA						
4.93	AA	12.63	AA						
5.24	AA	12.94	AA						
5.54	AA	13.24	AA						
5.85	AA	13.55	AA						
6.16	AA	13.86	AA						
6.47	AA	14.17	AA						
6.78	AA	14.48	AA						
7.08	AA	14.78	AA						
7.39	AA	15.09	AA						

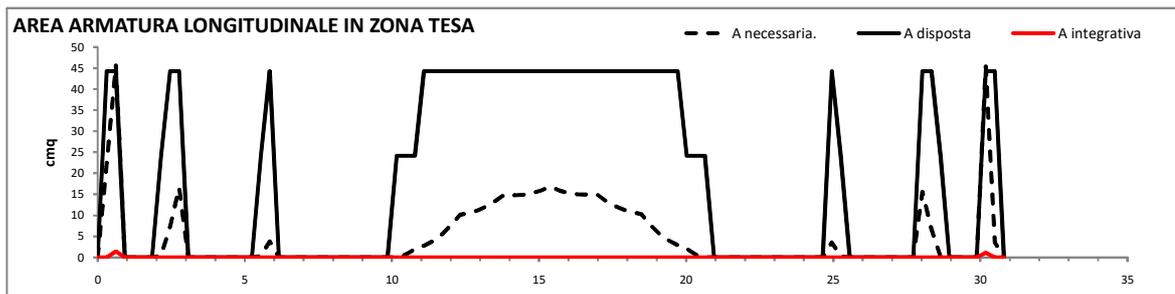
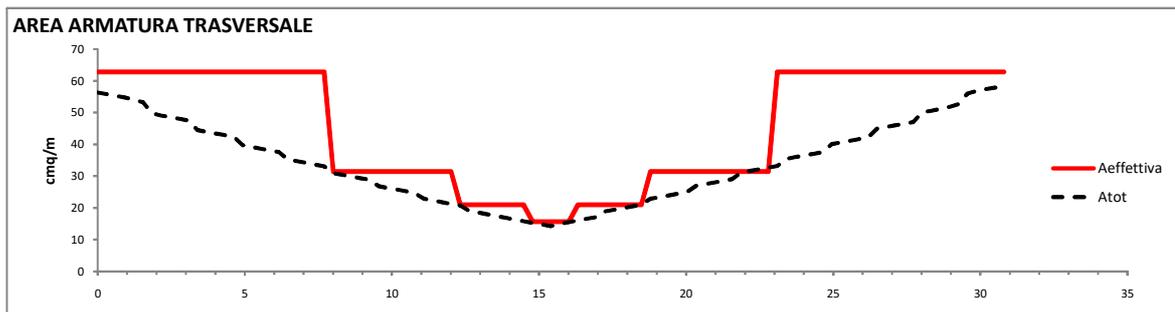
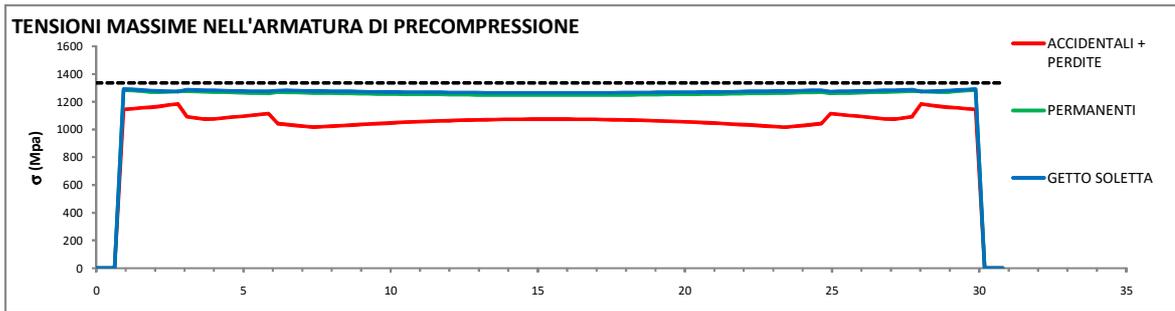
x(m)	TRAVE + SOLETTA + ARMATURE					
	A _{id} (cm ²)	J _{id} (cm ⁴)	y _g (cm)	W _{inf} (cm ³)	W _{sup} (cm ³)	W _{supsol} (cm ³)
0.00	17453.3	56062561	92.9	603533	-1190052	-777466
1.54	16045.6	54429947	94.3	577015	-1191814	-770201
3.08	14765.7	52496816	95.9	547151	-1191640	-760225
4.62	14765.7	52496816	95.9	547151	-1191640	-760225
6.16	14936.0	53519862	95.1	563030	-1190835	-765191
7.70	14936.0	53519862	95.1	563030	-1190835	-765191
9.24	14936.0	53519862	95.1	563030	-1190835	-765191
10.78	14936.0	53519862	95.1	563030	-1190835	-765191
12.32	14936.0	53519862	95.1	563030	-1190835	-765191
13.86	14936.0	53519862	95.1	563030	-1190835	-765191
15.40	14936.0	53519862	95.1	563030	-1190835	-765191

9.5 Diagramma tensioni sulla trave n.1

Effetto della precompressione Ben definita ▼



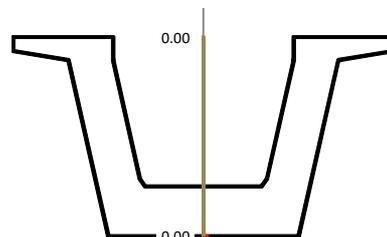
9.6 Diagramma tensioni/aree armature trave n.1



9.7 Verifica sezione n.1 – ascissa x = 0,000m

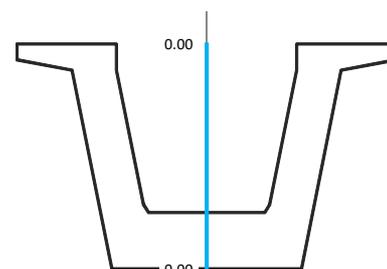
Effetto della precompressione	Ben definita	▼
Ascissa di verifica	0.00	▼
Elemento di verifica	1	
N. Gruppi Trefoli attivi	0	
σ_{spi} Tensione di tesatura =	1300.0 Mpa	➔
Tensioni dopo le perdite elastiche		
N _{prec.} alla tesatura	0.0 KN	
M _{prec.} alla tesatura	0.0 KNm	
$\Delta N_{perdite\ elastiche}$	0.0 KN	
$\Delta M_{perdite\ elastiche}$	0.0 KNm	
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	0.00 Mpa	➔
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	0.00 Mpa	➔

n.totale Trefoli = 0



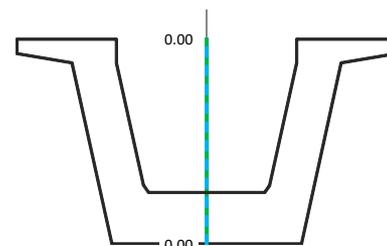
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO

N_0	0.0 KN	
M_0	0.0 KNm	
A_{id}	1.1536 mq	
S_{id}	0.7188 mc	
Y_{bar}	62.31 cm	
J_{id}	0.2394 m ⁴	
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	0.00 Mpa	➔
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	0.00 Mpa	➔



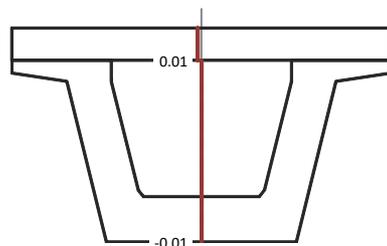
GETTO DELLA SOLETTA

N_1	0.0 KN	
M_1	0.0 KNm	
A_{id}	1.1536 mq	
S_{id}	0.7188 mc	
Y_{bar}	62.31 cm	
J_{id}	0.2394 m ⁴	
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	0.00 Mpa	➔
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	0.00 Mpa	➔



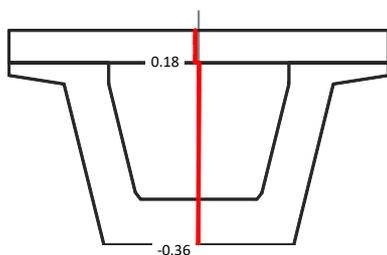
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE

N_2	0.0 KN	ΔP	0.0	KN
M_2	-6.2 KNm	ΔMp	0.0	KNm
A_{id}	1.7453 mq			
S_{id}	1.6212 mc			
Y_{bar}	92.89 cm			
J_{id}	0.5606 m ⁴			
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-0.01 Mpa			
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	0.01 Mpa			
Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is}	-2.35 Mpa			
Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss}	-2.35 Mpa			



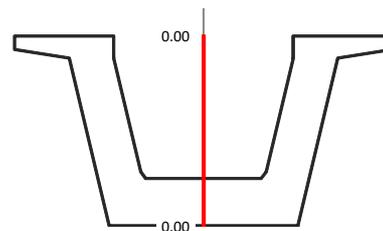
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE

N_3	0.0 KN	ΔP	0.0	KN
M_3	-209.2 KNm	ΔMp	0.0	KNm
A_{id}	1.7453 mq			
S_{id}	1.6212 mc			
Y_{bar}	92.89 cm			
J_{id}	0.5606 m ⁴			
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-0.36 Mpa			
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	0.18 Mpa			
Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is}	-2.18 Mpa			
Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss}	-2.08 Mpa			



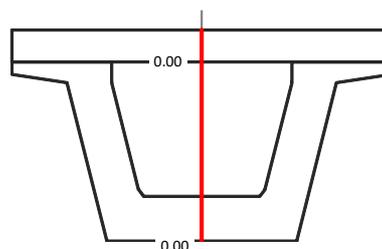
PERDITE ELASTICHE

σ_{p0}	$\Delta\sigma_{p0}$	ΔN (KN)= 0.0
		ΔM (KNm)= 0.0
		σ_{inf} = 0.00
		σ_{sup} = 0.00



PERDITE DIFFERITE NEL TEMPO

σ_{p0}	$\Delta\sigma_{p00}$	ΔN (KN)= 0.0
		ΔM (KNm)= 0.0
		σ_{inf} = 0.00
		σ_{sup} = 0.00
		σ_{ss} = 0.00



TENSIONI ARMATURA LENTA

FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO	Max	Min
GETTO DELLA SOLETTA	0.0	0.0
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE	0.0	-0.1
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE	1.4	-1.9

TENSIONI ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE

FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO	Max	Min
GETTO DELLA SOLETTA	0.0	0.0
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE	0.0	0.0
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE	0.0	0.0

VERIFICA A TAGLIO - SLU

V_{Ed} =	2377.5 KN
f_{ck} =	45.00 Mpa
f_{cd} =	25.50 Mpa
f'_{cd} =	12.75 Mpa
f_{ctd} =	1.77 Mpa
f_{yd} =	391.30 Mpa
d =	148.5 cm
b_w =	56.3 cm

ELEMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO	
v_{min} =	0.375 Mpa
σ_{cp} =	0.000 Mpa
k =	1.367
A_{sl} =	94.0 cm ²
$\rho = A_{sl}/b_w d$ =	0.011
γ_c =	1.5
V_{Rd} =	507.4 KN

ELEMENTO CON ARMATURA A TAGLIO	
α_{cc} =	1.000
V_{Rcd} =	4799.7 KN
$A_{sw}/s = A_{nec}$ =	48.35 cm ² /m
Staffe disposte 4 br. f10/5	58.85 cm ² /m
V_{Rsd} =	3077.8 KN
$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$ =	3077.8 KN
$V_{Rd} > V_{Ed}$ =	La verifica è soddisfatta

VERIFICA A TORSIONE - SLU

Mt_{Ed} =	531.8 KNm
Armatura trasversali	
f_{yd} =	391.30 Mpa
θ =	45 °
Ω =	1707281 mm ²
$A_{sw}/s = A_{nec}$ =	3.98 cm ² /m
T_{Rsd} =	531.8 KNm

Calcestruzzo	
f'_{cd} =	12.75 Mpa
t =	276 mm
Ω =	1707281 mm ²
T_{Rcd} =	6007.9 KNm

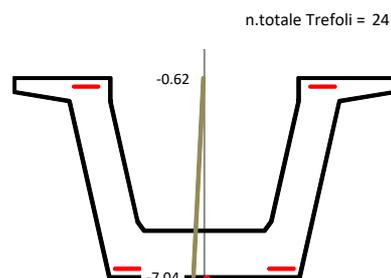
Armatura longitudinali	
u_m =	5284.8 mm
A_{minima} =	21.03 cm ²

VERIFICA A TORSIONE E TAGLIO - LATO CALCESTRUZZO

$ V_{Ed}/V_{Rcd} + Mt_{Ed}/T_{Rcd} $ =	0.584	La verifica è soddisfatta
--	--------------	----------------------------------

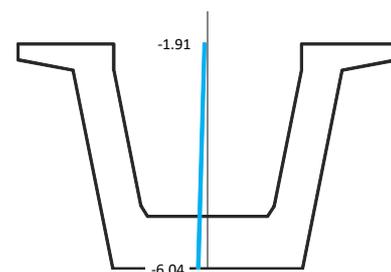
9.8 Verifica sezione n.5 – ascissa x = 1,232m

Effetto della precompressione Favorevole	σ_1 1260.3
Ascissa di verifica	1.23 m
Elemento di verifica	5
N. Gruppi Trefoli attivi	2
σ_{spi} Tensione di tesatura =	1300.0 Mpa
Tensioni dopo le perdite elastiche	
N _{prec.} alla tesatura	-4680.0 KN
M _{prec.} alla tesatura	-1107.4 KNm
$\Delta N_{perdite\ elastiche}$	111.4 KN
$\Delta M_{perdite\ elastiche}$	56.1 KNm
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-7.04 Mpa
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-0.62 Mpa



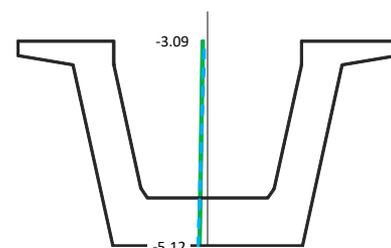
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO

N_0	-4680.0 KN
M_0	-719.8 KNm
A_{id}	1.1059 mq
S_{id}	0.6771 mc
Y_{bar}	61.22 cm
J_{id}	0.2374 m ⁴
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-6.04 Mpa
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-1.91 Mpa



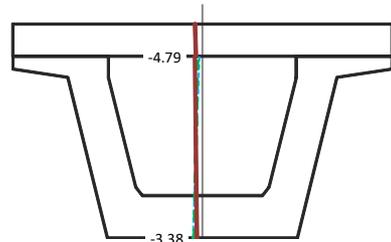
GETTO DELLA SOLETTA

N_1	0.0 KN
M_1	354.8 KNm
A_{id}	1.1059 mq
S_{id}	0.6771 mc
Y_{bar}	61.22 cm
J_{id}	0.2374 m ⁴
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-5.12 Mpa
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-3.09 Mpa



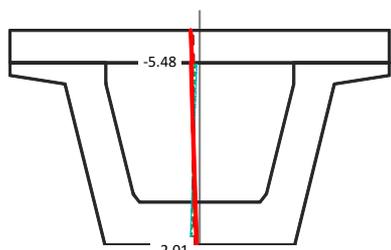
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE

N_2	-1415.5 KN	ΔP	483.8	KN
M_2	1130.3 KNm	ΔMp	253.0	KNm
A_{id}	1.6977 mq			
S_{id}	1.5796 mc			
Y_{bar}	93.04 cm			
J_{id}	0.5616 m ⁴			
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-3.38 Mpa			
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-4.79 Mpa			
Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is}	-4.06 Mpa			
Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss}	-4.68 Mpa			



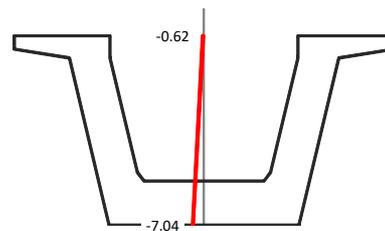
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE

N_3	0.0 KN	ΔP	483.8	KN
M_3	826.3 KNm	ΔMp	253.0	KNm
A_{id}	1.6977 mq			
S_{id}	1.5796 mc			
Y_{bar}	93.04 cm			
J_{id}	0.5616 m ⁴			
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-2.01 Mpa			
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-5.48 Mpa			
Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is}	-4.76 Mpa			
Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss}	-5.74 Mpa			



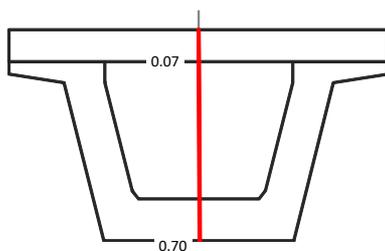
PERDITE ELASTICHE

	σ_{p0}		$\Delta\sigma_{p0}$	ΔN (KN)= 111.4
gruppo 1	1300.0	-->	-39.7	ΔM (KNm)= 56.1
				σ_{inf} = -7.04
				σ_{sup} = -0.62
gruppo 4	1300.0	-->	-4.7	



PERDITE DIFFERITE NEL TEMPO

	σ_{p0}		$\Delta\sigma_{p0}$	ΔN (KN)= 483.8
gruppo 1	1260.3	-->	-130.5	ΔM (KNm)= 253.0
				σ_{inf} = 0.70
				σ_{sup} = 0.07
gruppo 4	1295.3	-->	-145.9	σ_{inf} = 0.07
				σ_{ss} = -0.04



TENSIONI ARMATURA LENTA

	Max	Min
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO	-32.6	-33.4
GETTO DELLA SOLETTA	-28.2	-28.7
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE	-10.8	-19.8
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE	-12.1	-17.9

TENSIONI ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE

	Max	Min
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO	1295.3	1260.3
GETTO DELLA SOLETTA	1289.1	1265.0
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE	1279.7	1134.3
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE	1277.5	1130.9

VERIFICA A TAGLIO - SLU

V_{Ed} = 2279.4 KN		ELEMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO		ELEMENTO CON ARMATURA A TAGLIO	
f_{ck}	45.00 Mpa	v_{min}	0.375 Mpa	α_{cc}	1.166
f_{cd}	25.50 Mpa	σ_{cp}	4.232 Mpa	V_{Rcd}	5125.9 KN
f'_{cd}	12.75 Mpa	k	1.367	$A_{sw}/s = A_{nec.}$	46.25 cm ² /m
f_{ctd}	1.77 Mpa	A_{sl}	94.0 cm ²	Staffe disposte 4 br. f10/5	58.95 cm ² /m
f_{yd}	391.30 Mpa	$\rho = A_{sl}/b_w d$	0.012	V_{Rsd}	3083.0 KN
d	148.5 cm	γ_c	1.5	$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$	3083.0 KN
b_w	51.6 cm	V_{Rd}	965.0 KN	$V_{Rd} > V_{Ed} =$	La verifica è soddisfatta

VERIFICA A TORSIONE - SLU

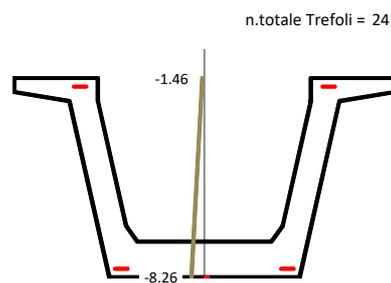
Mt_{Ed} = 531.8 KNm		Calcestruzzo		Armatura longitudinali	
Armatura trasversali		f'_{cd}	12.75 Mpa	u_m	5351.1 mm
f_{yd}	391.30 Mpa	t	252.8 mm	A_{minima}	20.77 cm ²
θ	45 °	Ω	1750972 mm ²		
Ω	1750972 mm ²	T_{Rcd}	5643.7 KNm		
$A_{sw}/s = A_{nec.}$	3.88 cm ² /m				
T_{Rsd}	531.8 KNm				

VERIFICA A TORSIONE E TAGLIO - LATO CALCESTRUZZO

$V_{Ed}/V_{Rcd} + Mt_{Ed}/T_{Rcd} =$	0.539	La verifica è soddisfatta
--------------------------------------	--------------	----------------------------------

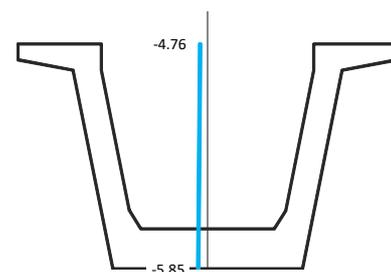
9.9 Verifica sezione n.10 – ascissa x = 2,772m

Effetto della precompressione Favorevole	σ_1 1252.9
Ascissa di verifica	2.77 m
Elemento di verifica	10
N. Gruppi Trefoli attivi	2
σ_{spi} Tensione di tesatura =	1300.0 Mpa
Tensioni dopo le perdite elastiche	
N _{prec.} alla tesatura	-4680.0 KN
M _{prec.} alla tesatura	-1007.8 KNm
$\Delta N_{perdite\ elastiche}$	135.6 KN
$\Delta M_{perdite\ elastiche}$	60.9 KNm
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-8.26 Mpa
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-1.46 Mpa



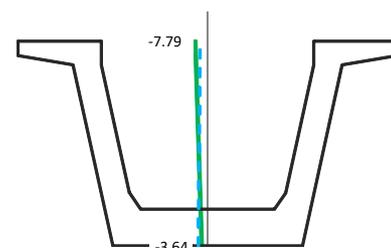
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO

N_0	-4680.0 KN
M_0	-181.1 KNm
A_{id}	0.8678 mq
S_{id}	0.5122 mc
Y_{bar}	59.03 cm
J_{id}	0.2024 m ⁴
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-5.85 Mpa
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-4.76 Mpa



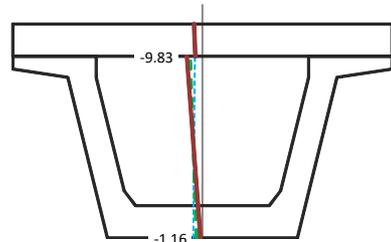
GETTO DELLA SOLETTA

N_1	0.0 KN
M_1	756.7 KNm
A_{id}	0.8678 mq
S_{id}	0.5122 mc
Y_{bar}	59.03 cm
J_{id}	0.2024 m ⁴
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-3.64 Mpa
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-7.79 Mpa



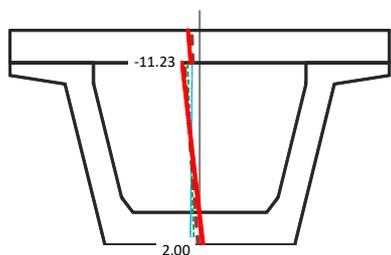
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE

N_2	-1415.5 KN	ΔP	474.1	KN
M_2	1455.7 KNm	ΔMp	202.2	KNm
A_{id}	1.4595 mq			
S_{id}	1.4147 mc			
Y_{bar}	96.93 cm			
J_{id}	0.5128 m ⁴			
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-1.16 Mpa			
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-9.83 Mpa			
Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is}	-4.40 Mpa			
Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss}	-5.20 Mpa			



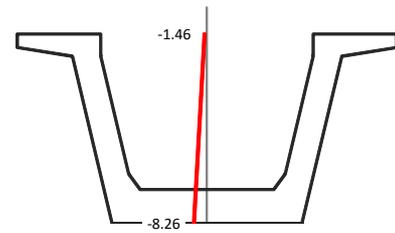
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE

N_3	0.0 KN	ΔP	474.1	KN
M_3	1670.6 KNm	ΔMp	202.2	KNm
A_{id}	1.4595 mq			
S_{id}	1.4147 mc			
Y_{bar}	96.93 cm			
J_{id}	0.5128 m ⁴			
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	2.00 Mpa			
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-11.23 Mpa			
Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is}	-5.80 Mpa			
Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss}	-7.42 Mpa			



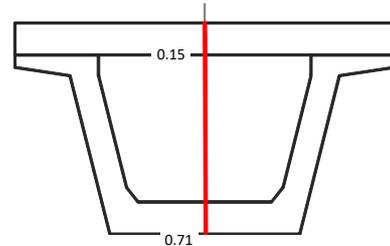
PERDITE ELASTICHE

	σ_{p0}		$\Delta\sigma_{p0}$	ΔN (KN)= 135.6
gruppo 1	1300.0	-->	-47.1	ΔM (KNm)= 60.9
				σ_{inf} = -8.26
				σ_{sup} = -1.46
gruppo 4	1300.0	-->	-9.5	



PERDITE DIFFERITE NEL TEMPO

	σ_{p0}		$\Delta\sigma_{p0}$	ΔN (KN)= 474.1
gruppo 1	1252.9	-->	-109.4	ΔM (KNm)= 202.2
				σ_{inf} = 0.71
				σ_{sup} = 0.15
gruppo 4	1290.5	-->	-198.6	σ_{ss} = 0.06



TENSIONI ARMATURA LENTA

	Max	Min
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO	-32.8	-33.0
GETTO DELLA SOLETTA	-21.5	-22.4
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE	-12.2	-15.1
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE	8.7	-26.5

TENSIONI ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE

	Max	Min
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO	1290.5	1252.9
GETTO DELLA SOLETTA	1274.6	1264.2
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE	1273.4	1065.4
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE	1290.2	1058.6

