

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

08 - OPERE D'ARTE MAGGIORI - VIADOTTI E PONTI

Cavalcavia (Comune di Maglie)

CV 2 - al km 2+599,53

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_CV02_STR_RE01_C</p> <p>CODICE ELAB. T00CV02STRRE01</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>REDDATTO 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	20
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	42
9.7	Verifica sezione n.1 – ascissa $x = 0,000\text{m}$	43
9.8	Verifica sezione n.5 – ascissa $x = 1,256\text{m}$	45
9.9	Verifica sezione n.10 – ascissa $x = 2,826\text{m}$	47
9.10	Verifica sezione n.34 – ascissa $x = 10,362\text{m}$	49
9.11	Verifica sezione n.51 – ascissa $x = 15,7\text{m}$	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. VERIFICA SPALLA SA	80
12.1 Modello di calcolo	80
12.2 Verifiche strutture SLU-SLV	82
12.3 Verifica a ribaltamento	84
13. VERIFICA SPALLA SB	86
13.1 Modello di calcolo	86

S.S. 275 - Strada Statale Maglie - Santa Maria di Leuca	
Relazione di calcolo strutturale CV02	4
<hr/>	
13.2 Verifiche strutture SLU-SLV	88
13.3 Verifica a ribaltamento	90

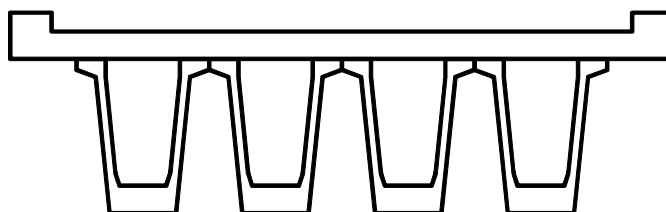
1. PREMESSA

Nella presente relazione si riportano i calcoli relativi al ponte stradale CV02 - PRG.2+599.53 Cavalcavia comune di Maglie ubicato alla progressiva 2+599.53, nell'ambito dei CORRIDOIO PLURIMODALE ADRIATICO MAGLIE - S.M. DI LEUCA.

L'opera di cui trattasi ha una lunghezza complessiva di 78m suddivisi in 3 campate la cui luce misurata tra gli appoggi per le travi è pari a 16m - 30m - 32m.

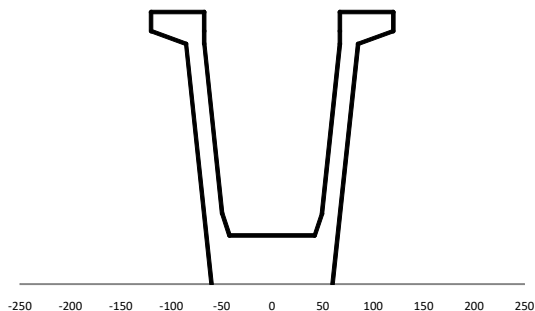
L'impalcato è costituito da 4 travi a cassone in cemento armato precompresso, di altezza 1,4m, disposte ad interasse di 2,4m e da una soletta in c.a. di larghezza complessiva 12m.

La soletta di spessore 25cm presenta una larghezza pavimentata carrabile di 10.5m e due cordoli esterni di larghezza 0.75m e altezza 17cm.

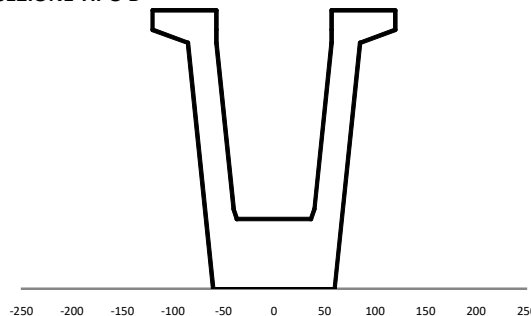


La trave è del tipo a cassone precompresso a fili aderenti e presenta due tipi di sezione: una sezione corrente di tipo A e una sezione ringrossata tipo B in corrispondenza degli appoggi per una lunghezza di 1m. La zona di raccordo tra le due sezioni misura una lunghezza di 1m.

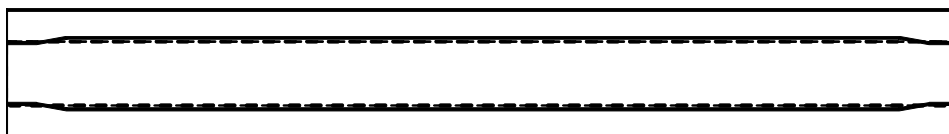
SEZIONE TIPO A



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

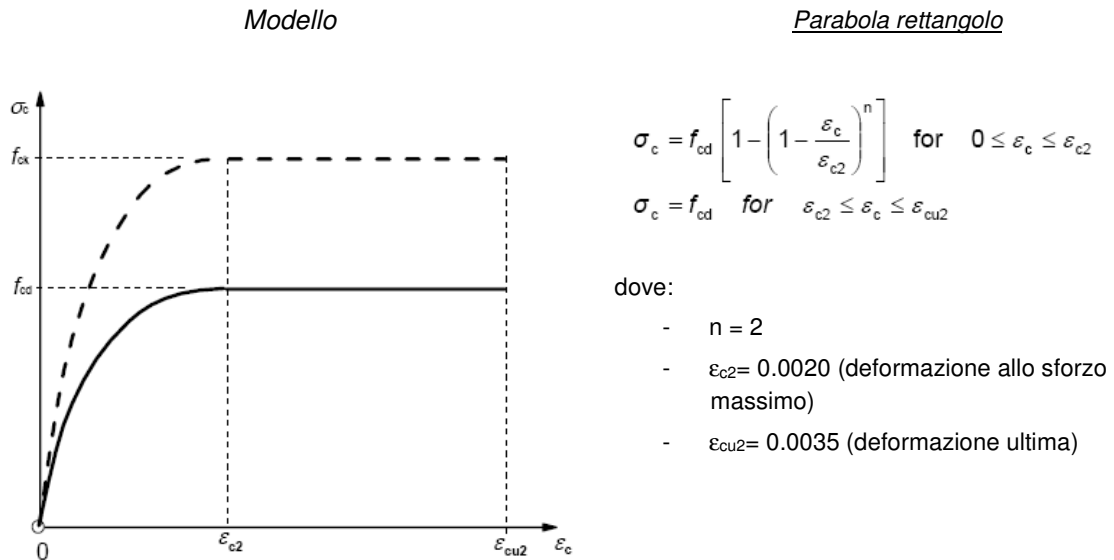
Classe di acciaio		B450	
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Resistenza di progetto	f_{yd}	391.3	N/mm ²
Sovra-resistenza	f_{tk} / f_{yk}	≥ 1.15	-
Modulo di elasticità	E_s	210000	N/mm ²

3.2.2 Acciaio per armatura di precompressione

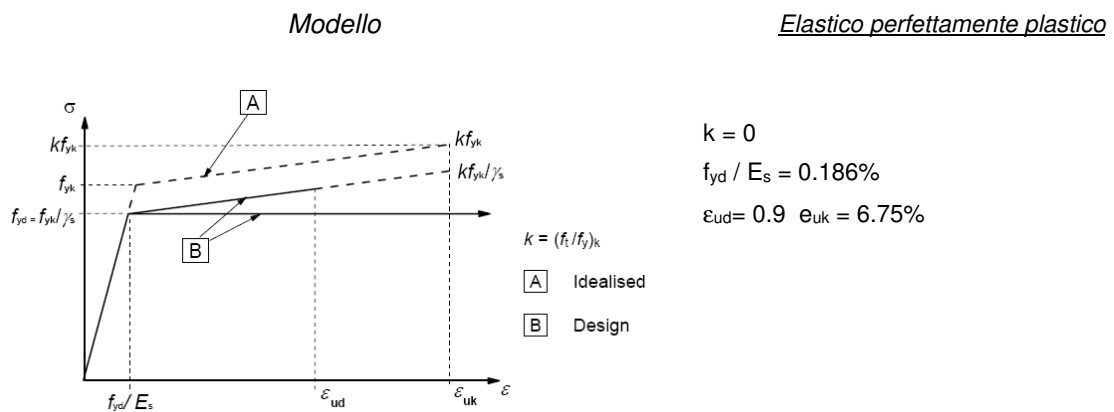
Tensione caratteristica al'1% di deformazione totale	f_{yk}	1670	N/mm ²
Tensione di rottura caratteristica	f_{tk}	1860	N/mm ²
Modulo di elasticità	E_s	206000	N/mm ²
Tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = f_{y,k} / 1.15$	f_{yd}	1452.2	N/mm ²
Tensione iniziale all'atto tesatura $\sigma_{spi} < 0.90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

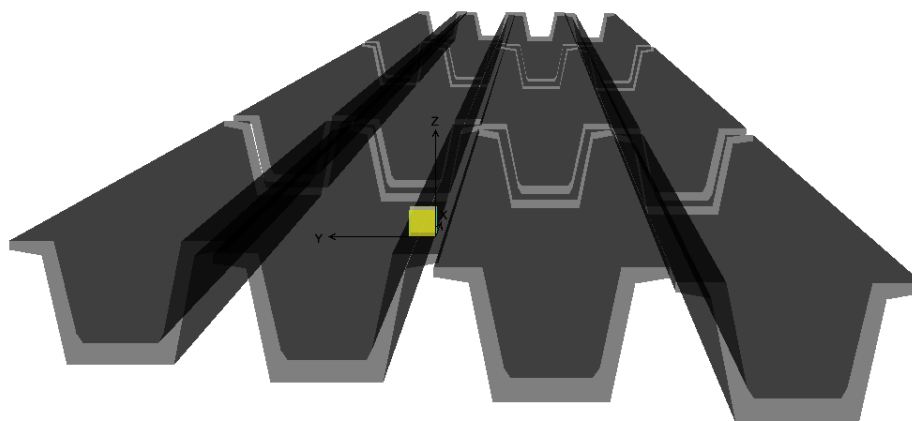


Figura 5-1: Modello di calcolo: dettaglio travi

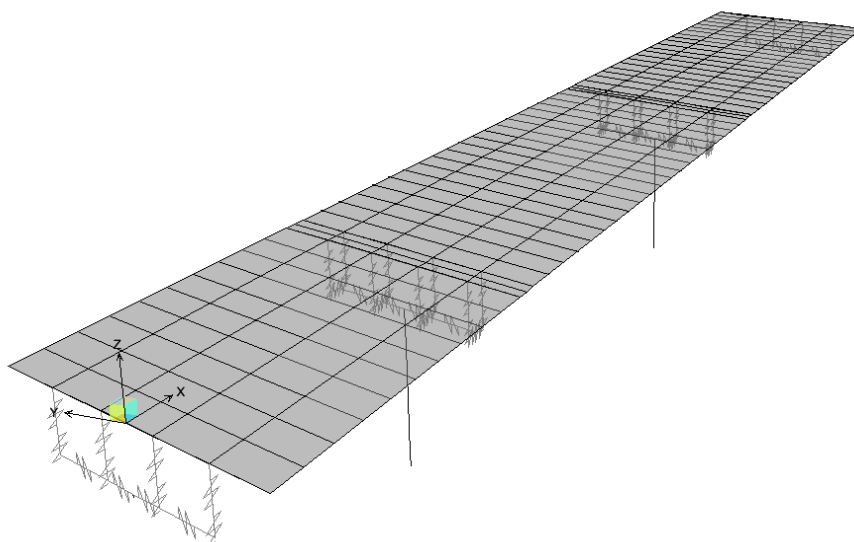


Figura 5-2: Modello di calcolo: con elementi shell soletta in vista

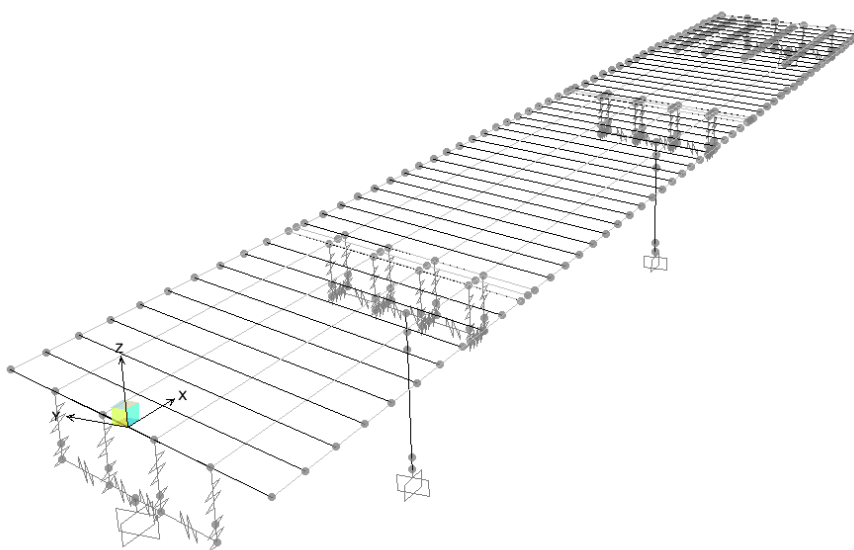


Figura 5-3: Modello di calcolo: con elementi shell soletta non in vista

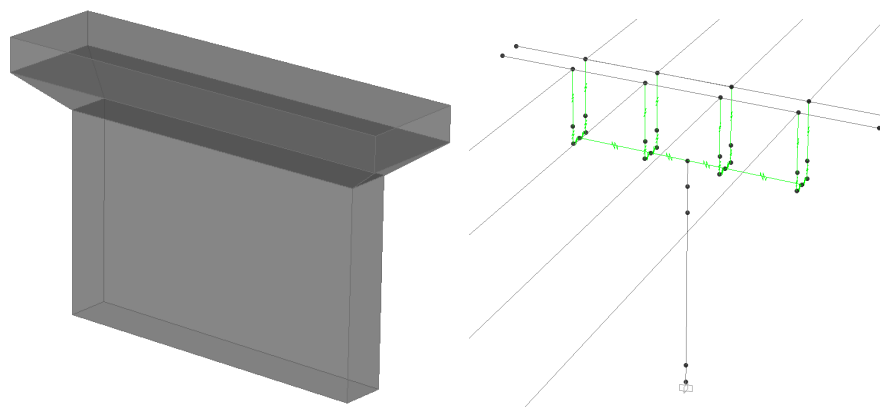


Figura 5-4: Modello di calcolo: dettaglio pila

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

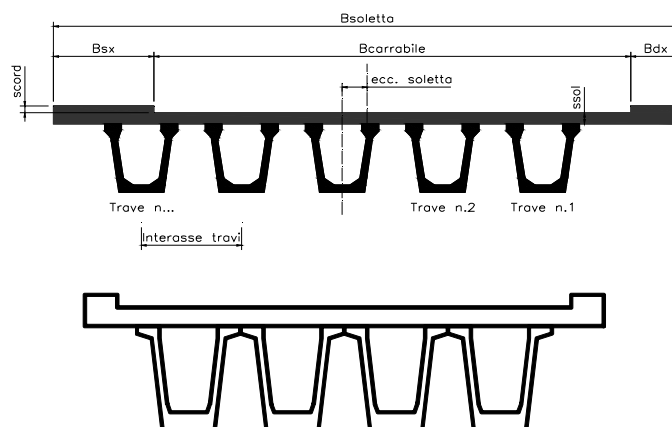
0. Fase – Sono presenti le sole sottostrutture (pile e spalle); Carichi agenti: attrito vincoli. e peso proprio pila
1. Fase - Sezione reagente: sole travi e traversi; Carichi agenti: pesi propri e getto della soletta fluida.
2. Fase - Sezione reagente: trave con soletta collaborante omogeneizzata e 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 =	31.4 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.	21.29 KN/m
Peso proprio soletta in c.a.	19.35 KN/m
Carico permanente <input checked="" type="checkbox"/> Soletta e perm unif. sulle travi	16.42 KN/m

ANALISI DEI CARICHI SULL'IMPALCATO

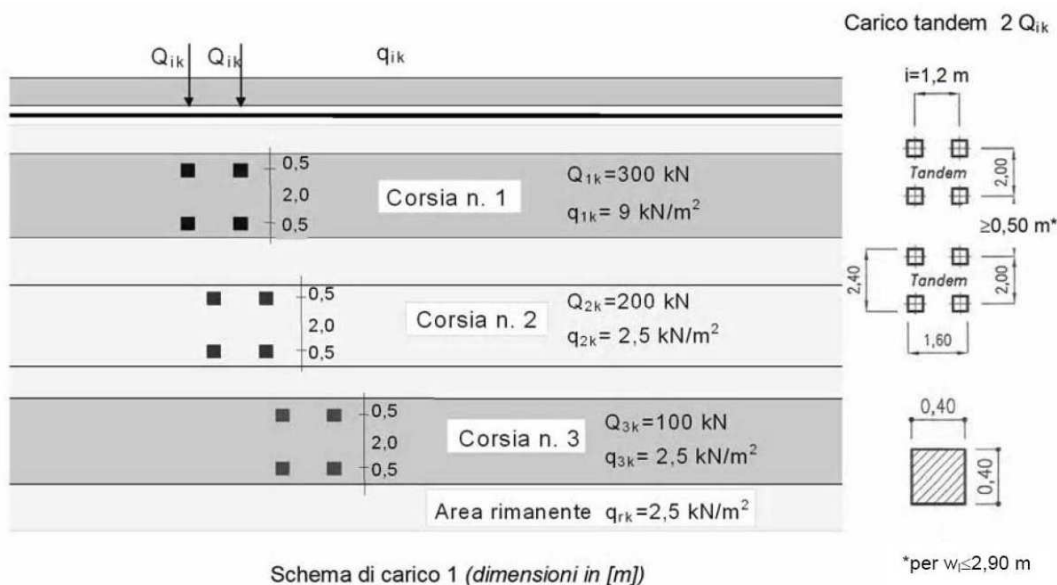
Peso proprio trave in c.a.p.	85.15 KN/m
Peso proprio soletta in c.a.	75.00 KN/m
Peso proprio pavimentazione	4.00 KN/mq
Peso sicurvia	2.50 KN/m
Peso arredi esterni	6.15 KN/m
Larghezza della corsia di carico	3.00 m

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.

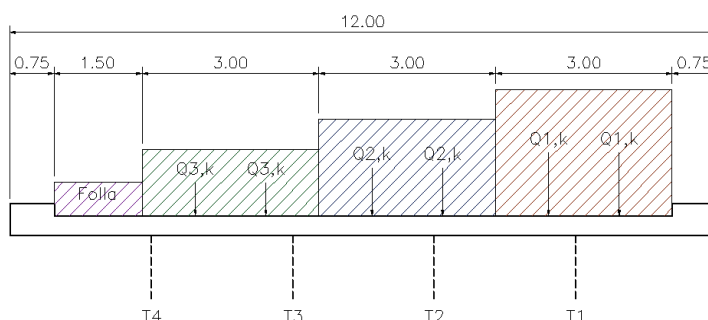


Figura 6-1 – Disposizione eccentrica dei carichi mobili

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 $a_s = 85.0$ [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 $q_r = 0.5 \rho v_r^2$ $q_p = 0.46$ [kN/m²]
 $\rho_{aria} = 1.25$ [kg/m³]

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 $c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) (7 + c_t \ln(z/z_0))$ per $z > z_{min}$ $z_{bar} = 10$ [m]
 $c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z \leq z_{min}$ $c_e(z) = 2.14$
 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.

$y_g = 0.932$ $N_{ritiro} = -1415.53 \text{ KN}$
 $e = 0.593$ $M_{ritiro} = 838.88 \text{ KNm}$

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 passa da categoria A a categoria B. Poiché la variazione in termini di PGA è modesta e non dimensionante, l'aggiornamento del calcolo sismico viene demandato al Progetto Esecutivo.

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 importante, 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:

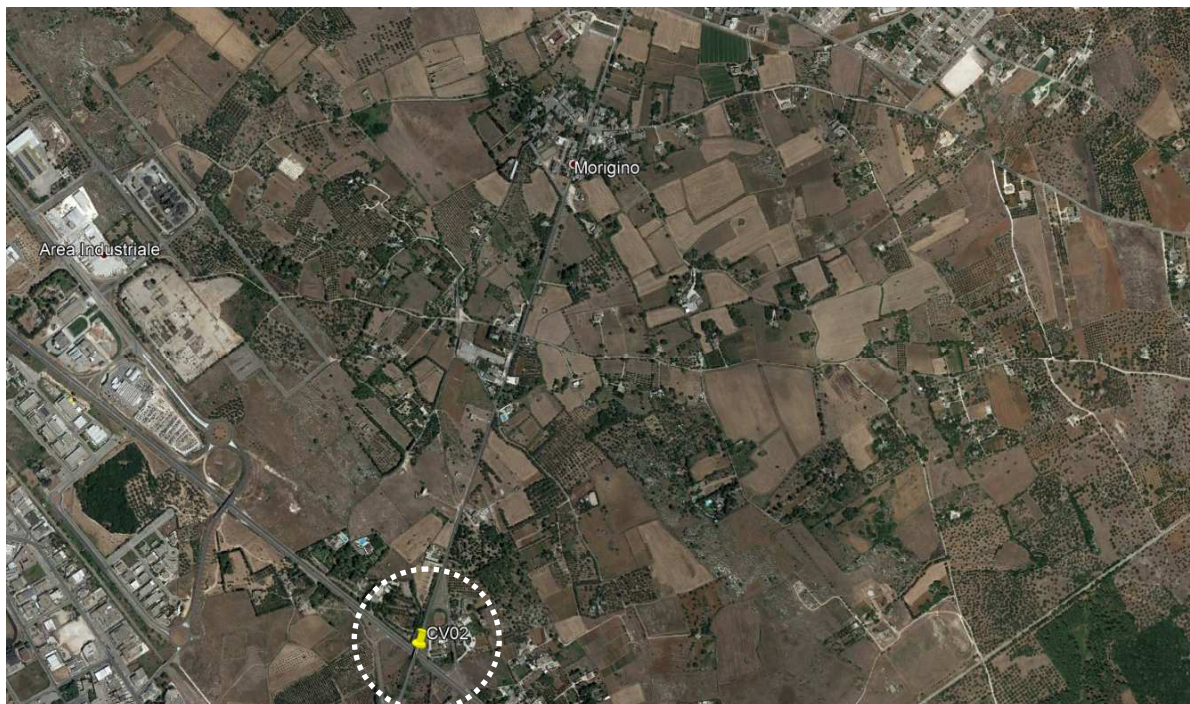


Figura 6-2: Individuazione della pericolosità del sito

Si riportano di seguito i parametri che definiscono la pericolosità del sito di progetto:

Coordinate: Longitudine = 18.30469444 Latitudine = 40.12923333
Categoria di sottosuolo B
Smorzamento viscoso $\xi=5\%$
Periodo di riferimento VR=100 anni

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0.022	2.414	0.215
SLD	101	0.029	2.387	0.279
SLV	949	0.079	2.574	0.480
SLC	1950	0.104	2.620	0.519

Figura 6-3: Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati

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	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, 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	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, 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	0.079 g
F_n	2.574
T_C^*	0.480 s
S_S	1.200
C_C	1.274
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.204 s
T_C	0.611 s
T_D	1.917 s

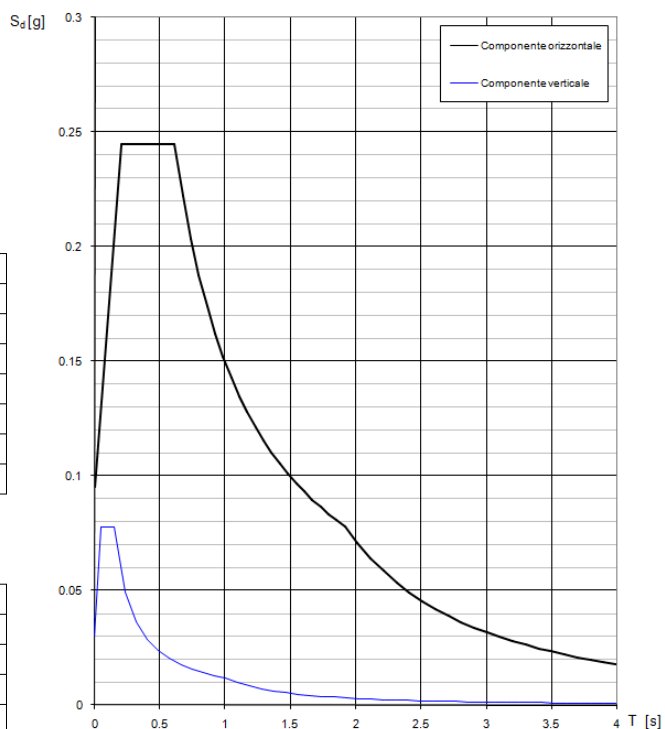


Figura 6-4: Spettri di progetto SLV

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_n	0.104 g
F_n	2.620
T_C^*	0.519 s
S_S	1.200
C_C	1.254
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.217 s
T_C	0.651 s
T_D	2.017 s

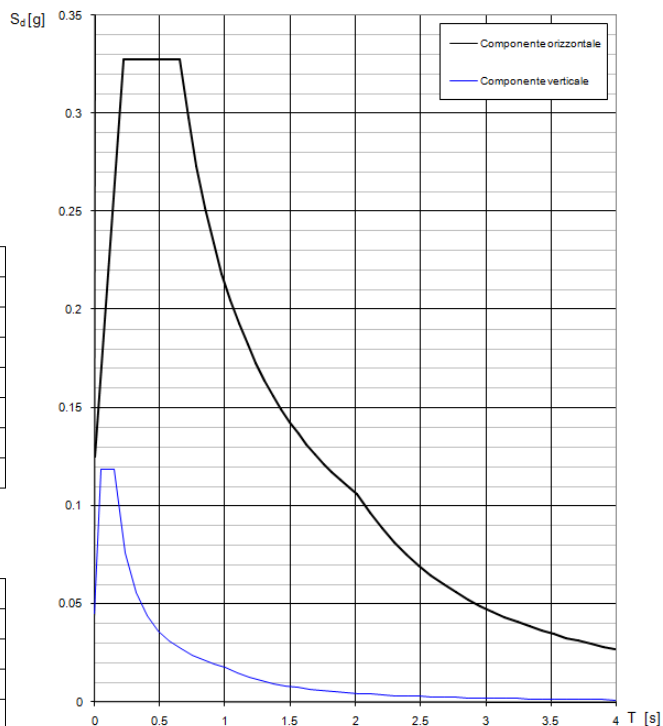


Figura 6-5: Spettri di progetto SLC

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		1.35	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	99.9991	98.1343
MODALE	Acceleration	UY	99.9986	97.8999
MODALE	Acceleration	UZ	99.9928	89.1793

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	0.410682	2.43	15.30	234.07
MODALE	Mode	2	0.343982	2.91	18.27	333.65
MODALE	Mode	3	0.291149	3.43	21.58	465.72
MODALE	Mode	4	0.242535	4.12	25.91	671.14
MODALE	Mode	5	0.229899	4.35	27.33	746.94
MODALE	Mode	6	0.208678	4.79	30.11	906.58
MODALE	Mode	7	0.167543	5.97	37.50	1406.39
MODALE	Mode	8	0.150007	6.67	41.89	1754.42
MODALE	Mode	9	0.133778	7.48	46.97	2205.92
MODALE	Mode	10	0.118034	8.47	53.23	2833.63
MODALE	Mode	11	0.116039	8.62	54.15	2931.93
MODALE	Mode	12	0.113144	8.84	55.53	3083.90
MODALE	Mode	13	0.10432	9.59	60.23	3627.62
MODALE	Mode	14	0.102452	9.76	61.33	3761.10
MODALE	Mode	15	0.098394	10.16	63.86	4077.81
MODALE	Mode	16	0.089758	11.14	70.00	4900.20
MODALE	Mode	17	0.081311	12.30	77.27	5971.24
MODALE	Mode	18	0.079443	12.59	79.09	6255.25
MODALE	Mode	19	0.075295	13.28	83.45	6963.51
MODALE	Mode	20	0.074826	13.36	83.97	7051.13