VERIFICA A TAGLIO - SLU

V_{Ed} =	2003.5 KN	ELEMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO	ELEMENTO CON ARMATURA A TAGLIO
f_{ck} =	45.00 Mpa	v_{min} =	0.375 Mpa
f_{cd} =	25.50 Mpa	σ_{cp} =	5.393 Mpa
f_{ctd} =	12.75 Mpa	k =	1.367
f_{ctd} =	1.77 Mpa	A_{sl} =	94.0 cm ²
f_{yd} =	391.30 Mpa	$\rho = A_{sl}/b_w d$ =	0.018
d =	148.5 cm	γ_c =	1.5
b_w =	35.9 cm	V_{Rd} =	807.5 KN
		α_{cc} =	1.211
		V_{Rcd} =	3708.0 KN
		$A_{sw}/s = A_{nec}$ =	40.68 cm ² /m
		Staffe disposte 4 br. f10/5	59.16 cm ² /m
		V_{Rsd} =	3093.9 KN
		$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$ =	3093.9 KN
		$V_{Rd} > V_{Ed} \equiv$	La verifica è soddisfatta

VERIFICA A TORSIONE - SLU

M_{tEd} =	545.8 KNm	Calcestruzzo	Armatura longitudinali
Armatura trasversali		f_{ctd} =	12.75 Mpa
f_{yd} =	391.30 Mpa	t =	176 mm
θ	45 °	Ω	1899129 mm ²
Ω	1899129 mm ²	T_{Rcd} =	4261.6 KNm
$A_{sw}/s = A_{nec}$ =	3.67 cm ² /m		
T_{Rsd} =	545.8 KNm		
		u_m =	5570.6 mm
		A_{minima}	20.46 cm ²

VERIFICA A TORSIONE E TAGLIO - LATO CALCESTRUZZO

$V_{Ed}/V_{Rcd} + M_{tEd}/T_{Rcd} \equiv$	0.668	La verifica è soddisfatta
---	--------------	----------------------------------

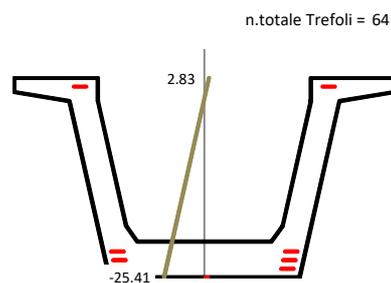
9.10 Verifica sezione n.34 – ascissa x = 10,164m

Effetto della precompressione Favorevole		σ_1	1146.6
		σ_2	1154.4
		σ_3	1162.2
		σ_4	1313.5

Ascissa di verifica	10.16 m	
Elemento di verifica	34	
N. Gruppi Trefoli attivi	4	
σ_{spi} Tensione di tesatura =	1300.0 Mpa	

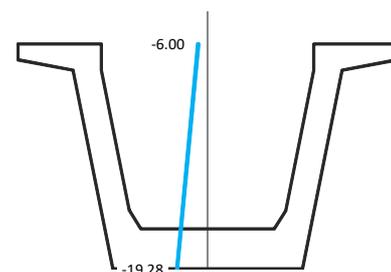
Tensioni dopo le perdite elastiche

N _{prec.} alla tesatura	-12480.0 KN	
M _{prec.} alla tesatura	-4481.4 KNm	
$\Delta N_{perdite\ elastiche}$	1252.2 KN	
$\Delta M_{perdite\ elastiche}$	582.9 KNm	
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-25.41 Mpa	→
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	2.83 Mpa	→



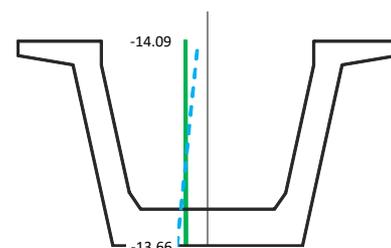
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO

N_0	-12480.0 KN	
M_0	-2249.7 KNm	
A_{id}	0.9018 mq	
S_{id}	0.5173 mc	
Y_{bar}	57.36 cm	
J_{id}	0.2087 m ⁴	
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-19.28 Mpa	→
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-6.00 Mpa	→



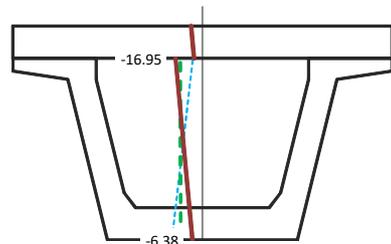
GETTO DELLA SOLETTA

N_1	0.0 KN	
M_1	2042.9 KNm	
A_{id}	0.9018 mq	
S_{id}	0.5173 mc	
Y_{bar}	57.36 cm	
J_{id}	0.2087 m ⁴	
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-13.66 Mpa	→
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-14.09 Mpa	→



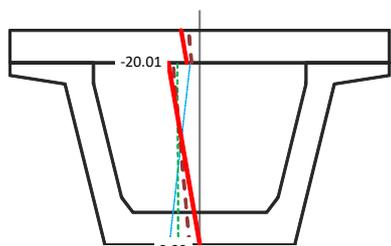
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE

N_2	-1415.5 KN	ΔP	2004.9 KN
M_2	2511.8 KNm	ΔMp	1365.8 KNm
A_{id}	1.4936 mq		
S_{id}	1.4198 mc		
Y_{bar}	95.06 cm		
J_{id}	0.5352 m ⁴		
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-6.38 Mpa		
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-16.95 Mpa	→	
Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is}	-5.22 Mpa		
Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss}	-7.03 Mpa		



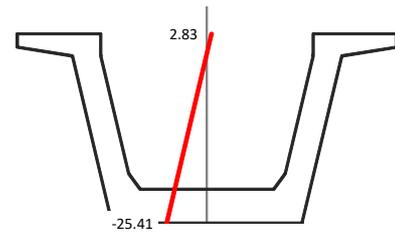
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE

N_3	0.0 KN	ΔP	2004.9 KN
M_3	3644.9 KNm	ΔMp	1365.8 KNm
A_{id}	1.4936 mq		
S_{id}	1.4198 mc		
Y_{bar}	95.06 cm		
J_{id}	0.5352 m ⁴		
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	0.09 Mpa		
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-20.01 Mpa	→	
Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is}	-8.28 Mpa		
Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss}	-11.80 Mpa		



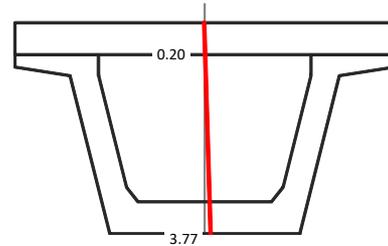
PERDITE ELASTICHE

	σ_{p0}		$\Delta\sigma_{p0}$	ΔN (KN)= 1252.2
gruppo 1	1300.0	-->	-153.4	ΔM (KNm)= 582.9
gruppo 2	1300.0	-->	-145.6	σ_{inf} = -25.41
gruppo 3	1300.0	-->	-137.8	σ_{sup} = 2.83
gruppo 4	1300.0	-->	13.5	



PERDITE DIFFERITE NEL TEMPO

	σ_{p0}		$\Delta\sigma_{p0}$	ΔN (KN)= 2004.9
gruppo 1	1146.6	-->	-199.9	ΔM (KNm)= 1365.8
gruppo 2	1154.4	-->	-202.0	σ_{inf} = 3.77
gruppo 3	1162.2	-->	-205.9	σ_{sup} = 0.20
gruppo 4	1313.5	-->	-268.4	σ_{ss} = -0.44



TENSIONI ARMATURA LENTA

	Max	Min
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO	-104.1	-106.8
GETTO DELLA SOLETTA	-77.7	-77.7
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE	-19.0	-40.5
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE	-3.6	-48.8

TENSIONI ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE

	Max	Min
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO	1313.5	1146.6
GETTO DELLA SOLETTA	1270.9	1175.1
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE	1255.1	988.7
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE	1240.1	973.6

VERIFICA A TAGLIO - SLU

V_{Ed} = 1070.4 KN		ELEMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO	
f_{ck} =	45.00 Mpa	v_{min} =	0.375 Mpa
f_{cd} =	25.50 Mpa	σ_{cp} =	13.839 Mpa
f'_{cd} =	12.75 Mpa	k =	1.367
f_{ctd} =	1.77 Mpa	A_{sl} =	94.0 cm ²
f_{yd} =	391.30 Mpa	$\rho = A_{sl}/b_w d$ =	0.018
d =	148.5 cm	γ_c =	1.5
b_w =	35.9 cm	V_{Rd} =	1483.3 KN

La sezione non necessita di armatura resistente a taglio

VERIFICA A TORSIONE - SLU

Mt_{Ed} = 319.2 KNm		Calcestruzzo		Armatura longitudinali	
f_{yd} =	391.30 Mpa	f'_{cd} =	12.75 Mpa	U_m =	5570.6 mm
θ	45 °	t =	176 mm	A_{minima}	11.96 cm ²
Ω	1899129 mm ²	Ω	1899129 mm ²		
$A_{sw}/s = A_{nec}$ =	2.15 cm ² /m	T_{Rcd} =	4261.6 KNm		
T_{Rsd} =	319.2 KNm				

VERIFICA A TORSIONE E TAGLIO - LATO CALCESTRUZZO

$V_{Ed}/V_{Rcd} + Mt_{Ed}/T_{Rcd} =$	0.381	La verifica è soddisfatta
--------------------------------------	--------------	---------------------------

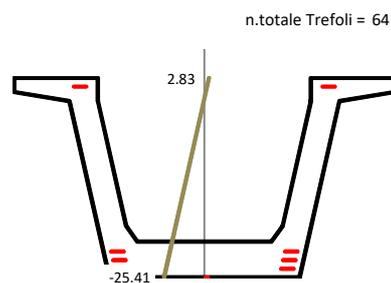
9.11 Verifica sezione n.51 – ascissa x = 15,4m

Effetto della precompressione Favorevole		σ_1	1146.6
		σ_2	1154.4
		σ_3	1162.2
		σ_4	1313.5

Ascissa di verifica	15.40 m	
Elemento di verifica	51	
N. Gruppi Trefoli attivi	4	
σ_{spi} Tensione di tesatura =	1300.0 Mpa	

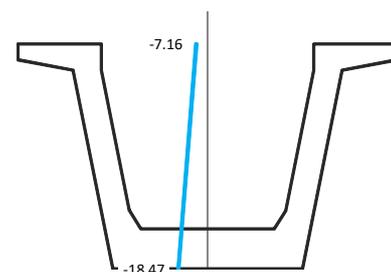
Tensioni dopo le perdite elastiche

Nprec. alla tesatura	-12480.0 KN	
Mprec. alla tesatura	-4481.4 KNm	
$\Delta N_{perdite elastiche}$	1252.2 KN	
$\Delta M_{perdite elastiche}$	582.9 KNm	
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-25.41 Mpa	→
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	2.83 Mpa	→



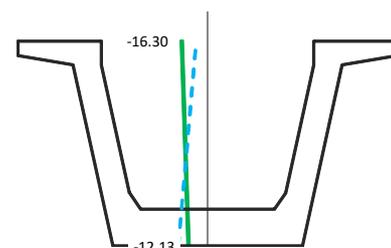
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO

N_0	-12480.0 KN	
M_0	-1958.0 KNm	
A_{id}	0.9018 mq	
S_{id}	0.5173 mc	
Y_{bar}	57.36 cm	
J_{id}	0.2087 m ⁴	
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-18.47 Mpa	→
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-7.16 Mpa	→



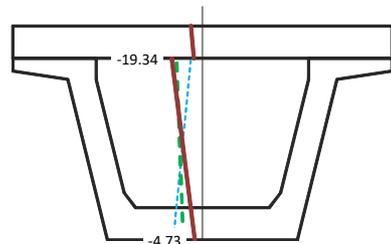
GETTO DELLA SOLETTA

N_1	0.0 KN	
M_1	2309.9 KNm	
A_{id}	0.9018 mq	
S_{id}	0.5173 mc	
Y_{bar}	57.36 cm	
J_{id}	0.2087 m ⁴	
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-12.13 Mpa	→
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-16.30 Mpa	→



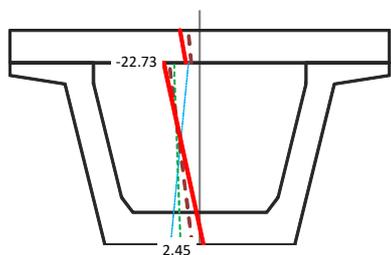
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE

N_2	-1415.5 KN	ΔP	1886.9 KN
M_2	2745.6 KNm	ΔMp	1240.4 KNm
A_{id}	1.4936 mq		
S_{id}	1.4198 mc		
Y_{bar}	95.06 cm		
J_{id}	0.5352 m ⁴		
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-4.73 Mpa		
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-19.34 Mpa	→	
Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is}	-5.39 Mpa		
Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss}	-7.25 Mpa		



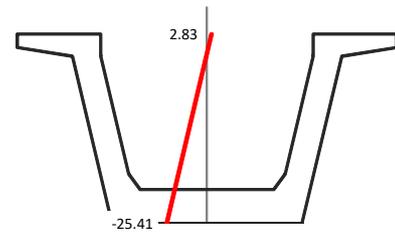
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE

N_3	0.0 KN	ΔP	1886.9 KN
M_3	4042.6 KNm	ΔMp	1240.4 KNm
A_{id}	1.4936 mq		
S_{id}	1.4198 mc		
Y_{bar}	95.06 cm		
J_{id}	0.5352 m ⁴		
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	2.45 Mpa		
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-22.73 Mpa	→	
Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is}	-8.79 Mpa		
Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss}	-12.54 Mpa		



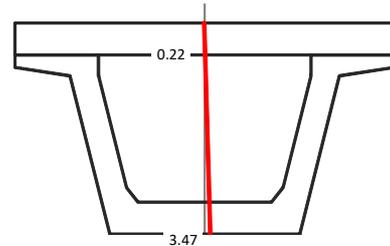
PERDITE ELASTICHE

	σ_{p0}		$\Delta\sigma_{p0}$	ΔN (KN)= 1252.2
gruppo 1	1300.0	-->	-153.4	ΔM (KNm)= 582.9
gruppo 2	1300.0	-->	-145.6	σ_{inf} = -25.41
gruppo 3	1300.0	-->	-137.8	σ_{sup} = 2.83
gruppo 4	1300.0	-->	13.5	



PERDITE DIFFERITE NEL TEMPO

	σ_{p0}		$\Delta\sigma_{p0}$	ΔN (KN)= 1886.9
gruppo 1	1146.6	-->	-181.8	ΔM (KNm)= 1240.4
gruppo 2	1154.4	-->	-185.8	σ_{inf} = 3.47
gruppo 3	1162.2	-->	-191.6	σ_{sup} = 0.22
gruppo 4	1313.5	-->	-293.0	σ_{ss} = -0.36



TENSIONI ARMATURA LENTA

	Max	Min
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO	-100.3	-102.6
GETTO DELLA SOLETTA	-69.7	-70.5
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE	-20.2	-32.8
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE	8.8	-52.7

TENSIONI ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE

	Max	Min
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO	1313.5	1146.6
GETTO DELLA SOLETTA	1265.3	1178.9
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE	1248.6	957.7
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE	1237.6	940.9

VERIFICA A TAGLIO - SLU

V_{Ed} =	557.6 KN	ELEMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO	
f_{ck} =	45.00 Mpa	v_{min} =	0.375 Mpa
f_{cd} =	25.50 Mpa	σ_{cp} =	13.839 Mpa
f'_{cd} =	12.75 Mpa	k =	1.367
f_{ctd} =	1.77 Mpa	A_{sl} =	94.0 cm ²
f_{yd} =	391.30 Mpa	$\rho = A_{sl}/b_w d$ =	0.018
d =	148.5 cm	γ_c =	1.5
b_w =	35.9 cm	V_{Rd} =	1483.3 KN

La sezione non necessita di armatura resistente a taglio

VERIFICA A TORSIONE - SLU

Mt_{Ed} =	-264.4 KNm	Calcestruzzo		Armatura longitudinali	
Armatura trasversali		f'_{cd} =	12.75 Mpa	U_m =	5570.6 mm
f_{yd} =	391.30 Mpa	t =	176 mm	A_{minima}	-9.91 cm ²
θ	45 °	Ω	1899129 mm ²		
Ω	1899129 mm ²	T_{Rcd} =	4261.6 KNm		
$A_{sw}/s = A_{nec}$ =	1.78 cm ² /m				
T_{Rsd} =	264.4 KNm				

VERIFICA A TORSIONE E TAGLIO - LATO CALCESTRUZZO

$V_{Ed}/V_{Rcd} + Mt_{Ed}/T_{Rcd} \leq$	0.097	La verifica è soddisfatta
---	--------------	---------------------------

9.12 Verifica a rottura della sezione di mezzeria

Le azioni flettenti per la verifica a rottura della sezione di mezzeria valgono:

PESO PROPRIO	2523 KNm	x	1.35	=	3406.6
GETTO DELLA SOLETTA	2310 KNm	x	1.35	=	3118.4
CARICHI PERMANENTI	1902 KNm	x	1.5	=	2852.7
CARICHI ACCIDENTALI	4043 KNm	x	1.5	=	6063.9

Momento flettente di calcolo M_{Ed}

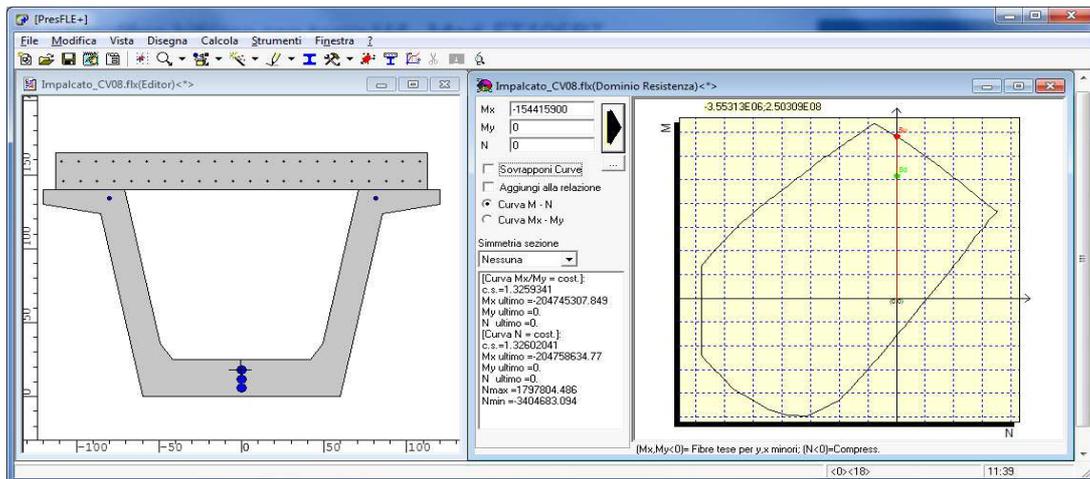
15441.59 KNm

Il valore della precompressione in mezzeria a meno delle perdite istantanee e differite e del coefficiente di combinazione allo SLU vale, in termini deformazioni:

CAVI DI PRECOMPRESSONE				
	y(cm)	ϕ_{eq} (mm)	ϵ	ϵ_{SLU}
gruppo 1	6.0	58.63	0.00503136	0.00452823
gruppo 2	12.0	61.80	0.00501929	0.00451737
gruppo 3	18.0	61.80	0.00499893	0.00449904
gruppo 4	134.0	33.85	0.00464879	0.00418391

Armatura lenta			
	y(cm)	n.	ϕ_{eq} (mm)
Arm1	5.0	12	16
Arm2	10.0	10	16

Arm11	146.0	22	12
Arm12	159.0	22	12



Il momento resistente vale: 20474.53 KNm c.s.= 1.3259 La verifica è soddisfatta

9.13 Verifiche a taglio – SLU

$$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

per elementi privi di armature resistenti a taglio

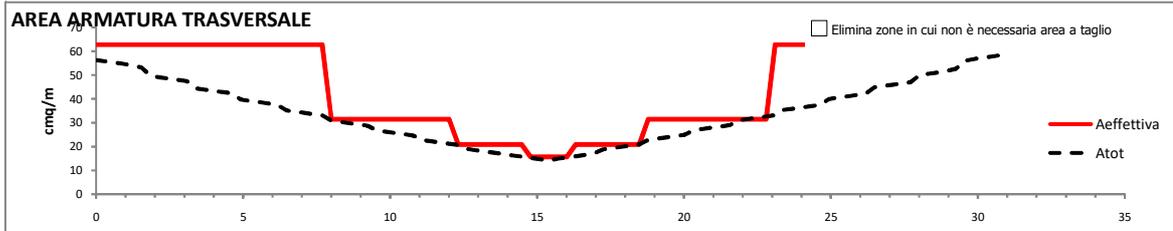
$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

per elementi con armature resistenti a taglio

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

A_{sw}/s (cm²/m)

$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$					θ	45 °		
f_{ctd}	1.77	Mpa	f_{yd}	391.30	Mpa	d_{fase1}	1260	mm
f_{ck}	45.00	Mpa	γ_c	1.5		$v_{min\ fase2}$	0.375	Mpa
f'_{cd}	12.75	Mpa	$v_{min\ fase1}$	0.388	Mpa	k_{fase2}	1.367	
f_{cd}	25.50	Mpa	k_{fase1}	1.398		d_{fase2}	1485	mm



x(m)	Fase 1 - Sola trave in c.a.p.				Fase 2 - Trave + soletta				TOTALE	Staffe
	$V_{r,d}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	V_{Rcd} (KN)	A_{swcalc}/s	$V_{r,d}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	V_{Rcd} (KN)	A_{swcalc}/s	A_{swcalc}/s	
0.00	361.9	847.4	4072.5	19.10	507.4	1530.1	4799.7	29.26	48.35	4 br. f10/5
0.31	361.9	830.5	4072.5	18.71	507.4	1522.5	4799.7	29.11	47.83	4 br. f10/5
0.62	361.9	813.5	4072.5	18.33	507.4	1514.9	4799.7	28.97	47.30	4 br. f10/5
0.92	786.3	796.6	4709.2	17.95	1007.7	1507.3	5550.1	28.82	46.77	4 br. f10/5
1.23	754.0	779.6	4349.2	17.57	965.0	1499.7	5125.9	28.68	46.25	4 br. f10/5
1.54	708.7	762.7	3869.3	17.19	905.3	1492.2	4560.3	28.53	45.72	4 br. f10/5
1.85	660.0	745.7	3386.2	16.81	841.2	1331.4	3990.9	25.46	42.26	4 br. f10/5
2.16	634.3	728.8	3146.2	16.42	807.5	1323.8	3708.0	25.31	41.74	4 br. f10/5
2.46	634.3	711.8	3146.2	16.04	807.5	1316.2	3708.0	25.17	41.21	4 br. f10/5
2.77	634.3	694.9	3146.2	15.66	807.5	1308.6	3708.0	25.02	40.68	4 br. f10/5
3.08	926.5	677.9	3246.2	15.28	1151.9	1301.1	3825.9	24.88	40.16	4 br. f10/5
3.39	926.5	661.0	3246.2	14.90	1151.9	1179.2	3825.9	22.55	37.44	4 br. f10/5
3.70	926.5	644.0	3246.2	14.51	1151.9	1171.6	3825.9	22.40	36.92	4 br. f10/5
4.00	926.5	627.1	3246.2	14.13	1151.9	1164.0	3825.9	22.26	36.39	4 br. f10/5
4.31	926.5	610.1	3246.2	13.75	1151.9	1156.4	3825.9	22.11	35.86	4 br. f10/5
4.62	926.5	593.2	3246.2	13.37	1151.9	1148.8	3825.9	21.97	35.33	4 br. f10/5
4.93	926.5	576.2	3246.2	12.99	1151.9	1058.2	3825.9	20.23	33.22	4 br. f10/5
5.24	926.5	559.3	3246.2	12.60	1151.9	1050.6	3825.9	20.09	32.69	4 br. f10/5
5.54	926.5	542.3	3246.2	12.22	1151.9	1043.0	3825.9	19.94	32.17	4 br. f10/5
5.85	926.5	525.4	3246.2	11.84	1151.9	1035.4	3825.9	19.80	31.64	4 br. f10/5
6.16	1207.7	508.4	2969.1	11.46	1483.3	1027.8	3499.2	19.65	31.11	4 br. f10/5
6.47	1207.7	491.5	2969.1	11.08	1483.3	959.1	3499.2	18.34	29.41	4 br. f10/5
6.78	1207.7	474.5	2969.1	10.69	1483.3	951.5	3499.2	18.19	28.89	4 br. f10/5
7.08	1207.7	457.6	2969.1	10.31	1483.3	943.9	3499.2	18.05	28.36	4 br. f10/5
7.39	1207.7	440.6	2969.1	9.93	1483.3	936.3	3499.2	17.90	27.83	4 br. f10/5
7.70	1207.7	423.7	2969.1	9.55	1483.3	928.7	3499.2	17.76	27.31	4 br. f10/5
8.01	1207.7	406.8	2969.1	9.17	1483.3	874.0	3499.2	16.71	25.88	4 br. f10/10
8.32	1207.7	389.8	2969.1	8.78	1483.3	866.4	3499.2	16.57	25.35	4 br. f10/10
8.62	1207.7	372.9	2969.1	8.40	1483.3	858.8	3499.2	16.42	24.82	4 br. f10/10
8.93	1207.7	355.9	2969.1	8.02	1483.3	851.2	3499.2	16.28	24.30	4 br. f10/10
9.24	1207.7	339.0	2969.1	7.64	1483.3	843.6	3499.2	16.13	23.77	4 br. f10/10
9.55	1207.7	322.0	2969.1	7.26	1483.3	797.5	3499.2	15.25	22.51	4 br. f10/10
9.86	1207.7	305.1	2969.1	6.87	1483.3	789.9	3499.2	15.10	21.98	4 br. f10/10
10.16	1207.7	288.1	2969.1	6.49	1483.3	782.3	3499.2	14.96	21.45	4 br. f10/10
10.47	1207.7	271.2	2969.1	6.11	1483.3	774.7	3499.2	14.81	20.92	4 br. f10/10
10.78	1207.7	254.2	2969.1	5.73	1483.3	767.2	3499.2	14.67	20.40	4 br. f10/10
11.09	1207.7	237.3	2969.1	5.35	1483.3	725.9	3499.2	13.88	19.23	4 br. f10/10
11.40	1207.7	220.3	2969.1	4.97	1483.3	718.4	3499.2	13.74	18.70	4 br. f10/10
11.70	1207.7	203.4	2969.1	4.58	1483.3	710.8	3499.2	13.59	18.17	4 br. f10/10
12.01	1207.7	186.4	2969.1	4.20	1483.3	703.2	3499.2	13.45	17.65	4 br. f10/10
12.32	1207.7	169.5	2969.1	3.82	1483.3	695.6	3499.2	13.30	17.12	4 br. f10/15
12.63	1207.7	152.5	2969.1	3.44	1483.3	656.7	3499.2	12.56	15.99	4 br. f10/15
12.94	1207.7	135.6	2969.1	3.06	1483.3	649.1	3499.2	12.41	15.47	4 br. f10/15
13.24	1207.7	118.6	2969.1	2.67	1483.3	641.5	3499.2	12.27	14.94	4 br. f10/15
13.55	1207.7	101.7	2969.1	2.29	1483.3	633.9	3499.2	12.12	14.41	4 br. f10/15
13.86	1207.7	84.7	2969.1	1.91	1483.3	626.3	3499.2	11.98	13.89	4 br. f10/15
14.17	1207.7	67.8	2969.1	1.53	1483.3	588.0	3499.2	11.24	12.77	4 br. f10/15
14.48	1207.7	50.8	2969.1	1.15	1483.3	580.4	3499.2	11.10	12.24	4 br. f10/15
14.78	1207.7	33.9	2969.1	0.76	1483.3	572.8	3499.2	10.95	11.72	4 br. f10/20
15.09	1207.7	16.9	2969.1	0.38	1483.3	565.2	3499.2	10.81	11.19	4 br. f10/20
15.40	1207.7	0.0	2969.1	0.00	1483.3	557.6	3499.2	10.66	10.66	4 br. f10/20

9.14 Verifiche a torsione – SLU

$$\theta = 45 \text{ } ^\circ \quad A_{sw}/s \text{ (cm}^2\text{/m)} \quad T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_i}{u_m} \cdot f_{yd} / \text{ctg}\theta \quad T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta \quad T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

$$f_{cd} = 12.75 \text{ Mpa}$$

x(m)	TORSIONE								
	Mt _{Ed} (KNm)	A=Ω (mmq)	t (mm)	T _{Rcd} (KNm)	A _{sw} /s	V _{Ed} /N _{Rcd} +Mt _{Ed} /T _{Rcd}	Staffe	u _m (mm)	Arm. Long. (cm ²)
0.00	531.8	1707281	276.0	6007.9	3.98	0.584	4 br. f10/5	5284.8	21.0
0.31	531.8	1707281	276.0	6007.9	3.98	0.579	4 br. f10/5	5284.8	21.0
0.62	531.8	1707281	276.0	6007.9	3.98	0.574	4 br. f10/5	5284.8	21.0
0.92	531.8	1707281	276.0	6007.9	3.98	0.504	4 br. f10/5	5284.8	21.0
1.23	531.8	1750972	252.8	5643.7	3.88	0.539	4 br. f10/5	5351.1	20.8
1.54	531.8	1809738	222.0	5122.5	3.75	0.598	4 br. f10/5	5439.1	20.4
1.85	545.8	1869376	191.2	4557.2	3.73	0.640	4 br. f10/5	5527.1	20.6
2.16	545.8	1899129	176.0	4261.6	3.67	0.682	4 br. f10/5	5570.6	20.5
2.46	545.8	1899129	176.0	4261.6	3.67	0.675	4 br. f10/5	5570.6	20.5
2.77	545.8	1899129	176.0	4261.6	3.67	0.668	4 br. f10/5	5570.6	20.5
3.08	545.8	1899129	176.0	4261.6	3.67	0.645	4 br. f10/5	5570.6	20.5
3.39	522.3	1899129	176.0	4261.6	3.51	0.604	4 br. f10/5	5570.6	19.6
3.70	522.3	1899129	176.0	4261.6	3.51	0.597	4 br. f10/5	5570.6	19.6
4.00	522.3	1899129	176.0	4261.6	3.51	0.591	4 br. f10/5	5570.6	19.6
4.31	522.3	1899129	176.0	4261.6	3.51	0.584	4 br. f10/5	5570.6	19.6
4.62	522.3	1899129	176.0	4261.6	3.51	0.578	4 br. f10/5	5570.6	19.6
4.93	481.1	1899129	176.0	4261.6	3.24	0.540	4 br. f10/5	5570.6	18.0
5.24	481.1	1899129	176.0	4261.6	3.24	0.534	4 br. f10/5	5570.6	18.0
5.54	481.1	1899129	176.0	4261.6	3.24	0.527	4 br. f10/5	5570.6	18.0
5.85	481.1	1899129	176.0	4261.6	3.24	0.521	4 br. f10/5	5570.6	18.0
6.16	481.1	1899129	176.0	4261.6	3.24	0.552	4 br. f10/5	5570.6	18.0
6.47	430.2	1899129	176.0	4261.6	2.89	0.515	4 br. f10/5	5570.6	16.1
6.78	430.2	1899129	176.0	4261.6	2.89	0.508	4 br. f10/5	5570.6	16.1
7.08	430.2	1899129	176.0	4261.6	2.89	0.501	4 br. f10/5	5570.6	16.1
7.39	430.2	1899129	176.0	4261.6	2.89	0.494	4 br. f10/5	5570.6	16.1
7.70	430.2	1899129	176.0	4261.6	2.89	0.487	4 br. f10/5	5570.6	16.1
8.01	374.7	1899129	176.0	4261.6	2.52	0.454	4 br. f10/10	5570.6	14.0
8.32	374.7	1899129	176.0	4261.6	2.52	0.447	4 br. f10/10	5570.6	14.0
8.62	374.7	1899129	176.0	4261.6	2.52	0.440	4 br. f10/10	5570.6	14.0
8.93	374.7	1899129	176.0	4261.6	2.52	0.433	4 br. f10/10	5570.6	14.0
9.24	374.7	1899129	176.0	4261.6	2.52	0.426	4 br. f10/10	5570.6	14.0
9.55	319.2	1899129	176.0	4261.6	2.15	0.395	4 br. f10/10	5570.6	12.0
9.86	319.2	1899129	176.0	4261.6	2.15	0.388	4 br. f10/10	5570.6	12.0
10.16	319.2	1899129	176.0	4261.6	2.15	0.381	4 br. f10/10	5570.6	12.0
10.47	319.2	1899129	176.0	4261.6	2.15	0.374	4 br. f10/10	5570.6	12.0
10.78	319.2	1899129	176.0	4261.6	2.15	0.367	4 br. f10/10	5570.6	12.0
11.09	267.8	1899129	176.0	4261.6	1.80	0.338	4 br. f10/10	5570.6	10.0
11.40	267.8	1899129	176.0	4261.6	1.80	0.331	4 br. f10/10	5570.6	10.0
11.70	267.8	1899129	176.0	4261.6	1.80	0.324	4 br. f10/10	5570.6	10.0
12.01	267.8	1899129	176.0	4261.6	1.80	0.317	4 br. f10/10	5570.6	10.0
12.32	267.8	1899129	176.0	4261.6	1.80	0.310	4 br. f10/15	5570.6	10.0
12.63	-224.1	1899129	176.0	4261.6	1.51	0.179	4 br. f10/15	5570.6	8.4
12.94	-224.1	1899129	176.0	4261.6	1.51	0.172	4 br. f10/15	5570.6	8.4
13.24	-224.1	1899129	176.0	4261.6	1.51	0.165	4 br. f10/15	5570.6	8.4
13.55	-224.1	1899129	176.0	4261.6	1.51	0.158	4 br. f10/15	5570.6	8.4
13.86	-224.1	1899129	176.0	4261.6	1.51	0.151	4 br. f10/15	5570.6	8.4
14.17	-264.4	1899129	176.0	4261.6	1.78	0.125	4 br. f10/15	5570.6	9.9
14.48	-264.4	1899129	176.0	4261.6	1.78	0.118	4 br. f10/15	5570.6	9.9
14.78	-264.4	1899129	176.0	4261.6	1.78	0.111	4 br. f10/20	5570.6	9.9
15.09	-264.4	1899129	176.0	4261.6	1.78	0.104	4 br. f10/20	5570.6	9.9
15.40	-264.4	1899129	176.0	4261.6	1.78	0.097	4 br. f10/20	5570.6	9.9

9.15 Verifiche connettori trave-soletta

Per il calcolo dei connettori si valuta con la formula di Jourawsky lo scorrimento presente all'interfaccia trave-soletta indotto dal taglio dovuto ai carichi permanenti e ai carichi accidentali e alla torsione dovuta ai carichi accidentali:

Scorrimento = $T S / J$

S = Momento statico della soletta rispetto al baricentro

J = Momento d'inerzia della sezione

y_g = posizione baricentro da intradosso

x(m)	T _{perm} (KN)	T _{acc} (KN)	T _{torsione} (KN)	T (KN)	S (cm ³)	J (cm ⁴)	TS/J (KN/m)	A _{swcate} /s cm ² /m	Connettori suggeriti
0.00	-247.7	-772.3	514.0	-506.1	282656	56062561	255.2	11.3	4 br. f10/20
0.31	-242.7	-772.3	514.0	-501.0	282656	56062561	252.6	11.2	4 br. f10/20
0.62	-237.6	-772.3	514.0	-496.0	282656	56062561	250.1	11.1	4 br. f10/20
0.92	-232.6	-772.3	514.0	-490.9	286468	57299181	245.4	10.9	4 br. f10/20
1.23	-227.5	-772.3	501.1	-498.7	281755	56158681	250.2	11.1	4 br. f10/20
1.54	-222.5	-772.3	484.9	-509.9	274019	54429947	256.7	11.4	4 br. f10/20
1.85	-218.3	-669.3	481.8	-405.8	264212	52408116	204.6	9.1	4 br. f10/30
2.16	-213.2	-669.3	474.2	-408.3	258448	51282515	205.8	9.1	4 br. f10/30
2.46	-208.2	-669.3	474.2	-403.3	258448	51282515	203.2	9.0	4 br. f10/30
2.77	-203.1	-669.3	474.2	-398.2	258448	51282515	200.7	8.9	4 br. f10/30
3.08	-198.1	-669.3	474.2	-393.2	264326	52496816	198.0	8.8	4 br. f10/30
3.39	-194.2	-592.0	453.8	-332.4	264326	52496816	167.3	7.4	4 br. f10/30
3.70	-189.1	-592.0	453.8	-327.3	264326	52496816	164.8	7.3	4 br. f10/30
4.00	-184.0	-592.0	453.8	-322.2	264326	52496816	162.2	7.2	4 br. f10/30
4.31	-179.0	-592.0	453.8	-317.2	264326	52496816	159.7	7.1	4 br. f10/30
4.62	-173.9	-592.0	453.8	-312.1	264326	52496816	157.2	7.0	4 br. f10/30
4.93	-170.1	-535.3	418.0	-287.4	264326	52496816	144.7	6.4	4 br. f10/30
5.24	-165.1	-535.3	418.0	-282.4	264326	52496816	142.2	6.3	4 br. f10/30
5.54	-160.0	-535.3	418.0	-277.3	264326	52496816	139.6	6.2	4 br. f10/30
5.85	-155.0	-535.3	418.0	-272.3	264326	52496816	137.1	6.1	4 br. f10/30
6.16	-149.9	-535.3	418.0	-267.2	269659	53519862	134.6	6.0	4 br. f10/30
6.47	-146.1	-493.3	373.8	-265.6	269659	53519862	133.8	5.9	4 br. f10/30
6.78	-141.0	-493.3	373.8	-260.5	269659	53519862	131.3	5.8	4 br. f10/30
7.08	-136.0	-493.3	373.8	-255.5	269659	53519862	128.7	5.7	4 br. f10/30
7.39	-130.9	-493.3	373.8	-250.4	269659	53519862	126.2	5.6	4 br. f10/30
7.70	-125.9	-493.3	373.8	-245.4	269659	53519862	123.6	5.5	4 br. f10/30
8.01	-122.0	-460.7	325.6	-257.1	269659	53519862	129.5	5.7	4 br. f10/30
8.32	-116.9	-460.7	325.6	-252.0	269659	53519862	127.0	5.6	4 br. f10/30
8.62	-111.9	-460.7	325.6	-247.0	269659	53519862	124.4	5.5	4 br. f10/30
8.93	-106.8	-460.7	325.6	-241.9	269659	53519862	121.9	5.4	4 br. f10/30
9.24	-101.7	-460.7	325.6	-236.9	269659	53519862	119.3	5.3	4 br. f10/30
9.55	-97.7	-434.0	277.3	-254.3	269659	53519862	128.1	5.7	4 br. f10/30
9.86	-92.6	-434.0	277.3	-249.3	269659	53519862	125.6	5.6	4 br. f10/30
10.16	-87.6	-434.0	277.3	-244.2	269659	53519862	123.0	5.4	4 br. f10/30
10.47	-82.5	-434.0	277.3	-239.2	269659	53519862	120.5	5.3	4 br. f10/30
10.78	-77.4	-434.0	277.3	-234.1	269659	53519862	118.0	5.2	4 br. f10/30
11.09	-73.2	-410.8	232.6	-251.3	269659	53519862	126.6	5.6	4 br. f10/30
11.40	-68.1	-410.8	232.6	-246.3	269659	53519862	124.1	5.5	4 br. f10/30
11.70	-63.1	-410.8	232.6	-241.2	269659	53519862	121.5	5.4	4 br. f10/30
12.01	-58.0	-410.8	232.6	-236.2	269659	53519862	119.0	5.3	4 br. f10/30
12.32	-52.9	-410.8	232.6	-231.1	269659	53519862	116.4	5.2	4 br. f10/30
12.63	-48.5	-389.3	-194.7	-243.1	269659	53519862	122.5	5.4	4 br. f10/30
12.94	-43.4	-389.3	-194.7	-238.0	269659	53519862	119.9	5.3	4 br. f10/30
13.24	-38.3	-389.3	-194.7	-233.0	269659	53519862	117.4	5.2	4 br. f10/30
13.55	-33.3	-389.3	-194.7	-227.9	269659	53519862	114.8	5.1	4 br. f10/30
13.86	-28.2	-389.3	-194.7	-222.9	269659	53519862	112.3	5.0	4 br. f10/30
14.17	-23.5	-368.5	-229.7	-162.2	269659	53519862	81.7	3.6	4 br. f10/30
14.48	-18.4	-368.5	-229.7	-157.2	269659	53519862	79.2	3.5	4 br. f10/30
14.78	-13.4	-368.5	-229.7	-152.1	269659	53519862	76.6	3.4	4 br. f10/30
15.09	-8.3	-368.5	-229.7	-147.1	269659	53519862	74.1	3.3	4 br. f10/30
15.40	-3.3	-368.5	-229.7	-142.0	269659	53519862	71.5	3.2	4 br. f10/30

9.16 Verifica all'urto dei veicoli in svio

Criteria generali e oggetto delle verifiche

L'azione eccezionale dovuta all'urto di veicoli in svio sulle barriere di sicurezza stradali verrà tenuta in considerazione operando le verifiche di resistenza degli eventuali sbalzi della soletta in c.a. (sezione S1 della seguente immagine) e della sezione di attacco del cordolo alla soletta (Sezione S2).

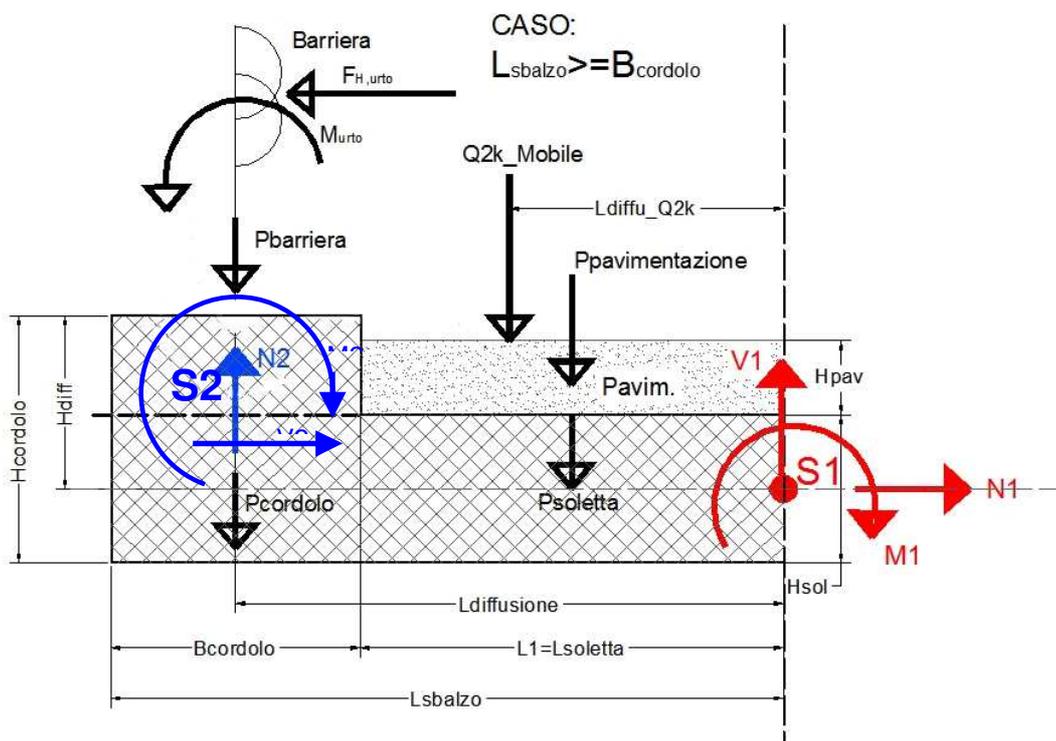


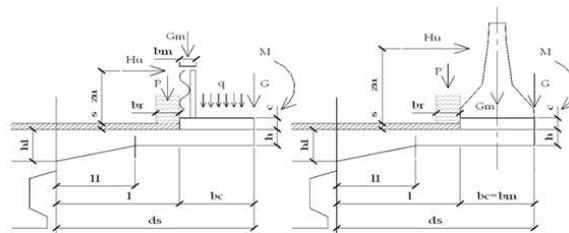
Figura 9-1 – Sezioni di verifica all'azione eccezionale dovuta all'urto del veicolo in svio

Si intendono escluse le verifiche riguardanti i cinematismi locali di rottura inerenti il collegamento della barriera di sicurezza al cordolo di coronamento sotto le azioni indotte dall'urto veicolare; più genericamente, si intende esclusa la verifica del funzionamento cinematico dell'intera barriera.

9.17 Verifica dello sbalzo della soletta (Sezione S₁)

Le verifiche della soletta sono riportate nel dettaglio delle schede seguenti in termini di capacità portante ultima della sezione sia a flessione sia a taglio.

AZIONI E VERIFICHE ELEMENTI A SBALZO (NTC 2018) - 1/2
CAVALCAVIA CV08



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

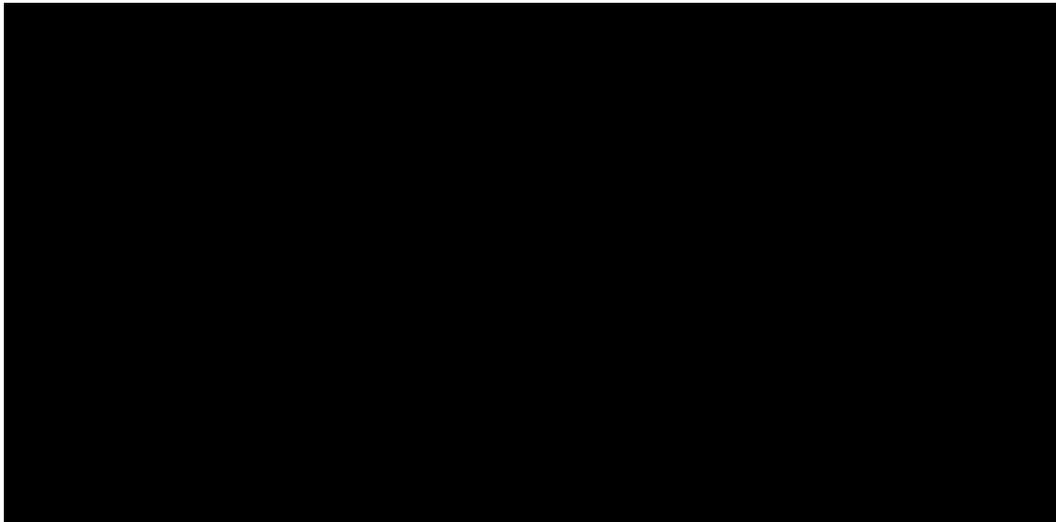
Spessore minimo della soletta (m)		h ₁	0.25
Spessore massimo della soletta (m)		h ₁	0.25
Tratto a spessore variabile (m)		l ₁	0
Copriferro armatura in zona compressa (m)		cf _s	0.06
Copriferro armatura in zona tesa (m)		cf _t	0.06
Armatura in zona compressa (mq)		as	0.001005
	φ (mm)	int (cm)	
	16	20	
Armatura in zona tesa (mq)		ai	0.001005
	φ (mm)	int (cm)	
	16	20	+
Altezza del cordolo (m)		c	0.17
Spessore della pavimentazione (m)		s	0.1
Dimensione sbalzo carrabile (m)		l	0.5
Larghezza cordolo (m)		bc	0.75
Azione permanente barriera (KN/ml)		G _m	1.0
Azione permanente a filo esterno cordolo (KN/ml)		G	7.5
Momento azione permanente a filo esterno cordolo (KNm/ml)		M	0
Azione accidentale sul cordolo (KN/mq)		q	0
Dimensione totale dello sbalzo (m)		ds	1.25
Altezza utile della sezione (m)		d	0.19

CM	2			N	T	M
Linf	0.50		mobile		104.25	18.95
			urto	58.00		31.85
Lsup	0.75		mobile		137.98	35.41
			urto	48.37		25.45

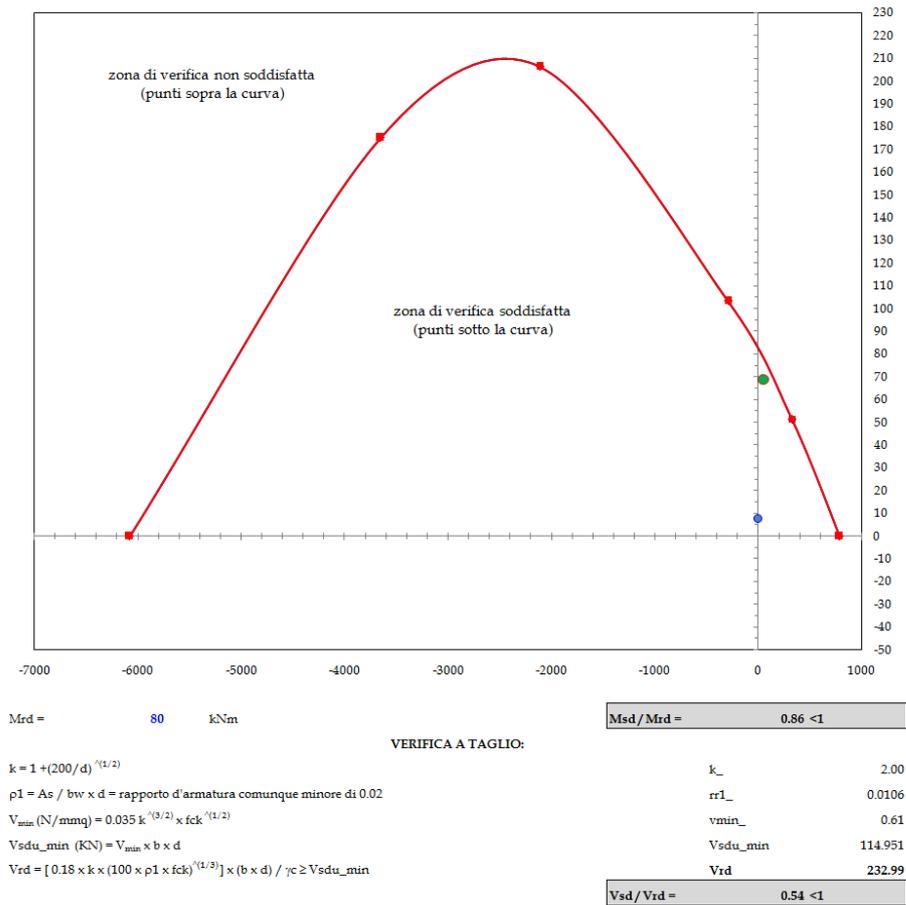
AZIONI ELEMENTARI E SOLLECITAZIONI A ml DI SEZIONE

			N	T	M
		(KN/m)	(KN)	(KN)	(KNm)
Peso proprio della soletta				7.81	4.88
Peso proprio cordolo		4.25		3.19	2.79
Peso proprio pavimentazione		2.20		1.10	0.28
Azione permanente barriera				1.00	0.83
Azione permanente a filo esterno cordolo				7.50	9.38
Azione accidentale carico mobile				104.25	18.95
Azione accidentale dovuta all'urto			58.00		31.85
Azione accidentale sul cordolo		0.00		0.00	0.00
TOTALE AZIONE PERMANENTE	1.00		0.00	20.60	18.15
TOTALE AZIONE ACCIDENTALE	1.00		58.00	104.25	50.80
TOTALI AZIONI DI CALCOLO FASE I (sol+cord)			0.00	11.00	7.67
TOTALI AZIONI DI CALCOLO FASE II (perm+acc) - Urto non fattorizzato			58.00	113.85	61.28
TOTALI AZIONI DI CALCOLO FASE I+II			58.00	124.85	68.95

Azioni e verifiche elementi a sbalzo



VERIFICA A PRESSOFLESSIONE: DIAGRAMMA DI INTERAZIONE M-N - SEZIONE A
 Punto di verifica FASE I Nd=0 KN- Md=7.67 KNm - Punto di verifica FASE I+II Nd=58 KN- Md=68.95 KNm



Azioni e verifiche elementi a sbalzo - dominio di rottura e verifica a taglio

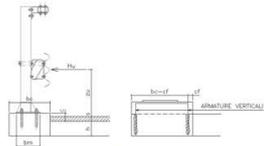
9.18 Verifiche del cordolo (Sezione S₂)

In questa fase si valuta l'adeguatezza delle armature di collegamento cordolo-soletta nei confronti dell'azione di strappo prodotta dall'urto del veicolo in svio.