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

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODALE	Mode	1	0.410682	0%	0%	25%	0%	0%	25%	0%	34%	0%	0%	34%	0%
MODALE	Mode	2	0.343982	4%	0%	26%	4%	0%	51%	0%	2%	0%	0%	36%	0%
MODALE	Mode	3	0.291149	0%	0%	0%	4%	0%	51%	22%	0%	0%	22%	36%	0%
MODALE	Mode	4	0.242535	0%	10%	0%	4%	11%	51%	28%	0%	1%	50%	36%	1%
MODALE	Mode	5	0.229899	0%	65%	0%	4%	76%	51%	0%	0%	3%	50%	36%	4%
MODALE	Mode	6	0.208678	80%	1%	4%	85%	77%	54%	0%	0%	0%	50%	36%	4%
MODALE	Mode	7	0.167543	0%	1%	0%	85%	78%	54%	0%	0%	77%	50%	36%	81%
MODALE	Mode	8	0.150007	0%	0%	0%	85%	78%	54%	0%	0%	2%	50%	36%	82%
MODALE	Mode	9	0.133778	0%	0%	0%	85%	78%	54%	0%	0%	0%	50%	36%	82%
MODALE	Mode	10	0.118034	0%	6%	1%	85%	84%	56%	1%	5%	2%	52%	41%	84%
MODALE	Mode	11	0.116039	0%	3%	0%	85%	87%	56%	1%	5%	0%	52%	47%	84%
MODALE	Mode	12	0.113144	1%	0%	11%	86%	87%	67%	0%	20%	0%	52%	66%	84%
MODALE	Mode	13	0.10432	0%	0%	0%	86%	87%	67%	0%	0%	0%	52%	66%	84%
MODALE	Mode	14	0.102452	0%	0%	0%	86%	87%	67%	11%	1%	0%	63%	67%	84%
MODALE	Mode	15	0.098394	0%	0%	0%	86%	88%	67%	0%	3%	0%	63%	70%	84%
MODALE	Mode	16	0.089758	0%	0%	0%	86%	88%	68%	1%	0%	0%	63%	70%	85%
MODALE	Mode	17	0.081311	0%	0%	0%	86%	88%	68%	1%	0%	6%	64%	70%	91%
MODALE	Mode	18	0.079443	0%	0%	0%	87%	88%	68%	0%	0%	1%	65%	70%	92%
MODALE	Mode	19	0.075295	0%	0%	0%	87%	88%	68%	0%	0%	0%	65%	70%	92%
MODALE	Mode	20	0.074826	0%	0%	0%	87%	88%	68%	0%	0%	0%	65%	71%	92%

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

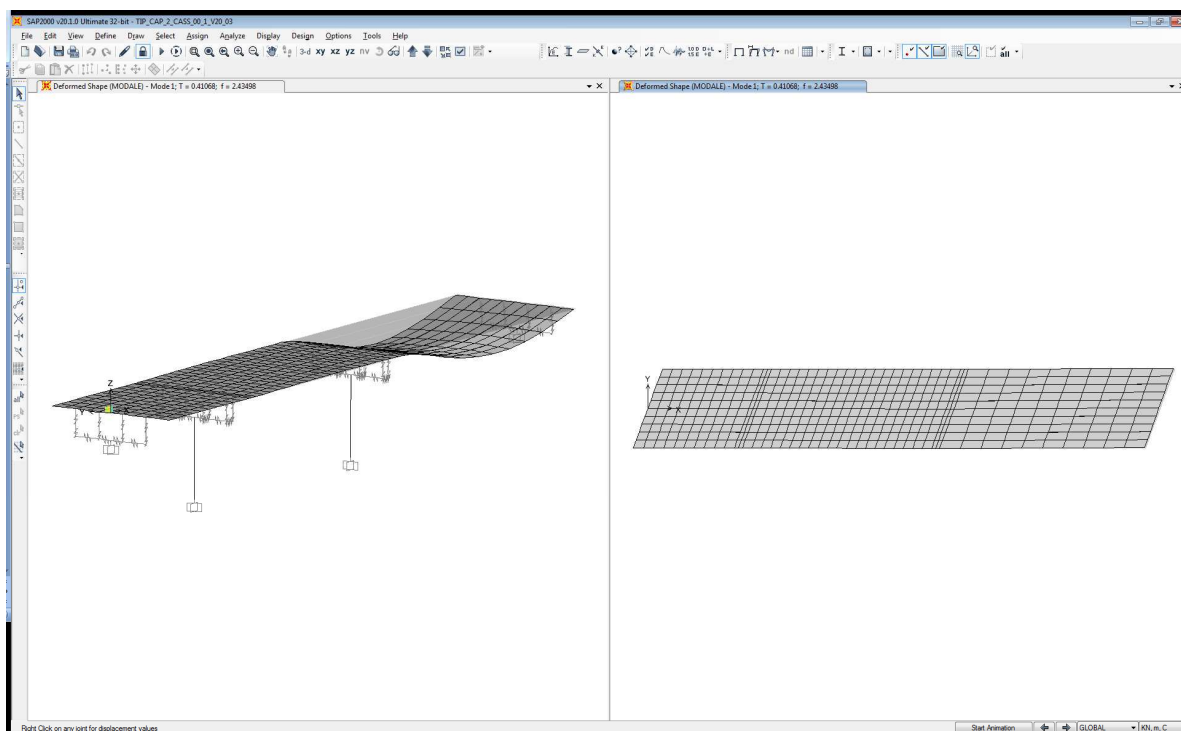


Figura 8-1: Deformata modale modo n°1

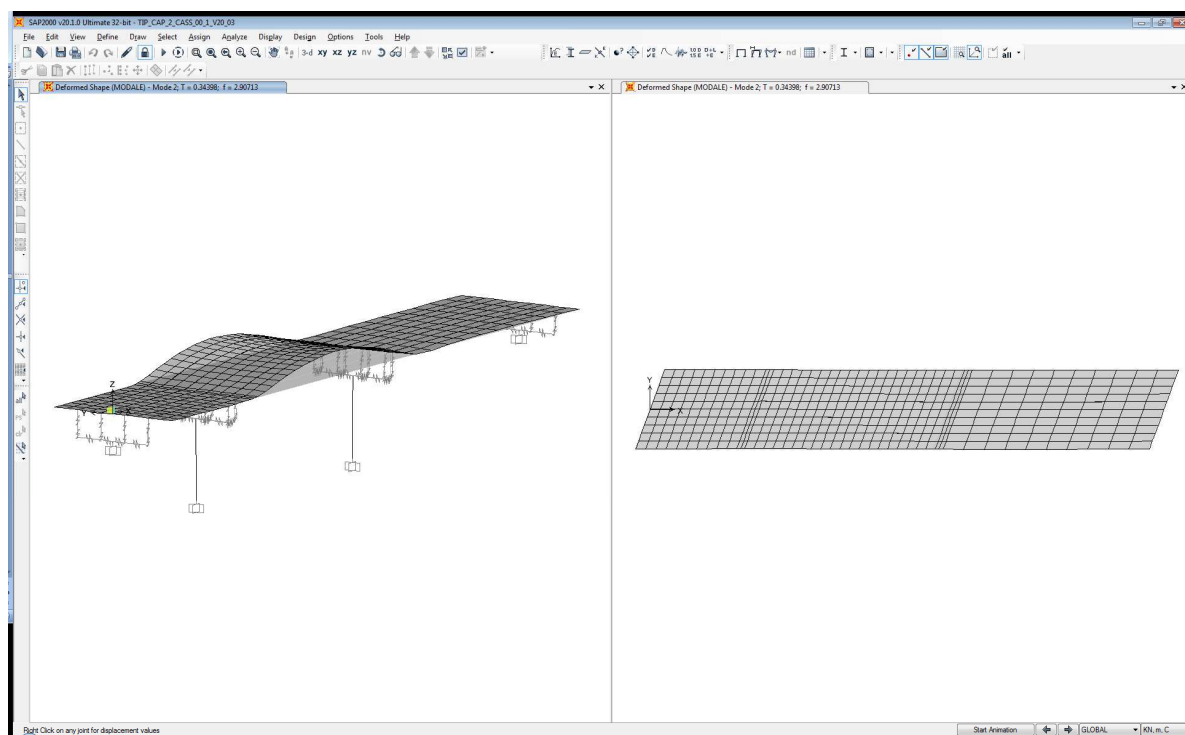
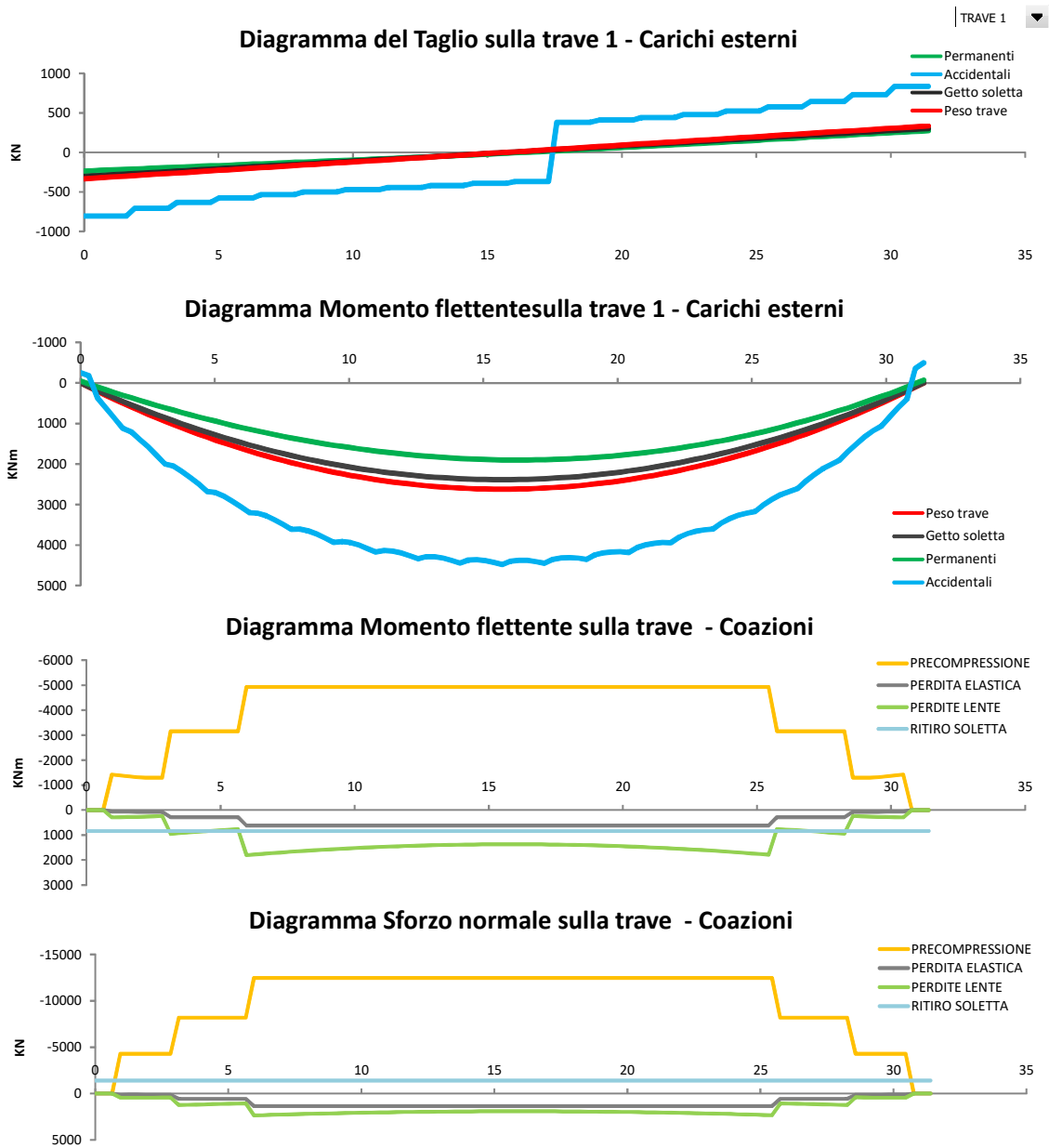


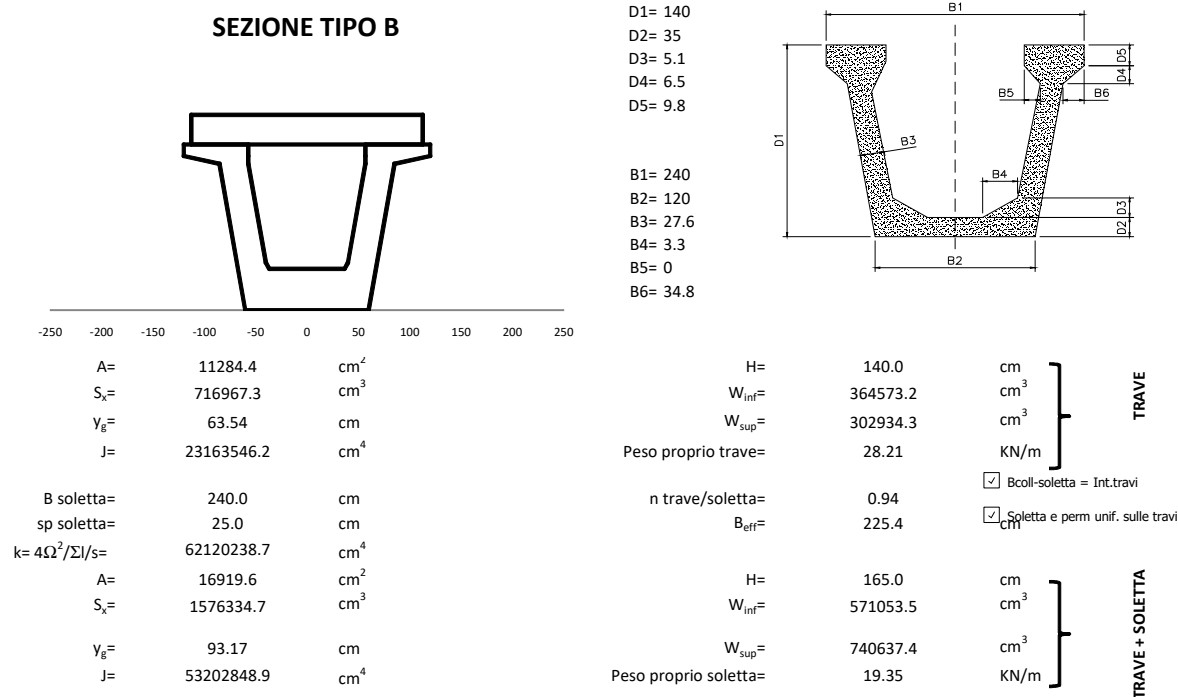
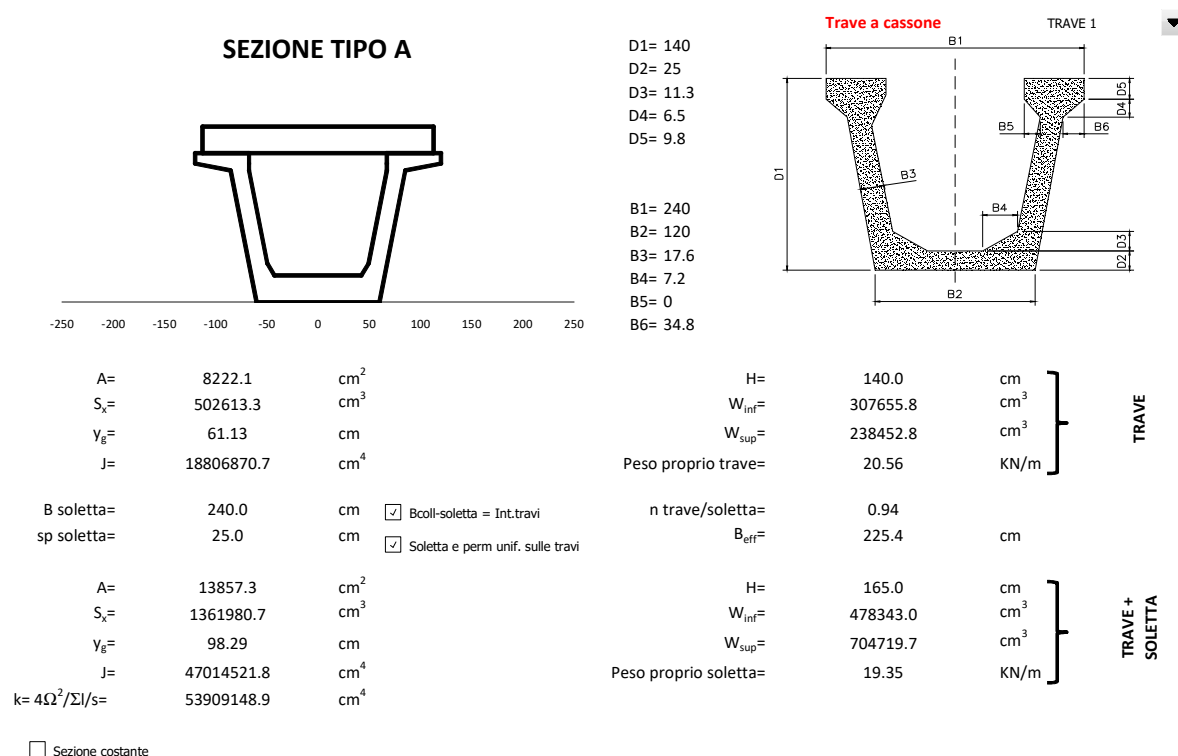
Figura 8-2: Deformata modale modo n°2

8.2 DIAGRAMMI SOLLECITAZIONI



9. VERIFICHE IMPALCATO

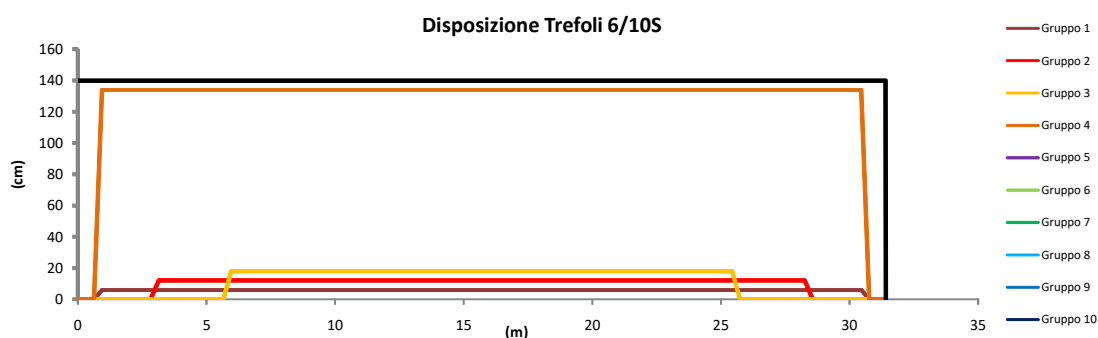
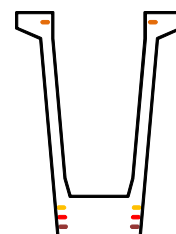
9.1 Caratteristiche trave in c.a.p.



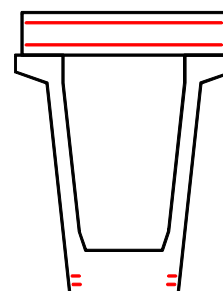
9.2 Precompressione e armatura lenta

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

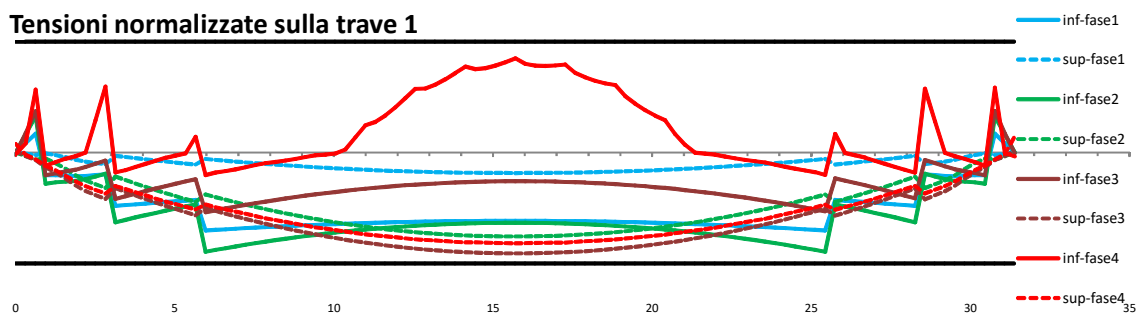
Disposizione Trefoli 6/10S							
	n.	y (cm)	A _{tot} (mmq)	L _{eff} (m)	σ _{spi} (Mpa)	N _{prec} (KN)	M _{prec} (KNm)
gruppo 1	18	6	2700	0.90	1300.0	-3510	-1935.0
gruppo 2	20	12	3000	2.90	1300.0	-3900	-1916.1
gruppo 3	22	18	3300	5.90	1300.0	-4290	-1850.3
gruppo 4	4	134	600	0.90	1300.0	-780	568.4



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
Armatura lenta nella trave					
gruppo 11	22	146	14	3386.6	0.0
gruppo 12	22	159	14	3386.6	0.0
Armatura lenta in soletta					



Tensioni normalizzate sulla trave 1



9.3 Perdite differite nel tempo

RITIRO DEL CLS TRAVE

Resistenza cubica caratteristica
Resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 0.83 R_{ck}$
Umidità relativa
Area della sezione di calcestruzzo
Perimetro della sezione esposto all'aria
Dimensione fittizia

$R_{ck} = 55.0$ Mpa
 $f_{ck} = 45.0$ Mpa
75 %
 $A_c = 14222$ cm²
 $u = 1160$ cm
 $h_0 = 2 A_c / u = 245$ mm

Deformazione per ritiro autogeno

$\epsilon_{ca} = -8.75E-05$

$\epsilon_{cd} = -2.61E-04$

$k_h = 0.805$

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

$t_s = 30$ 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 $t = \infty$

$\epsilon_{cs}(\infty) = -2.97E-04$

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_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥500	0.70

Tabella 11.2.Vb - Valori di k_h

Riduzione per additivi

↓

60%

Ritiro di calcolo

↓

-1.78E-04

VISCOSITA'

Coeff. di viscosità a $t = \infty$ $\phi(\infty, t_s) = 1.973$

Viscosità

Tabella 11.2.VI - Valori di $\phi(\infty, t_s)$ 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 $\phi(\infty, t_s)$ 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
Resistenza caratteristica dell'acciaio da precompressione
Perdita percentuale per rilass. a 1000 ore, a 20°C e con $\sigma_{sp} = 0.7f_p$

$\sigma_{spi} = 1300.0$ Mpa
 $f_{pk} = 1670.0$ Mpa
 $\rho_{1000} = 2.50$ Mpa
 $\mu = \sigma_{spi} / f_{pk} = 0.778$
 $t = 500000$ ore

Tempo dalla messa in tensione

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 5.39 \rho_{1000} e^{0.7\mu} (t/1000)^{0.75(1-\mu)} 10^{-5}$$

Trecce, fili, trefoli ordinari a normale rilassamento

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0.66 \rho_{1000} e^{0.9\mu} (t/1000)^{0.75(1-\mu)} 10^{-5}$$

Trecce, fili, trefoli stabilizzati a basso rilassamento

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 1.98 \rho_{1000} e^{0.8\mu} (t/1000)^{0.75(1-\mu)} 10^{-5}$$

Barre laminate

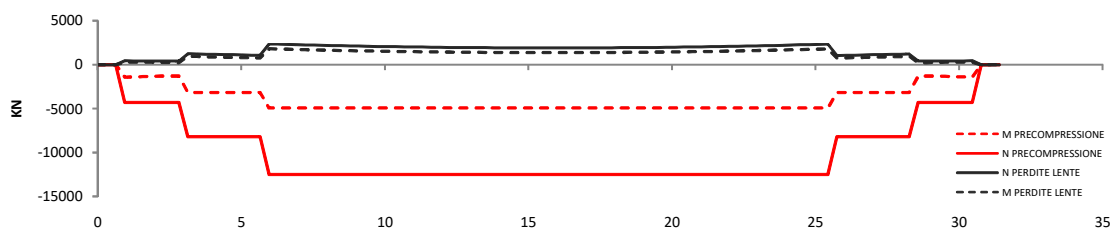
Nel nostro caso trattandosi di: Trefoli stabilizzati

$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0.055$

Caduta di tensione per rilassamento al tempo $t = 500000$ ore

$\Delta\sigma_{pr} = 71.84$ Mpa

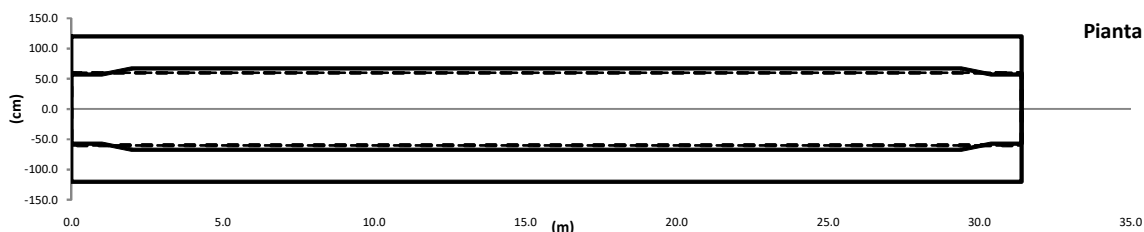
Diagramma M/N sulla trave 1 - Precompressione e perdite



9.4 Caratteristiche sezioni di verifica

L = Lunghezza trave = 31.4 m Sezione costante
 Lunghezza retrotrave = 0.4 m
 Lunghezza concio di calcolo = 0.314 m
 n. conci di calcolo = 100
 L1 = Lunghezza sezione corrente tipo A = 27.4 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	29.40
TIPO AB	29.40	30.40
TIPO BB	30.40	31.40



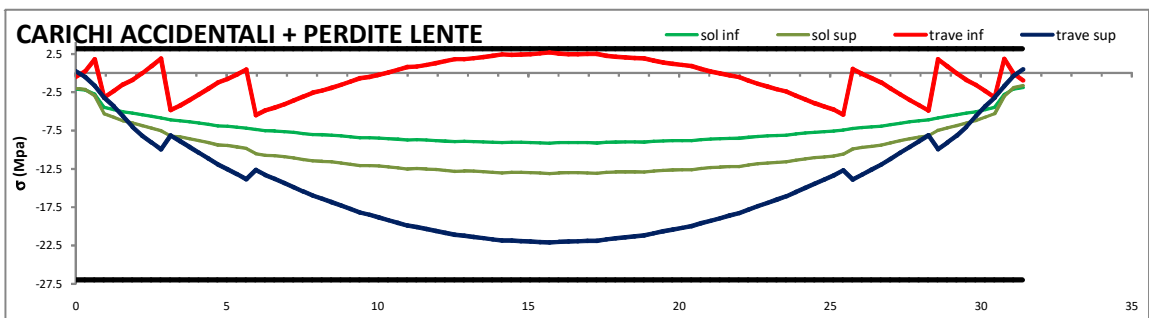
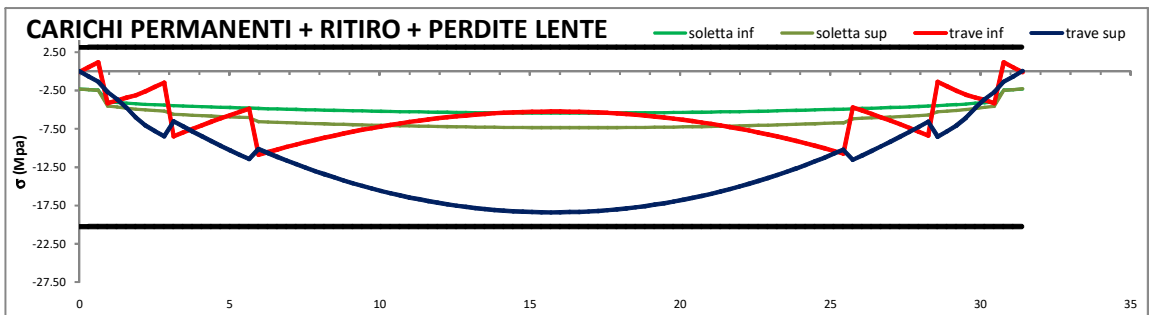
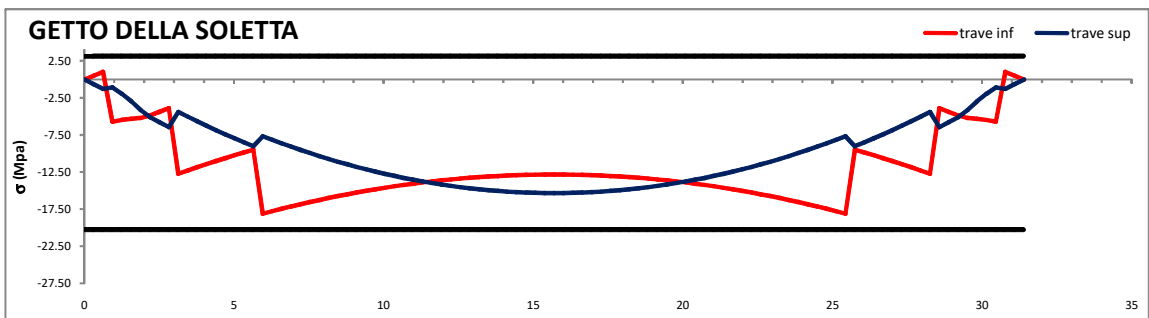
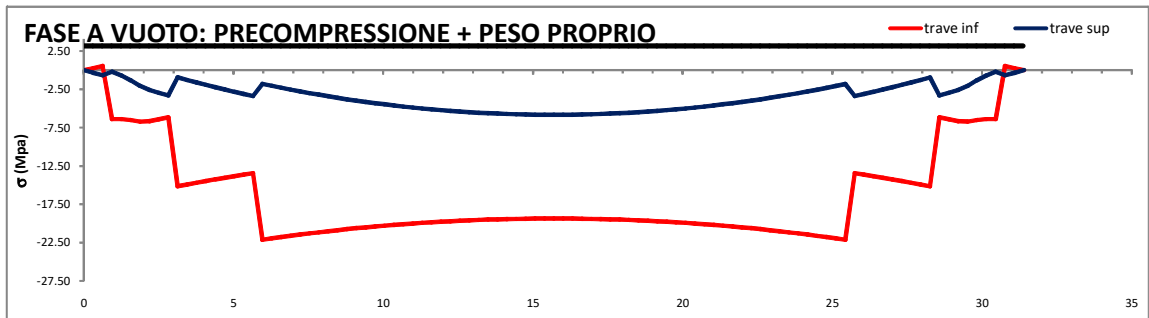
Pianta