Nelle seguenti verifiche si prenderanno in conto le armature di progetto dimensionate sulla base della geometria e della caratteristiche meccaniche dei tirafondi della barriera. In particolare si considera un'armatura costituita da 4 bracci verticali Ø12/12.5cm; 2 bracci orizzontali Ø12/12.5cm; 10 barre longitudinali Ø12mm.

Qui di seguito si riportano le verifiche effettuate sui cordoli relativi ad un solo lato della carreggiata in quanto risultano avere una geometria simile o uguale.

AZIONI E VERIFICHE ARMATURE CORDOLO - NTC 2018



Tensione di snervamento armature verticali di progetto (N/mm²) f_{yp}_ 450
 Coefficiente di fattorizzazione delle sollecitazioni d'urto cs_ 1.0
 Coefficiente di sicurezza γ_{st} gm_ 1.15
 Coefficiente di sicurezza γ_c gc_ 1.00

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Spessore della pavimentazione (m)	p_ 0.10	Altezza forza d'urto (m)	zu_ 1.00
Spessore del cordolo (m)	c_ 0.17		
Larghezza del cordolo (m)	bc_ 0.75		
Forza orizzontale prodotta dall'urto (KN)	Hu_ 100	Larghezza di influenza urto (m)	_bs 0.74

Armature verticali nel cordolo resistenti a trazione (mm²/ml): As_ 1809.6

φ (mm)	int (cm)	+	φ (mm)	int (cm)	+	φ (mm)	int (cm)
12	12.5		12	12.5			

Armature verticali nel cordolo resistenti a trazione (mm²/ml): Asp_ 1809.6

φ (mm)	int (cm)	+	φ (mm)	int (cm)	+	φ (mm)	int (cm)
12	12.5		12	12.5			

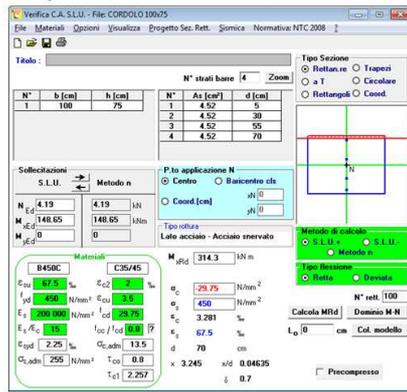
Armature resistenti a taglio (mm²/ml): AT_ 3619.1

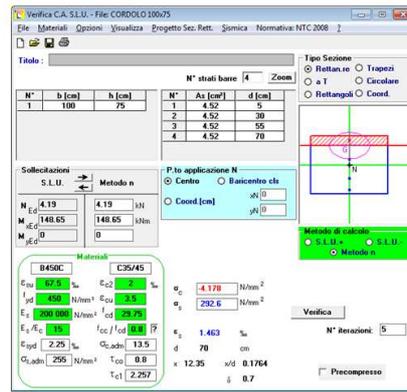
Armature di progetto acciaio f_{yd}= 450.00 Mpa
 8 f12 + 8 f12

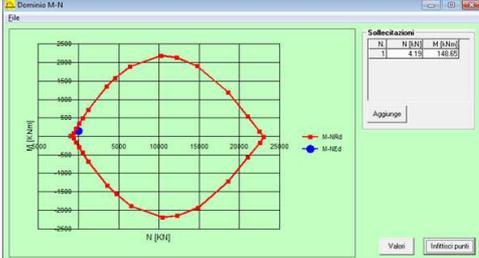
Armature di progetto acciaio f_{yd}= 450.00 Mpa
 8 f12 + 8 f12

SOLLECITAZIONI E VERIFICHE ARMATURE CORDOLO B=1.0m

Momento flettente (KNm/ml)	Md_ 148.65
Sforzo normale (KN/ml)	Nd_ 4.19
Azione di taglio (KN/ml)	Vd_ 135.14







Mrd = 314.3 KNm Msd/Mrd = 0.47 < 1

VERIFICA A TAGLIO (Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio)			
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$		k_*	1.54
$\rho_1 = A_s / bw \times d = \text{rapporto d'armatura comunque minore di } 0.02$		ρ_{1*}	0.0143
$V_{min} (N/mm^2) = 0.035 k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}$		v_{min*}	0.41
$V_{sdu_min} (KN) = V_{min} \times b \times d$		V_{sdu_min}	277.09
$V_{rd} = [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3}] \times (b \times d) / \gamma_c \geq V_{sdu_min}$		V_{rd}	706.59
		$V_{sd} / V_{rd} =$	0.19 < 1
VERIFICA A TAGLIO E TRAZIONE (armature integrative di progetto)			
Resistenza di calcolo a trazione (N/mm ²) = (f _{yp} × k / γ _m)	$f_{yd} =$	450.0	
Tensione tangenziale (N / mm ²)	$\tau =$	37.3	
Tensione normale (N / mm ²)	$\sigma =$	292.6	
$\sigma_{ed} = \text{rad} q (\sigma^2 + 3\tau^2)$		299.66	< 450.0
VERIFICA SODDISFATTA			

9.19 Verifiche a deformazione

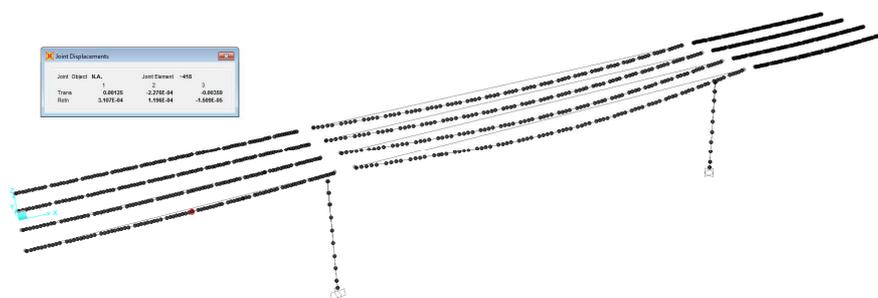
Si riporta di seguito il grafico relativo ai valori di deformazione verticale massima e minima dell'impalcato considerando agenti i soli carichi variabili da traffico e la variazione termica differenziale.

La deformazione verticale massima ammissibile per ciascuna campata è pari ad $1/500$ della grandezza L_0 che si intende pari alla luce della campata, per le travate appoggiate e per le campate esterne di travate continue, mentre si assume pari a 0.7 della luce per le campate interne di travate continue.

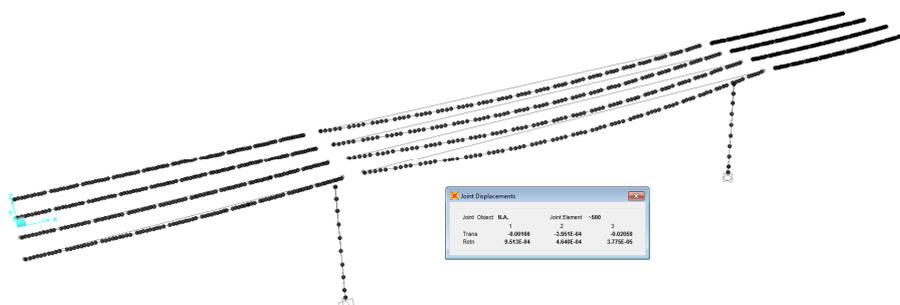
Le verifiche di deformazione si intendono pertanto soddisfatte, risultando verificata la seguente diseuguaglianza:

$$\delta_{\text{vert,max}} < L_0 / 500$$

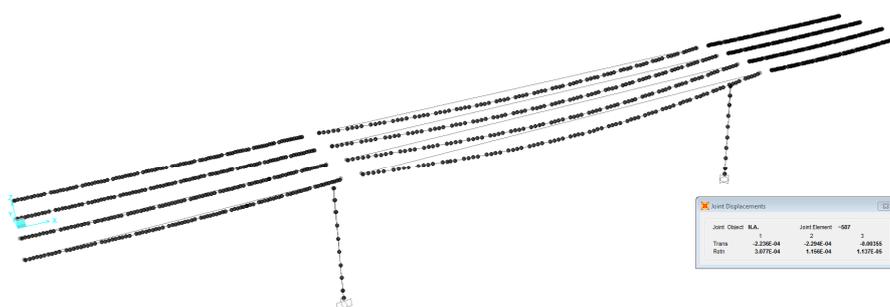
Campata 1 $\delta_{\text{vert,max}} = 3.6 < 16000/500 = 32\text{mm}$



Campata 2 $\delta_{\text{vert,max}} = 20.6 < 32000/500 = 64\text{mm}$

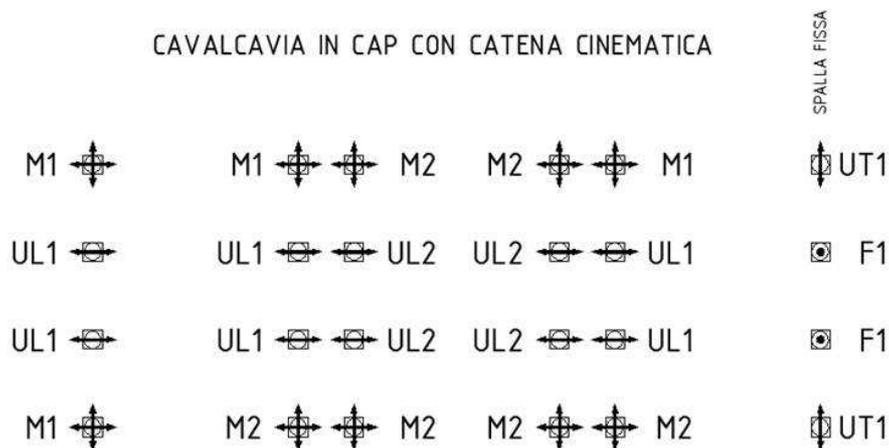


Campata 3 $\delta_{\text{vert,max}} = 3.6 < 16000/500 = 32\text{mm}$



9.20 Azioni sugli apparecchi di appoggio

Lo schema di disposizione degli apparecchi di appoggio del viadotto segue lo schema mostrato nella seguente figura, in cui la spalla fissa è la spalla SB.



Ove:

- F sono gli apparecchi di appoggio di tipo Fisso;
- UL1; UL2 sono gli apparecchi di appoggio di tipo Unidirezionale Longitudinale;
- UT1; UT2 sono gli apparecchi di appoggio di tipo Unidirezionale Trasversale;
- M1; M2 sono gli apparecchi di appoggio di tipo Mobile.

Si riportano di seguito le massime azioni agenti sugli apparecchi di appoggio, nelle combinazioni statiche (S.L.U.) e sismiche (S.L.V.).

AZIONI SUGLI APPARECCHI D'APPOGGIO								
Id	Tipo	Q.tà	STATICA			SISMICA		
			N _{sd}	H _{sd, LONG}	H _{sd, TRASV}	N _{sd}	H _{sd, LONG}	H _{sd, TRASV}
[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
F	Fisso	2	1750	300	200	700	1300	500
UL1	Unidir long	6	1750	0	150	850	0	900
UL2	Unidir long	4	2700	0	150	1300	0	1000
UT1	Unidir trasv	2	1750	400	0	700	1400	0
M1	Multidir	6	1750	0	0	850	0	0
M2	Multidir	4	2700	0	0	1300	0	0

10. VERIFICHE PILA 1

10.1 Verifica Elevazione

Si riportano di seguito le verifiche relative alla pila 1; le verifiche sono state condotte sul fusto della pila, nella sezione di attacco alla fondazione.

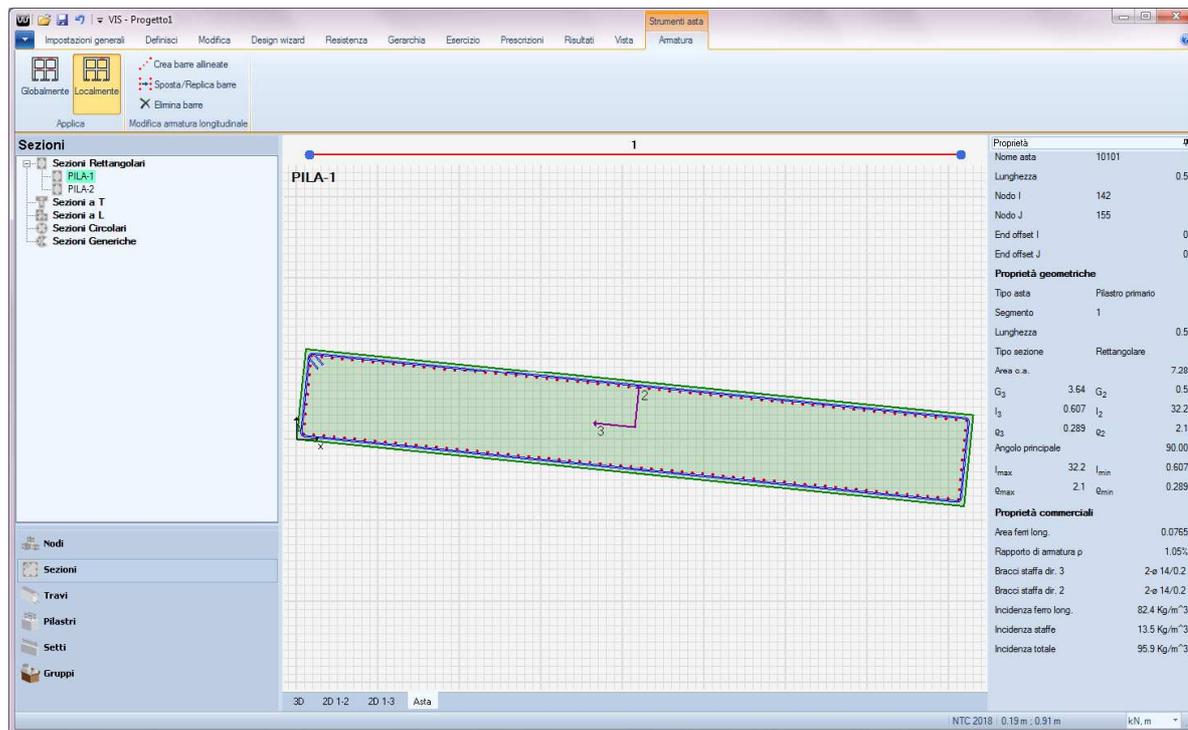


Figura 10-1 – Pila 1: sezione di verifica 7.285 x 1.00 – ϕ 26/10

10.1.1 Verifica SLU-SLV

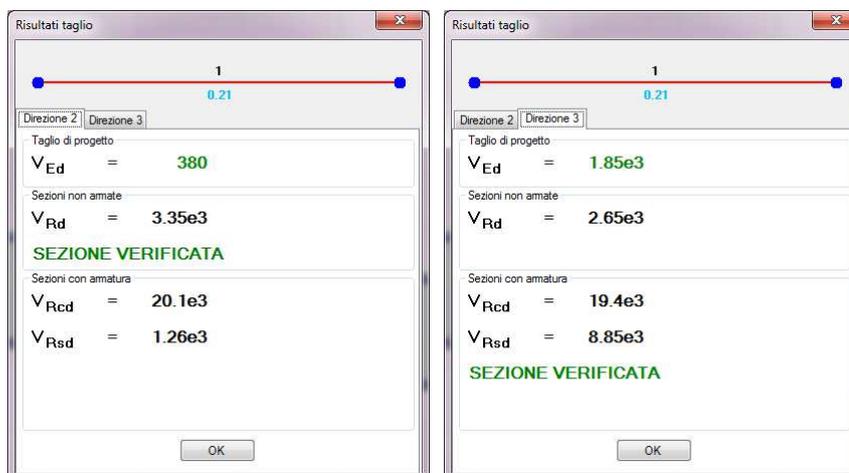


Figura 10-2 – Pila 1: Dettaglio verifiche a taglio (V_2 e V_3) (unità di misura: kN; m; °C)

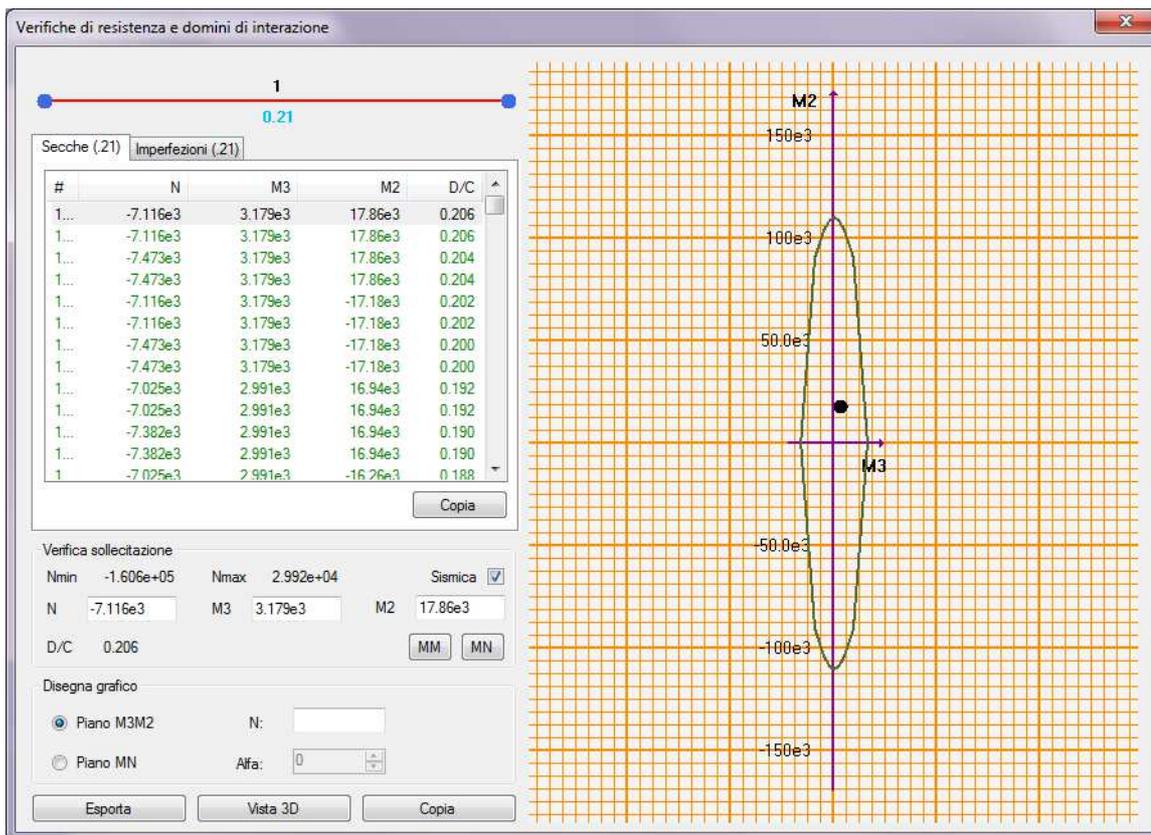


Figura 10-3 – Pila 1: Dettaglio verifica PMM – piano MM (unità di misura: kN; m; °C)

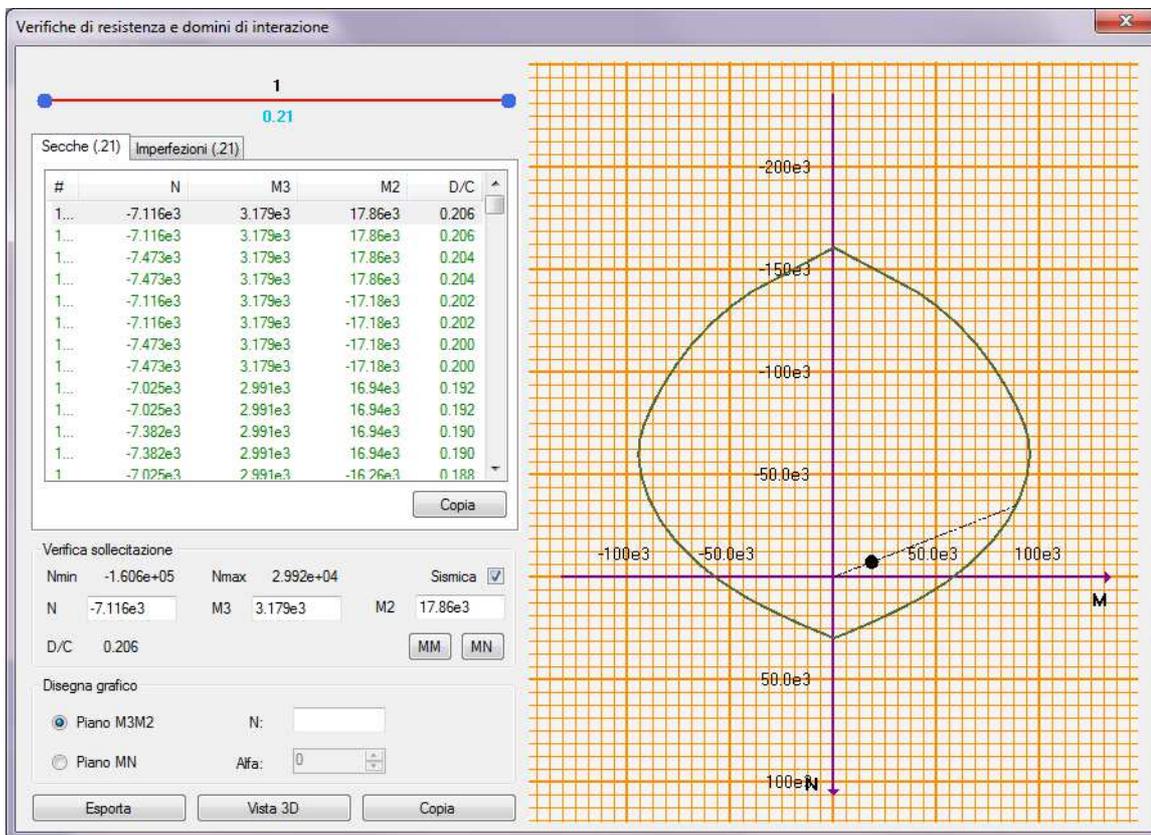


Figura 10-4 – Pila 1: Dettaglio verifica PMM – piano MN (unità di misura: kN; m; °C)

10.1.2 Verifica SLE – Controllo tensioni

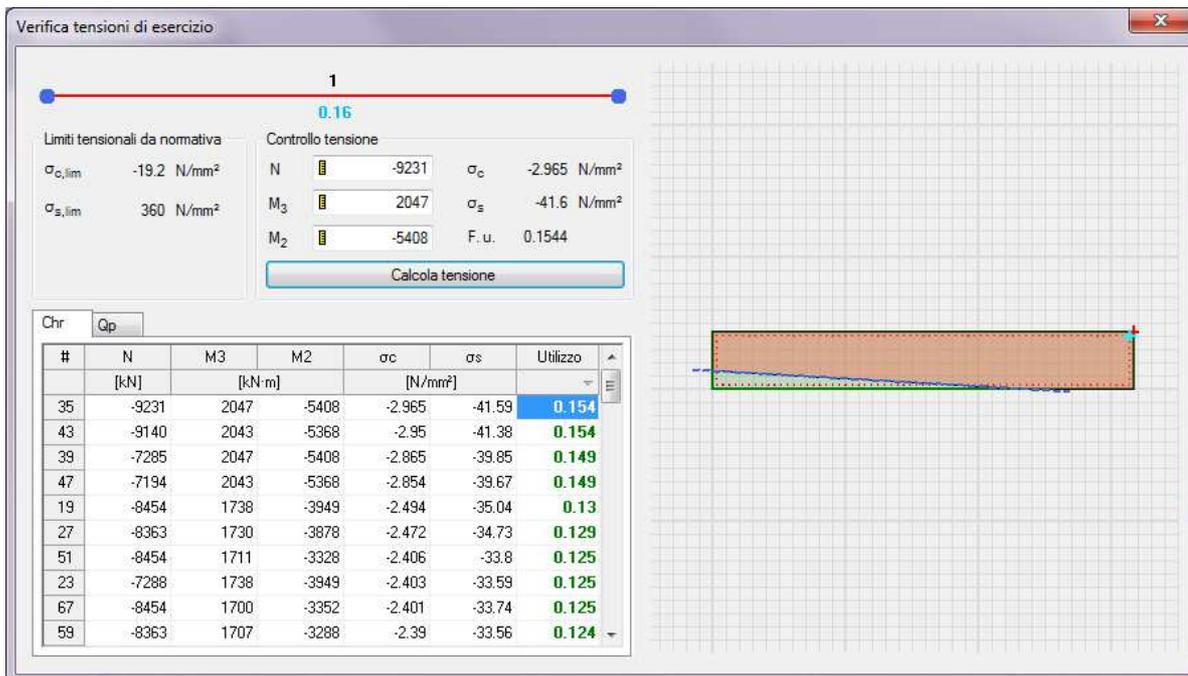


Figura 10-5 – Pila 1: Dettaglio verifica controllo tensioni (unità di misura: kN; m; °C)