				TRAVE + ARMATURE					
x(m)	Tipo	x(m)	Tipo	x(m)	A _{id} (cm ²)	J _{id} (cm ⁴)	y _g (cm)	W _{inf} (cm ³)	W _{sup} (cm ³)
0.00	BB	7.85	AA	0.00	11535.6	23942832	62.3	384246	-308189
0.31	BB	8.16	AA	1.57	10018.4	22172877	60.1	368749	-277612
0.63	BB	8.48	AA	3.14	8830.9	20506960	58.0	353724	-250007
0.94	BB	8.79	AA	4.71	8830.9	20506960	58.0	353724	-250007
1.26	BA	9.11	AA	6.28	9018.3	20800155	57.1	363995	-251040
1.57	BA	9.42	AA	7.85	9018.3	20800155	57.1	363995	-251040
1.88	BA	9.73	AA	9.42	9018.3	20800155	57.1	363995	-251040
2.20	AA	10.05	AA	10.99	9018.3	20800155	57.1	363995	-251040
2.51	AA	10.36	AA	12.56	9018.3	20800155	57.1	363995	-251040
2.83	AA	10.68	AA	14.13	9018.3	20800155	57.1	363995	-251040
3.14	AA	10.99	AA	15.70	9018.3	20800155	57.1	363995	-251040
3.45	AA	11.30	AA						
3.77	AA	11.62	AA						
4.08	AA	11.93	AA						
4.40	AA	12.25	AA						
4.71	AA	12.56	AA						
5.02	AA	12.87	AA						
5.34	AA	13.19	AA						
5.65	AA	13.50	AA						
5.97	AA	13.82	AA						
6.28	AA	14.13	AA						
6.59	AA	14.44	AA						
6.91	AA	14.76	AA						
7.22	AA	15.07	AA						
7.54	AA	15.39	AA						

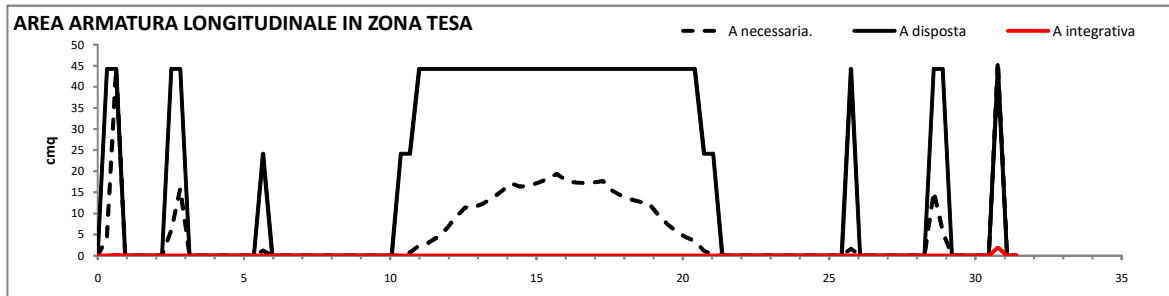
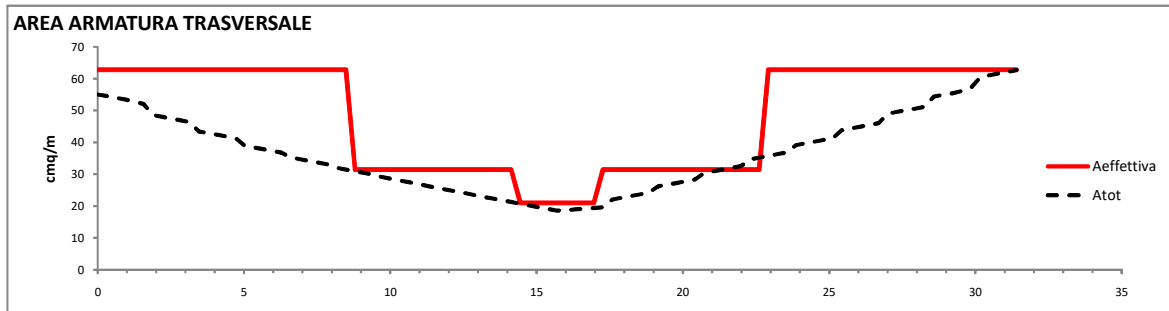
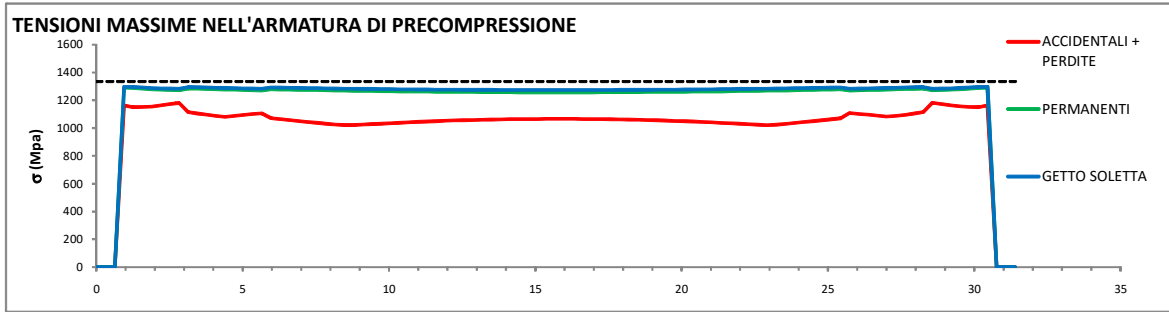
TRAVE + SOLETTA + ARMATURE						
x(m)	A _{id} (cm ²)	J _{id} (cm ⁴)	y _g (cm)	W _{inf} (cm ³)	W _{sup} (cm ³)	W _{supsol} (cm ³)
0.00	17555.3	56427310	93.2	605202	-1206669	-786302
1.57	16038.2	54566380	94.8	575594	-1207223	-777300
3.14	14850.7	52801030	96.3	548351	-1208002	-768469
4.71	14850.7	52801030	96.3	548351	-1208002	-768469
6.28	15038.0	53935149	95.3	565861	-1207013	-773987
7.85	15038.0	53935149	95.3	565861	-1207013	-773987
9.42	15038.0	53935149	95.3	565861	-1207013	-773987
10.99	15038.0	53935149	95.3	565861	-1207013	-773987
12.56	15038.0	53935149	95.3	565861	-1207013	-773987
14.13	15038.0	53935149	95.3	565861	-1207013	-773987
15.70	15038.0	53935149	95.3	565861	-1207013	-773987

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

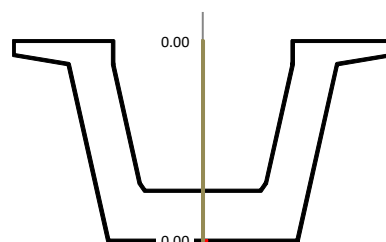
$\Delta N_{perdite\ elastiche}$ 0.0 KN

$\Delta M_{perdite\ elastiche}$ 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

N₀ 0.0 KN

M₀ 0.0 KNm

A_{id} 1.1536 mq

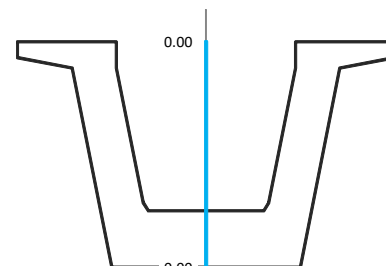
S_{id} 0.7188 mc

Y_{bar} 62.31 cm

J_{id} 0.2394 m⁴

Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf} 0.00 Mpa →

Tensione al lembo superiore trave σ_{sup} 0.00 Mpa →



GETTO DELLA SOLETTA

N₁ 0.0 KN

M₁ 0.0 KNm

A_{id} 1.1536 mq

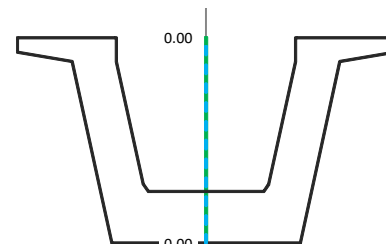
S_{id} 0.7188 mc

Y_{bar} 62.31 cm

J_{id} 0.2394 m⁴

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

N₂ 0.0 KN ΔP 0.0 KN

M₂ -50.5 KNm ΔMp 0.0 KNm

A_{id} 1.7555 mq

S_{id} 1.6368 mc

Y_{bar} 93.24 cm

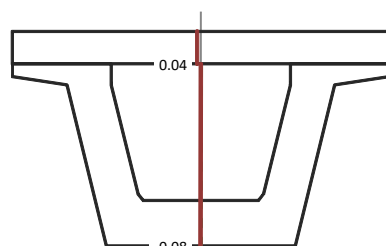
J_{id} 0.5643 m⁴

Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf} -0.08 Mpa →

Tensione al lembo superiore trave σ_{sup} 0.04 Mpa →

Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is} -2.32 Mpa →

Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss} -2.29 Mpa →



CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE

N₃ 0.0 KN ΔP 0.0 KN

M₃ -252.7 KNm ΔMp 0.0 KNm

A_{id} 1.7555 mq

S_{id} 1.6368 mc

Y_{bar} 93.24 cm

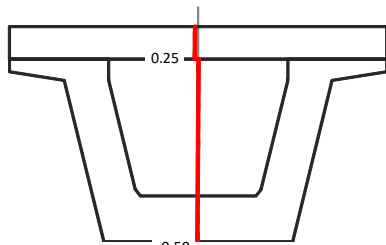
J_{id} 0.5643 m⁴

Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf} -0.50 Mpa →

Tensione al lembo superiore trave σ_{sup} 0.25 Mpa →

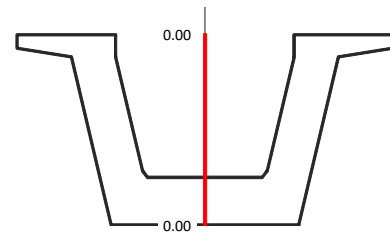
Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is} -2.11 Mpa →

Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss} -1.97 Mpa →



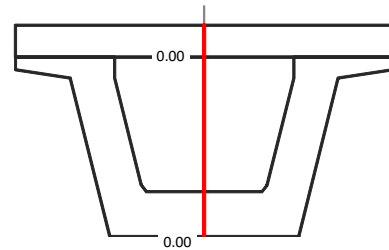
PERDITE ELASTICHE

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
		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	0.3	-0.4
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE	2.0	-2.7

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} =	2432.1 KN	ELEMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO	ELEMENTO CON ARMATURA A TAGLIO		
f_{ck} =	45.00 Mpa	v_{min} =	0.375 Mpa	α_{cc} =	1.000
f_{cd} =	25.50 Mpa	σ_{cp} =	0.000 Mpa	V_{Rcd} =	4799.7 KN
f'_{cd} =	12.75 Mpa	k =	1.367	$A_{sw}/s = A_{nec.}$ =	49.44 cm ² /m
f_{ctd} =	1.77 Mpa	A_{sl} =	112.0 cm ²	Staffe disposte 4 br. f10/5	60.04 cm ² /m
f_{yd} =	391.30 Mpa	$\rho = A_{sl}/b_w d$ =	0.013	V_{Rsd} =	3139.8 KN
d =	148.5 cm	γ_c =	1.5	$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$ =	3139.8 KN
b_w =	56.3 cm	V_{Rd} =	537.9 KN	$V_{Rd} > V_{Ed}$ =	La verifica è soddisfatta

VERIFICA A TORSIONE - SLU

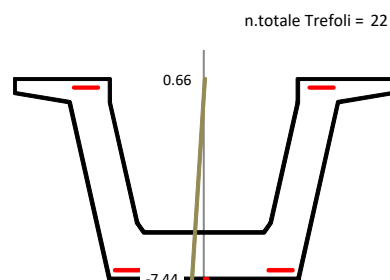
M_{tEd} =	373.5 KNm	Calcestruzzo	Armatura longitudinali		
Armatura trasversali		f'_{cd} =	12.75 Mpa	u_m =	5284.8 mm
f_{yd} =	391.30 Mpa	t =	276 mm	A_{minima}	14.77 cm ²
θ	45 °	Ω	1707281 mm ²		
Ω	1707281 mm ²	T_{Rcd} =	6007.9 KNm		
$A_{sw}/s = A_{nec.}$ =	2.80 cm ² /m				
T_{Rsd} =	373.5 KNm				

VERIFICA A TORSIONE E TAGLIO - LATO CALCESTRUZZO

$V_{Ed}/V_{Rcd} + M_{tEd}/T_{Rcd} =$	0.569	La verifica è soddisfatta
--------------------------------------	--------------	----------------------------------

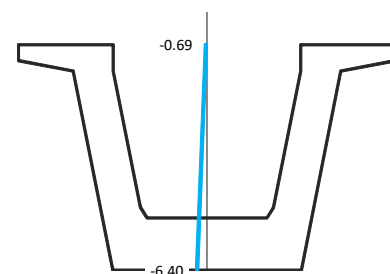
9.8 Verifica sezione n.5 – ascissa x = 1,256m

Effetto della precompressione Favorevole	σ_1 1258.3
Ascissa di verifica	1.26 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	-4290.0 KN
M _{prec.} alla tesatura	-1386.6 KNm
$\Delta N_{perdite\ elastiche}$	111.2 KN
$\Delta M_{perdite\ elastiche}$	63.0 KNm
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-7.44 Mpa
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	0.66 Mpa



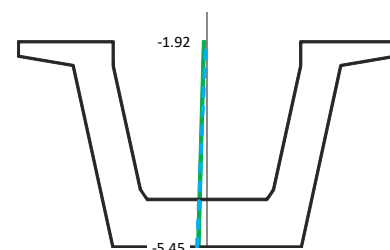
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO

N_0	-4290.0 KN
M_0	-983.8 KNm
A_{id}	1.0971 mq
S_{id}	0.6697 mc
Y_{bar}	61.04 cm
J_{id}	0.2355 m ⁴
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-6.40 Mpa
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-0.69 Mpa



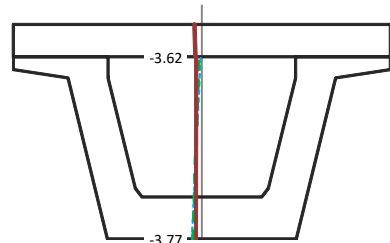
GETTO DELLA SOLETTA

N_1	0.0 KN
M_1	366.3 KNm
A_{id}	1.0971 mq
S_{id}	0.6697 mc
Y_{bar}	61.04 cm
J_{id}	0.2355 m ⁴
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-5.45 Mpa
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-1.92 Mpa



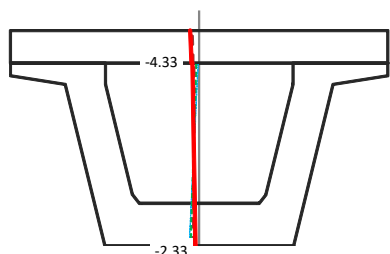
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE

N_2	-1415.5 KN	ΔP	442.4	KN
M_2	1075.9 KNm	ΔMp	284.3	KNm
A_{id}	1.6991 mq			
S_{id}	1.5877 mc			
Y_{bar}	93.45 cm			
J_{id}	0.5637 m ⁴			
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-3.77 Mpa			
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-3.62 Mpa			
Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is}	-4.06 Mpa			
Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss}	-4.66 Mpa			



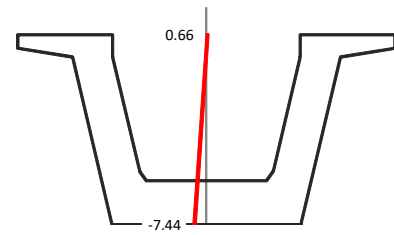
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE

N_3	0.0 KN	ΔP	442.4	KN
M_3	866.1 KNm	ΔMp	284.3	KNm
A_{id}	1.6991 mq			
S_{id}	1.5877 mc			
Y_{bar}	93.45 cm			
J_{id}	0.5637 m ⁴			
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-2.33 Mpa			
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-4.33 Mpa			
Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is}	-4.77 Mpa			
Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss}	-5.76 Mpa			



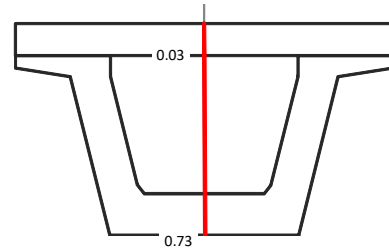
PERDITE ELASTICHE

	σ_{p0}		$\Delta\sigma_{p0}$	ΔN (KN)= 111.2
gruppo 1	1300.0	-->	-41.7	ΔM (KNm)= 63.0
				$\sigma_{inf} = -7.44$
				$\sigma_{sup} = 0.66$
gruppo 4	1300.0	-->	2.3	



PERDITE DIFFERITE NEL TEMPO

	σ_{p0}		$\Delta\sigma_{p0}$	ΔN (KN)= 442.4
gruppo 1	1258.3	-->	-134.2	ΔM (KNm)= 284.3
				$\sigma_{inf} = 0.73$
				$\sigma_{sup} = 0.03$
gruppo 4	1302.3	-->	-133.5	$\sigma_{ss} = 0.03$
				$\sigma_{ss} = -0.10$



TENSIONI ARMATURA LENTA

	Max	Min
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO	-34.0	-35.2
GETTO DELLA SOLETTA	-29.5	-30.2
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE	-10.4	-21.4
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE	-13.6	-18.0

TENSIONI ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE

	Max	Min
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO	1302.3	1258.3
GETTO DELLA SOLETTA	1295.9	1263.2
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE	1286.7	1137.7
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE	1283.2	1145.3

TENSIONI PRINCIPALI MASSIME

FASE 1 + FASE 2			FASE 3 + FASE 4			TOTALI		
$\sigma_x/2$	-1.96	Mpa	$\sigma_x/2$	0.13	Mpa			
τ	-0.91	Mpa	τ	2.02	Mpa			
σ_I	0.20	Mpa	σ_I	2.15	Mpa	σ_I	2.36	Mpa < 3.16
σ_{II}	-1.84	Mpa	σ_{II}	-0.93	Mpa	σ_{II}	-2.78	Mpa > -27.00

VERIFICA A TAGLIO - SLU

$V_{Ed} = 2332.2$ KN		ELEMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO		ELEMENTO CON ARMATURA A TAGLIO	
$f_{ck} =$	45.00 Mpa	$V_{min} =$	0.375 Mpa	$\alpha_{cc} =$	1.153
$f_{cd} =$	25.50 Mpa	$\sigma_{cp} =$	3.910 Mpa	$V_{Rcd} =$	5022.3 KN
$f'_{cd} =$	12.75 Mpa	$k =$	1.367	$A_{sw}/s = A_{nec.} =$	47.30 cm ² /m
$f_{ctd} =$	1.77 Mpa	$A_{sl} =$	112.0 cm ²	Staffe disposte 4 br. f10/5	60.11 cm ² /m
$f_{yd} =$	391.30 Mpa	$\rho = A_{sl}/b_w d =$	0.015	$V_{Rsd} =$	3143.8 KN
$d =$	148.5 cm	$\gamma_c =$	1.5	$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) =$	3143.8 KN
$b_w =$	51.1 cm	$V_{Rd} =$	949.3 KN	$V_{Rd} > V_{Ed} =$	La verifica è soddisfatta

VERIFICA A TORSIONE - SLU

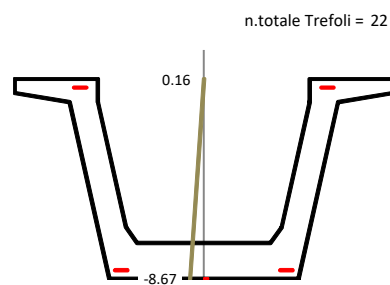
$M_{tEd} = 373.5$ KNm		Calcestruzzo		Armatura longitudinali	
Armatura trasversali		$f'_{cd} =$	12.75 Mpa	$u_m =$	5357.9 mm
$f_{yd} =$	391.30 Mpa	$t =$	250.4 mm	$A_{minima} =$	14.57 cm ²
$\theta =$	45 °	$\Omega =$	1755519 mm ²		
$\Omega =$	1755519 mm ²	$T_{Rcd} =$	5604.7 KNm		
$A_{sw}/s = A_{nec.} =$	2.72 cm ² /m				
$T_{Rsd} =$	373.5 KNm				

VERIFICA A TORSIONE E TAGLIO - LATO CALCESTRUZZO

$V_{Ed}/V_{Rcd} + M_{tEd}/T_{Rcd} =$	0.531	La verifica è soddisfatta
--------------------------------------	--------------	----------------------------------

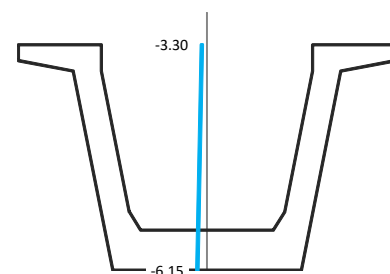
9.9 Verifica sezione n.10 – ascissa x = 2,826m

Effetto della precompressione Favorevole	σ_1 1251.0
Ascissa di verifica	2.83 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	-4290.0 KN
M _{prec.} alla tesatura	-1298.2 KNm
$\Delta N_{perdite\ elastiche}$	132.6 KN
$\Delta M_{perdite\ elastiche}$	69.6 KNm
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-8.67 Mpa
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	0.16 Mpa



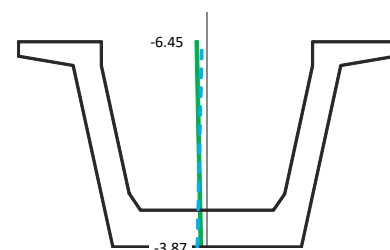
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO

N_0	-4290.0 KN
M_0	-439.0 KNm
A_{id}	0.8661 mq
S_{id}	0.5099 mc
Y_{bar}	58.88 cm
J_{id}	0.2014 m ⁴
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-6.15 Mpa
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-3.30 Mpa



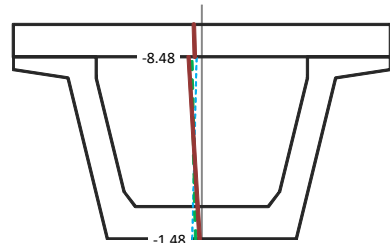
GETTO DELLA SOLETTA

N_1	0.0 KN
M_1	781.3 KNm
A_{id}	0.8661 mq
S_{id}	0.5099 mc
Y_{bar}	58.88 cm
J_{id}	0.2014 m ⁴
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-3.87 Mpa
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-6.45 Mpa



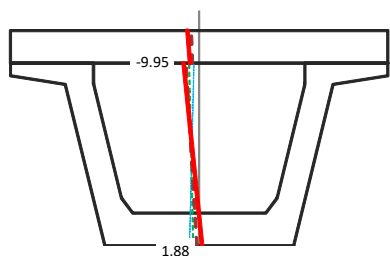
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE

N_2	-1415.5 KN	ΔP	413.7	KN
M_2	1392.9 KNm	ΔMp	236.0	KNm
A_{id}	1.4680 mq			
S_{id}	1.4279 mc			
Y_{bar}	97.27 cm			
J_{id}	0.5158 m ⁴			
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-1.48 Mpa			
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-8.48 Mpa			
Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is}	-4.39 Mpa			
Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss}	-5.18 Mpa			



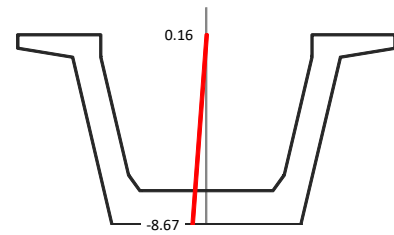
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE

N_3	0.0 KN	ΔP	413.7	KN
M_3	1781.9 KNm	ΔMp	236.0	KNm
A_{id}	1.4680 mq			
S_{id}	1.4279 mc			
Y_{bar}	97.27 cm			
J_{id}	0.5158 m ⁴			
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	1.88 Mpa			
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-9.95 Mpa			
Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is}	-5.87 Mpa			
Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss}	-7.52 Mpa			



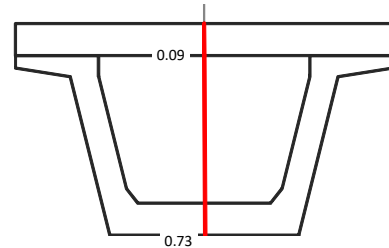
PERDITE ELASTICHE

	σ_{p0}		$\Delta\sigma_{p0}$	ΔN (KN)= 132.6
gruppo 1	1300.0	-->	-49.0	ΔM (KNm)= 69.6
				σ_{inf} = -8.67
				σ_{sup} = 0.16
gruppo 4	1300.0	-->	-0.6	



PERDITE DIFFERITE NEL TEMPO

	σ_{p0}		$\Delta\sigma_{p0}$	ΔN (KN)= 413.7
gruppo 1	1251.0	-->	-112.3	ΔM (KNm)= 236.0
				σ_{inf} = 0.73
				σ_{sup} = 0.09
gruppo 4	1299.4	-->	-184.4	σ_{ss} = -0.03



TENSIONI ARMATURA LENTA

	Max	Min
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO	-33.8	-34.4
GETTO DELLA SOLETTA	-22.5	-23.0
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE	-12.9	-14.9
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE	8.3	-27.1

TENSIONI ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE

	Max	Min
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO	1299.4	1251.0
GETTO DELLA SOLETTA	1282.8	1262.7
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE	1271.7	1088.0
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE	1289.1	1080.8

VERIFICA A TAGLIO - SLU

V_{Ed} =	2064.3 KN	ELEMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO		ELEMENTO CON ARMATURA A TAGLIO	
f_{ck} =	45.00 Mpa	v_{min} =	0.375 Mpa	α_{cc} =	1.194
f_{cd} =	25.50 Mpa	σ_{cp} =	4.953 Mpa	V_{Rcd} =	3655.3 KN
f'_{cd} =	12.75 Mpa	k =	1.367	$A_{sw}/s = A_{nec.}$ =	41.88 cm ² /m
f_{ctd} =	1.77 Mpa	A_{sl} =	112.0 cm ²	Staffe disposte 4 br. f10/5	60.31 cm ² /m
f_{yd} =	391.30 Mpa	$\rho = A_{sl}/b_w d$ =	0.020	V_{Rsd} =	3154.1 KN
d =	148.5 cm	γ_c =	1.5	$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$ =	3154.1 KN
b_w =	35.9 cm	V_{Rd} =	788.5 KN	$V_{Rd} > V_{Ed} \equiv$ La verifica è soddisfatta	

VERIFICA A TORSIONE - SLU

Mt_{Ed} =	374.7 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}	14.04 cm ²
θ	45 °	Ω	1899129 mm ²		
Ω	1899129 mm ²	T_{Rcd} =	4261.6 KNm		
$A_{sw}/s = A_{nec.}$	2.52 cm ² /m				
T_{Rsd} =	374.7 KNm				

VERIFICA A TORSIONE E TAGLIO - LATO CALCESTRUZZO

$V_{Ed}/V_{Rcd} + Mt_{Ed}/T_{Rcd} \equiv$	0.653	La verifica è soddisfatta
---	--------------	----------------------------------

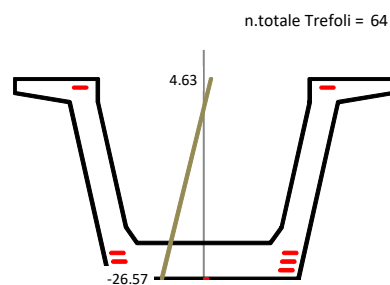
9.10 Verifica sezione n.34 – ascissa x = 10,362m

Effetto della precompressione Favorevole		σ_1	1139.5
		σ_2	1148.1
		σ_3	1156.8
		σ_4	1323.3

Ascissa di verifica	10.36 m	
Elemento di verifica	34	
N. Gruppi Trefoli attivi	4	
σ_{spi} Tensione di tesatura =	1300.0 Mpa	

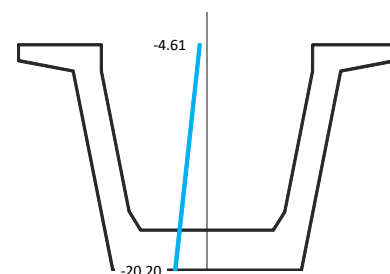
Tensioni dopo le perdite elastiche

N _{prec.} alla tesatura	-12480.0 KN	
M _{prec.} alla tesatura	-4933.8 KNm	
$\Delta N_{perdite\ elastiche}$	1347.5 KN	
$\Delta M_{perdite\ elastiche}$	623.0 KNm	
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-26.57 Mpa	→
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	4.63 Mpa	→



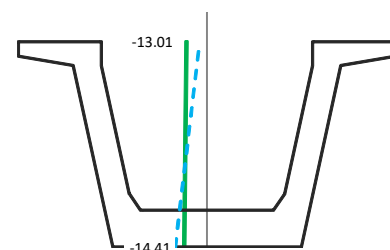
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO

N_0	-12480.0 KN	
M_0	-2614.3 KNm	
A_{id}	0.9018 mq	
S_{id}	0.5153 mc	
Y_{bar}	57.14 cm	
J_{id}	0.2080 m ⁴	
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-20.20 Mpa	→
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-4.61 Mpa	→



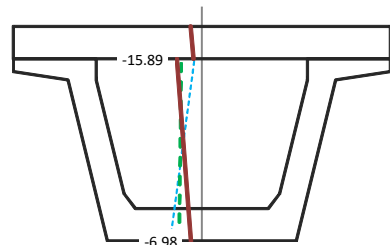
GETTO DELLA SOLETTA

N_1	0.0 KN	
M_1	2109.1 KNm	
A_{id}	0.9018 mq	
S_{id}	0.5153 mc	
Y_{bar}	57.14 cm	
J_{id}	0.2080 m ⁴	
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-14.41 Mpa	→
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-13.01 Mpa	→



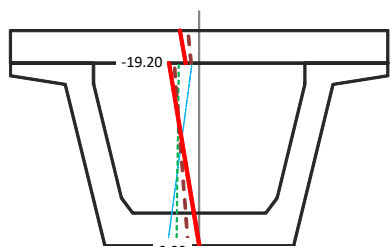
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE

N_2	-1415.5 KN	ΔP	2040.5	KN
M_2	2464.4 KNm	ΔMp	1504.3	KNm
A_{id}	1.5038 mq			
S_{id}	1.4334 mc			
Y_{bar}	95.32 cm			
J_{id}	0.5394 m ⁴			
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-6.98 Mpa			
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-15.89 Mpa			
Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is}	-5.23 Mpa			
Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss}	-7.07 Mpa			



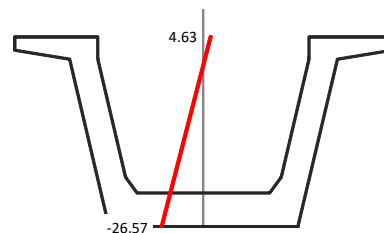
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE

N_3	0.0 KN	ΔP	2040.5	KN
M_3	3997.5 KNm	ΔMp	1504.3	KNm
A_{id}	1.5038 mq			
S_{id}	1.4334 mc			
Y_{bar}	95.32 cm			
J_{id}	0.5394 m ⁴			
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	0.09 Mpa			
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-19.20 Mpa			
Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is}	-8.54 Mpa			
Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss}	-12.24 Mpa			



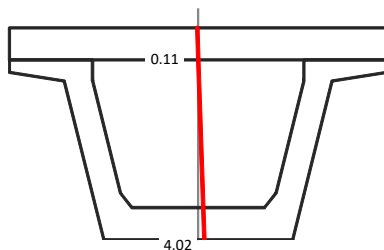
PERDITE ELASTICHE

	σ_{p0}		$\Delta\sigma_{p0}$	ΔN (KN)= 1347.5
gruppo 1	1300.0	-->	-160.5	ΔM (KNm)= 623.0
gruppo 2	1300.0	-->	-151.9	σ_{inf} = -26.57
gruppo 3	1300.0	-->	-143.2	σ_{sup} = 4.63
gruppo 4	1300.0	-->	23.3	



PERDITE DIFFERITE NEL TEMPO

	σ_{p0}		$\Delta\sigma_{p0}$	ΔN (KN)= 2040.5
gruppo 1	1139.5	-->	-208.4	ΔM (KNm)= 1504.3
gruppo 2	1148.1	-->	-209.5	σ_{inf} = 4.02
gruppo 3	1156.8	-->	-210.8	σ_{sup} = 0.11
gruppo 4	1323.3	-->	-256.5	σ_{st} = 0.11
				σ_{ss} = -0.59



TENSIONI ARMATURA LENTA

	Max	Min
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO	-108.4	-111.5
GETTO DELLA SOLETTA	-81.2	-81.5
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE	-18.5	-43.2
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE	-3.4	-51.0

TENSIONI ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE

	Max	Min
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO	1323.3	1139.5
GETTO DELLA SOLETTA	1279.0	1169.0
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE	1263.6	1000.3
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE	1247.4	992.4

VERIFICA A TAGLIO - SLU

V_{Ed} =	1138.8 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} =	112.0 cm ²
f_{yd} =	391.30 Mpa	$\rho = A_{sl}/b_w d$ =	0.020
d =	148.5 cm	γ_c =	1.5
b_w =	35.9 cm	V_{Rd} =	1499.5 KN

La sezione non necessita di armatura resistente a taglio

VERIFICA A TORSIONE - SLU

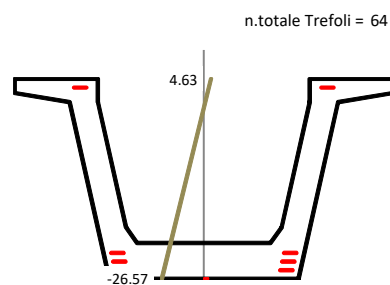
Mt_{Ed} =	-383.7 KNm	Calcestruzzo		Armatura longitudinali	
Armatura trasversali		f'_{cd} =	12.75 Mpa	u_m =	5570.6 mm
f_{yd} =	391.30 Mpa	t =	176 mm	A_{minima}	-14.38 cm ²
θ	45 °	Ω	1899129 mm ²		
Ω	1899129 mm ²	T_{Rcd} =	4261.6 KNm		
$A_{sw}/s = A_{nec.}$	2.58 cm ² /m				
T_{Rsd} =	383.7 KNm				

VERIFICA A TORSIONE E TAGLIO - LATO CALCESTRUZZO

$V_{Ed}/V_{Rcd} + Mt_{Ed}/T_{Rcd} = 0.235$ La verifica è soddisfatta

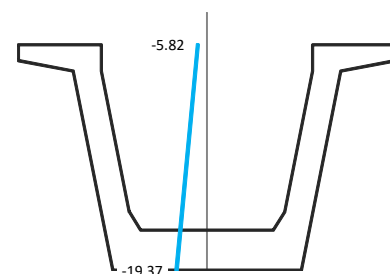
9.11 Verifica sezione n.51 – ascissa x = 15,7m

Effetto della precompressione Favorevole		σ_1 1139.5
		σ_2 1148.1
		σ_3 1156.8
		σ_4 1323.3
Ascissa di verifica	15.70 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	-4933.8 KNm	
$\Delta N_{perdite elastiche}$	1347.5 KN	
$\Delta M_{perdite elastiche}$	623.0 KNm	
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-26.57 Mpa	→
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	4.63 Mpa	→



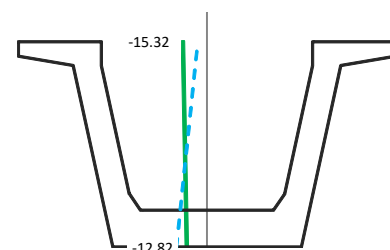
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO

N_0	-12480.0 KN	
M_0	-2311.1 KNm	
A_{id}	0.9018 mq	
S_{id}	0.5153 mc	
Y_{bar}	57.14 cm	
J_{id}	0.2080 m ⁴	
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-19.37 Mpa	→
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-5.82 Mpa	→



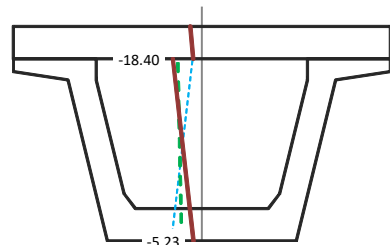
GETTO DELLA SOLETTA

N_1	0.0 KN	
M_1	2384.8 KNm	
A_{id}	0.9018 mq	
S_{id}	0.5153 mc	
Y_{bar}	57.14 cm	
J_{id}	0.2080 m ⁴	
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-12.82 Mpa	→
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-15.32 Mpa	→



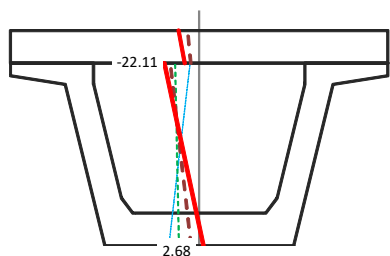
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE

N_2	-1415.5 KN	ΔP 1902.9 KN
M_2	2736.6 KNm	ΔMp 1370.5 KNm
A_{id}	1.5038 mq	
S_{id}	1.4334 mc	
Y_{bar}	95.32 cm	
J_{id}	0.5394 m ⁴	
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-5.23 Mpa	
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-18.40 Mpa	→
Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is}	-5.44 Mpa	
Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss}	-7.34 Mpa	



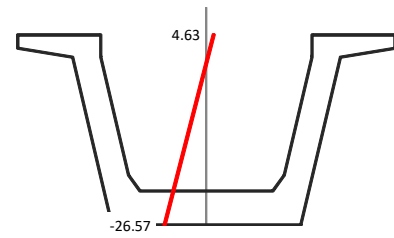
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE

N_3	0.0 KN	ΔP 1902.9 KN
M_3	4480.7 KNm	ΔMp 1370.5 KNm
A_{id}	1.5038 mq	
S_{id}	1.4334 mc	
Y_{bar}	95.32 cm	
J_{id}	0.5394 m ⁴	
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	2.68 Mpa	
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-22.11 Mpa	→
Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is}	-9.15 Mpa	
Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss}	-13.13 Mpa	



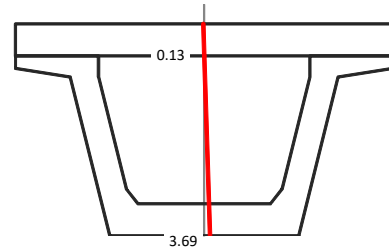
PERDITE ELASTICHE

	σ_{p0}		$\Delta\sigma_{p0}$	ΔN (KN)= 1347.5
gruppo 1	1300.0	-->	-160.5	ΔM (KNm)= 623.0
gruppo 2	1300.0	-->	-151.9	σ_{inf} = -26.57
gruppo 3	1300.0	-->	-143.2	σ_{sup} = 4.63
gruppo 4	1300.0	-->	23.3	



PERDITE DIFFERITE NEL TEMPO

	σ_{p0}		$\Delta\sigma_{p0}$	ΔN (KN)= 1902.9
gruppo 1	1139.5	-->	-189.2	ΔM (KNm)= 1370.5
gruppo 2	1148.1	-->	-192.3	σ_{inf} = 3.69
gruppo 3	1156.8	-->	-195.7	σ_{sup} = 0.13
gruppo 4	1323.3	-->	-282.4	σ_{is} = 0.13
				σ_{ss} = -0.51



TENSIONI ARMATURA LENTA

	Max	Min
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO	-104.5	-107.2
GETTO DELLA SOLETTA	-73.3	-73.8
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE	-19.9	-35.1
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE	10.2	-55.7

TENSIONI ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE

	Max	Min
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO	1323.3	1139.5
GETTO DELLA SOLETTA	1273.2	1172.8
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE	1256.7	975.9
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE	1238.5	957.7

VERIFICA A TAGLIO - SLU

V_{Ed} =	607.5 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} =	112.0 cm ²
f_{yd} =	391.30 Mpa	$\rho = A_{sl}/b_w d$ =	0.020
d =	148.5 cm	γ_c =	1.5
b_w =	35.9 cm	V_{Rd} =	1499.5 KN

La sezione non necessita di armatura resistente a taglio

VERIFICA A TORSIONE - SLU

M_{tEd} =	-511.4 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}	-19.17 cm ²
θ	45 °	Ω	1899129 mm ²		
Ω	1899129 mm ²	T_{Rcd} =	4261.6 KNm		
$A_{sw}/s = A_{nec}$ =	3.44 cm ² /m				
T_{Rsd} =	511.4 KNm				

VERIFICA A TORSIONE E TAGLIO - LATO CALCESTRUZZO

$V_{Ed}/V_{Rcd} + M_{tEd}/T_{Rcd} = 0.054$ 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	2623 KNm	x	1.35	=	3540.6
GETTO DELLA SOLETTA	2385 KNm	x	1.35	=	3219.5
CARICHI PERMANENTI	1898 KNm	x	1.5	=	2846.5
CARICHI ACCIDENTALI	4481 KNm	x	1.5	=	6721.0

Momento flettente di calcolo M_{Ed}

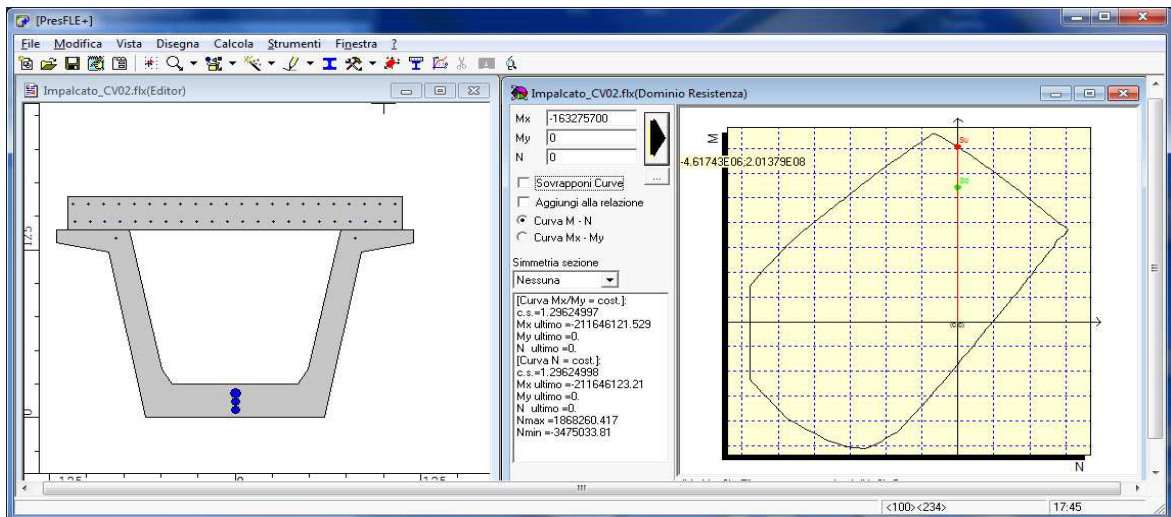
16327.57 KNm

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	0.00497141	0.00447426
gruppo 2	12.0	61.80	0.00496641	0.00446977
gruppo 3	18.0	64.82	0.00496043	0.00446439
gruppo 4	134.0	27.64	0.00473738	0.00426364

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

Arm11	146.0	22	14
Arm12	159.0	22	14



Il momento resistente vale: 21164.61 KNm c.s.= 1.2963 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

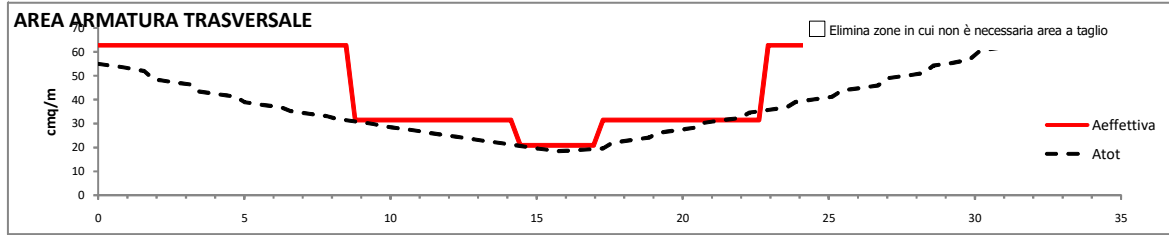
$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

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	861.2	4072.5	19.41	537.9	1570.9	4799.7	30.04	49.44	4 br. f10/5
0.31	361.9	843.9	4072.5	19.02	537.9	1563.2	4799.7	29.89	48.91	4 br. f10/5
0.63	361.9	826.7	4072.5	18.63	537.9	1555.5	4799.7	29.74	48.37	4 br. f10/5
0.94	751.5	809.5	4657.0	18.24	997.1	1547.7	5488.6	29.59	47.84	4 br. f10/5
1.26	716.9	792.3	4261.4	17.85	949.3	1540.0	5022.3	29.45	47.30	4 br. f10/5
1.57	671.9	775.0	3774.1	17.47	887.4	1532.3	4448.0	29.30	46.76	4 br. f10/5
1.88	623.5	757.8	3283.7	17.08	820.9	1381.4	3870.0	26.41	43.49	4 br. f10/5
2.20	604.4	740.6	3101.4	16.69	788.5	1373.6	3655.3	26.27	42.96	4 br. f10/5
2.51	604.4	723.4	3101.4	16.30	788.5	1365.9	3655.3	26.12	42.42	4 br. f10/5
2.83	604.4	706.1	3101.4	15.91	788.5	1358.2	3655.3	25.97	41.88	4 br. f10/5
3.14	897.8	688.9	3246.2	15.53	1134.3	1350.4	3825.9	25.82	41.35	4 br. f10/5
3.45	897.8	671.7	3246.2	15.14	1134.3	1235.5	3825.9	23.62	38.76	4 br. f10/5
3.77	897.8	654.5	3246.2	14.75	1134.3	1227.8	3825.9	23.48	38.23	4 br. f10/5
4.08	897.8	637.3	3246.2	14.36	1134.3	1220.0	3825.9	23.33	37.69	4 br. f10/5
4.40	897.8	620.0	3246.2	13.97	1134.3	1212.3	3825.9	23.18	37.15	4 br. f10/5
4.71	897.8	602.8	3246.2	13.58	1134.3	1204.6	3825.9	23.03	36.62	4 br. f10/5
5.02	897.8	585.6	3246.2	13.20	1134.3	1118.8	3825.9	21.39	34.59	4 br. f10/5
5.34	897.8	568.4	3246.2	12.81	1134.3	1111.1	3825.9	21.25	34.05	4 br. f10/5
5.65	897.8	551.1	3246.2	12.42	1134.3	1103.4	3825.9	21.10	33.52	4 br. f10/5
5.97	1207.7	533.9	2969.1	12.03	1499.5	1095.6	3499.2	20.95	32.98	4 br. f10/5
6.28	1207.7	516.7	2969.1	11.64	1499.5	1087.9	3499.2	20.80	32.45	4 br. f10/5
6.59	1207.7	499.5	2969.1	11.26	1499.5	1022.4	3499.2	19.55	30.81	4 br. f10/5
6.91	1207.7	482.2	2969.1	10.87	1499.5	1014.7	3499.2	19.40	30.27	4 br. f10/5
7.22	1207.7	465.0	2969.1	10.48	1499.5	1007.0	3499.2	19.25	29.73	4 br. f10/5
7.54	1207.7	447.8	2969.1	10.09	1499.5	999.2	3499.2	19.11	29.20	4 br. f10/5
7.85	1207.7	430.6	2969.1	9.70	1499.5	991.5	3499.2	18.96	28.66	4 br. f10/5
8.16	1207.7	413.4	2969.1	9.32	1499.5	938.5	3499.2	17.95	27.26	4 br. f10/5
8.48	1207.7	396.1	2969.1	8.93	1499.5	930.8	3499.2	17.80	26.73	4 br. f10/5
8.79	1207.7	378.9	2969.1	8.54	1499.5	923.1	3499.2	17.65	26.19	4 br. f10/10
9.11	1207.7	361.7	2969.1	8.15	1499.5	915.3	3499.2	17.50	25.65	4 br. f10/10
9.42	1207.7	344.5	2969.1	7.76	1499.5	907.6	3499.2	17.35	25.12	4 br. f10/10
9.73	1207.7	327.2	2969.1	7.37	1499.5	861.5	3499.2	16.47	23.85	4 br. f10/10
10.05	1207.7	310.0	2969.1	6.99	1499.5	853.7	3499.2	16.32	23.31	4 br. f10/10
10.36	1207.7	292.8	2969.1	6.60	1499.5	846.0	3499.2	16.18	22.78	4 br. f10/10
10.68	1207.7	275.6	2969.1	6.21	1499.5	838.3	3499.2	16.03	22.24	4 br. f10/10
10.99	1207.7	258.3	2969.1	5.82	1499.5	830.5	3499.2	15.88	21.70	4 br. f10/10
11.30	1207.7	241.1	2969.1	5.43	1499.5	787.4	3499.2	15.06	20.49	4 br. f10/10
11.62	1207.7	223.9	2969.1	5.05	1499.5	779.7	3499.2	14.91	19.95	4 br. f10/10
11.93	1207.7	206.7	2969.1	4.66	1499.5	771.9	3499.2	14.76	19.42	4 br. f10/10
12.25	1207.7	189.5	2969.1	4.27	1499.5	764.2	3499.2	14.61	18.88	4 br. f10/10
12.56	1207.7	172.2	2969.1	3.88	1499.5	756.5	3499.2	14.46	18.35	4 br. f10/10
12.87	1207.7	155.0	2969.1	3.49	1499.5	713.6	3499.2	13.64	17.14	4 br. f10/10
13.19	1207.7	137.8	2969.1	3.11	1499.5	705.8	3499.2	13.50	16.60	4 br. f10/10
13.50	1207.7	120.6	2969.1	2.72	1499.5	698.1	3499.2	13.35	16.07	4 br. f10/10
13.82	1207.7	103.3	2969.1	2.33	1499.5	690.3	3499.2	13.20	15.53	4 br. f10/10
14.13	1207.7	86.1	2969.1	1.94	1499.5	682.6	3499.2	13.05	14.99	4 br. f10/10
14.44	1207.7	68.9	2969.1	1.55	1499.5	638.5	3499.2	12.21	13.76	4 br. f10/15
14.76	1207.7	51.7	2969.1	1.16	1499.5	630.7	3499.2	12.06	13.22	4 br. f10/15
15.07	1207.7	34.4	2969.1	0.78	1499.5	623.0	3499.2	11.91	12.69	4 br. f10/15
15.39	1207.7	17.2	2969.1	0.39	1499.5	615.3	3499.2	11.76	12.15	4 br. f10/15
15.70	1207.7	0.0	2969.1	0.00	1499.5	607.5	3499.2	11.62	11.62	4 br. f10/15

9.14 Verifiche a torsione – SLU

$\theta = 45^\circ$ $A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)}$ $T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_i}{u_m} \cdot f_{yd} / ctg\theta$ $T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot ctg\theta$ $T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot ctg\theta / (1 + ctg^2\theta)$
 $f_{cd} = 12.75 \text{ Mpa}$

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	373.5	1707281	276.0	6007.9	2.80	0.569	4 br. f10/5	5284.8	14.8
0.31	373.5	1707281	276.0	6007.9	2.80	0.564	4 br. f10/5	5284.8	14.8
0.63	373.5	1707281	276.0	6007.9	2.80	0.558	4 br. f10/5	5284.8	14.8
0.94	373.5	1707281	276.0	6007.9	2.80	0.492	4 br. f10/5	5284.8	14.8
1.26	373.5	1755519	250.4	5604.7	2.72	0.531	4 br. f10/5	5357.9	14.6
1.57	373.5	1815509	219.0	5069.4	2.63	0.592	4 br. f10/5	5447.7	14.3
1.88	374.7	1876404	187.6	4488.2	2.55	0.636	4 br. f10/5	5537.4	14.1
2.20	374.7	1899129	176.0	4261.6	2.52	0.666	4 br. f10/5	5570.6	14.0
2.51	374.7	1899129	176.0	4261.6	2.52	0.660	4 br. f10/5	5570.6	14.0
2.83	374.7	1899129	176.0	4261.6	2.52	0.653	4 br. f10/5	5570.6	14.0
3.14	374.7	1899129	176.0	4261.6	2.52	0.621	4 br. f10/5	5570.6	14.0
3.45	346.8	1899129	176.0	4261.6	2.33	0.580	4 br. f10/5	5570.6	13.0
3.77	346.8	1899129	176.0	4261.6	2.33	0.573	4 br. f10/5	5570.6	13.0
4.08	346.8	1899129	176.0	4261.6	2.33	0.567	4 br. f10/5	5570.6	13.0
4.40	346.8	1899129	176.0	4261.6	2.33	0.560	4 br. f10/5	5570.6	13.0
4.71	346.8	1899129	176.0	4261.6	2.33	0.554	4 br. f10/5	5570.6	13.0
5.02	-320.5	1899129	176.0	4261.6	2.16	0.370	4 br. f10/5	5570.6	12.0
5.34	-320.5	1899129	176.0	4261.6	2.16	0.364	4 br. f10/5	5570.6	12.0
5.65	-320.5	1899129	176.0	4261.6	2.16	0.357	4 br. f10/5	5570.6	12.0
5.97	-320.5	1899129	176.0	4261.6	2.16	0.390	4 br. f10/5	5570.6	12.0
6.28	-320.5	1899129	176.0	4261.6	2.16	0.383	4 br. f10/5	5570.6	12.0
6.59	-328.4	1899129	176.0	4261.6	2.21	0.358	4 br. f10/5	5570.6	12.3
6.91	-328.4	1899129	176.0	4261.6	2.21	0.351	4 br. f10/5	5570.6	12.3
7.22	-328.4	1899129	176.0	4261.6	2.21	0.344	4 br. f10/5	5570.6	12.3
7.54	-328.4	1899129	176.0	4261.6	2.21	0.336	4 br. f10/5	5570.6	12.3
7.85	-328.4	1899129	176.0	4261.6	2.21	0.329	4 br. f10/5	5570.6	12.3
8.16	-351.5	1899129	176.0	4261.6	2.37	0.304	4 br. f10/5	5570.6	13.2
8.48	-351.5	1899129	176.0	4261.6	2.37	0.297	4 br. f10/5	5570.6	13.2
8.79	-351.5	1899129	176.0	4261.6	2.36	0.290	4 br. f10/10	5570.6	13.2
9.11	-351.5	1899129	176.0	4261.6	2.36	0.282	4 br. f10/10	5570.6	13.2
9.42	-351.5	1899129	176.0	4261.6	2.36	0.275	4 br. f10/10	5570.6	13.2
9.73	-383.7	1899129	176.0	4261.6	2.58	0.250	4 br. f10/10	5570.6	14.4
10.05	-383.7	1899129	176.0	4261.6	2.58	0.243	4 br. f10/10	5570.6	14.4
10.36	-383.7	1899129	176.0	4261.6	2.58	0.235	4 br. f10/10	5570.6	14.4
10.68	-383.7	1899129	176.0	4261.6	2.58	0.228	4 br. f10/10	5570.6	14.4
10.99	-383.7	1899129	176.0	4261.6	2.58	0.221	4 br. f10/10	5570.6	14.4
11.30	-421.9	1899129	176.0	4261.6	2.84	0.195	4 br. f10/10	5570.6	15.8
11.62	-421.9	1899129	176.0	4261.6	2.84	0.188	4 br. f10/10	5570.6	15.8
11.93	-421.9	1899129	176.0	4261.6	2.84	0.181	4 br. f10/10	5570.6	15.8
12.25	-421.9	1899129	176.0	4261.6	2.84	0.174	4 br. f10/10	5570.6	15.8
12.56	-421.9	1899129	176.0	4261.6	2.84	0.166	4 br. f10/10	5570.6	15.8
12.87	-465.1	1899129	176.0	4261.6	3.13	0.139	4 br. f10/10	5570.6	17.4
13.19	-465.1	1899129	176.0	4261.6	3.13	0.132	4 br. f10/10	5570.6	17.4
13.50	-465.1	1899129	176.0	4261.6	3.13	0.125	4 br. f10/10	5570.6	17.4
13.82	-465.1	1899129	176.0	4261.6	3.13	0.118	4 br. f10/10	5570.6	17.4
14.13	-465.1	1899129	176.0	4261.6	3.13	0.111	4 br. f10/10	5570.6	17.4
14.44	-511.4	1899129	176.0	4261.6	3.44	0.082	4 br. f10/15	5570.6	19.2
14.76	-511.4	1899129	176.0	4261.6	3.44	0.075	4 br. f10/15	5570.6	19.2
15.07	-511.4	1899129	176.0	4261.6	3.44	0.068	4 br. f10/15	5570.6	19.2
15.39	-511.4	1899129	176.0	4261.6	3.44	0.061	4 br. f10/15	5570.6	19.2
15.70	-511.4	1899129	176.0	4261.6	3.44	0.054	4 br. f10/15	5570.6	19.2