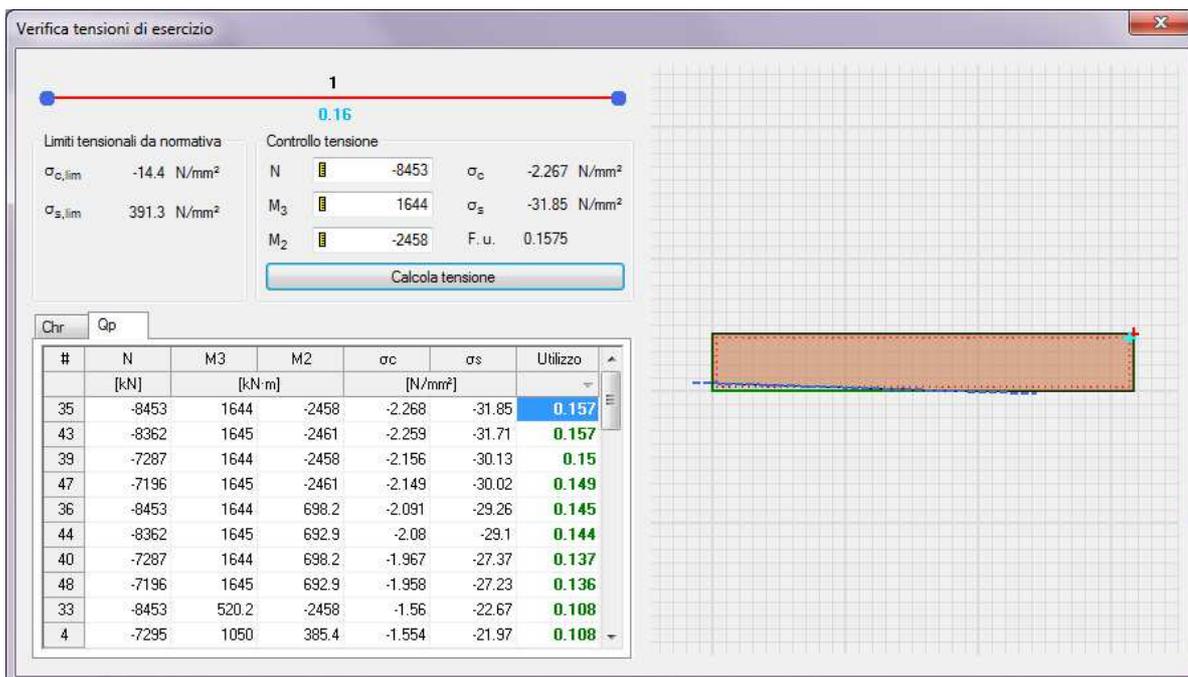


Figura 10-6 – Pila 1: Dettaglio verifica controllo tensioni (unità di misura: kN; m; °C)

10.1.3 Verifica SLE – Fessurazione

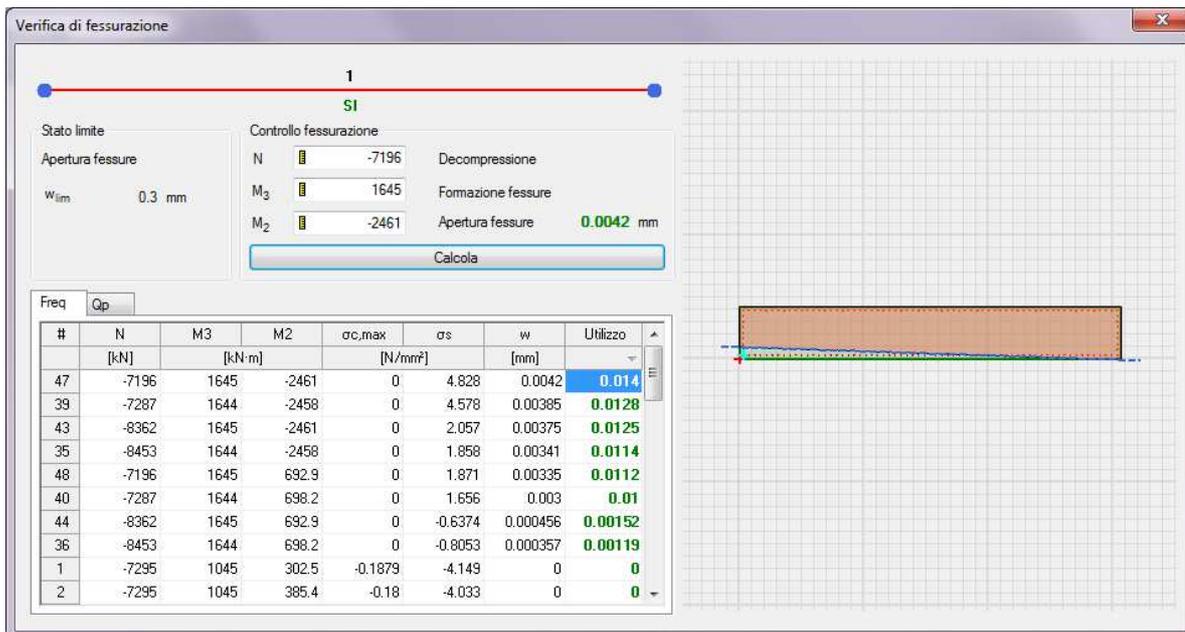


Figura 10-7 – Pila 1: Dettaglio verifica fessurazione (unità di misura: kN; m; °C)

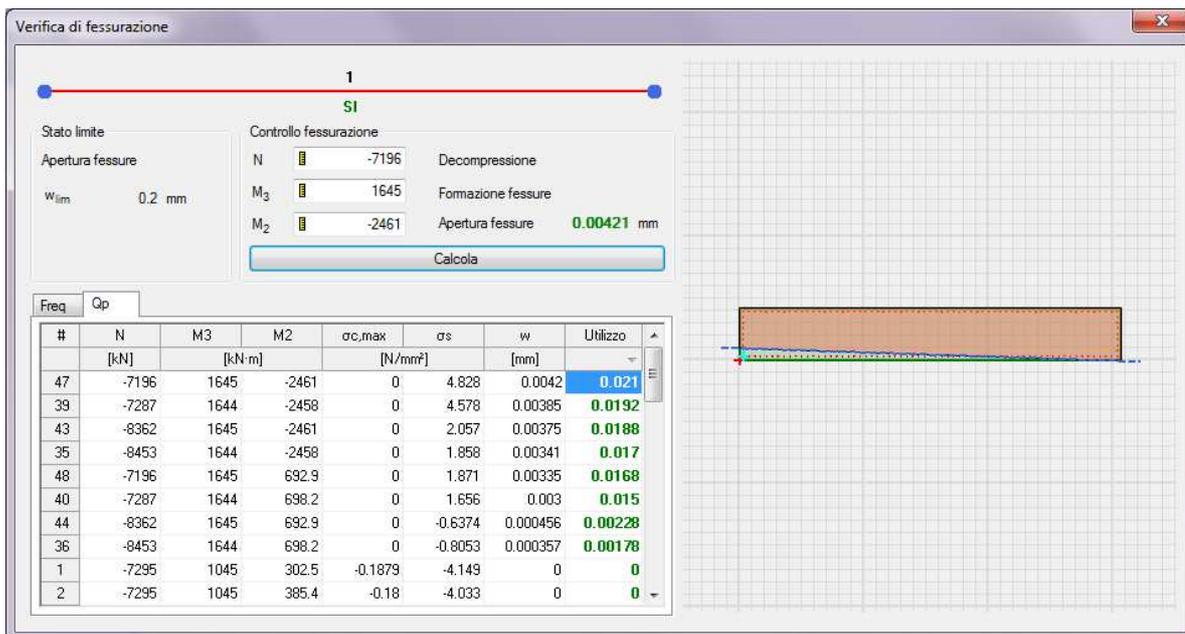


Figura 10-8 – Pila 1: Dettaglio verifica fessurazione (unità di misura: kN; m; °C)

10.2 Verifica fondazione

Si riportano di seguito alcune immagini del modello di calcolo.

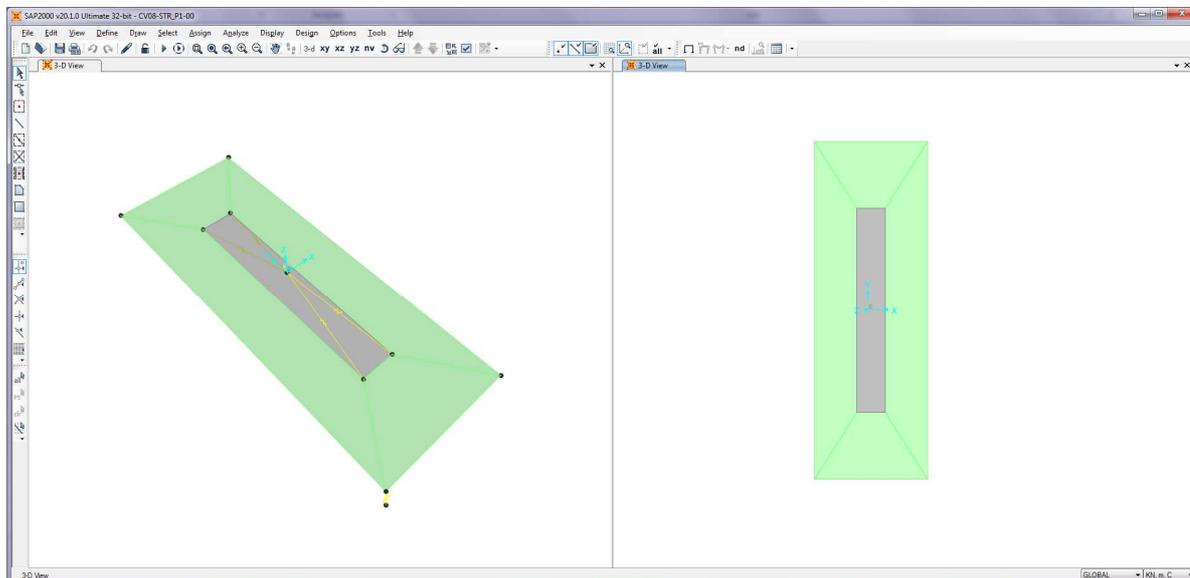


Figura 10-9 – Modello di calcolo

Il modello numerico è realizzato con elementi finiti bidimensionali tipo "shell-thick" ed elementi finiti tipo "link-linear" per il collegamento del nodo di riferimento al resto della struttura. Il nodo di riferimento è utilizzato per assegnare i carichi trasmessi dall'impalcato calcolati attraverso il modello numerico descritto nei paragrafi precedenti.

L'interazione terreno-struttura è stata tenuta in conto applicando alla zattera di fondazione delle molle "alla Winkler" assegnate nelle tre direzioni ortogonali.

AZIONI ALLO SPICCATO / PILE P1: ASTA N.10101										
ELEMENTO DI VERIFICA NUMERO		10101	TIPO SPALLA							
POSIZIONE (NODO I=1 - NODOJ=2)		1	MOBILE							
CARCHI MOBILI		Min	P	SP1						
		Max	M2	IP1						
Descrizione	CODITYPE	NRIGA	V2=TI [KN]	M3=MI [KNm]	V3=Tt [KN]	M2=Mtr [KNm]	T=Mt [KNm]	P=N [KN]	F	CC
G1-IMPALCATO	0	28	0	391	0	39	0	-1966	1.000	1.000
G1-SOLETTA	0	44	0	358	0	36	0	-1800	1.000	1.000
G1-PILA	0	36	0	0	0	0	0	-1751	1.000	1.000
G2-PERMANENTI	0	52	0	301	1	227	-6	-1778	1.000	1.000
E1-DISTORSIONI	0	4	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
E2-RITIRO	0	12	-1	-6	9	83	0	0	1.000	1.000
E4-CEDIMENTI	0	20	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
Q1-MOBILI-KK	1	194	-1	389	8	-4340	-44	-1936	1.000	1.000
Q1-MOBILI-FQ	1	98	0	240	5	-2407	-40	-1158	1.000	1.000
Q3-FRENATURA	0	252	0	10	2	24	2	-1	1.000	1.000
Q4-CENTRIFUGA	0	260	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
Q5-VENTO-C	0	268	15	93	-147	-1491	14	-1	1.000	1.000
Q7-ATTRITO-P	0	300	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
Q6-SISMA_L	0	276	187	916	216	2063	23	275	1.000	1.000
Q6-SISMA_T	0	284	304	1749	1764	16716	146	25	1.000	1.000
Q6-SISMA_V	0	292	62	351	45	478	12	236	1.000	1.000

DATI PER CALCOLO FONDAZIONI PILE	
Accelerazione al suolo (ag)	0.083
Coefficiente di suolo (S=5s x S)	1.200
$k_h = 5 \times b_m \cdot a/g$ = coefficiente sismico orizzontale	0.106
$k_v = 0.5 \cdot k_h$ = coefficiente sismico verticale	0.053
β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito	1.00
T_{RINT} = Peso rinterro	20.00
HR = Altezza rinterro	1.00
Diametro pali	0.00
Lunghezza elastica dei pali	0.00
Scalramento	0.00
Classe del calcestruzzo pali	0.00
Modulo di elasticità del calcestruzzo dei pali	2.058E+07
Accelerazione dir X ---->>	1.039
Accelerazione dir Y ---->>	1.039
Accelerazione dir Z ---->>	0.520
G1-PESO_FONDAZIONE	1.000
G1-PESO_RINTERRO	20.000
Q6-INERZIA_MASSE_L	1.039
Q6-INERZIA_MASSE_T	1.039
Q6-INERZIA_MASSE_V	0.520

Figura 10-10 – Tabella assegnazione azioni al modello di calcolo

10.2.1 Verifiche strutture SLU-SLV

Si riportano di seguito le color map che diagrammano le richieste di armatura calcolate dal programma in funzione dell'involuppo delle sollecitazioni per lo stato limite in oggetto, a cui viene applicato il metodo di Wood - Armer nelle due direzioni ortogonali.

Le richieste di armatura, espresse in mm^2/mm , sono rappresentate con diversi colori filtrati sul valore massimo funzione dell'armatura di progetto.

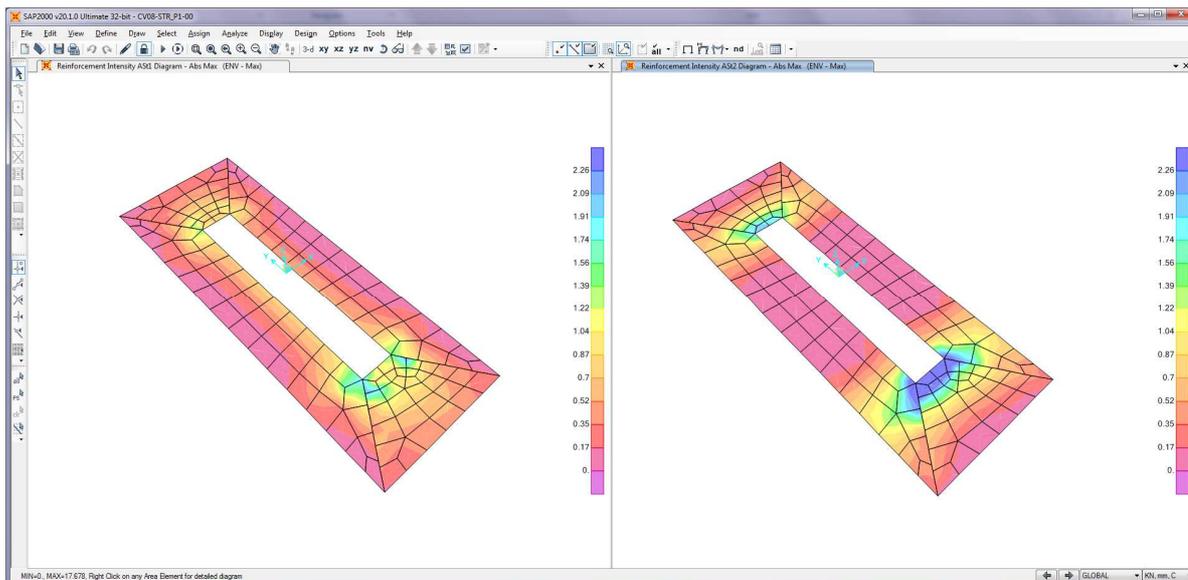


Figura 10-11 – Richiesta di armatura: Ast1_SX e Ast2_DX

Le richieste di armatura massime sono compatibili con le incidenze indicate negli elaborati e riassunte nella tabella sottostante.

	Ast1			Ast2		
	passo	Φ	Area	passo	Φ	Area
	cm	mm	mm^2/mm	cm	mm	mm^2/mm
PLATEA	20	24	2.26	20	24	2.26

10.2.2 Verifica a ribaltamento

Di seguito si riporta la verifica al ribaltamento della pila, valutato nella direzione longitudinale e trasversale dell'impalcato, considerando il cinematico di ribaltamento agente rispetto al nodo illustrato nella seguente immagine.

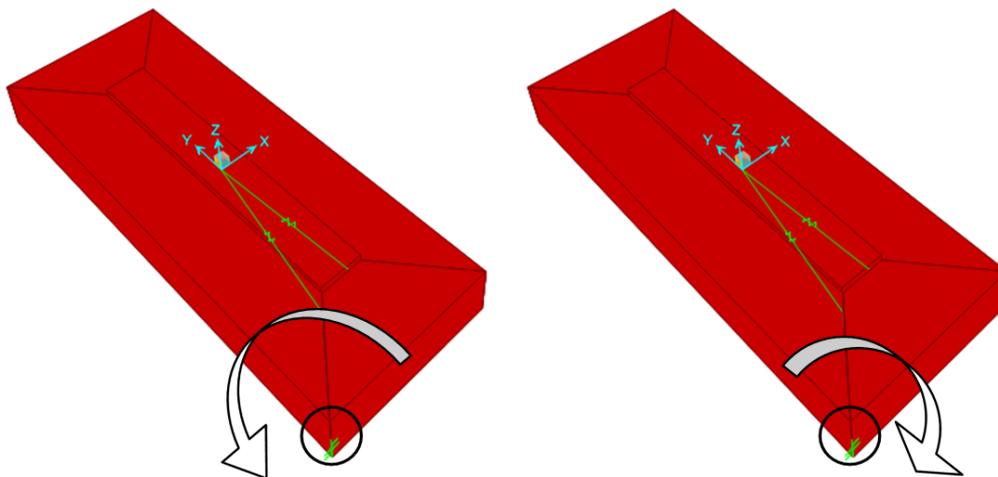


Figura 10-12 – Zattera di fondazione: cinematico di ribaltamento

Le verifiche, in accordo al paragrafo 6.5.3.1 delle NTC18, sono condotte considerando l'Approccio di tipo 2, con la combinazione (A1+M1+R3), dove si pone $R3 = 1.15$ per le condizioni SLU e $R3 = 1$ per le condizioni SLV.

Le combinazioni di verifica del ribaltamento allo SLU sono:

VER_RIB_C in cui si combinano le condizioni stabilizzanti con quelle ribaltanti a ponte carico;

VER_RIB_S in cui si combinano le condizioni stabilizzanti con quelle ribaltanti a ponte scarico;

TABLE: Combination Definitions

ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
VER_RIB_C	Linear Add	No	Response Combo	EQU_1	1.15
VER_RIB_C			Response Combo	EQU_3	1
VER_RIB_S	Linear Add	No	Response Combo	EQU_2	1.15
VER_RIB_S			Response Combo	EQU_3	1

Le combinazioni di verifica del ribaltamento allo SLV sono descritte nel paragrafo relativo alle combinazioni di carico.

Per la convenzione dei segni utilizzata, le verifiche si intendono soddisfatte quando il segno della reazione vincolare del momento intorno all'asse di ribaltamento risulta:

- positivo nella direzione longitudinale ($M1 > 0$);
- negativo nella direzione trasversale ($M2 < 0$);

Si riportano i risultati ottenuti.

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	SLU_SL1	Combination	537	842	9909	50978	-16717	-1465
1	SLU_SL2	Combination	500	815	9697	50020	-16546	-1303
1	SLU_ST1	Combination	451	2092	9735	38273	-15787	1636
1	SLU_ST2	Combination	414	2065	9522	37315	-15617	1798
1	SLU_V1	Combination	282	722	9965	52568	-17429	-182
1	SLU_V2	Combination	158	632	9257	49374	-16862	357
1	VER_RIB_C	Combination	27	269	11397	57812	-21491	436
1	VER_RIB_S	Combination	26	255	8570	48355	-16004	382

i risultati ottenuti, evidenziati in giallo, soddisfano tutti tale condizione.

Sono state lette le varie combinazioni rispetto all'asse di ribaltamento.

In particolare le combinazioni di tipo ribaltante sono state incrementate x 1.15 (paragrafo 6.5.3.1.1 delle NTC18, in osservanza alla Tab. 6.5.I) mentre quelle stabilizzanti sono state assunte unitarie. Il risultato della verifica mostra ulteriori riserve di sicurezza rispetto alle minime imposte.

11. VERIFICHE PILA 2

11.1 Verifica Elevazione

11.1.1 Verifica SLU-SLV

Si riportano di seguito le verifiche relative alla pila 2; le verifiche sono state condotte sul fusto della pila, nella sezione di attacco alla fondazione.