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:

$$\text{Scorrimento} = T S / J$$

$$S = \text{Momento statico della soletta rispetto al baricentro}$$

$$J = \text{Momento d'inerzia della sezione}$$

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 _{swcalc} /s cm ² /m	Connettori suggeriti
0.00	-239.3	-808.0	361.0	-686.3	280577	56427310	341.2	15.1	4 br. f10/20
0.31	-234.1	-808.0	361.0	-681.1	280577	56427310	338.7	15.0	4 br. f10/20
0.63	-228.9	-808.0	361.0	-676.0	280577	56427310	336.1	14.9	4 br. f10/20
0.94	-223.8	-808.0	361.0	-670.8	284630	57642457	331.2	14.7	4 br. f10/20
1.26	-218.6	-808.0	351.1	-675.6	279323	56367034	334.8	14.8	4 br. f10/20
1.57	-213.5	-808.0	339.5	-682.0	271199	54566380	339.0	15.0	4 br. f10/20
1.88	-211.6	-709.3	329.5	-591.4	260874	52451603	294.1	13.0	4 br. f10/20
2.20	-206.4	-709.3	325.6	-590.2	256389	51576813	293.4	13.0	4 br. f10/20
2.51	-201.3	-709.3	325.6	-585.0	256389	51576813	290.8	12.9	4 br. f10/20
2.83	-196.1	-709.3	325.6	-579.9	256389	51576813	288.3	12.8	4 br. f10/20
3.14	-191.0	-709.3	325.6	-574.7	262256	52801030	285.5	12.6	4 br. f10/20
3.45	-190.0	-633.7	301.3	-522.3	262256	52801030	259.4	11.5	4 br. f10/20
3.77	-184.8	-633.7	301.3	-517.2	262256	52801030	256.9	11.4	4 br. f10/20
4.08	-179.7	-633.7	301.3	-512.0	262256	52801030	254.3	11.3	4 br. f10/20
4.40	-174.5	-633.7	301.3	-506.9	262256	52801030	251.8	11.1	4 br. f10/20
4.71	-169.3	-633.7	301.3	-501.7	262256	52801030	249.2	11.0	4 br. f10/20
5.02	-168.7	-577.2	-278.5	-467.4	262256	52801030	232.1	10.3	4 br. f10/30
5.34	-163.5	-577.2	-278.5	-462.2	262256	52801030	229.6	10.2	4 br. f10/30
5.65	-158.4	-577.2	-278.5	-457.1	262256	52801030	227.0	10.0	4 br. f10/30
5.97	-153.2	-577.2	-278.5	-451.9	268109	53935149	224.7	9.9	4 br. f10/30
6.28	-148.1	-577.2	-278.5	-446.8	268109	53935149	222.1	9.8	4 br. f10/30
6.59	-147.3	-534.3	-285.3	-396.3	268109	53935149	197.0	8.7	4 br. f10/30
6.91	-142.2	-534.3	-285.3	-391.2	268109	53935149	194.5	8.6	4 br. f10/30
7.22	-137.0	-534.3	-285.3	-386.0	268109	53935149	191.9	8.5	4 br. f10/30
7.54	-131.8	-534.3	-285.3	-380.9	268109	53935149	189.3	8.4	4 br. f10/30
7.85	-126.7	-534.3	-285.3	-375.7	268109	53935149	186.8	8.3	4 br. f10/30
8.16	-125.6	-500.1	-305.4	-320.3	268109	53935149	159.2	7.0	4 br. f10/30
8.48	-120.4	-500.1	-305.4	-315.1	268109	53935149	156.7	6.9	4 br. f10/30
8.79	-115.3	-500.1	-305.4	-310.0	268109	53935149	154.1	6.8	4 br. f10/30
9.11	-110.1	-500.1	-305.4	-304.8	268109	53935149	151.5	6.7	4 br. f10/30
9.42	-105.0	-500.1	-305.4	-299.7	268109	53935149	149.0	6.6	4 br. f10/30
9.73	-103.3	-471.0	-333.4	-241.0	268109	53935149	119.8	5.3	4 br. f10/30
10.05	-98.2	-471.0	-333.4	-235.8	268109	53935149	117.2	5.2	4 br. f10/30
10.36	-93.0	-471.0	-333.4	-230.6	268109	53935149	114.6	5.1	4 br. f10/30
10.68	-87.9	-471.0	-333.4	-225.5	268109	53935149	112.1	5.0	4 br. f10/30
10.99	-82.7	-471.0	-333.4	-220.3	268109	53935149	109.5	4.8	4 br. f10/30
11.30	-80.4	-444.6	-366.6	-158.3	268109	53935149	78.7	3.5	4 br. f10/30
11.62	-75.2	-444.6	-366.6	-153.2	268109	53935149	76.1	3.4	4 br. f10/30
11.93	-70.0	-444.6	-366.6	-148.0	268109	53935149	73.6	3.3	4 br. f10/30
12.25	-64.9	-444.6	-366.6	-142.9	268109	53935149	71.0	3.1	4 br. f10/30
12.56	-59.7	-444.6	-366.6	-137.7	268109	53935149	68.5	3.0	4 br. f10/30
12.87	-56.6	-419.1	-404.1	-71.6	268109	53935149	35.6	1.6	4 br. f10/30
13.19	-51.5	-419.1	-404.1	-66.4	268109	53935149	33.0	1.5	4 br. f10/30
13.50	-46.3	-419.1	-404.1	-61.3	268109	53935149	30.5	1.3	4 br. f10/30
13.82	-41.1	-419.1	-404.1	-56.1	268109	53935149	27.9	1.2	4 br. f10/30
14.13	-36.0	-419.1	-404.1	-51.0	268109	53935149	25.3	1.1	4 br. f10/30
14.44	-32.0	-393.6	-444.3	18.7	268109	53935149	9.3	0.4	4 br. f10/30
14.76	-26.9	-393.6	-444.3	23.8	268109	53935149	11.8	0.5	4 br. f10/30
15.07	-21.7	-393.6	-444.3	29.0	268109	53935149	14.4	0.6	4 br. f10/30
15.39	-16.5	-393.6	-444.3	34.2	268109	53935149	17.0	0.8	4 br. f10/30
15.70	-11.4	-393.6	-444.4	39.3	268109	53935149	19.6	0.9	4 br. f10/30

9.16 Verifica all'urto dei veicoli in svio

Criteri 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).

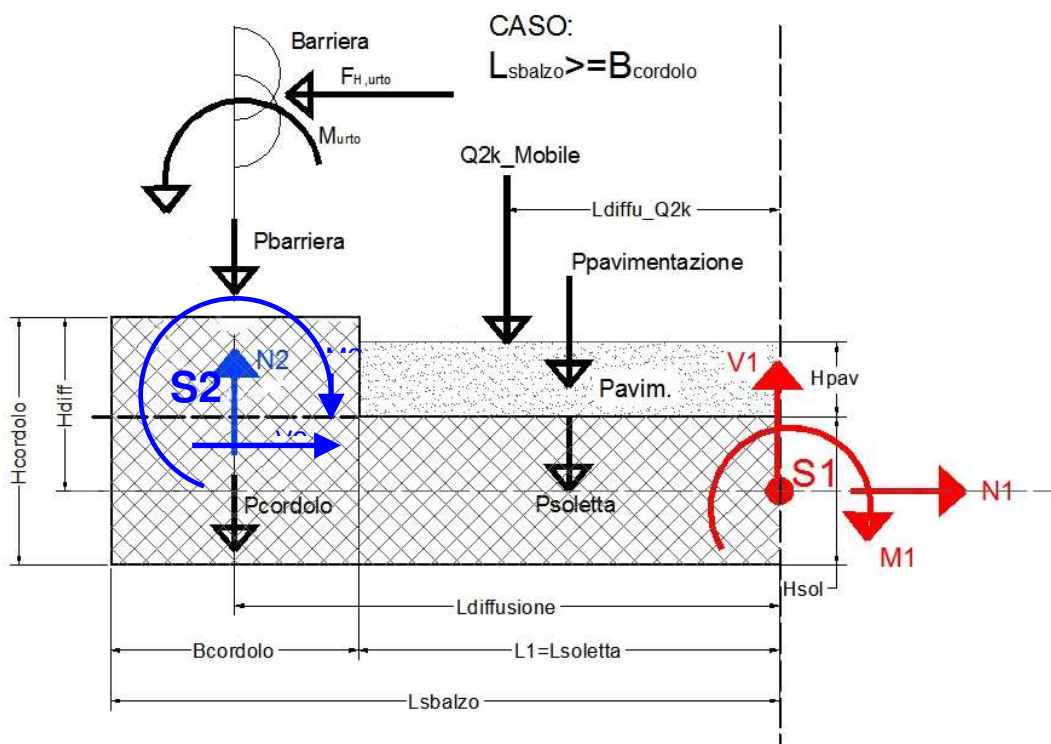


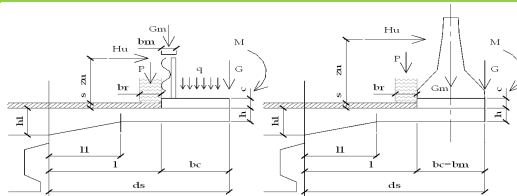
Figura 9-1 – Sezioni di verifica all'azione eccezionale dovuta all'urto del veicolo in svio

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 CV02



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Spessore minimo della soletta (m)	h ₋	0.25
Spessore massimo della soletta (m)	h1 ₋	0.25
Tratto a spessore variabile (m)	l1 ₋	0
Copriferro armatura in zona compressa (m)	cfs ₋	0.06
Copriferro armatura in zona tesa (m)	cfi ₋	0.06
Armatura in zona compressa (mq)	as ₋	0.001005

φ (mm)	int (cm)	φ (mm)	int (cm)	φ (mm)	int (cm)
16	20				

Armatura in zona tesa (mq)	ai ₋	0.001005
----------------------------	-----------------	----------

φ (mm)	int (cm)		φ (mm)	int (cm)		φ (mm)	int (cm)
16	20	+			+		

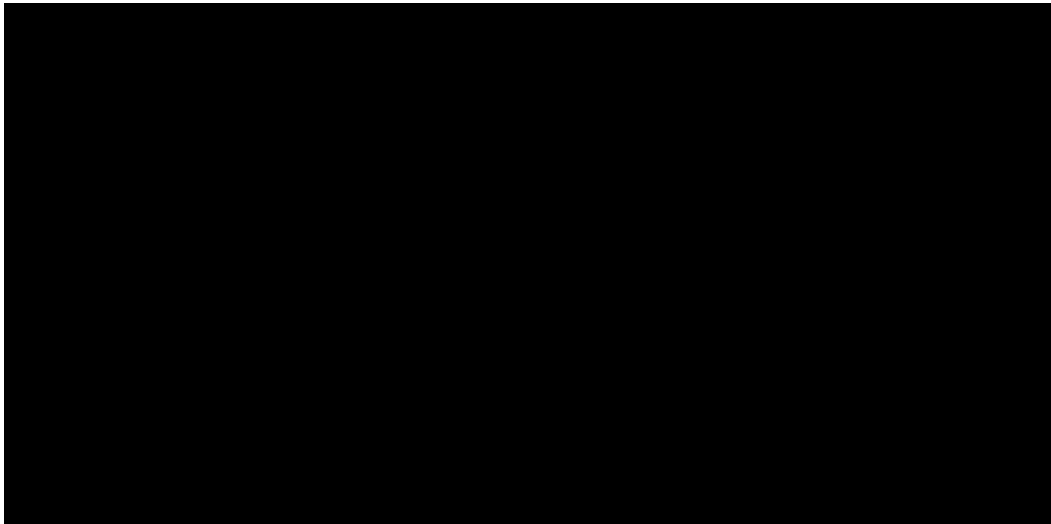
Altezza del cordolo (m)	c ₋	0.17
Spessore della pavimentazione (m)	s ₋	0.1
Dimensione sbalzo carrabile (m)	l ₋	0.5
Larghezza cordolo (m)	bc ₋	0.75
Azione permanente barriera (KN/ml)	Gm ₋	1.0
Azione permanente a filo esterno cordolo (KN/ml)	G ₋	7.5
Momento azione permanente a filo esterno cordolo (KNm/ml)	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

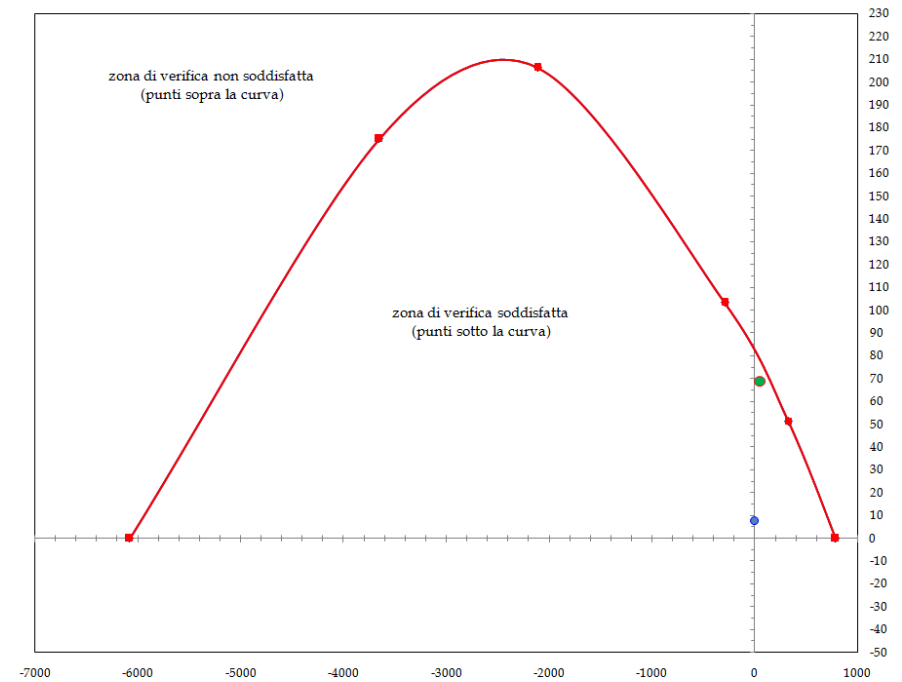
AZIONI ELEMENTARI E SOLLECITAZIONI A ml DI SEZIONE

	(KN/m)	N (KN)	T (KN)	M (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



Mrd =	80	kNm	Msd/Mrd =	0.86 <1
VERIFICA A TAGLIO:				
$k = 1 + (200/d)^{(1/2)}$			k_*	2.00
$\rho_1 = A_s / bw \times d =$ rapporto d'armatura comunque minore di 0.02			rr_1	0.0106
$V_{min} (N/mm^2) = 0.035 k^{(3/2)} \times f_{ck}^{(1/2)}$			v_{min}	0.61
$V_{sdu_min} (KN) = V_{min} \times b \times d$			V_{sdu_min}	114.951
$V_{rd} = [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{(1/3)}] \times (b \times d) / \gamma_c \geq V_{sdu_min}$			V_{rd}	232.99
			Vsd/Vrd =	0.54 <1

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

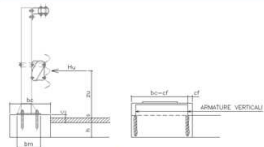
9.18 Verifiche del cordolo (Sezione S₂)

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):

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			

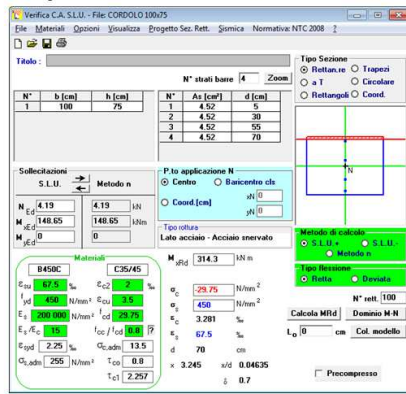
Armature resistenti a taglio (mm²/ml): AT_ 3619.1

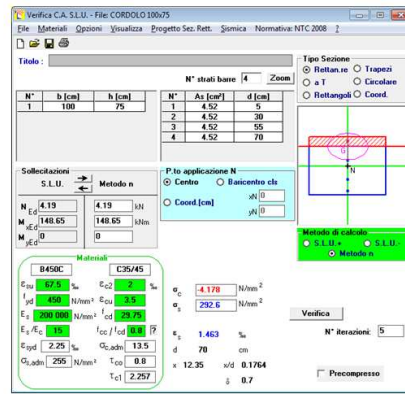
Armature di progetto acciaio f_{yd}= 450.00 Mpa
 8 f12 + 8 f12

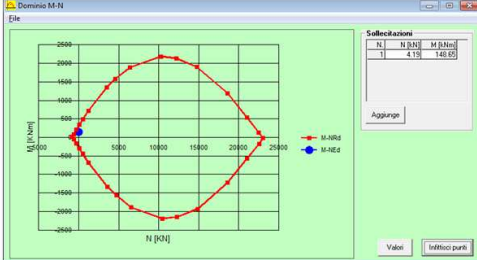
Armature di progetto acciaio f_{yd}= 450.00 Mpa
 8 f12 + 8 f12

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

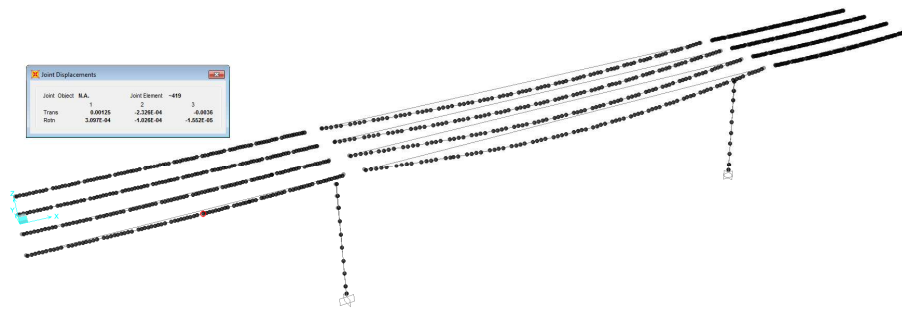
Si riporta di seguito il grafico relativo ai valori di deformazione verticale massima e minima dell'impalcato considerando agenti i soli carichi variabili da traffico e la variazione termica differenziale.

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.

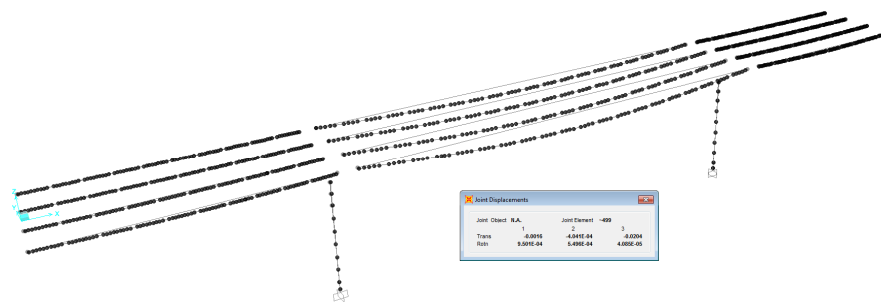
Le verifiche di deformazione si intendono pertanto soddisfatte, risultando verificata la seguente diseuguaglianza:

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

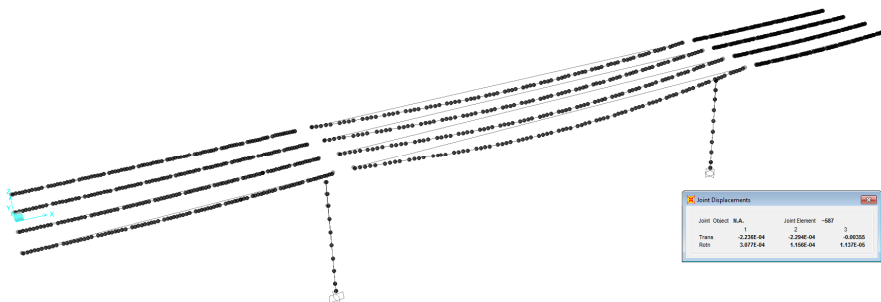
Campata 1 $\delta_{\text{vert,max}} = 3.6 < 16000/500 = 32\text{mm}$



Campata 2 $\delta_{\text{vert,max}} = 20.4 < 30000/500 = 60\text{mm}$

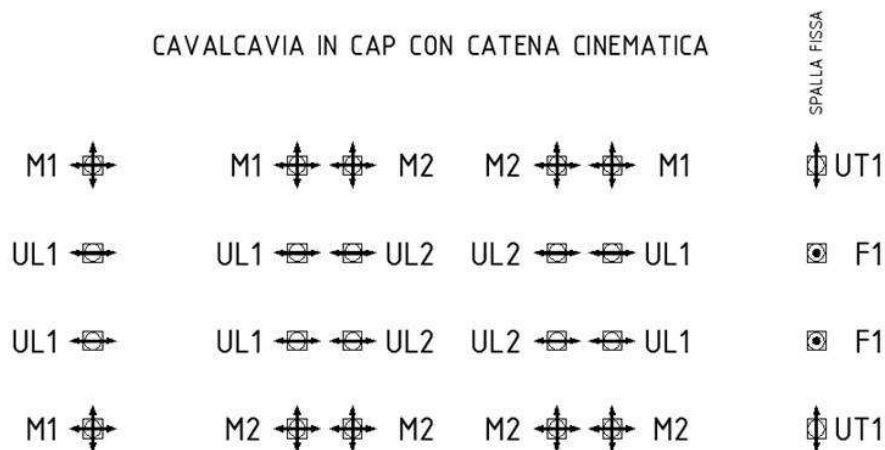


Campata 3 $\delta_{\text{vert,max}} = 3.6 < 32000/500 = 64\text{mm}$



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 SA.



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								
			STATICA			SISMICA		
Id	Tipo	Q.tà	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	1650	350	150	700	1300	450
UL1	Unidir long	6	2950	0	250	1400	0	1100
UL2	Unidir long	4	2800	0	200	1450	0	1000
UT1	Unidir trasv	2	1650	550	0	700	1500	0
M1	Multidir	6	2950	0	0	1400	0	0
M2	Multidir	4	2800	0	0	1450	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.

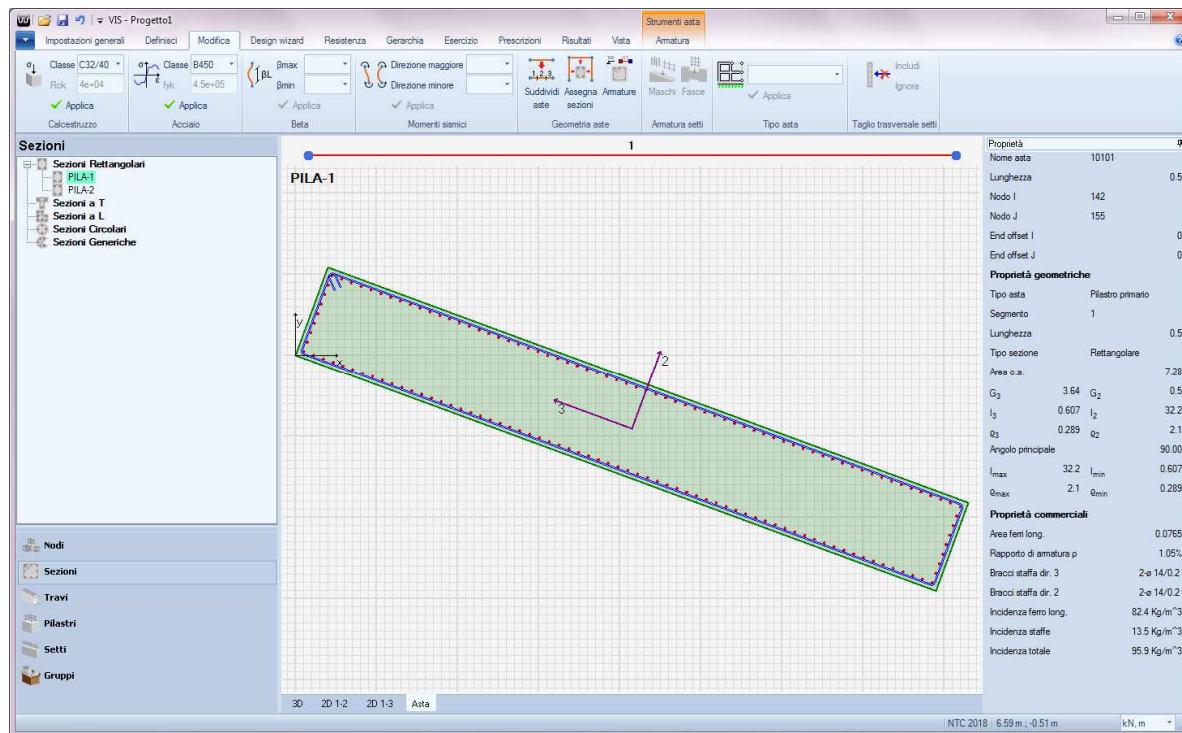


Figura 10-1 – Pila 1: sezione di verifica 7.285 x 1.00 – ϕ 26/10

10.1.1 Verifica SLU-SLV

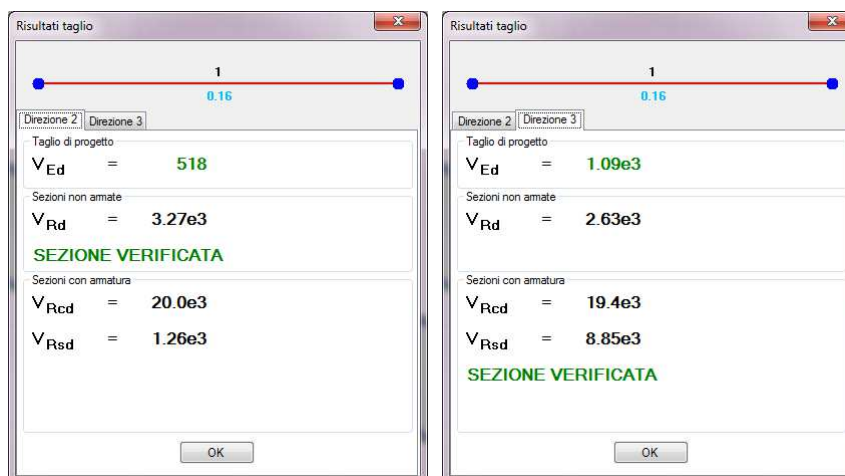


Figura 10-2 – Pila 1: Dettaglio verifiche a taglio (V_2 e V_3) (unità di misura: kN; m; °C)