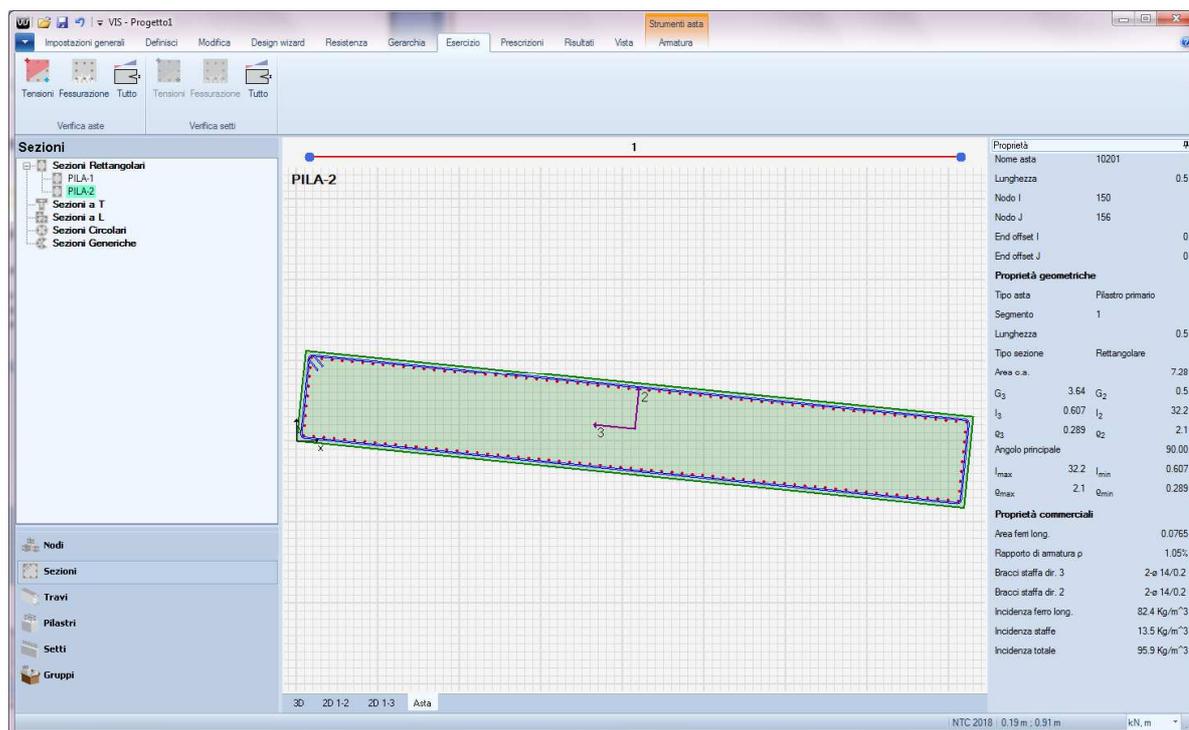


Figura 11-1 – Pila 2: sezione di verifica 7.285 x 1.00 – $\phi 26/10$

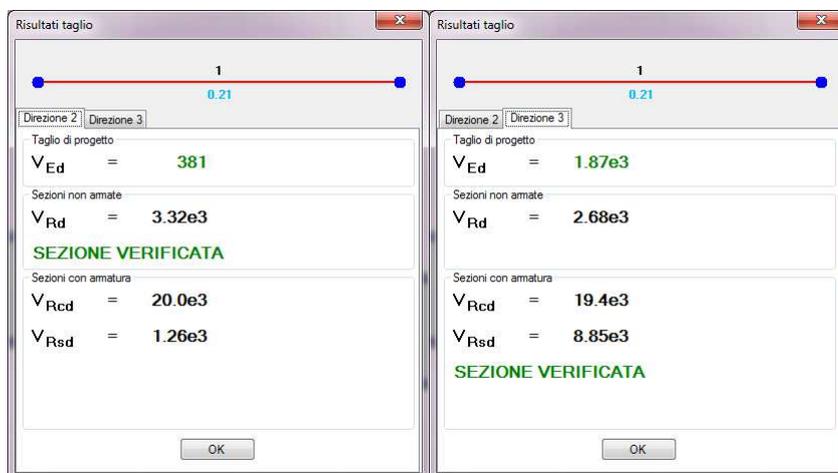


Figura 11-2 – Pila 2: Dettaglio verifiche a taglio (V_2 e V_3) (unità di misura: kN; m; °C)

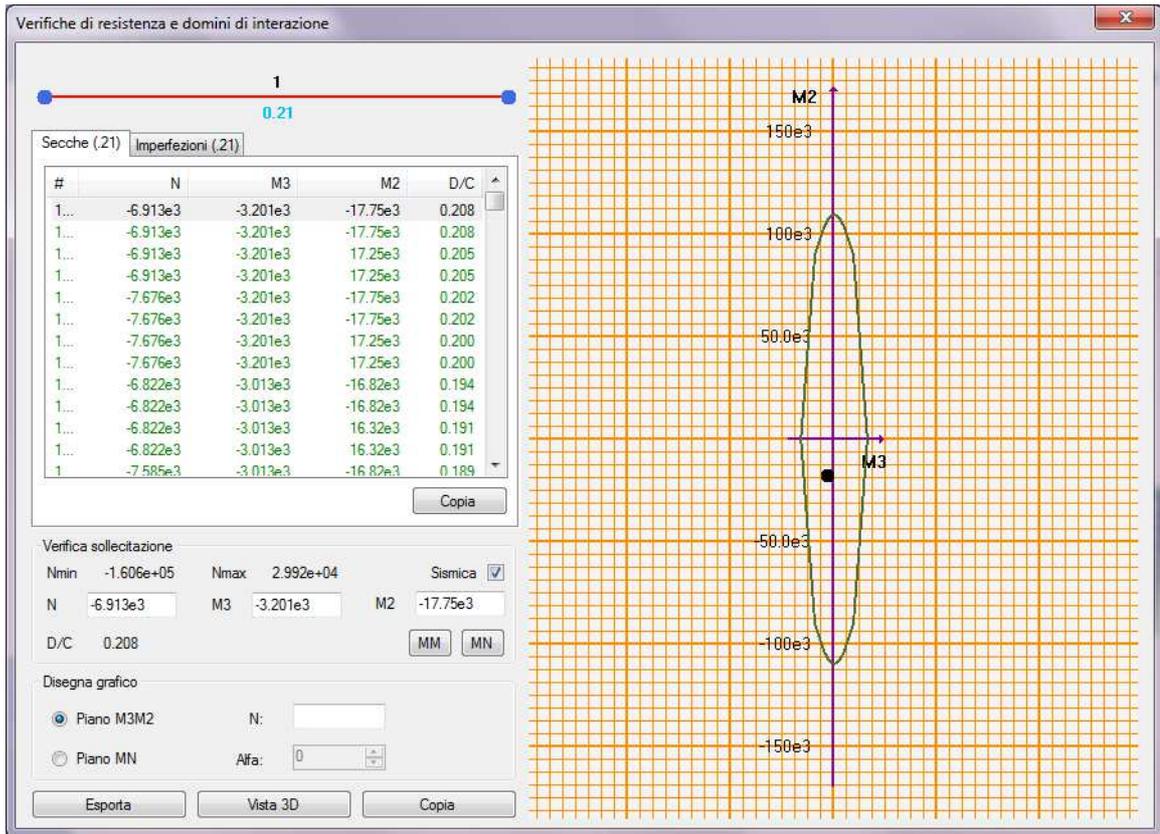


Figura 11-3 – Pila 2: Dettaglio verifica PMM – piano MM (unità di misura: kN; m; °C)

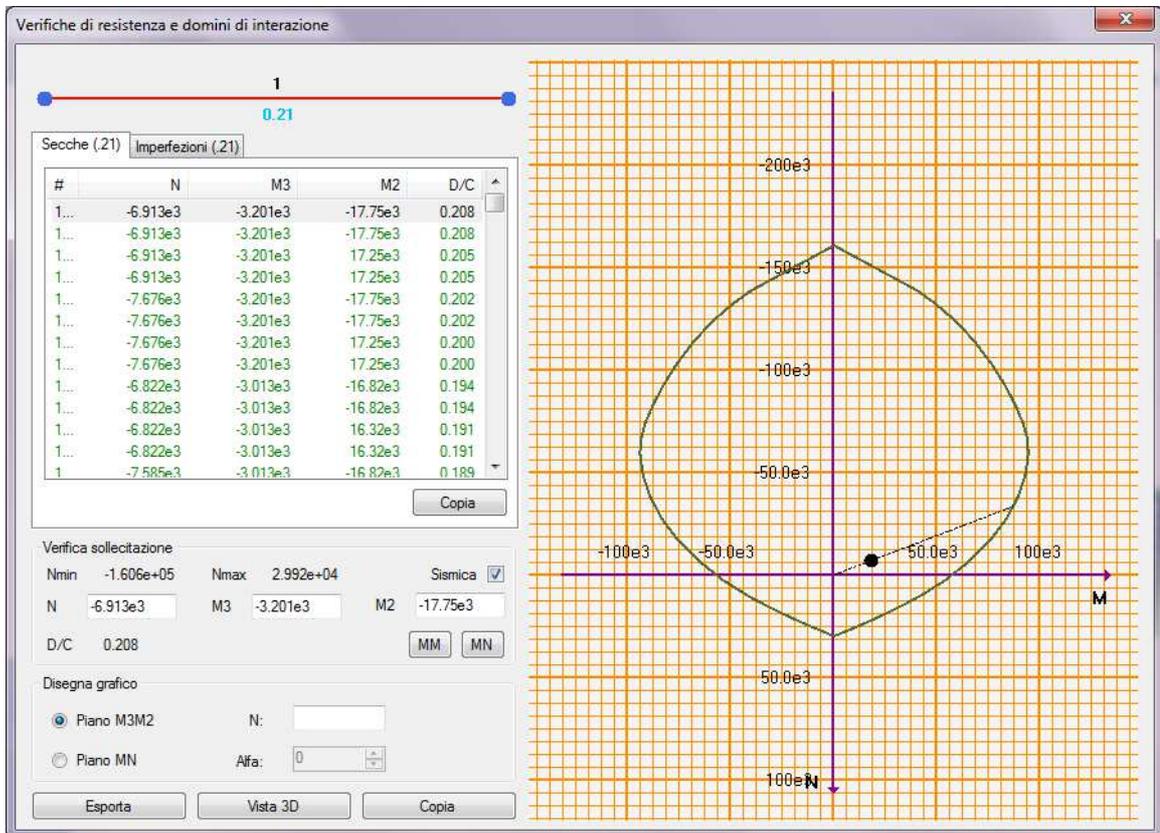


Figura 11-4 – Pila 2: Dettaglio verifica PMM – piano MN (unità di misura: kN; m; °C)

11.1.2 Verifica SLE – Controllo tensioni

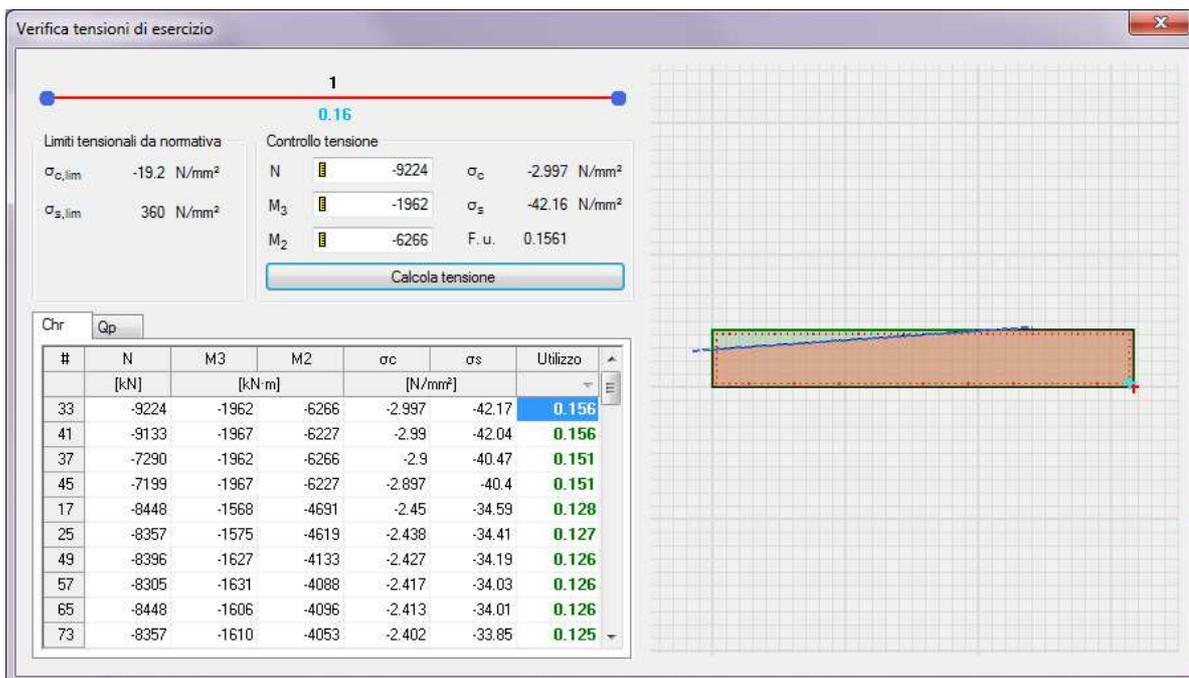


Figura 11-5 – Pila 2: Dettaglio verifica controllo tensioni (unità di misura: kN; m; °C)

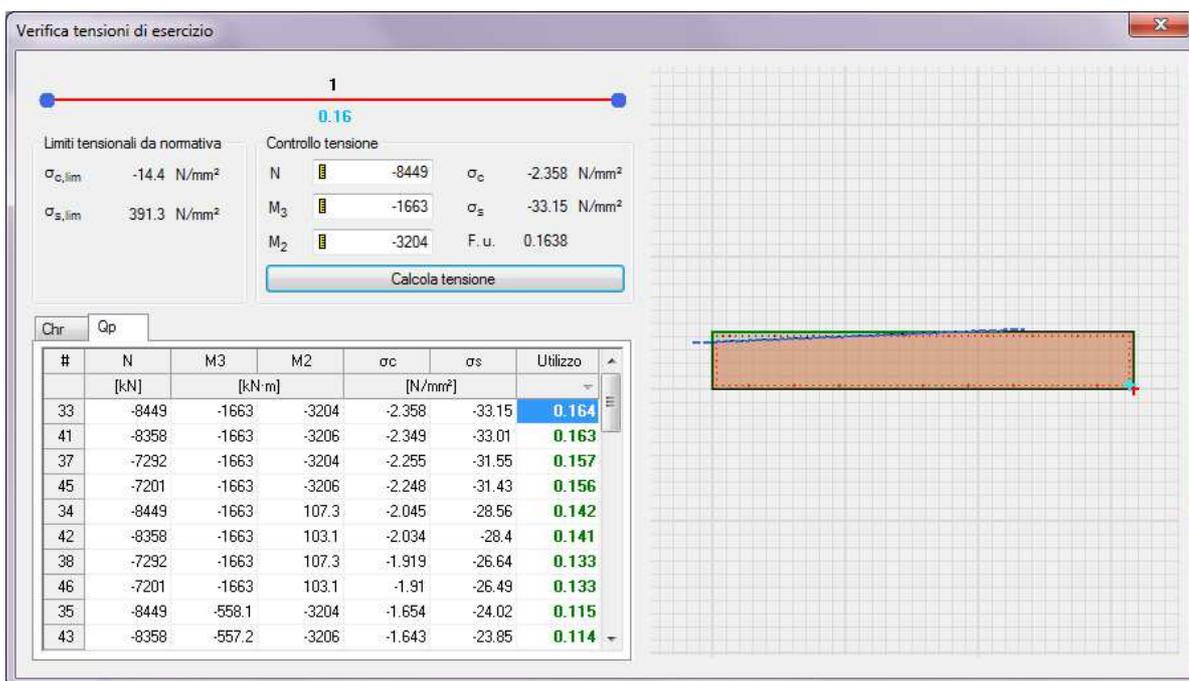


Figura 11-6 – Pila 2: Dettaglio verifica controllo tensioni (unità di misura: kN; m; °C)

11.1.3 Verifica SLE – Fessurazione

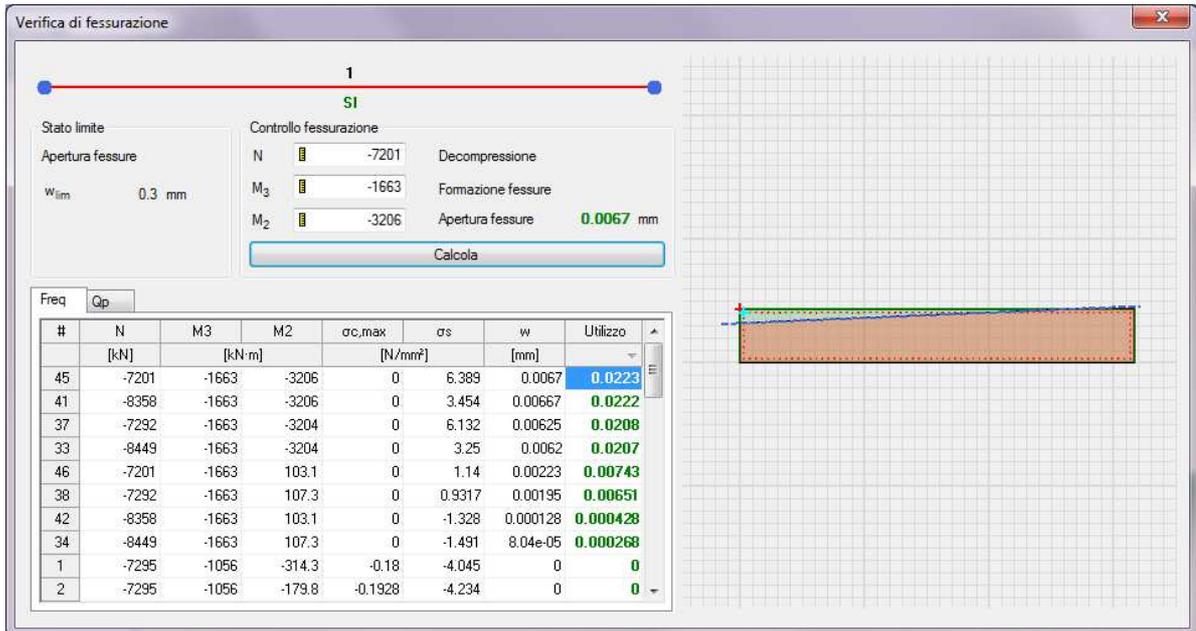


Figura 11-7 – Pila 2: Dettaglio verifica fessurazione (unità di misura: kN; m; °C)

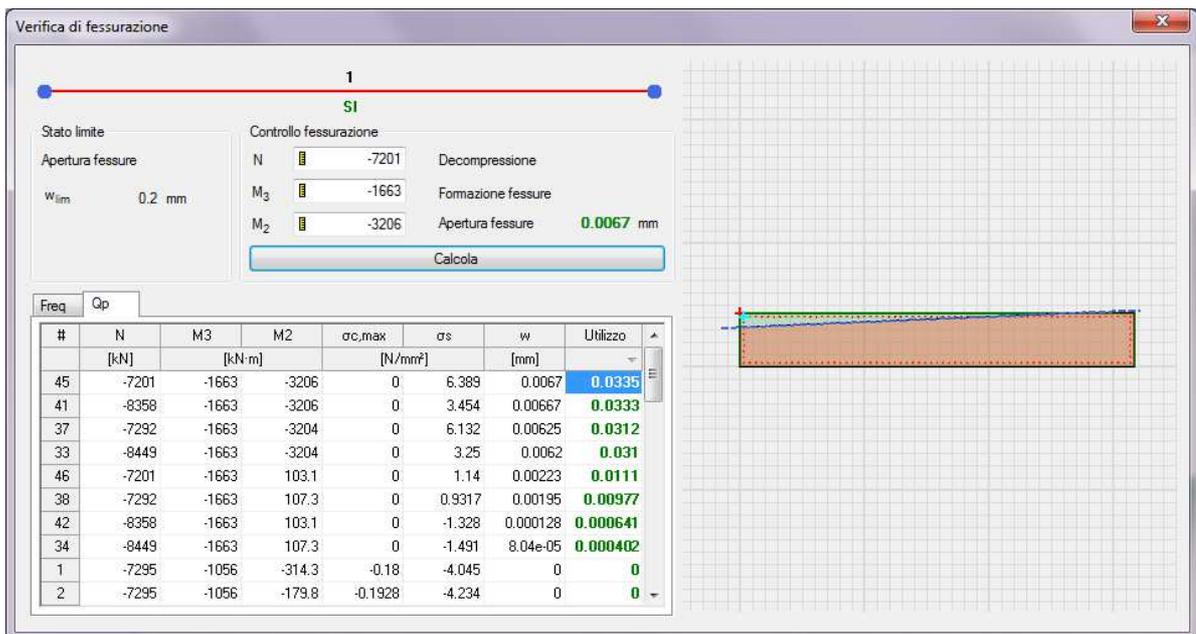


Figura 11-8 – Pila 2: Dettaglio verifica fessurazione (unità di misura: kN; m; °C)

11.2 Verifica fondazione

Si riportano di seguito alcune immagini del modello di calcolo.

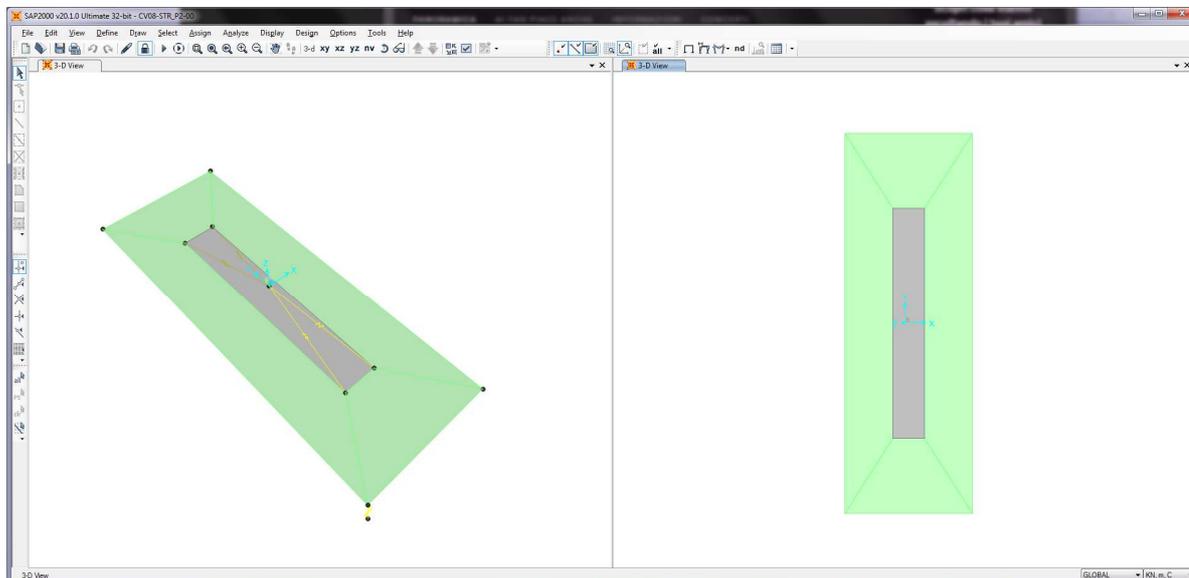


Figura 11-9 – Modello di calcolo

Il modello numerico è realizzato con elementi finiti bidimensionali tipo "shell-thick" ed elementi finiti tipo "link-linear" per il collegamento del nodo di riferimento al resto della struttura. Il nodo di riferimento è utilizzato per assegnare i carichi trasmessi dall'impalcato calcolati attraverso il modello numerico descritto nei paragrafi precedenti.

L'interazione terreno-struttura è stata tenuta in conto applicando alla zattera di fondazione delle molle "alla Winkler" assegnate nelle tre direzioni ortogonali.

AZIONI ALLO SPICCATO / PILE P2: ASTA N.10201										
ELEMENTO DI VERIFICA NUMERO										
POSIZIONE (NODO I=1 - NODOJ=2)										
CARCHI MOBILI										
Descrizione	CODITYPE	NRIGA	10201		TIPO SPALLA		SPALLA		F	CC
			Min	Max	P1	P2	P1	P2		
			V2=TI [KN]	M3=MI [KNm]	V3=Tt [KN]	M2=Mtr [KNm]	T=Mt [KNm]	P=N [KN]		
G1-IMPALCATO	0	30	0	-391	0	-39	0	-1966	1.000	1.000
G1-SOLETTA	0	46	0	-358	0	-36	0	-1800	1.000	1.000
G1-PILA	0	38	0	0	0	0	0	-1751	1.000	1.000
G2-PERMANENTI	0	54	0	-300	-2	-239	24	-1778	1.000	1.000
E1-DISTORSIONI	0	6	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
E2-RITIRO	0	14	-1	-6	9	135	-3	0	1.000	1.000
E4-CEDIMENTI	0	22	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
Q1-MOBILI-KK	1	218	-1	-795	11	-4675	106	-1930	1.000	1.000
Q1-MOBILI-FQ	1	122	0	-533	4	-2604	28	-1154	1.000	1.000
Q3-FRENATURA	0	254	0	-21	-3	-37	2	52	1.000	1.000
Q4-CENTRIFUGA	0	262	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
Q5-VENTO-C	0	270	15	95	-147	-1487	17	1	1.000	1.000
Q7-ATTRITO-P	0	302	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
Q6-SISMA_L	0	278	191	973	242	2322	36	829	1.000	1.000
Q6-SISMA_T	0	286	305	1756	1773	16593	251	67	1.000	1.000
Q6-SISMA_V	0	294	59	326	45	480	13	220	1.000	1.000

DATI PER CALCOLO FONDAZIONI PILE	
Accelerazione al suolo (ag)	0.083
Coefficiente di suolo (S=5s x S)	1.200
$k_h = 5 \times b_m \cdot a/g$ = coefficiente sismico orizzontale	0.106
$k_v = 0.5 \cdot k_h$ = coefficiente sismico verticale	0.053
β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito	1.00
T_{RINT} = Peso rinterro	20.00
HR = Altezza rinterro	1.00
Diametro pali	0.00
Lunghezza elastica dei pali	0.00
Scalramento	0.00
Classe del calcestruzzo pali	0.00
Modulo di elasticità del calcestruzzo dei pali	2.058E+07
Accelerazione dir X ---->>	1.039
Accelerazione dir Y ---->>	1.039
Accelerazione dir Z ---->>	0.520
G1-PESO_FONDAZIONE	1.000
G1-PESO_RINTERRO	20.000
Q6-INERZIA_MASSE_L	1.039
Q6-INERZIA_MASSE_T	1.039
Q6-INERZIA_MASSE_V	0.520

Figura 11-10 – Tabella assegnazione azioni al modello di calcolo

11.2.1 Verifiche strutture SLU-SLV

Si riportano di seguito le color map che diagrammano le richieste di armatura calcolate dal programma in funzione dell'involuppo delle sollecitazioni per lo stato limite in oggetto, a cui viene applicato il metodo di Wood - Armer nelle due direzioni ortogonali.

Le richieste di armatura, espresse in mm^2/mm , sono rappresentate con diversi colori filtrati sul valore massimo funzione dell'armatura di progetto.