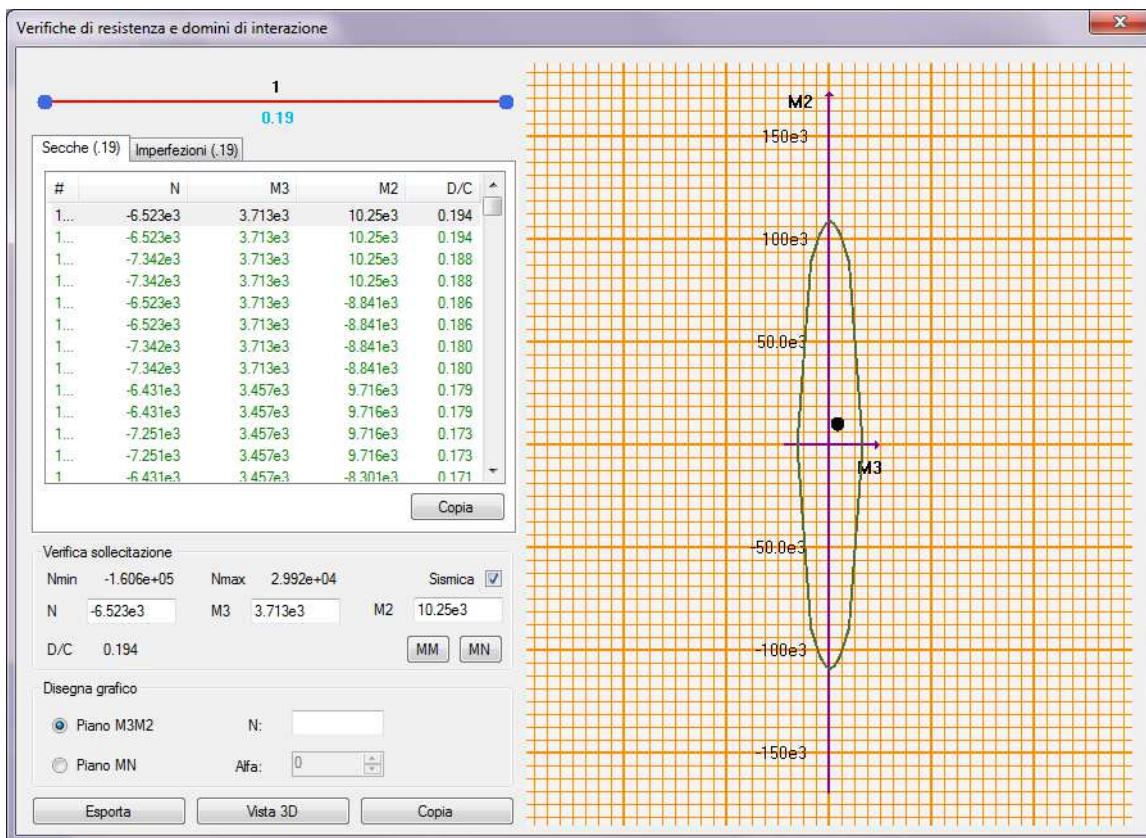


Figura 10-3 – Pila 1: Dettaglio verifica PMM – piano MM (unità di misura: kN; m; °C)

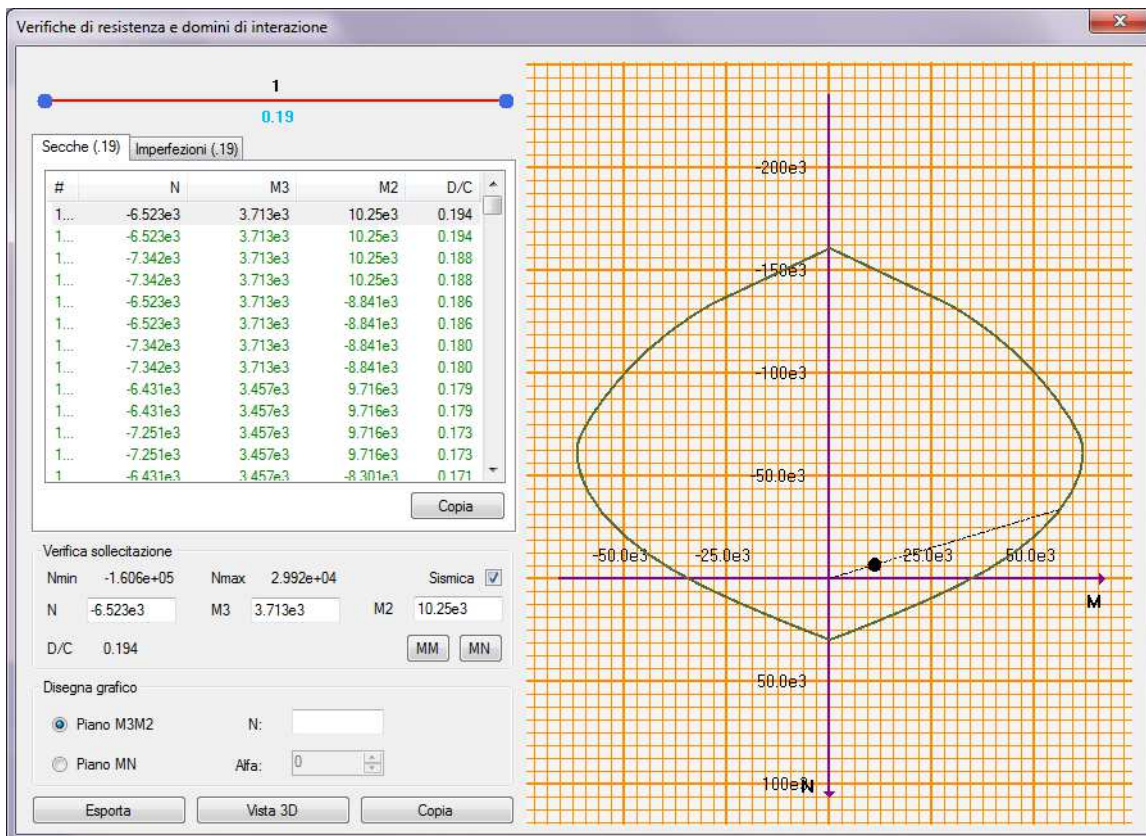


Figura 10-4 – Pila 1: Dettaglio verifica PMM – piano MN (unità di misura: kN; m; °C)

10.1.2 Verifica SLE – Controllo tensioni

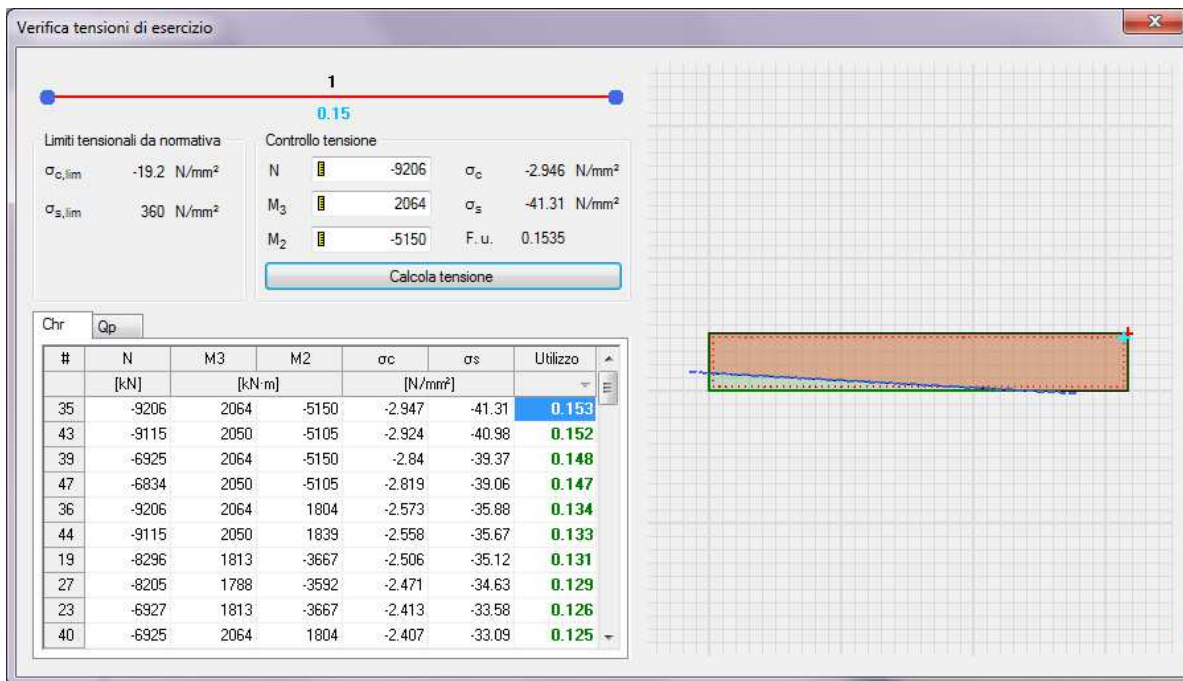


Figura 10-5 – Pila 1: Dettaglio verifica controllo tensioni (unità di misura: kN; m; °C)

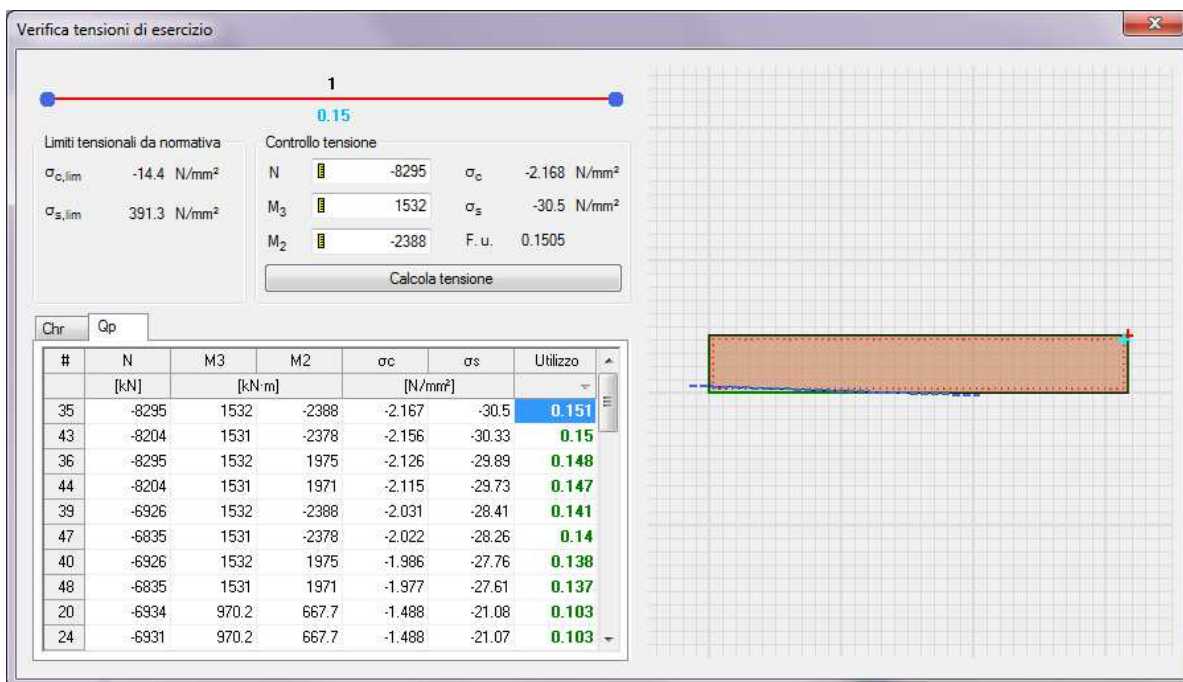


Figura 10-6 – Pila 1: Dettaglio verifica controllo tensioni (unità di misura: kN; m; °C)

10.1.3 Verifica SLE – Fessurazione

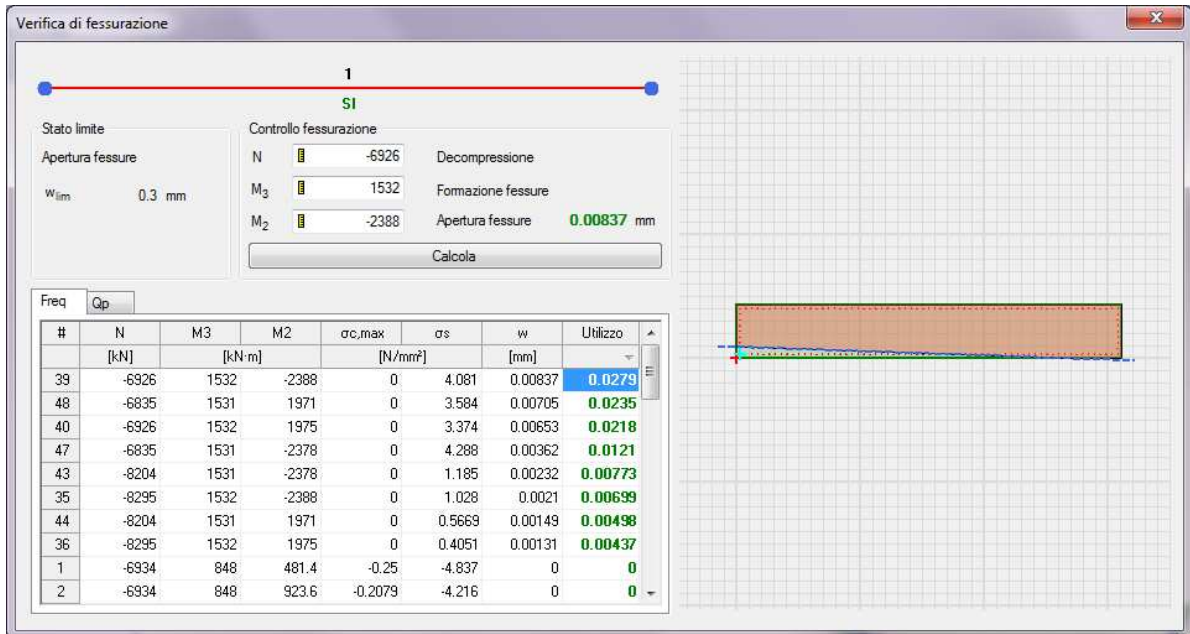


Figura 10-7 – Pila 1: Dettaglio verifica fessurazione (unità di misura: kN; m; °C)

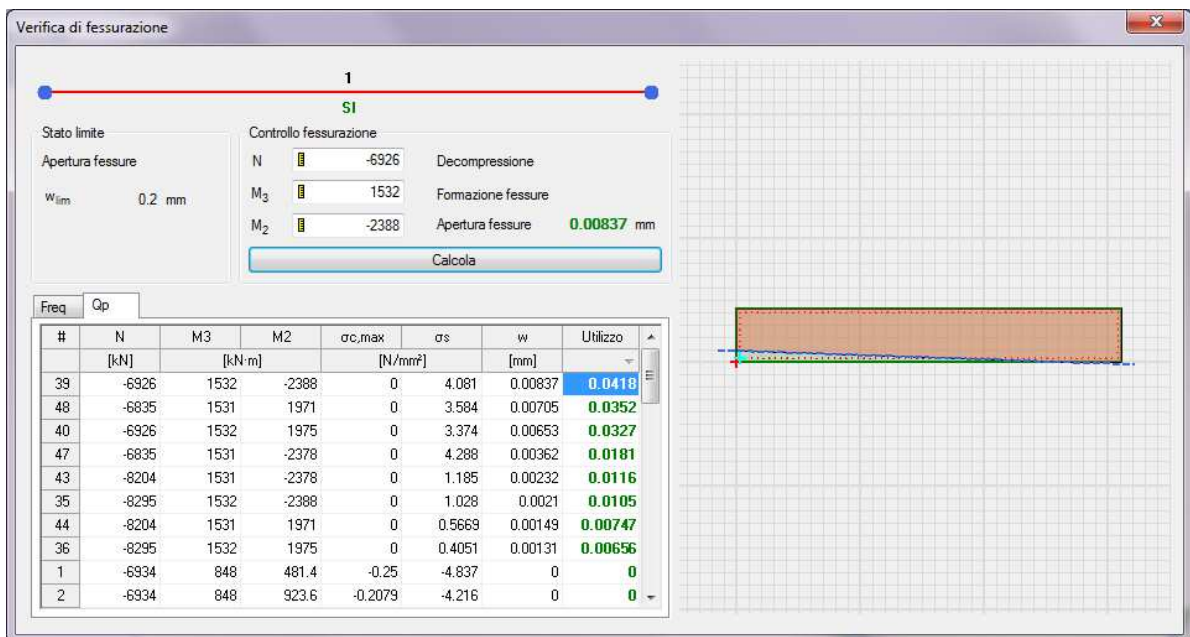


Figura 10-8 – Pila 1: Dettaglio verifica fessurazione (unità di misura: kN; m; °C)

10.2 Verifica fondazione

Si riportano di seguito alcune immagini del modello di calcolo.

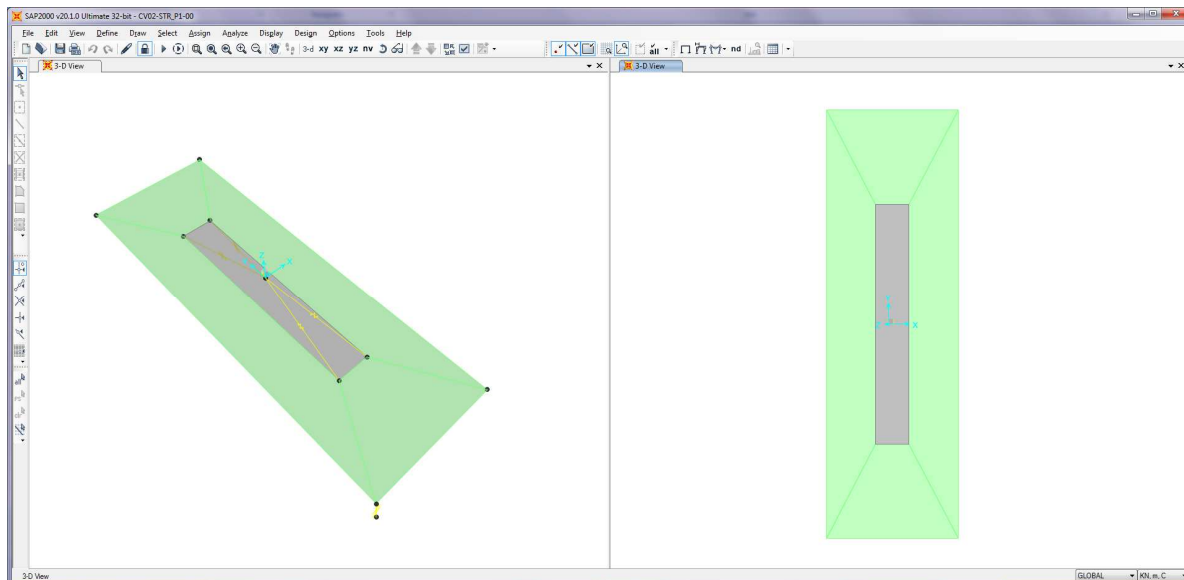


Figura 10-9 – Modello di calcolo

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		SPALLA			
POSIZIONE (NODO I=1 - NODOJ=2)			1		MOBILE		P1			
CARCHI MOBILI			Min	Max	P	M2	P1	P2		
Descrizione	CODTYPE	NRIGA	V2=TI [KN]	M3=MI [KNm]	V3=It [KN]	M2=Mtr [KNm]	T=Mt [KNm]	P=N [KN]	F	CC
G1-IMPALCATO	0	28	0	321	0	118	0	-1881	1.000	1.000
G1-SOLETTA	0	44	0	292	0	107	0	-1711	1.000	1.000
G1-PILA	0	36	0	0	0	0	0	-1614	1.000	1.000
G2-FERMANENTI	0	52	-2	235	5	698	60	-1728	1.000	1.000
E1-DISTORSIONI	0	4	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
E2-RITIRO	0	12	11	66	-30	-442	5	3	1.000	1.000
E4-CEDIMENTI	0	20	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
Q1-MOBILI-KK	1	194	-9	445	23	-3105	10	-2272	1.000	1.000
Q1-MOBILI-FQ	1	98	-5	288	13	-1741	30	-1361	1.000	1.000
Q3-FRENATURA	0	252	-4	3	10	106	2	56	1.000	1.000
Q4-CENTRIFUGA	0	260	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
Q5-VENTO-C	0	268	48	281	-131	-1280	52	-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	126	533	202	1902	98	864	1.000	1.000
Q6-SISMA_T	0	284	465	2610	987	8617	397	90	1.000	1.000
Q6-SISMA_V	0	292	19	97	43	451	29	197	1.000	1.000

DATI PER CALCOLO FONDAZIONI PILE	
Accelerazione al suolo (ag)	0.079
Coefficiente di suolo (S=5s x S)	1.000
$k_h = 5 \times d_m \cdot a/g$ = coefficiente sismico orizzontale	0.079
$k_v = 0.5 \cdot k_h$ = coefficiente sismico verticale	0.040
β_{sm} = 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 ----->>	0.777
Accelerazione dir Y ----->>	0.777
Accelerazione dir Z ----->>	0.388
G1-PESO_FONDAZIONE	1.000
G1-PESO_RINTERRO	20.000
Q6-ENERZIA_MASSE_L	0.777
Q6-ENERZIA_MASSE_T	0.777
Q6-ENERZIA_MASSE_V	0.388

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.

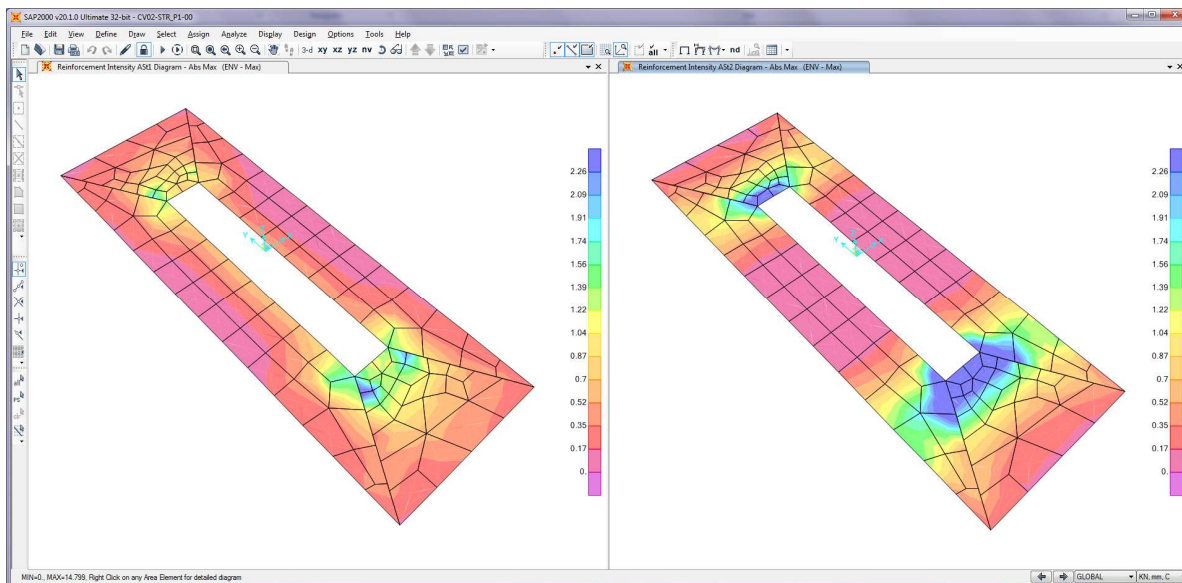


Figura 10-11 – Richiesta di armatura: Ast1_SX e Ast2_DX

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

	Ast1			Ast2		
	passo cm	Φ mm	Area mm^2/mm	passo cm	Φ mm	Area 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.

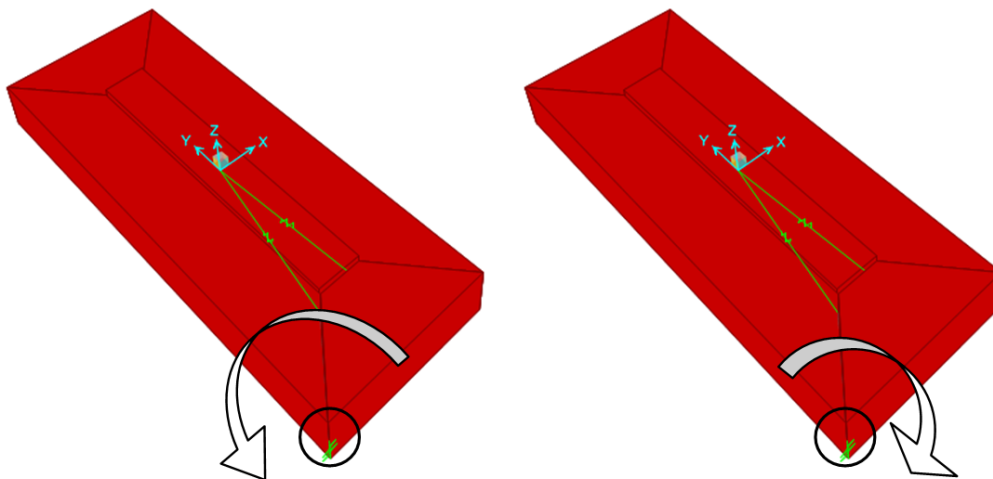


Figura 10-12 – Zattera di fondazione: cinematico di ribaltamento

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	479	606	10389	60775	-18039	-1604
1	SLU_SL2	Combination	467	580	10212	59928	-17757	-1601
1	SLU_ST1	Combination	580	1291	9846	51808	-15298	-682
1	SLU_ST2	Combination	569	1265	9669	50961	-15016	-679
1	SLU_V1	Combination	267	494	9989	59331	-17719	-500
1	SLU_V2	Combination	230	408	9399	56507	-16779	-491
1	VER_RIB_C	Combination	98	267	11176	61491	-20226	279
1	VER_RIB_S	Combination	85	231	8466	51656	-15565	58

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.