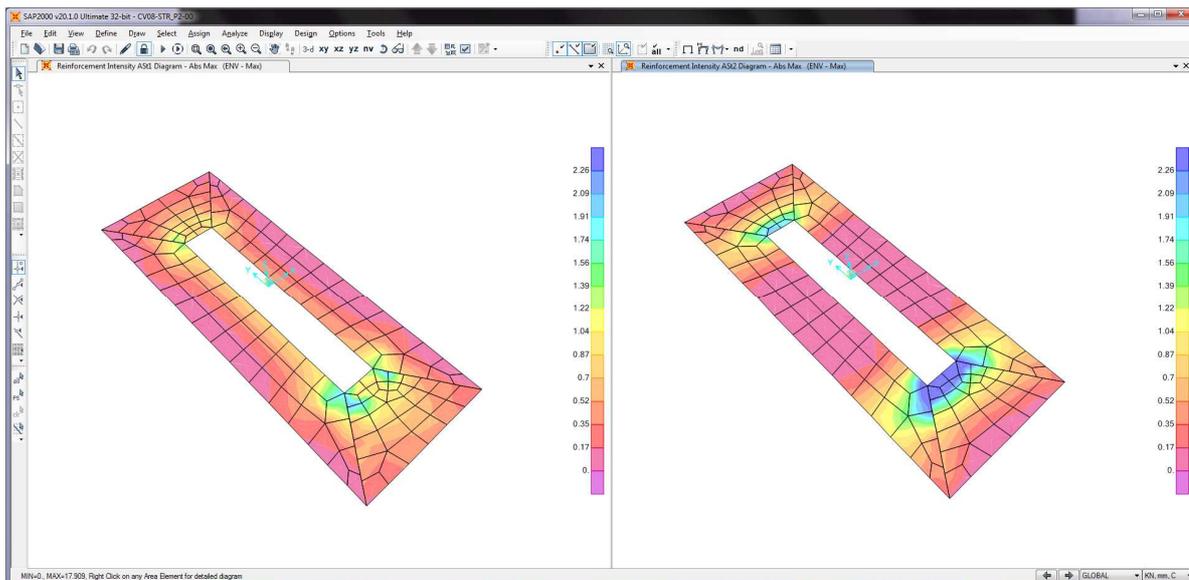


Figura 11-11 – Richiesta di armatura: Ast1_SX e Ast2_DX

Le richieste di armatura massime sono compatibili con le incidenze indicate negli elaborati e riassunte nella tabella sottostante.

	Ast1			Ast2		
	passo	Φ	Area	passo	Φ	Area
	cm	mm	mm^2/mm	cm	mm	mm^2/mm
PLATEA	20	24	2.26	20	24	2.26

11.2.2 Verifica a ribaltamento

Di seguito si riporta la verifica al ribaltamento della pila, valutato nella direzione longitudinale e trasversale dell'impalcato, considerando il cinematico di ribaltamento agente rispetto al nodo illustrato nella seguente immagine.

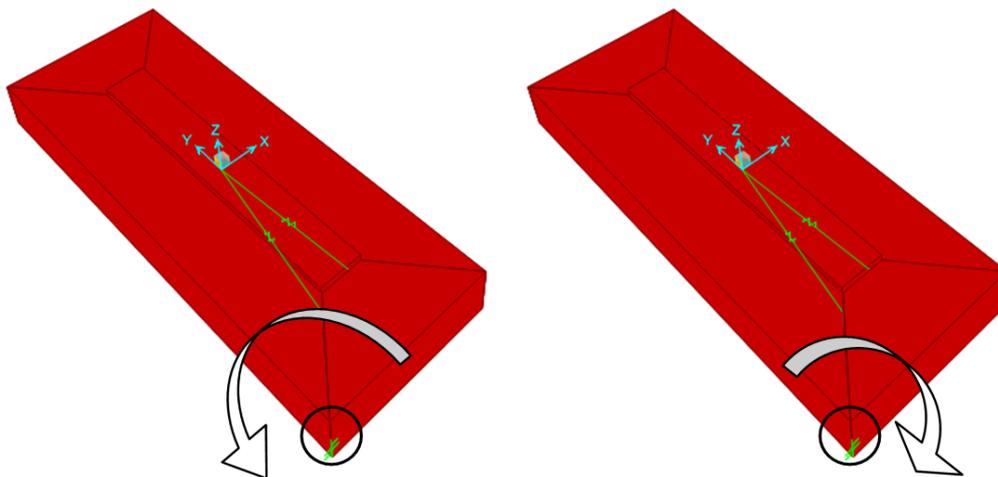


Figura 11-12 – Zattera di fondazione: cinematico di ribaltamento

Le verifiche, in accordo al paragrafo 6.5.3.1 delle NTC18, sono condotte considerando l'Approccio di tipo 2, con la combinazione (A1+M1+R3), dove si pone $R3 = 1.15$ per le condizioni SLU e $R3 = 1$ per le condizioni SLV.

Le combinazioni di verifica del ribaltamento allo SLU sono:

VER_RIB_C in cui si combinano le condizioni stabilizzanti con quelle ribaltanti a ponte carico;

VER_RIB_S in cui si combinano le condizioni stabilizzanti con quelle ribaltanti a ponte scarico;

TABLE: Combination Definitions					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
VER_RIB_C	Linear Add	No	Response Combo	EQU_1	1.15
VER_RIB_C			Response Combo	EQU_3	1
VER_RIB_S	Linear Add	No	Response Combo	EQU_2	1.15
VER_RIB_S			Response Combo	EQU_3	1

Le combinazioni di verifica del ribaltamento allo SLV sono descritte nel paragrafo relativo alle combinazioni di carico.

Per la convenzione dei segni utilizzata, le verifiche si intendono soddisfatte quando il segno della reazione vincolare del momento intorno all'asse di ribaltamento risulta:

- positivo nella direzione longitudinale ($M1 > 0$);
- negativo nella direzione trasversale ($M2 < 0$);

Si riportano i risultati ottenuti.

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	SLU_SL1	Combination	540	872	10469	54022	-17781	-1360
1	SLU_SL2	Combination	505	845	10266	53120	-17613	-1210
1	SLU_ST1	Combination	453	2111	9938	39451	-16174	1794
1	SLU_ST2	Combination	418	2084	9734	38549	-16005	1943
1	SLU_V1	Combination	280	734	10128	53427	-17763	-93
1	SLU_V2	Combination	163	644	9450	50421	-17200	407
1	VER_RIB_C	Combination	28	281	11448	57701	-20536	660
1	VER_RIB_S	Combination	26	256	8570	48351	-16002	406

i risultati ottenuti, evidenziati in giallo, soddisfano tutti tale condizione.

Sono state lette le varie combinazioni rispetto all'asse di ribaltamento.

In particolare le combinazioni di tipo ribaltante sono state incrementate x 1.15 (paragrafo 6.5.3.1.1 delle NTC18, in osservanza alla Tab. 6.5.I) mentre quelle stabilizzanti sono state assunte unitarie. Il risultato della verifica mostra ulteriori riserve di sicurezza rispetto alle minime imposte.

12. VERIFICHE SPALLA SA

12.1 Modello di calcolo

Per le strutture della spalla è stato definito un modello numerico rappresentativo con il programma di calcolo agli elementi finiti "Sap2000" della Computer and Structures Inc.

Si riportano di seguito alcune immagini del modello di calcolo.

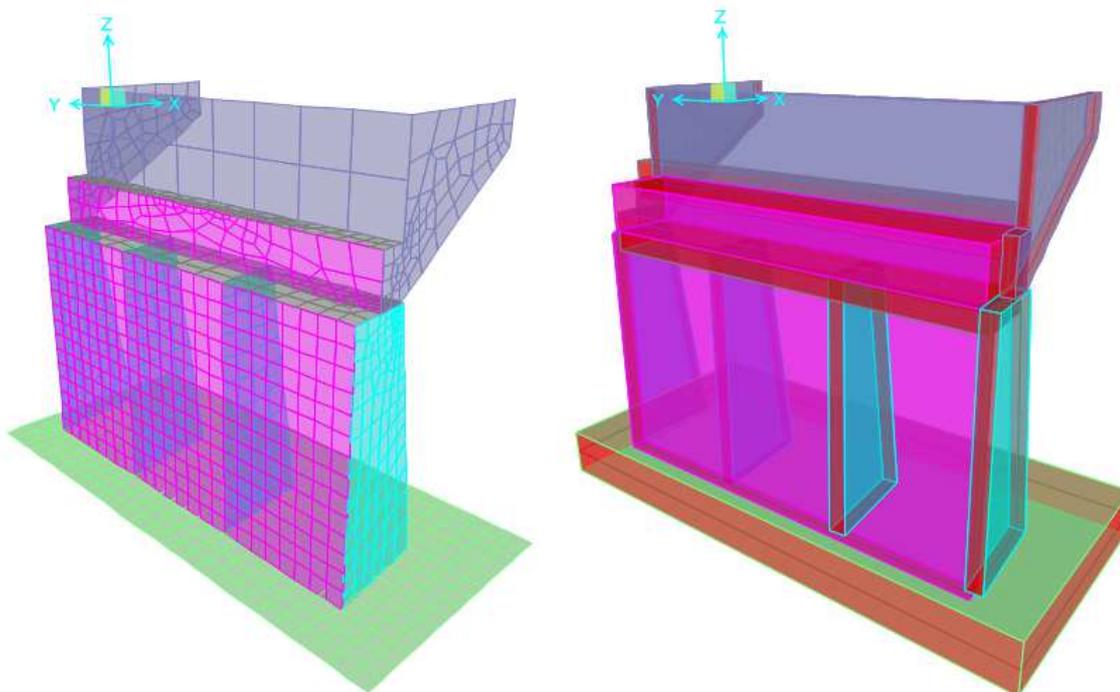


Figura 12-1 – Modello di calcolo

Il modello numerico è realizzato con elementi finiti bidimensionali tipo "shell-thick" ed elementi finiti tipo "link-linear" per il collegamento del nodo di riferimento al resto della struttura. Il nodo di riferimento è utilizzato per assegnare i carichi trasmessi dall'impalcato calcolati attraverso il modello numerico descritto nei paragrafi precedenti.

Le azioni agenti direttamente sulla spalla sono assegnate come carichi uniformi applicati agli elementi "shell" e come carichi nodali attraverso leggi di variazione lineare "joint pattern", tali carichi sono assegnati unitari e vengono poi resi congruenti con i valori di progetto attraverso dei moltiplicatori che agiscono nei casi di analisi "load case".

L'interazione terreno-struttura è stata tenuta in conto applicando alla zattera di fondazione delle molle "alla Winkler" assegnate nelle tre direzioni ortogonali.

L'azione sismica del terreno è stata calcolata con la formulazione di Mononobe-Okabe.

Si riportano di seguito le azioni assegnate al modello numerico, a tali azioni viene assegnato il segno che ne massimizza gli effetti.

REAZIONI SPALLA SP1: ASTA N.10001 - MAGLIE LEUCA: CV08										
ELEMENTO DI VERIFICA NUMERO										
POSIZIONE (NODO I=1 - NODO)=2										
CARICHI MOBILI										
		10001	TIPO SPALLA		SPALLA					
		2	MOBILE		SP1					
		Min	P	M2	SP1					
		Max	M2	P1						
Descrizione	CODTYPE	NRIGA	V2=Ti [KN]	M3=Mi [KNm]	V3=Ti [KN]	M2=Mtr [KNm]	T=Mt [KNm]	P=N [KN]	F	CC
G1-IMPALCATO	0	27	0	0	0	0	0	-655	1.000	1.000
G1-SOLETTA	0	35	0	0	0	0	0	-600	1.000	1.000
G2-PERMANENTI	0	43	0	6	0	54	0	-636	1.000	1.000
E1-DISTORSIONI	0	3	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
E2-RITIRO	0	11	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
E4-CEDIMENTI	0	19	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
Q1-MOBILI-KK	1	163	0	-298	5	-2949	-1	-1256	1.000	1.000
Q1-MOBILI-FQ	1	67	0	-195	3	-1932	0	-849	1.000	1.000
Q3-FRENATURA	0	243	0	0	1	1	0	-1	-1.000	1.000
Q4-CENTRIFUGA	0	251	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
Q5-VENTO-C	0	259	0	-15	-69	-184	8	3	1.000	1.000
Q7-ATTRITO-P	0	291	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
Q6-SISMA_L	0	267	0	-9	-55	-110	-7	-99	-1.000	1.000
Q6-SISMA_T	0	275	0	-80	-381	-966	-46	-64	-1.000	1.000
Q6-SISMA_V	0	283	0	-11	-35	-124	-4	-173	-1.000	1.000

DATI PER CALCOLO SPALLE										
Accelerazione al suolo	0.089									
Coefficiente di suolo (S=5; x 5)	1.200									
$k_h = 5 \times b_m \cdot a_g$ = coefficiente sismico orizzontale	0.107									
$k_v = 0.5 \cdot k_h$ = coefficiente sismico verticale	0.053									
β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito	1.000									
Spinta su tutta l'altezza (1=si; 0=no)	1									
Metodo spinta sismica (M=Mononobe;W=Wood)	M									
K0 (coefficiente di spinta in quiete)	0.426									
Ka (coefficiente di spinta attiva)	0.271									
Q (variabile a tergo della spalla) KN/mq	20									
Spalla passante con speroni (1=si; 0=no)	1									
Spinte statiche ortogonali muri o di L (1=orto; 0=Long)	1									
Rapporto fra lunghezza e spessore muro	6.24									
Rapporto fra lunghezza e spessore paragliaia	34.57									
Dimensione longitudinale del rinterro ai fini del calcolo dell'inerzia sismica	6.00									
Dimensione trasversale del rinterro ai fini del calcolo della inerzia sismica	13.00									
Rapporto di dimensione trasversale / dimensione longitudinale della fondazione	2.17									
Geometria della fondazione (1=rettangolare; 0=sghemba)	0									
Rapporto fra lunghezza e spessore muro frontale	26.85									
Accelerazione dir X ---->>							1.048			
Accelerazione dir Y ---->>								-1.048		
Accelerazione dir Z ---->>										0.524

CASI DI CARICO UNITARI											
	G1-PESO_SPALLA	G1-PESO_RINTERRO	G3-SPINTA_TERRA_S TA	Q1-SPINTA_MOBILI	Q3-FRENATURA_PAR A	G3-SPINTA_TERRA_S S	Q6-SOVRASPINTA_L	Q6- INERZIA_MASSE_L	Q6- INERZIA_MASSE TP	Q6- INERZIA_MASSE_ TN	Q6- INERZIA_MASSE_ V
G1-PESO SPALLA	1.000										
T1_O_MURO			7.676			4.853	1.346				
U1_O_MURO				8.528			0.000	11.477			
T1_P_MURO			0.000			-13.099	-3.633				
U1_P_MURO				0.000			0.000	-30.974			
T1_O_PARA			7.676			4.853	1.346				
U1_O_PARA				8.528			0.000	11.477			
T1_P_PARA			0.000			-16.916	-4.692				
U1_P_PARA				0.000			0.000	-40.000			
T1_O_FOND			7.676			4.878	1.353				
U1_O_FOND				8.528			0.000				
T1_P_FOND			0.000			0.000	0.000				
U1_P_FOND				0.000			0.000				
T1_SPERONI			0.000			0.000	1.353				
U1_SPERONI				0.000			0.000	11.534			
T1_BANDIERE			7.676								
U1_BANDIERE_P				8.528				24.991			
U1_BANDIERE_N				8.528					24.991		
Z1_RINTERRO		18.000									0.961
L1_FRENATURA					240.000						

Figura 12-2 – Tabella assegnazione azioni al modello di calcolo

12.2 Verifiche strutture SLU-SLV

Si riportano di seguito le color map che diagrammano le richieste di armatura calcolate dal programma in funzione dell'involuppo delle sollecitazioni per lo stato limite in oggetto, a cui viene applicato il metodo di Wood - Armer nelle due direzioni ortogonali.

Le richieste di armatura, espresse in mm^2/mm , sono rappresentate con diversi colori filtrati sul valore massimo funzione dell'armatura di progetto.

I versi di disposizione delle armature denominate nel seguito come: A_{st1} e A_{st2} sono mostrati nella figura sottostante.

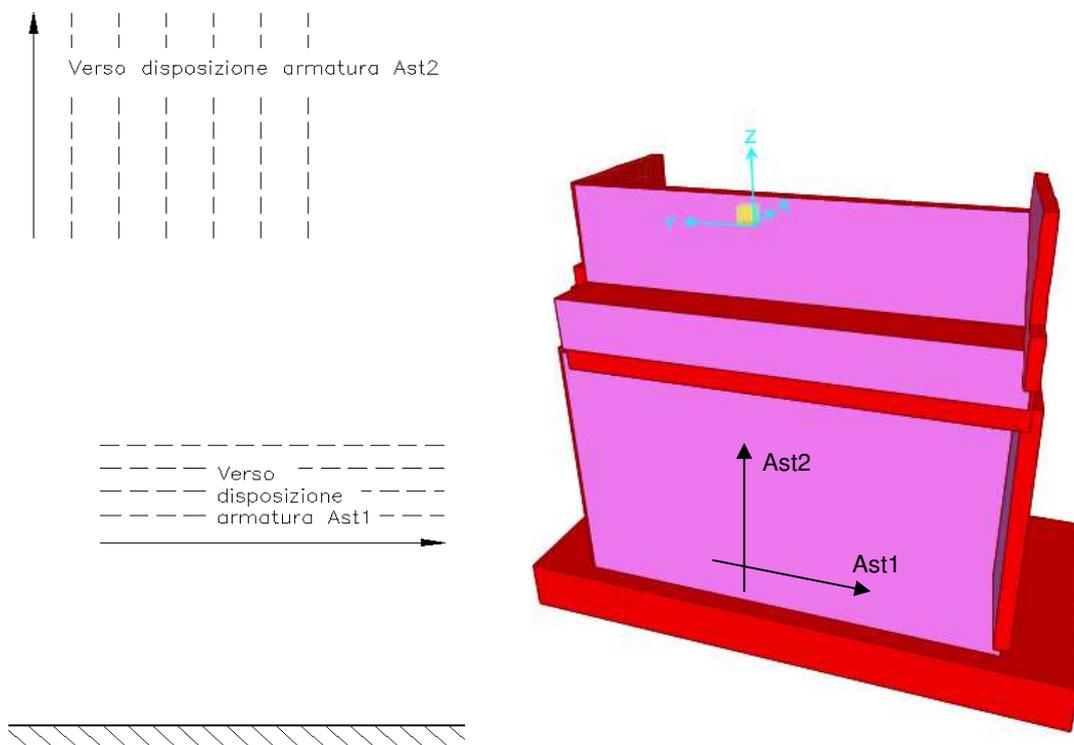


Figura 12-3 – Richiesta di armatura elevazione: convenzioni

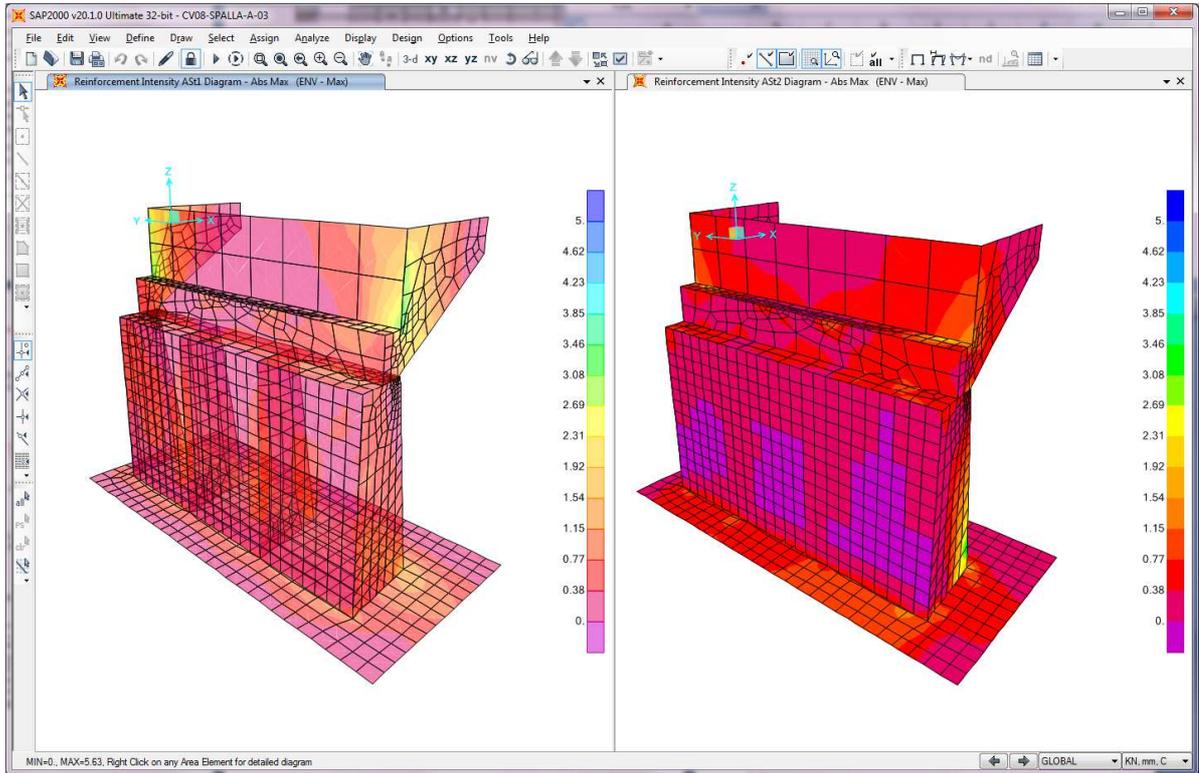


Figura 12-4 – Richiesta di armatura: Ast1 (sinistra) e Ast2 (destra)

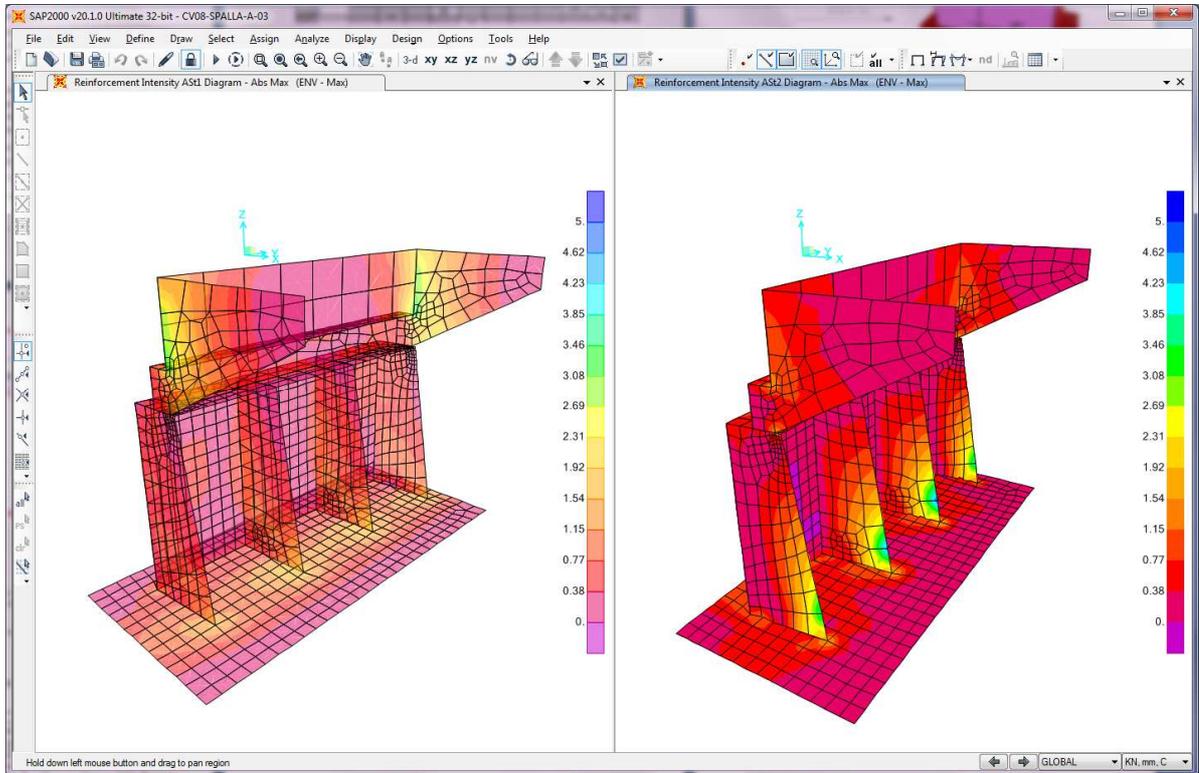


Figura 12-5 – Richiesta di armatura: Ast1 (sinistra) e Ast2 (destra)

Le richieste di armatura massime sono compatibili con le incidenze indicate negli elaborati e riassunte nella tabella sottostante.

	Ast1			Ast2		
	passo cm	ϕ mm	Area mm ² /mm	passo cm	ϕ mm	Area mm ² /mm
MURO PARAGHIAIA	10	16	2.01	20	16	1.01
SPERONI	10	20	3.14	10	16	2.01
MURI ANDATORI	20	16	1.01	20	16	1.01
PLATEA	20	24	2.26	20	24	2.26
MURO FRONTALE	10	16	2.01	10	16	2.01

12.3 Verifica a ribaltamento

Di seguito si riporta la verifica al ribaltamento della spalla, valutato nella direzione longitudinale dell'impalcato, considerando il cinematismo di ribaltamento agente rispetto al nodo illustrato nella seguente immagine.