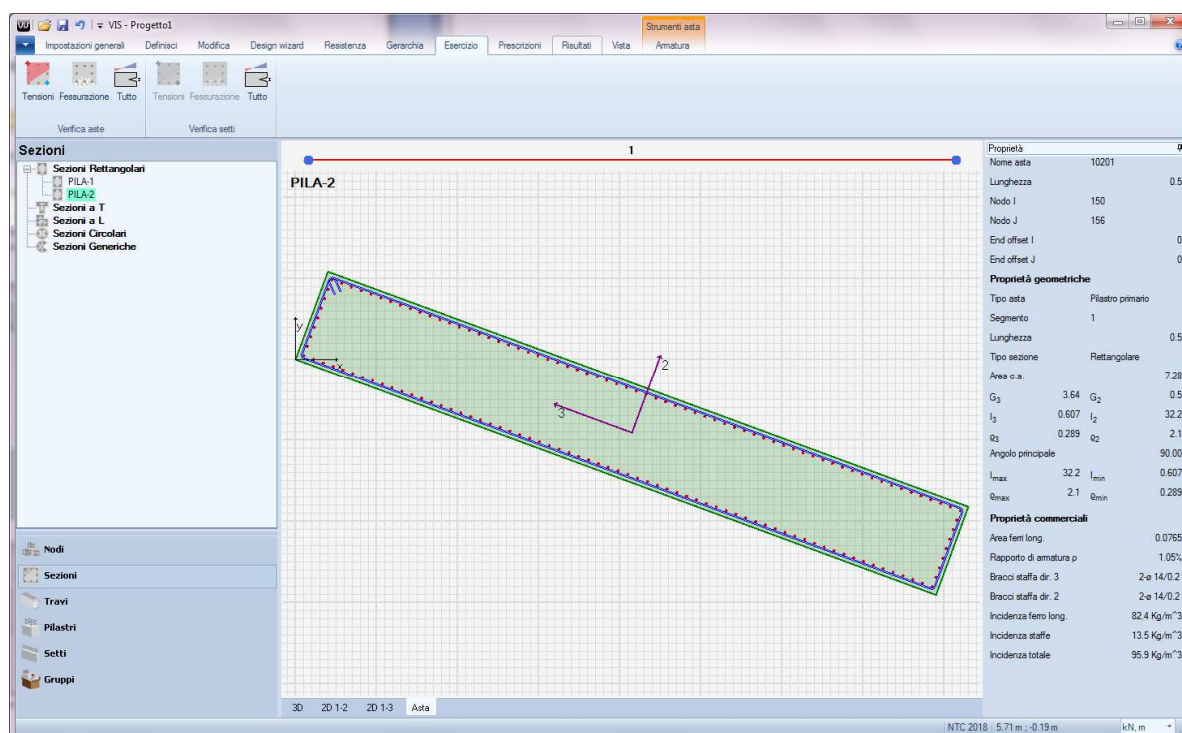


Figura 11-1 – Pila 2: sezione di verifica 7.285 x 1.00 – ϕ 26/10

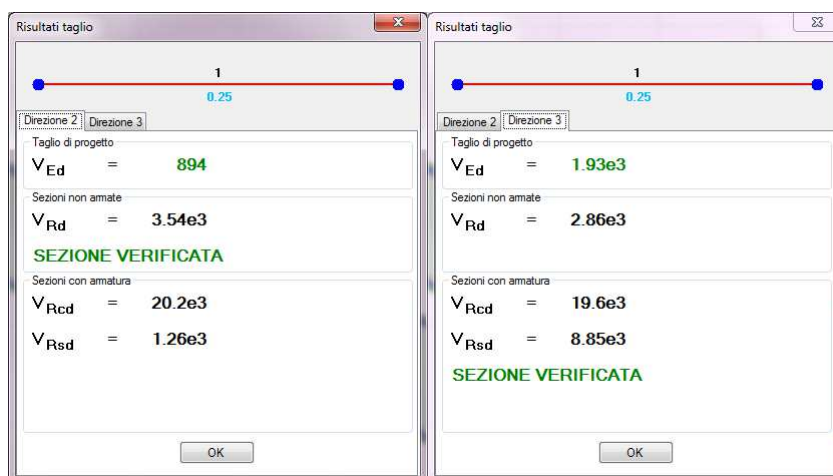


Figura 11-2 – Pila 2: Dettaglio verifiche a taglio (V2 e V3) (unità di misura: kN; m; °C)

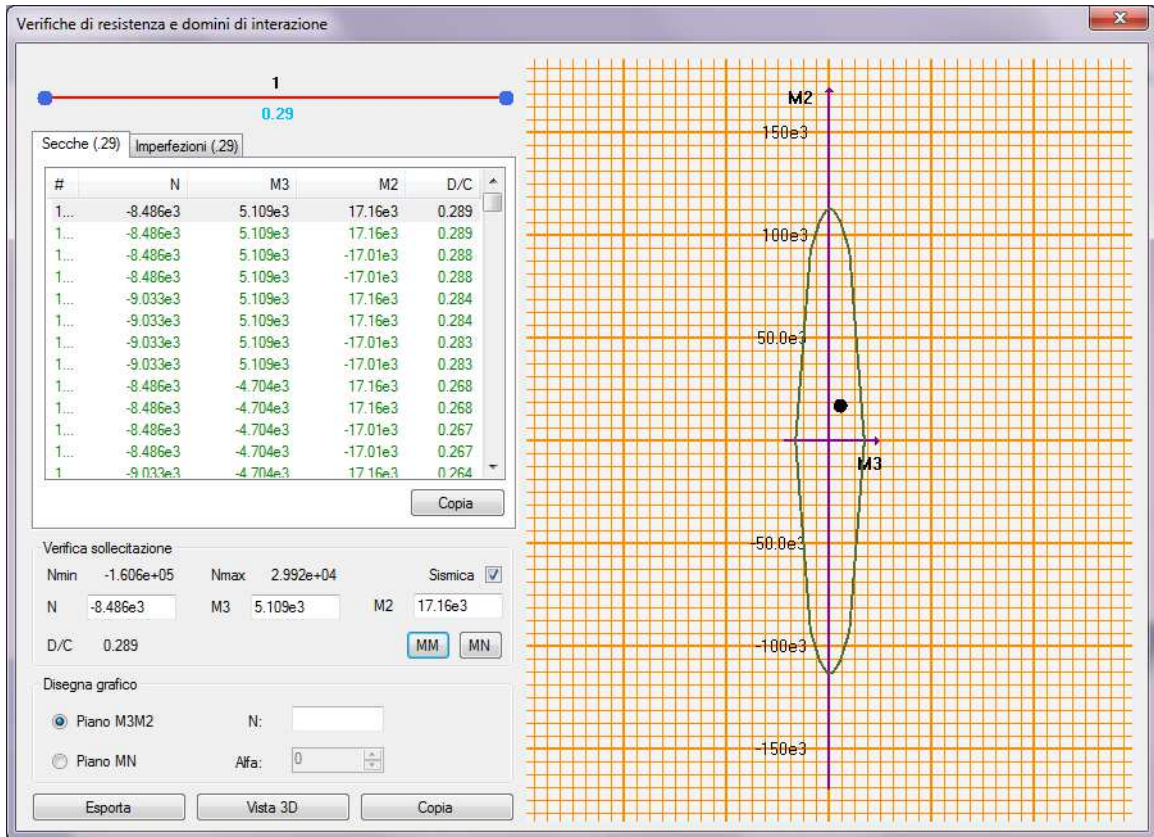


Figura 11-3 – Pila 2: Dettaglio verifica PMM – piano MM (unità di misura: kN; m; °C)

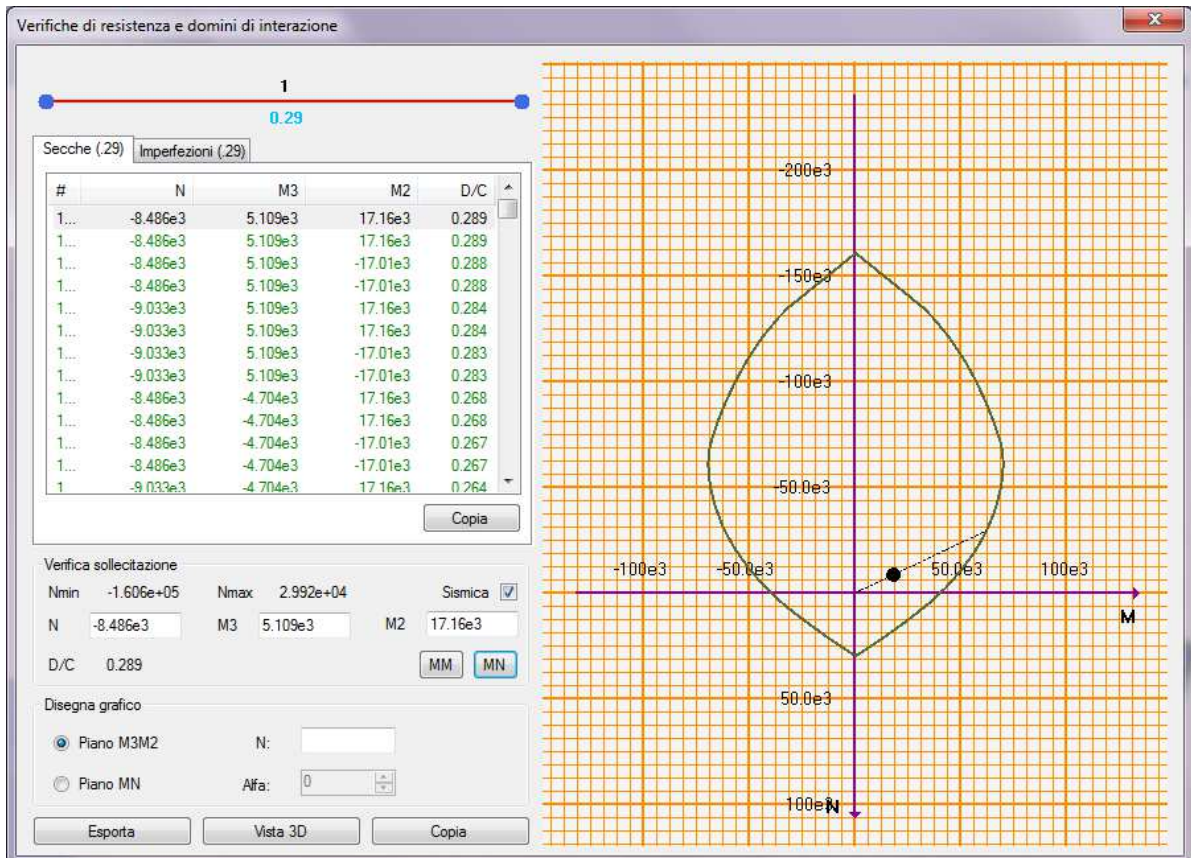


Figura 11-4 – Pila 2: Dettaglio verifica PMM – piano MN (unità di misura: kN; m; °C)

11.1.2 Verifica SLE – Controllo tensioni

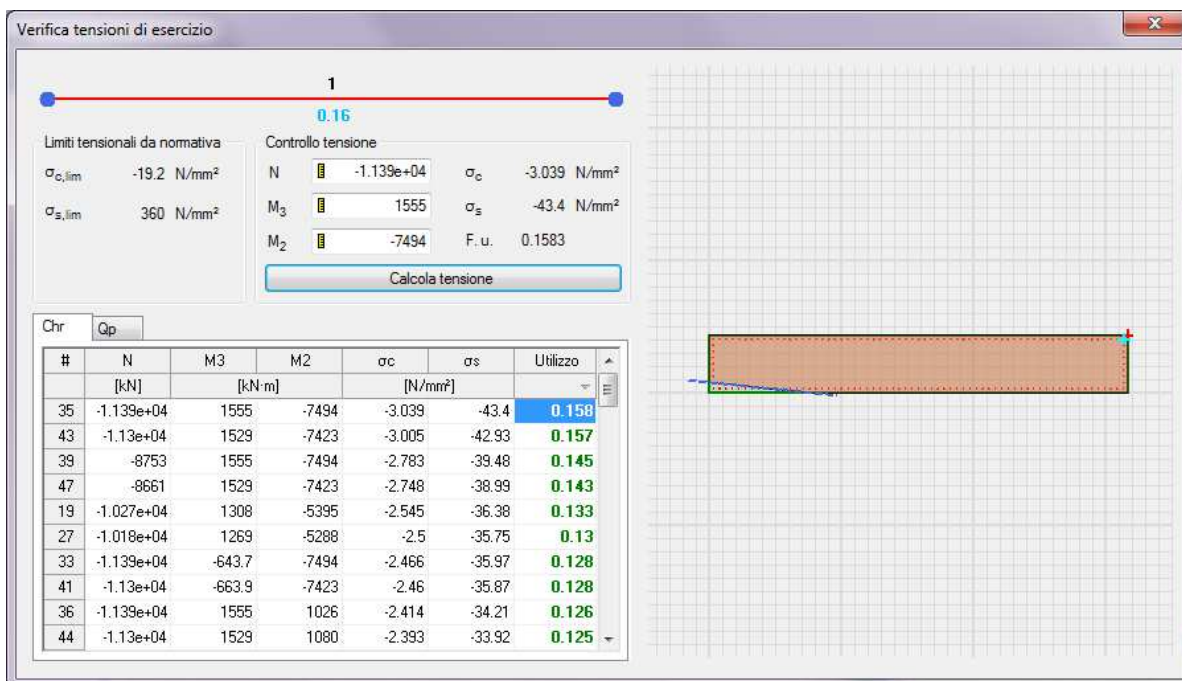


Figura 11-5 – Pila 2: Dettaglio verifica controllo tensioni (unità di misura: kN; m; °C)

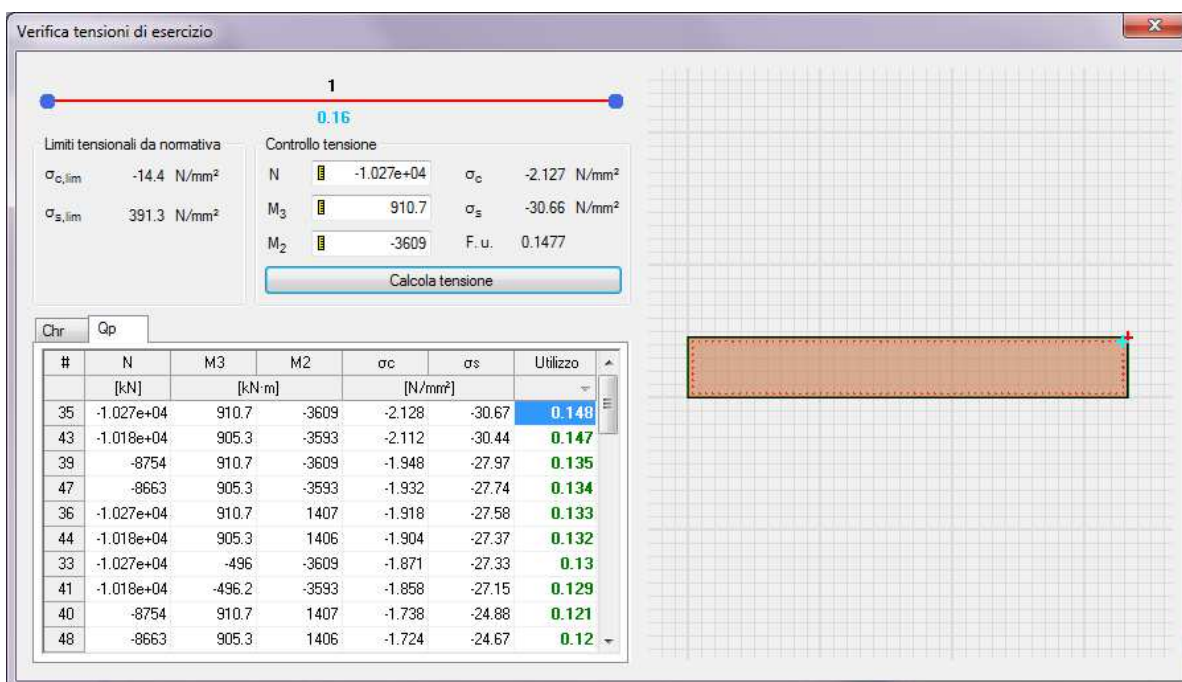


Figura 11-6 – Pila 2: Dettaglio verifica controllo tensioni (unità di misura: kN; m; °C)

11.1.3 Verifica SLE – Fessurazione

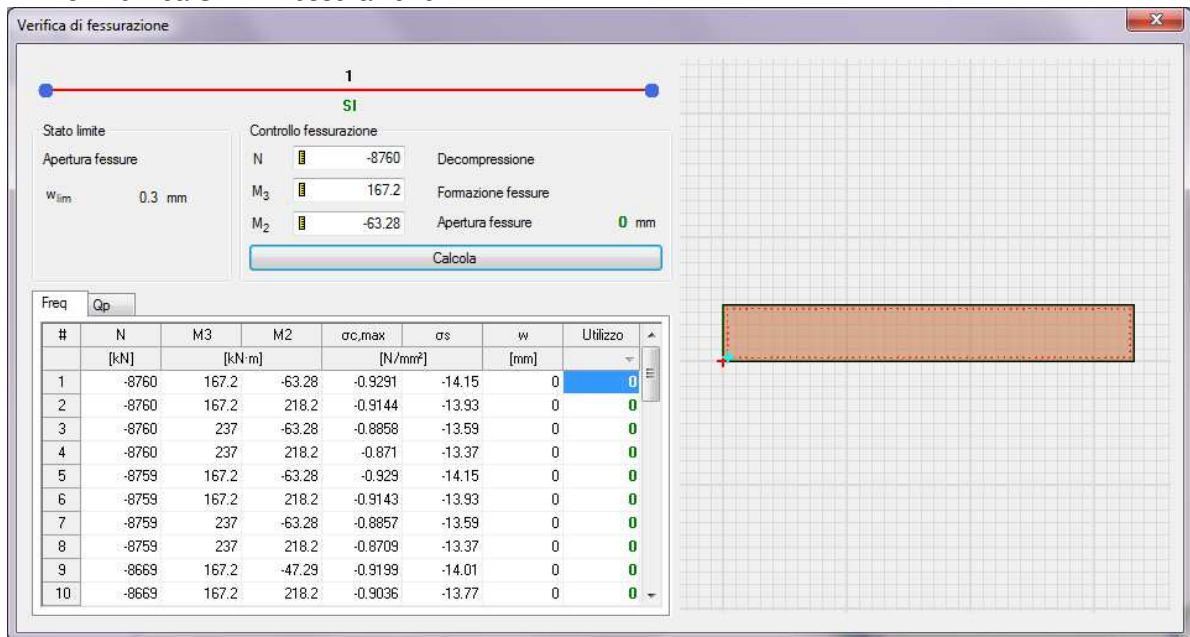


Figura 11-7 – Pila 2: Dettaglio verifica fessurazione (unità di misura: kN; m; °C)

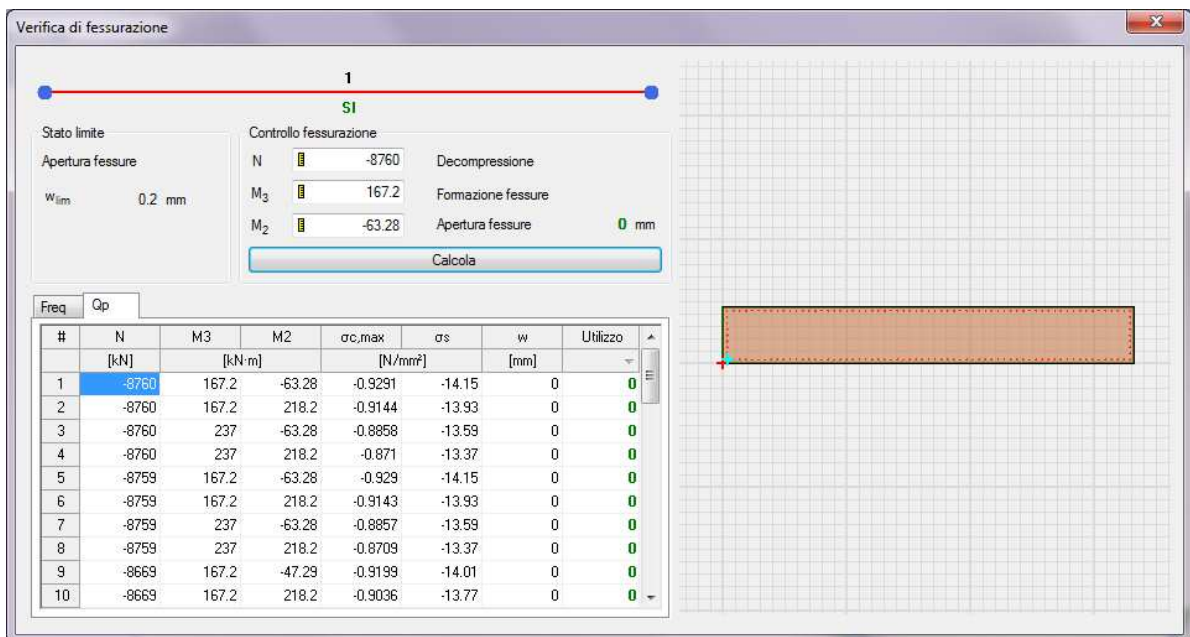


Figura 11-8 – Pila 2: Dettaglio verifica fessurazione (unità di misura: kN; m; °C)

11.2 Verifica fondazione

Si riportano di seguito alcune immagini del modello di calcolo.

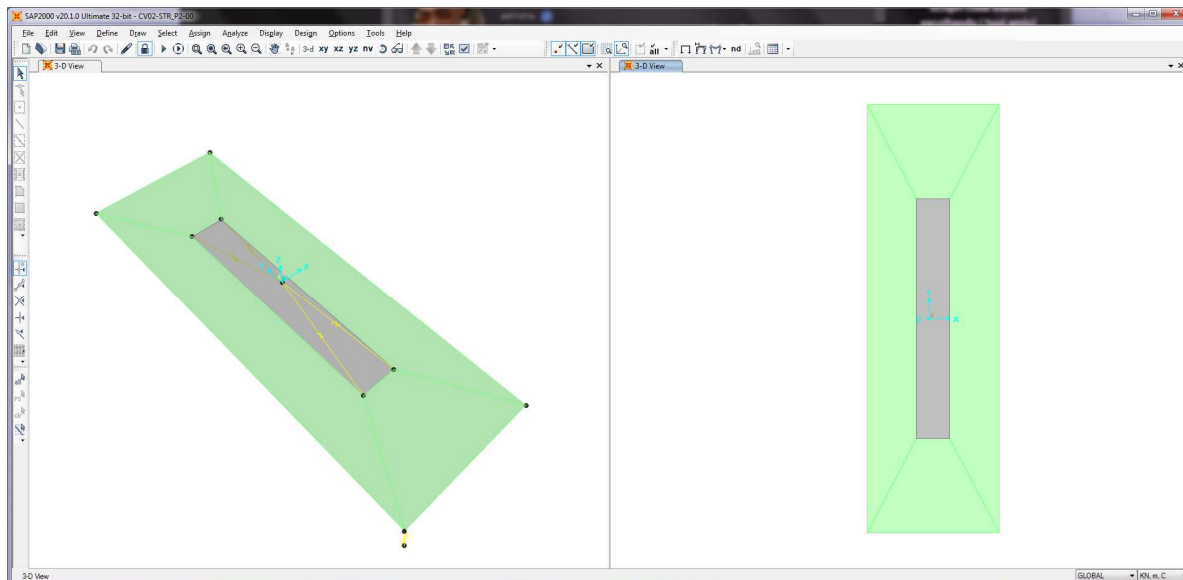


Figura 11-9 – Modello di calcolo

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			10201		TIPO SPALLA		SPALLA			
POSIZIONE (NODO I=1 - NODOJ=2)			1		MOBILE		P2			
CARCHI MOBILI			Min	Max	P1	P2				
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	30	0	62	0	23	0	-2562	1.000	1.000
G1-SOLETTA	0	46	0	57	0	21	0	-2330	1.000	1.000
G1-PILA	0	38	0	0	0	0	0	-1614	1.000	1.000
G2-PERMANENTI	0	54	0	48	0	174	70	-2253	1.000	1.000
E1-DISTORSIONI	0	6	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
E2-RITIRO	0	14	12	70	-32	-282	15	-1	1.000	1.000
E4-CEDIMENTI	0	22	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
Q1-MOBILI-KK	1	218	-1	361	2	-4251	-8	-2633	1.000	1.000
Q1-MOBILI-FQ	1	122	-1	259	2	-2188	23	-1514	1.000	1.000
Q3-FRENATURA	0	254	2	0	-5	-54	12	-1	1.000	1.000
Q4-CENTRIFUGA	0	262	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
Q5-VENTO-C	0	270	67	397	-182	-1786	76	0	1.000	1.000
Q7-ATTRITO-P	0	302	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
Q6-SISMA_L	0	278	117	491	178	1669	125	463	1.000	1.000
Q6-SISMA_T	0	286	843	4695	1835	16360	815	72	1.000	1.000
Q6-SISMA_V	0	294	13	97	24	272	50	207	1.000	1.000

DATI PER CALCOLO FONDAZIONI PILE										
Accelerazione al suolo (ag)	0.079	Accelerazione dir X ---->>	0.777							
Coefficiente di suolo (S=5s x S)	1.000	Accelerazione dir Y ---->>	0.777							
$k_h = 5 \times d_m \times a/g$ = coefficiente sismico orizzontale	0.079	Accelerazione dir Z ---->>	0.388							
$k_v = 0.5 \times k_h$ = coefficiente sismico verticale	0.040	G1-PESO_FONDAZIONE	1.000							
β_{sm} = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito	1.00	G1-PESO_RINTERRO	20.000							
T_{RINT} = Peso rinterro	20.00	Q6-INERZIA_MASSE_L	0.777							
HR = Altezza rinterro	1.00	Q6-INERZIA_MASSE_T	0.777							
Diametro pali	0.00	Q6-INERZIA_MASSE_V	0.388							
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									

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.

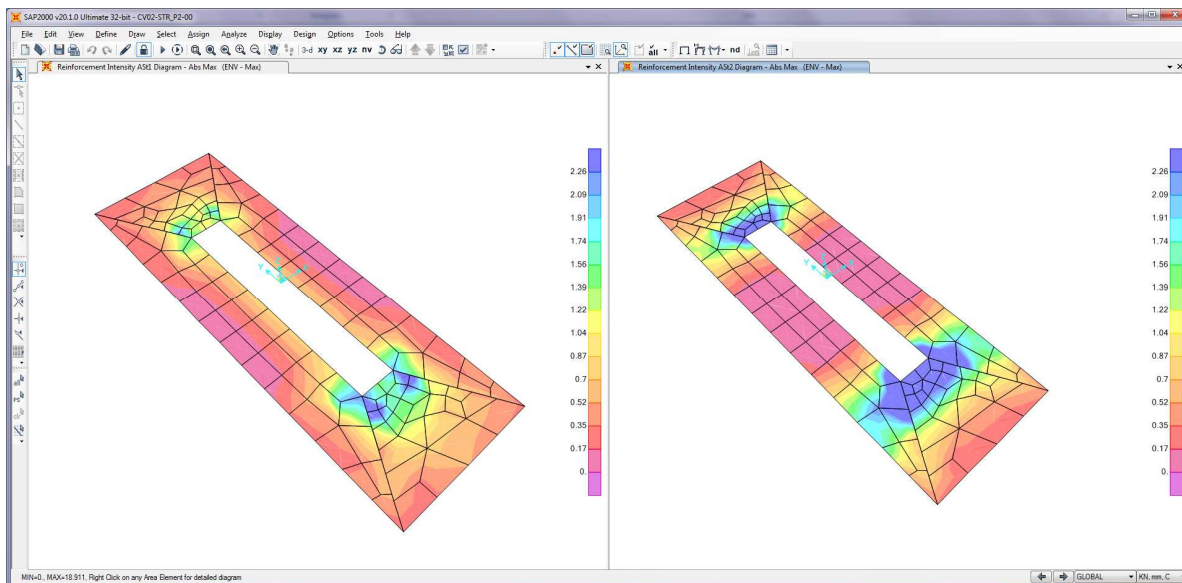


Figura 11-11 – Richiesta di armatura: Ast1_SX e Ast2_DX

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

	Ast1			Ast2		
	passo cm	Φ mm	Area mm^2/mm	passo cm	Φ mm	Area 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.

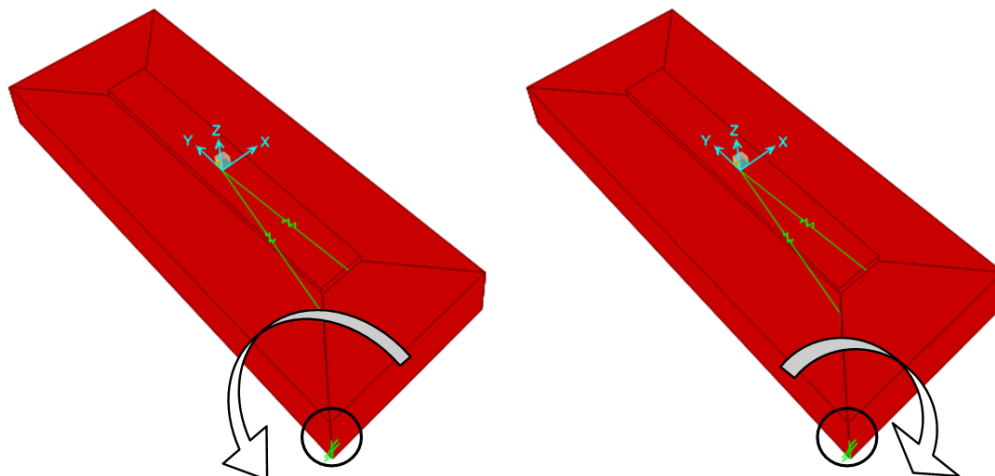


Figura 11-12 – Zattera di fondazione: cinematico di ribaltamento

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	580	828	11811	68575	-20854	-1638
1	SLU_SL2	Combination	572	813	11629	67570	-20557	-1648
1	SLU_ST1	Combination	952	2123	11537	55039	-16834	-987
1	SLU_ST2	Combination	945	2108	11355	54034	-16537	-997
1	SLU_V1	Combination	371	720	11700	68957	-21075	-548
1	SLU_V2	Combination	345	671	11091	65608	-20084	-583
1	VER_RIB_C	Combination	119	325	13030	70982	-24284	303
1	VER_RIB_S	Combination	115	315	10110	61992	-19226	78

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. VERIFICA 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.