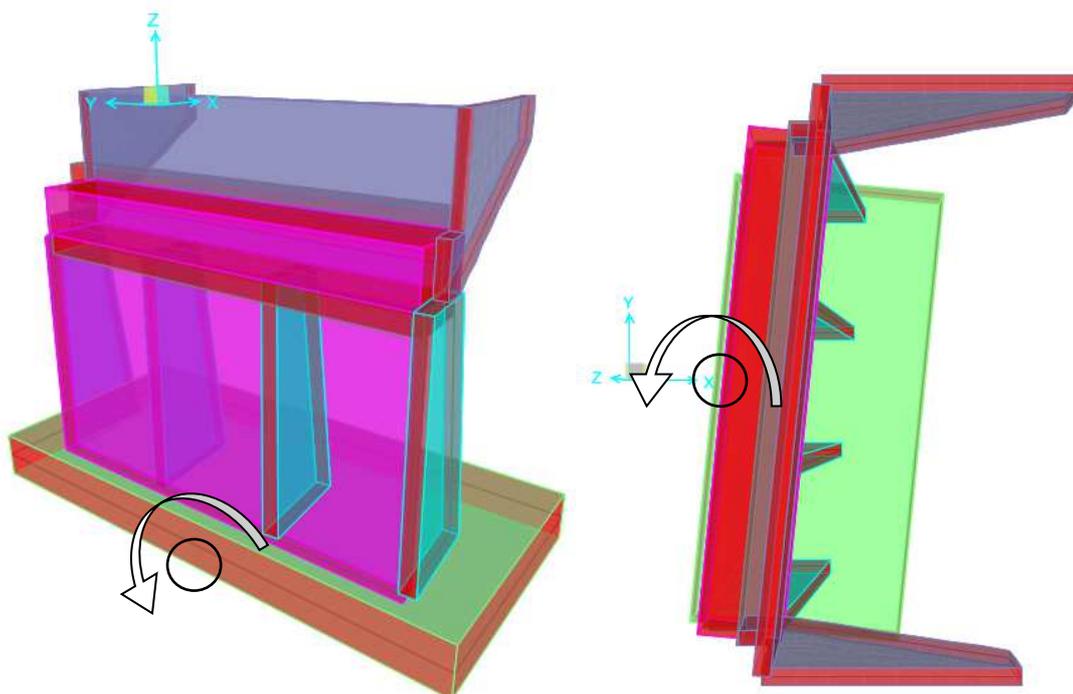


Figura 12-6 – Zattera di fondazione: cinematismo di ribaltamento

Le verifiche, in accordo al paragrafo 6.5.3.1 delle NTC18, sono condotte considerando l'Approccio di tipo 2, con la combinazione (A1+M1+R3), dove si pone $R3 = 1.15$ per le condizioni SLU e $R3 = 1$ per le condizioni SLV.

Le combinazioni di verifica del ribaltamento allo SLU sono:

VER_RIB_C in cui si combinano le condizioni stabilizzanti con quelle ribaltanti a ponte carico;

VER_RIB_S in cui si combinano le condizioni stabilizzanti con quelle ribaltanti a ponte scarico.

TABLE: Combination Definitions

ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
VER_RIB_C	Linear Add	No	Response Combo	EQU_1	1.15
VER_RIB_C			Response Combo	EQU_3	1
VER_RIB_S	Linear Add	No	Response Combo	EQU_2	1.15
VER_RIB_S			Response Combo	EQU_3	1

Le combinazioni di verifica del ribaltamento allo SLV sono descritte nel paragrafo relativo alle combinazioni di carico.

Per la convenzione dei segni utilizzata, le verifiche si intendono soddisfatte quando il segno della reazione vincolare del momento intorno all'asse di ribaltamento risulta negativo.

TABLE: Joint Reactions

Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	SLU_SL1	Combination	6029	-1433	20257	-6625	-34651	-2073
1	SLU_SL2	Combination	6079	-941	20218	-7277	-34561	-345
1	SLU_ST1	Combination	3815	-1676	20232	-6640	-43062	-3928
1	SLU_ST2	Combination	3980	-36	20104	-8815	-42762	1832
1	SLU_V1	Combination	3875	-1078	21138	-8091	-45476	-1763
1	SLU_V2	Combination	3925	-586	21100	-8744	-45386	-35
1	VER_RIB_C	Combination	7497	-1394	19667	-9581	-26236	-2012
1	VER_RIB_S	Combination	7496	-1401	17762	-4749	-23589	-2026
1	VER_RIB_V	Combination	7484	-1520	16055	-3432	-20508	-2266
1	SLU_SL1_V-	Combination	6027	-1454	19441	-6033	-32492	-2115
1	SLU_SL2_V-	Combination	6077	-962	19403	-6686	-32402	-387
1	SLU_ST1_V-	Combination	3813	-1697	19416	-6048	-40902	-3970
1	SLU_ST2_V-	Combination	3918	-655	18382	-6772	-38188	-176
1	SLU_V1_V-	Combination	3868	-1147	18420	-6120	-38278	-1904
1	SLU_V2_V-	Combination	3918	-655	18382	-6772	-38188	-176

I risultati ottenuti, evidenziati in giallo, soddisfano tutti tale condizione.

Sono state lette le varie combinazioni rispetto all'asse di ribaltamento.

In particolare le combinazioni di tipo ribaltante sono state incrementate x 1.15 (paragrafo 6.5.3.1.1 delle NTC18, in osservanza alla Tab. 6.5.I) mentre quelle stabilizzanti sono state assunte unitarie. Il risultato della verifica mostra ulteriori riserve di sicurezza rispetto alle minime imposte.

13. VERIFICA SPALLA SB

13.1 Modello di calcolo

Per le strutture della spalla è stato definito un modello numerico rappresentativo con il programma di calcolo agli elementi finiti "Sap2000" della Computer and Structures Inc.

Si riportano di seguito alcune immagini del modello di calcolo.

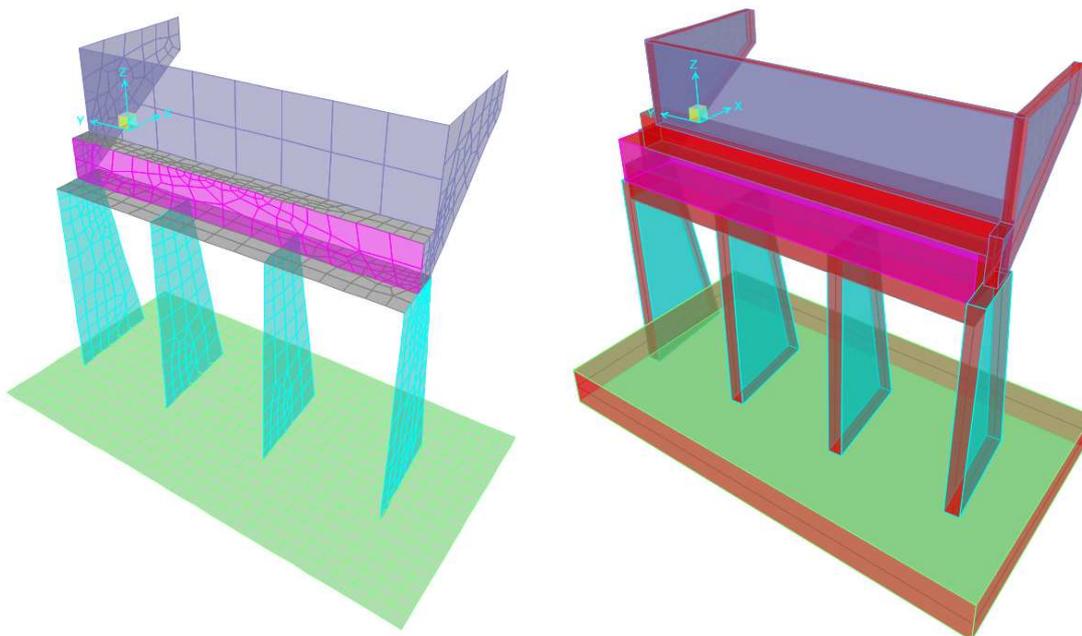


Figura 13-1 – Modello di calcolo

Il modello numerico è realizzato con elementi finiti bidimensionali tipo "shell-thick" ed elementi finiti tipo "link-linear" per il collegamento del nodo di riferimento al resto della struttura. Il nodo di riferimento è utilizzato per assegnare i carichi trasmessi dall'impalcato calcolati attraverso il modello numerico descritto nei paragrafi precedenti.

Le azioni agenti direttamente sulla spalla sono assegnate come carichi uniformi applicati agli elementi "shell" e come carichi nodali attraverso leggi di variazione lineare "joint pattern", tali carichi sono assegnati unitari e vengono poi resi congruenti con i valori di progetto attraverso dei moltiplicatori che agiscono nei casi di analisi "load case".

L'interazione terreno-struttura è stata tenuta in conto applicando alla zattera di fondazione delle molle "alla Winkler" assegnate nelle tre direzioni ortogonali.

L'azione sismica del terreno è stata calcolata con la formulazione di Mononobe-Okabe.

Si riportano di seguito le azioni assegnate al modello numerico, a tali azioni viene assegnato il segno che ne massimizza gli effetti.

REAZIONI SPALLA SP2: ASTA N.10301 - MAGLIE LEUCA: CV08										
ELEMENTO DI VERIFICA NUMERO		10301		TIPO SPALLA		SPALLA				
POSIZIONE (NODO I=1 - NODO)=2)		2		FISSA		SP2				
CARICHI MOBILI		Min		M2		P2				
		Max		M2		SP2				
Descrizione	CODTYPE	NRIGA	V2=Ti [KN]	M3=Mi [KNm]	V3=Ti [KN]	M2=Mtr [KNm]	T=Mt [KNm]	P=N [KN]	F	CC
G1-IMPALCATO	0	33	0	0	0	0	0	-655	1.000	1.000
G1-SOLETTA	0	41	0	0	0	0	0	-600	1.000	1.000
G2-PERMANENTI	0	49	0	-5	2	-52	-26	-636	1.000	1.000
E1-DISTORSIONI	0	9	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
E2-RITIRO	0	17	0	-8	-18	-84	560	0	1.000	1.000
E4-CEDIMENTI	0	25	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
Q1-MOBILI-KK	1	235	0	-309	-12	-3061	181	-1256	1.000	1.000
Q1-MOBILI-FQ	1	139	0	-200	-3	-1985	54	-849	1.000	1.000
Q3-FRENATURA	0	249	-533	-267	-2	-5	-1	53	-1.000	1.000
Q4-CENTRIFUGA	0	257	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
Q5-VENTO-C	0	265	0	-17	-77	-207	80	-3	1.000	1.000
Q7-ATTRITO-P	0	297	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
Q6-SISMA_L	0	273	-4697	-2342	-62	-178	-221	-346	-1.000	1.000
Q6-SISMA_T	0	281	-375	-203	-444	-1262	-1861	-69	-1.000	1.000
Q6-SISMA_V	0	289	-229	-117	-33	-128	-22	-165	-1.000	1.000

DATI PER CALCOLO SPALLE					
Accelerazione al suolo	0.089	verso Kv	1	1.000	
Coefficiente di suolo (S=5; x 5)	1.200	$\theta = \arctg(Kh)/(1+Kv)$		0.101	
$k_0 = 5 \times b_m \times a_g/g =$ coefficiente sismico orizzontale	0.107	δ angolo attr.terra-muro	0	0.000	
$k_v = 0.5 \times k_0 =$ coefficiente sismico verticale	0.053	ψ angolo parete	90.0	1.571	
$\beta_m =$ coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito	1.000	β angolo terreno	0.0	0.000	
Spinta su tutta l'altezza (1=si; 0=no)	1	ϕ angolo attrito	35.0	0.611	
Metodo spinta sismica (M=Mononobe;W=Wood)	M	K_M		0.329	
K0 (coefficiente di spinta in quiete)	0.426	$K_{M(1+Kv)}$		0.346	
Ka (coefficiente di spinta attiva)	0.271	Y_{SP}		18	18.000
Q (variabile a tergo della spalla) KN/mq	20	Y_{RINT}		18	18.000
Spalla passante con speroni (1=si; 0=no)	1	K_W			0.107
Spinte statiche ortogonali muri o dir L (1=orto; 0=Long)	1	α		-5.7	-0.100
Rapporto fra lunghezza e spessore muro	6.24	FR		240.0	240.000
Rapporto fra lunghezza e spessore paragliaia	34.67				
Dimensione longitudinale del rinterro ai fini del calcolo dell'inerzia sismica	7.00				
Dimensione trasversale del rinterro ai fini del calcolo della inerzia sismica	13.00				
Rapporto di dimensione trasversale / dimensione longitudinale della fondazione	1.86				
Geometria della fondazione (1=rettangolare; 0=ghemba)	0				

CASI DI CARICO UNITARI											
	G1-PESO_SPALLA	G1-PESO_RINTERRO	G3-SPINTA_TERRA_S TA	Q1-SPINTA_MOBILI	Q3-FRENATURA_PAR A	G3-SPINTA_TERRA_S S	Q6-SOVRASPINTA_L	Q6- INERZIA_MASSE_L	Q6- INERZIA_MASSE TP	Q6- INERZIA_MASSE_ TN	Q6- INERZIA_MASSE_ V
G1-PESO SPALLA	1.000										
T1_O_MURO			7.676			4.853	1.346				
U1_O_MURO				8.528			0.000	13.389			
T1_P_MURO			0.000			-3.094	-0.858				
U1_P_MURO				0.000			0.000	-8.537			
T1_O_PARA			7.676			4.853	1.346				
U1_O_PARA				8.528			0.000	13.389			
T1_P_PARA			0.000			-16.916	-4.692				
U1_P_PARA				0.000			0.000	-46.667			
T1_O_FOND			7.676			4.878	1.353				
U1_O_FOND				8.528			0.000				
T1_P_FOND			0.000			0.000	0.000				
U1_P_FOND				0.000			0.000				
T1_SPERONI			7.676			4.878	1.353				
U1_SPERONI				8.528			0.000	13.457			
T1_BANDIERE			7.676								
U1_BANDIERE_P				8.528				24.991			
U1_BANDIERE_N				8.528					24.991		
Z1_RINTERRO		18.000									0.961
L1_FRENATURA					240.000						

Figura 13-2 – Tabella assegnazione azioni al modello di calcolo

13.2 Verifiche strutture SLU-SLV

Si riportano di seguito le color map che diagrammano le richieste di armatura calcolate dal programma in funzione dell'involuppo delle sollecitazioni per lo stato limite in oggetto, a cui viene applicato il metodo di Wood - Armer nelle due direzioni ortogonali.

Le richieste di armatura, espresse in mm^2/mm , sono rappresentate con diversi colori filtrati sul valore massimo funzione dell'armatura di progetto.

I versi di disposizione delle armature denominate nel seguito come: A_{st1} e A_{st2} sono mostrati nella figura sottostante.

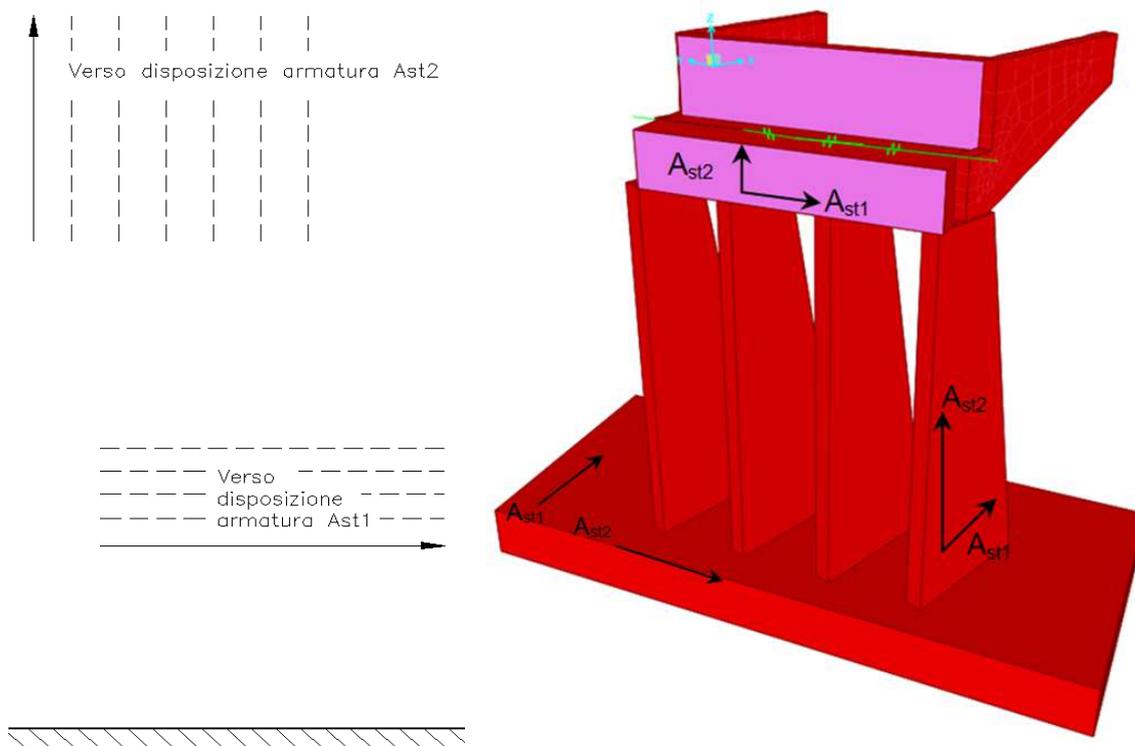


Figura 13-3 – Richiesta di armatura elevazione: convenzioni

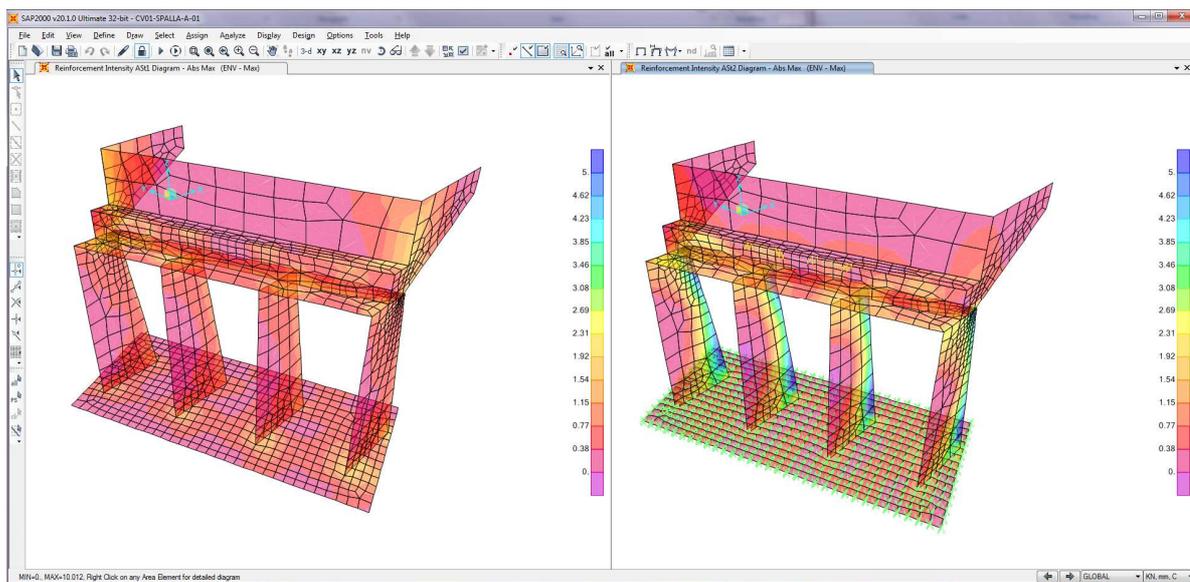


Figura 13-4 – Richiesta di armatura: Ast1 (sinistra) e Ast2 (destra)

Le richieste di armatura massime sono compatibili con le incidenze indicate negli elaborati e riassunte nella tabella sottostante.

	Ast1			Ast2		
	passo cm	Φ mm	Area mm ² /mm	passo cm	Φ mm	Area mm ² /mm
MURO PARAGHIAIA	10	16	2.01	20	16	1.01
SPERONI	10	24	4.52	10	20	3.14
MURI ANDATORI	20	16	1.01	20	16	1.01
PLATEA	20	24	2.26	20	24	2.26

13.3 Verifica a ribaltamento

Di seguito si riporta la verifica al ribaltamento della spalla, valutato nella direzione longitudinale dell'impalcato, considerando il cinematismo di ribaltamento agente rispetto al nodo illustrato nella seguente immagine.

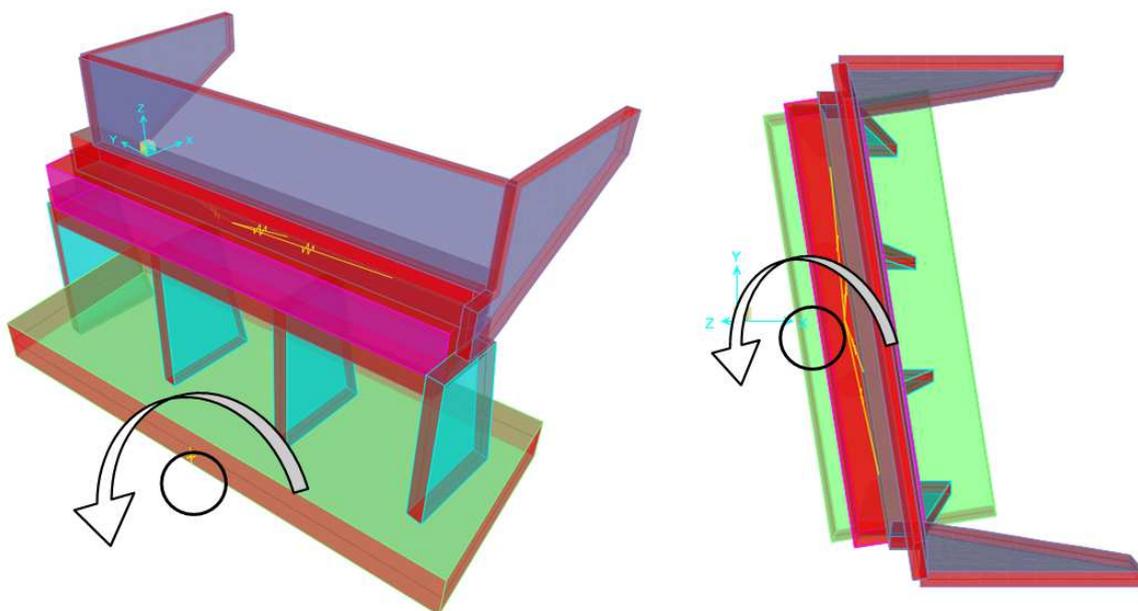


Figura 13-5 – Zattera di fondazione: cinematismo di ribaltamento

Le verifiche, in accordo al paragrafo 6.5.3.1 delle NTC18, sono condotte considerando l'Approccio di tipo 2, con la combinazione (A1+M1+R3), dove si pone $R3 = 1.15$ per le condizioni SLU e $R3 = 1$ per le condizioni SLV.

Le combinazioni di verifica del ribaltamento allo SLU sono:

VER_RIB_C in cui si combinano le condizioni stabilizzanti con quelle ribaltanti a ponte carico;

VER_RIB_S in cui si combinano le condizioni stabilizzanti con quelle ribaltanti a ponte scarico.

TABLE: Combination Definitions

ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
VER_RIB_C	Linear Add	No	Response Combo	EQU_1	1.15
VER_RIB_C			Response Combo	EQU_3	1
VER_RIB_S	Linear Add	No	Response Combo	EQU_2	1.15
VER_RIB_S			Response Combo	EQU_3	1

Le combinazioni di verifica del ribaltamento allo SLV sono descritte nel paragrafo relativo alle combinazioni di carico.

Per la convenzione dei segni utilizzata, le verifiche si intendono soddisfatte quando il segno della reazione vincolare del momento intorno all'asse di ribaltamento risulta negativo.

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	SLU_SL1	Combination	8007	589	22585	-4405	-25944	-363
1	SLU_SL2	Combination	7739	996	22544	-4160	-27710	570
1	SLU_ST1	Combination	3798	-370	22392	-1071	-55681	-1262
1	SLU_ST2	Combination	2907	986	22253	-254	-61566	1848
1	SLU_V1	Combination	3643	143	23358	-1079	-59915	-20
1	SLU_V2	Combination	3376	550	23316	-834	-61681	913
1	VER_RIB_C	Combination	4315	317	21596	-5208	-54197	-194
1	VER_RIB_S	Combination	3494	209	19610	-215	-55401	-462
1	VER_RIB_V	Combination	3508	75	17903	454	-50399	-1014
1	SLU_SL1_V-	Combination	7872	556	21715	-4153	-24080	-409
1	SLU_SL2_V-	Combination	7605	963	21674	-3908	-25846	524
1	SLU_ST1_V-	Combination	3664	-404	21522	-818	-53817	-1308
1	SLU_ST2_V-	Combination	2772	953	21383	-2	-59702	1802
1	SLU_SV1_V-	Combination	3195	32	20458	-238	-53702	-174
1	SLU_SV2_V-	Combination	2927	439	20417	7	-55468	759

I risultati ottenuti, evidenziati in giallo, soddisfano tutti tale condizione.

Sono state lette le varie combinazioni rispetto all'asse di ribaltamento.

In particolare le combinazioni di tipo ribaltante sono state incrementate x 1.15 (paragrafo 6.5.3.1.1 delle NTC18, in osservanza alla Tab. 6.5.I) mentre quelle stabilizzanti sono state assunte unitarie. Il risultato della verifica mostra ulteriori riserve di sicurezza rispetto alle minime imposte.