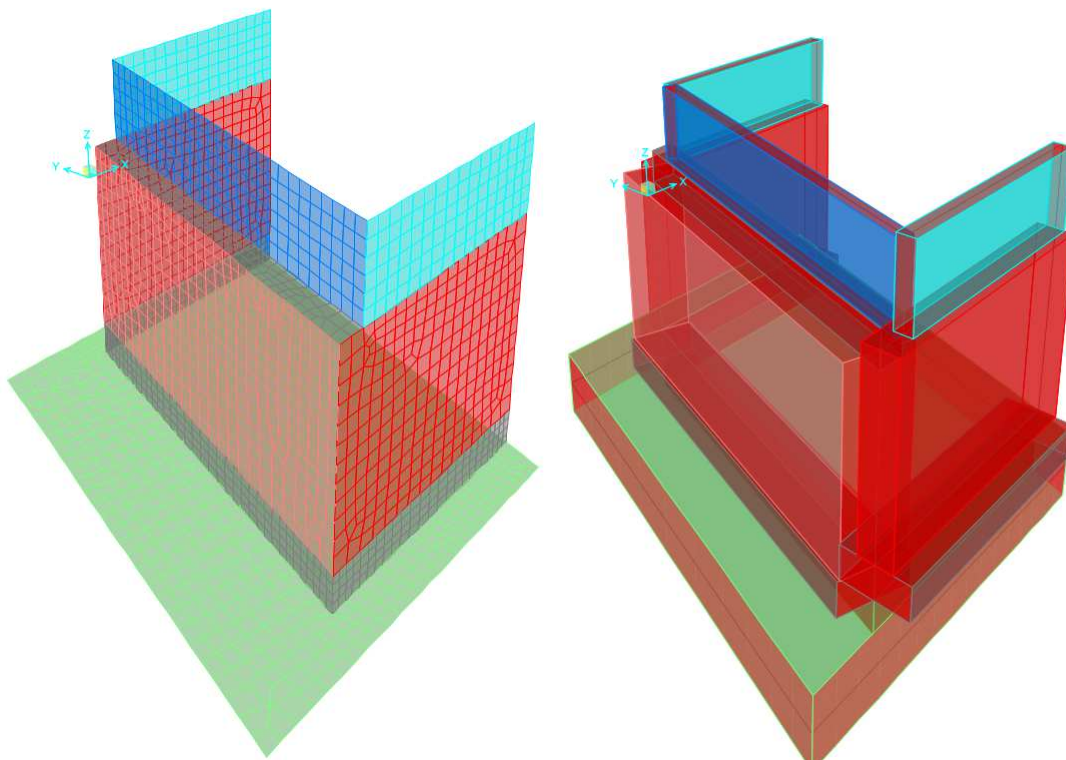


Figura 12-1 – Modello di calcolo

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 - BRADANICA - VI02 - SPALLE										
ELEMENTO DI VERIFICA NUMERO										
POSIZIONE (NODO I=1 - NODOJ=2)										
CARCHI MOBILI										
		10001	TIPO SPALLA		SPALLA					
		2	FISSA		SP1					
		Min	P	M2	SP1					
		Max	M2	P1						
Descrizione	CODTYPE	NRIGA	V2=TI [KN]	M3=MI [KNm]	V3=Tt [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	-596	1.000	1.000
G2-PERMANENTI	0	43	0	67	-3	180	-47	-644	1.000	1.000
E1-DISTORSIONI	0	3	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
E2-RITIRO	0	11	0	98	65	298	1997	-2	1.000	1.000
E4-CEDIMENTI	0	19	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
Q1-MOBILI-KK	1	163	0	-848	-1	-2305	-15	-1506	1.000	1.000
Q1-MOBILI-FQ	1	67	0	-559	1	-1517	18	-1016	1.000	1.000
Q3-FRENATURA	0	243	-571	-290	-6	-16	6	-56	1.000	1.000
Q4-CENTRIFUGA	0	251	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
Q5-VENTO-C	0	259	0	-59	-68	-195	-115	8	1.000	1.000
Q7-ATTRITO-P	0	291	0	0	0	0	0	0	-1.000	1.000
Q6-SISMA_L	0	267	-4459	-2196	-78	-184	-182	-350	-1.000	1.000
Q6-SISMA_T	0	275	-453	-411	-316	-918	-1714	-60	-1.000	1.000
Q6-SISMA_V	0	283	-300	-155	-29	-93	-45	-148	-1.000	1.000

DATI PER CALCOLO SPALLE										
Accelerazione al suolo	0.079								1	1.000
Coefficiente di suolo (S=5; x 5)	1.000									0.076
$k_h = 5 \times k_v \times a_g$ = coefficiente sismico orizzontale	0.079								0	0.000
$k_v = 0.5 k_h$ = coefficiente sismico verticale	0.040								90.0	1.571
β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito	1								0	0.000
Spinta su tutta l'altezza (1=si; 0=no)	1								35.0	0.611
Metodo spinta sismica (M=Mononobe;W=Wood)	M									0.313
K0 (coefficiente di spinta in quiete)	0.426									0.326
Ka (coefficiente di spinta attiva)	0.271								18	18
Q (variabile a tergo della spalla) KN/mq	20								18	18
Spalla passante con speroni (1=si; 0=no)	0									0.079
Spinte statiche ortogonali muri o dir L (1=orto; 0=Long)	1								-20.2	-0.4
Rapporto fra lunghezza e spessore muro	6.29								240.0	240.0
Rapporto fra lunghezza e spessore paraghiaia	29.09									7.80
Dimensione longitudinale del rinterro ai fini del calcolo dell'inerzia sismica	7.54									1.00
Dimensione trasversale del rinterro ai fini del calcolo della inerzia sismica	11.00									5.00
Rapporto di dimensione trasversale / dimensione longitudinale della fondazione	1.31									0.00
Geometria della fondazione (1=rettangolare; 0=sghemba)	0								28	3.23E+07

CASI DI CARICO UNITARI										
G1-PESO_SPALLA	1.000									
T1_O_MURO		7.676			4.578	0.922				
U1_O_MURO			8.528			0.000	10.067			
T1_P_MURO		0.000			-10.595	-2.135				
U1_P_MURO			0.000			0.000	-23.299			
T1_O_PARA		7.676			4.578	0.922				
U1_O_PARA			8.528			0.000	10.067			
T1_P_PARA		0.000			-49.002	-9.873				
U1_P_PARA			0.000			0.000	-107.758			
T1_O_FOND		7.676			4.878	0.983				
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	0.000				
U1_SPERONI			0.000			0.000	0.000			
T1_BANDIERE		7.676								
U1_BANDIERE_P			8.528				15.642			
U1_BANDIERE_N			8.528					15.642		
Z1_RINTERRO		140.400								5.546
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.

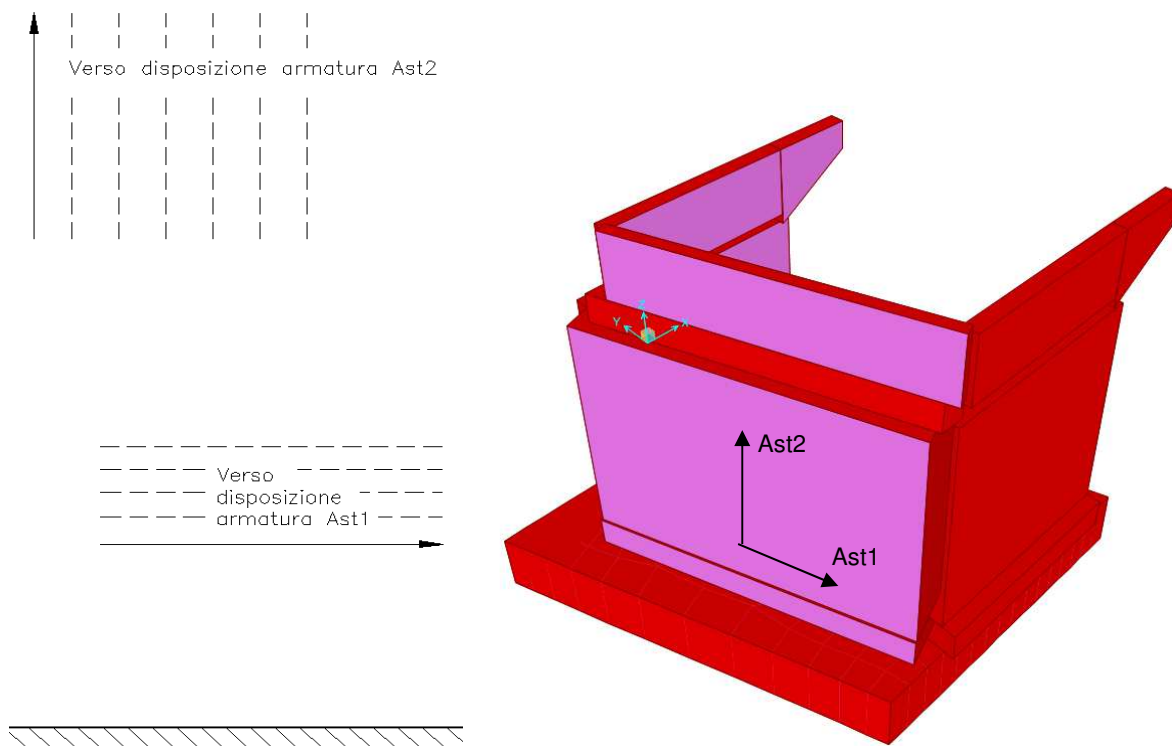


Figura 12-3 – Richiesta di armatura elevazione: convenzioni

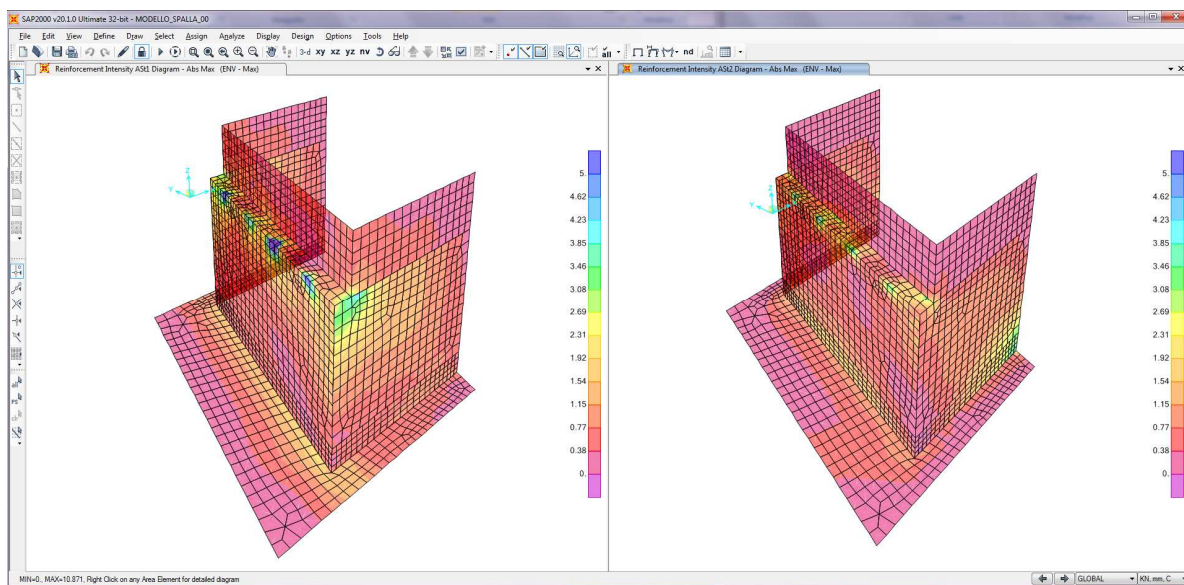


Figura 12-4 – Richiesta di armatura: Ast1 (sinistra) e Ast2 (destra)

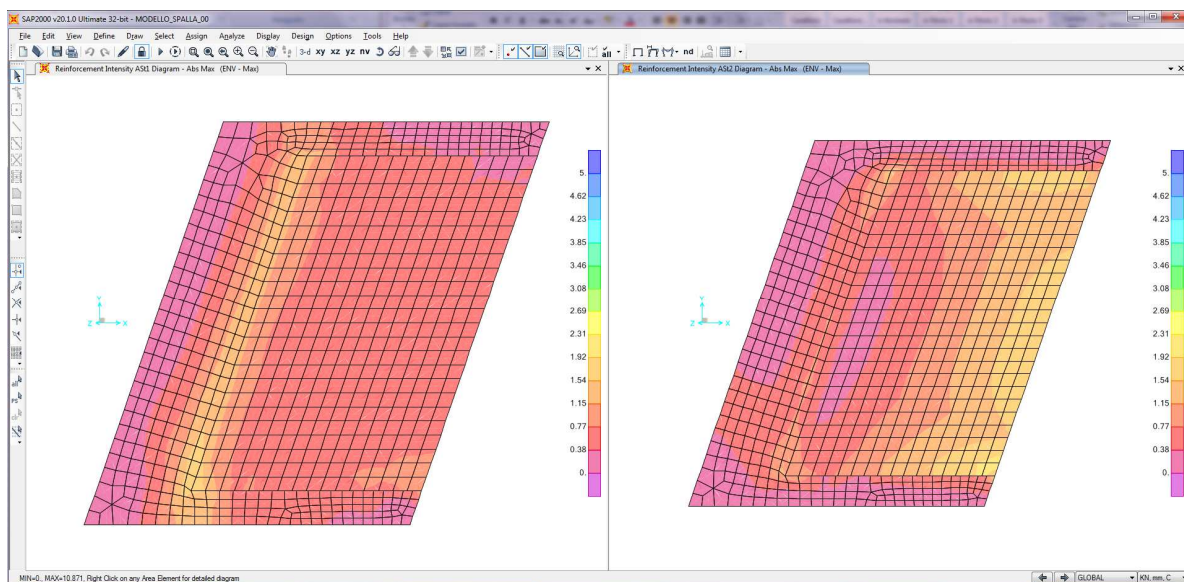


Figura 12-5 – Richiesta di armatura: Ast1 (sinistra) e Ast2 (destra) – dettaglio fondazione

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
MURO PARAGHIAIA	10	16	2.01	20	16	1.01
MURO FRONTALE	10	24	4.52	10	20	3.14
MURI ANDATORI	10	24	4.52	10	24	4.52
PLATEA	20	24	2.26	20	24	2.26

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.

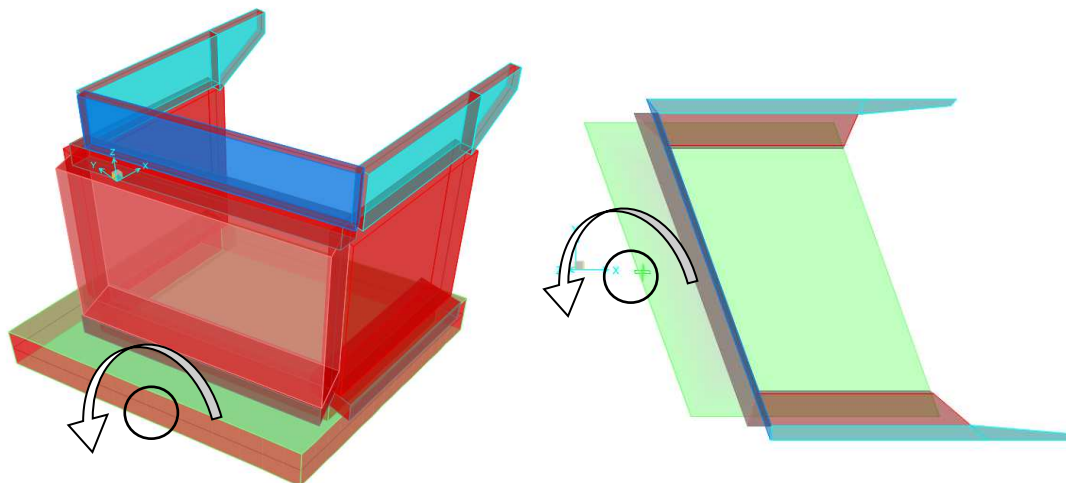


Figura 12-6 – Zattera di fondazione: cinematismo di ribaltamento

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	10059	-8230	19918	5749	-70207	-31928
1	SLU_SL2	Combination	9787	-7330	20219	2864	-74091	-27765
1	SLU_ST1	Combination	5470	-9216	19383	9539	-95137	-48567
1	SLU_ST2	Combination	4565	-6216	20385	-78	-108082	-34691
1	SLU_V1	Combination	5363	-8362	20323	6101	-102040	-43227
1	SLU_V2	Combination	5092	-7461	20624	3216	-105923	-39064
1	SLU_SL1_V-	Combination	9879	-8063	19413	5811	-68525	-31390
1	SLU_SL2_V-	Combination	9607	-7162	19714	2925	-72408	-27227
1	SLU_ST1_V-	Combination	5290	-9049	18877	9600	-93455	-48029
1	SLU_ST2_V-	Combination	4386	-6048	19879	-16	-106400	-34153
1	SLU_V1_V-	Combination	4764	-7803	18638	6307	-96432	-41433
1	SLU_V2_V-	Combination	4492	-6903	18939	3422	-100315	-37270
1	VER_RIB_C	Combination	7585	-9092	18465	6631	-75830	-53047
1	VER_RIB_S	Combination	6699	-8575	16971	11270	-80079	-55065
1	VER_RIB_V	Combination	6699	-8214	15640	12352	-76645	-54419

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

In sede di redazione finale del progetto definitivo la Spalla B ha subito una variazione di carpenteria al fine di uniformarla tipologicamente con la Spalla A. La variazione comporta l'incremento della sicurezza dell'opera e pertanto, in quanto, segue si riportano, per brevità, le verifiche principali eseguite sulla precedente versione.

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.

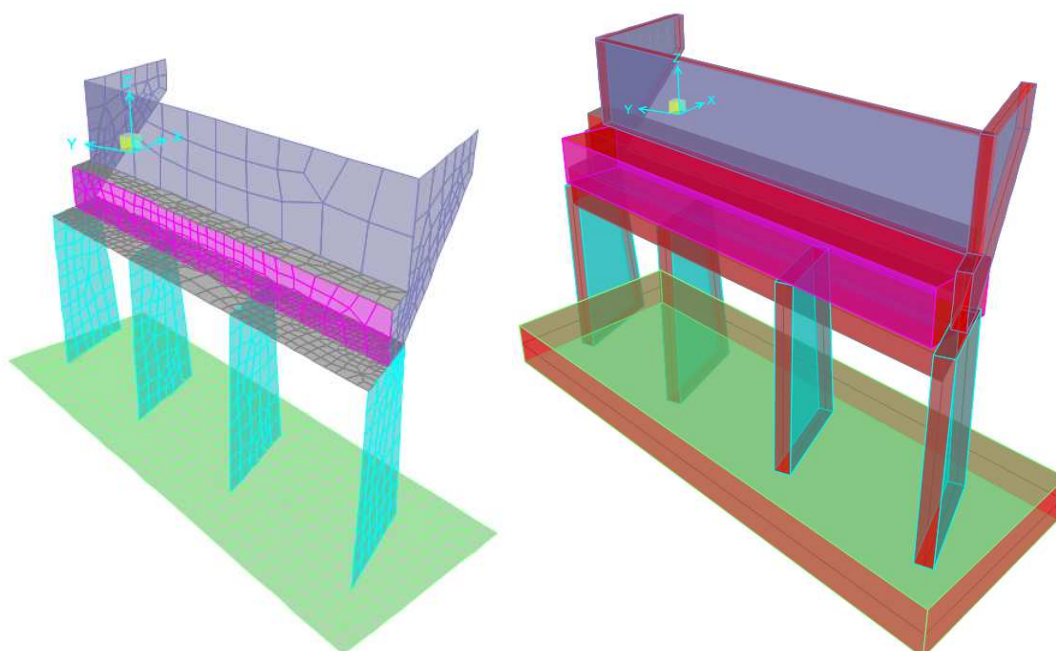


Figura 13-1 – Modello di calcolo

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: CV02										
ELEMENTO DI VERIFICA NUMERO			10301		TIPO SPALLA		SPALLA			
POSIZIONE (NODO I=1 - NODOJ=2)			2		MOBILE		SP2			
CARICHI MOBILI			Mtr		P		P2			
			Max		M2		SP2			
Descrizione	CODTYPE	NRIGA	V2=Ti [KN]	M3=Ml [KNm]	V3=Tr [KN]	M2=Mtr [KNm]	T=Mt [KNm]	P=N [KN]	F	CC
G1-IMPALCATO	0	33	0	0	0	0	0	-1336	1.000	1.000
G1-SOLETTA	0	41	0	0	0	0	0	-1215	1.000	1.000
G2-PERMANENTI	0	49	0	-318	-2	-866	1	-1169	1.000	1.000
E1-DISTORSIONI	0	9	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
E2-RITIRO	0	17	0	1	1	2	0	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	-1390	2	-3776	-1	-1895	1.000	1.000
Q1-MOBILI-FQ	1	139	0	-791	1	-2148	0	-1191	1.000	1.000
Q3-FRENATURA	0	249	0	0	-1	-1	0	-1	-1.000	1.000
Q4-CENTRIFUGA	0	257	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
Q5-VENTO-C	0	265	0	-108	-137	-363	60	-7	1.000	1.000
Q7-ATTRITO-P	0	297	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000
Q6-SISMA_L	0	273	0	-43	-60	-142	-26	-122	-1.000	1.000
Q6-SISMA_T	0	281	0	-512	-881	-1827	-389	-72	-1.000	1.000
Q6-SISMA_V	0	289	0	-21	-31	-72	-14	-112	-1.000	1.000

DATI PER CALCOLO SPALLE										
Accelerazione al suolo	0.079								1	1.000
Coefficiente di suolo (S=S ₁ S ₂)	1.000									0.076
k _h = 5 x b ₀ a ₀ / g = coefficiente sismico orizzontale	0.079								0	0.000
k _v = 0.5 k _h = coefficiente sismico verticale	0.040								90.0	1.571
β _m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito	1.000								0.0	0.000
Spinta su tutta l'altezza (1=si; 0=no)	1								35.0	0.611
Metodo spinta sismica (M=Mononobe; W=Wood)	M									0.313
K0 (coefficiente di spinta in quiete)	0.426									0.326
Ka (coefficiente di spinta attiva)	0.271									
Q (variabile a tergo della spalla) KN/mq	20								18	18.000
Spalla passante con speroni (1=si; 0=no)	1									0.079
Spinte statiche ortogonali muri o dir L (1=orto; 0=Long.)	1								-20.2	-0.352
Rapporto fra lunghezza e spessore muro	6.31								240.0	240.000
Rapporto fra lunghezza e spessore paragliaia	38.89									
Dimensione longitudinale del rinterro ai fini del calcolo dell'inerzia sismica	5.00									
Dimensione trasversale del rinterro ai fini del calcolo della inerzia sismica	14.00									
Rapporto dimensione trasversale / dimensione longitudinale della fondazione	2.80									
Geometria della fondazione (1=rettangolare; 0=sghemba)	0									

CASI DI CARICO UNITARI										
Accelerazione dir X ---->>								0.775		
Accelerazione dir Y ---->>								-0.775	0.775	
Accelerazione dir Z ---->>										0.387
G1-PESO_SPALLA	G1-PESO_RINTERRO	G3-SPINTA_TERRA_S TA	Q1-SPINTA_MOBILI	Q3-FRENATURA_PAR A	G3-SPINTA_TERRA_S S	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			4.578	0.922				
U1_O_MURO			8.528			0.000	6.673			
T1_P_MURO		0.000			-10.617	-2.139				
U1_P_MURO			0.000			0.000	-15.475			
T1_O_PARA		7.676			4.578	0.922				
U1_O_PARA			8.528			0.000	6.673			
T1_P_PARA		0.000			-65.471	-13.191				
U1_P_PARA			0.000			0.000	-95.432			
T1_O_FOND		7.676			4.878	0.983				
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	0.983				
U1_SPERONI			8.528			0.000	7.110			
T1_BANDIERE		7.676								
U1_BANDIERE_P			8.528					19.908		
U1_BANDIERE_N			8.528						19.908	
Z1_RINTERRO	18.000									0.711
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.

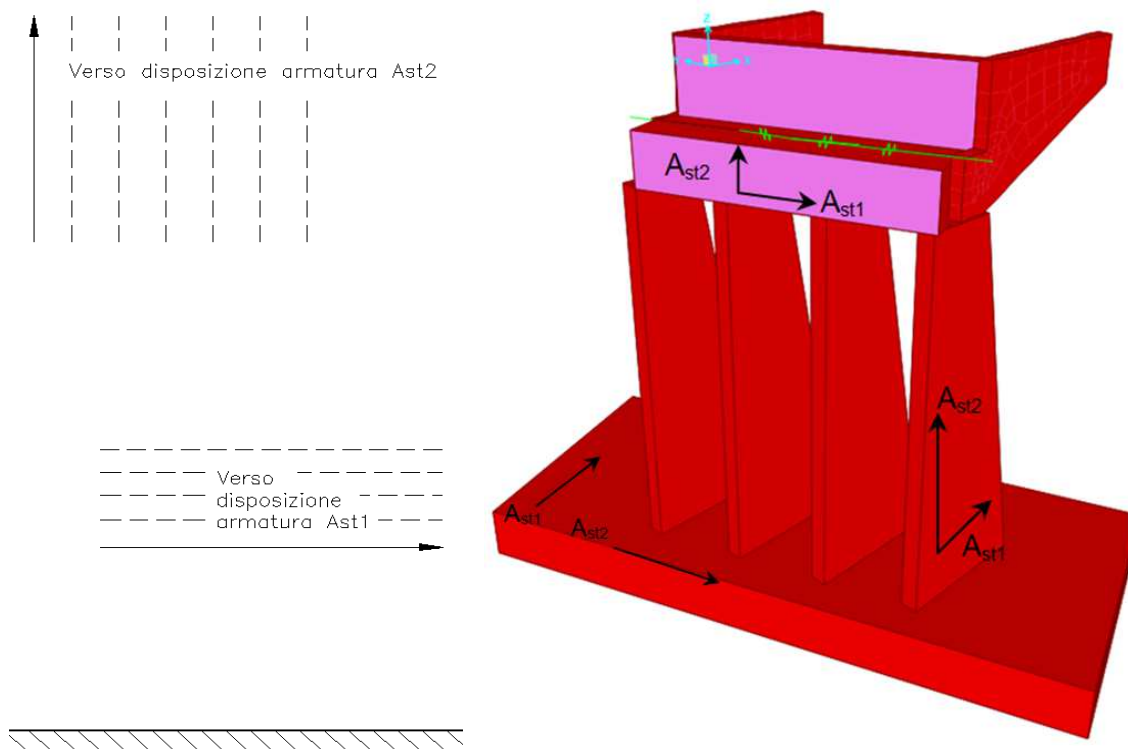


Figura 13-3 – Richiesta di armatura elevazione: convenzioni

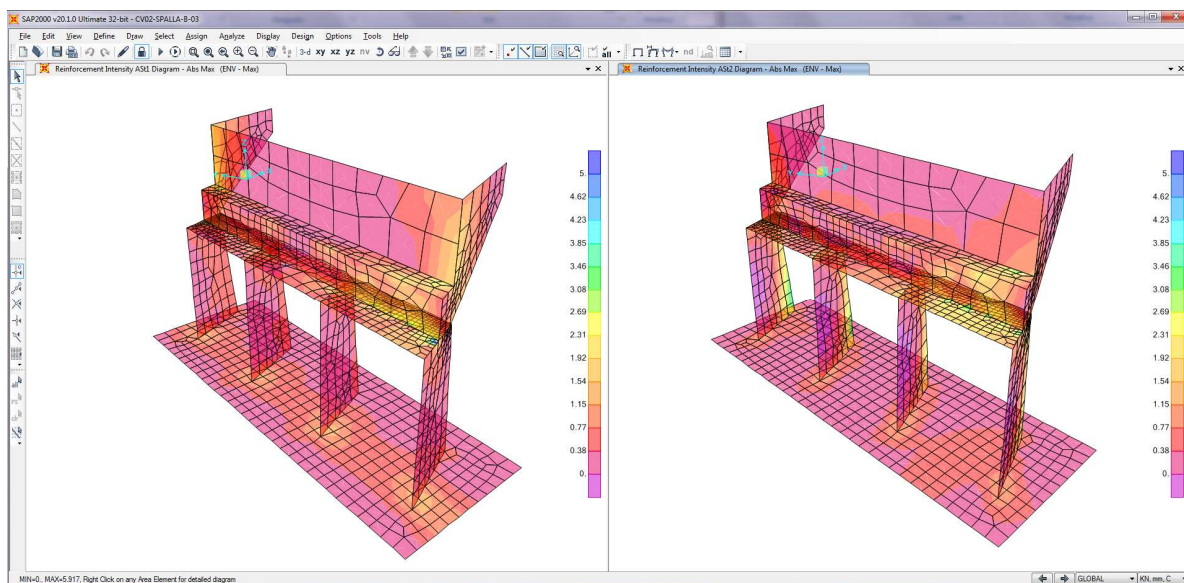


Figura 13-4 – Richiesta di armatura: Ast1 (sinistra) e Ast2 (destra)

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.

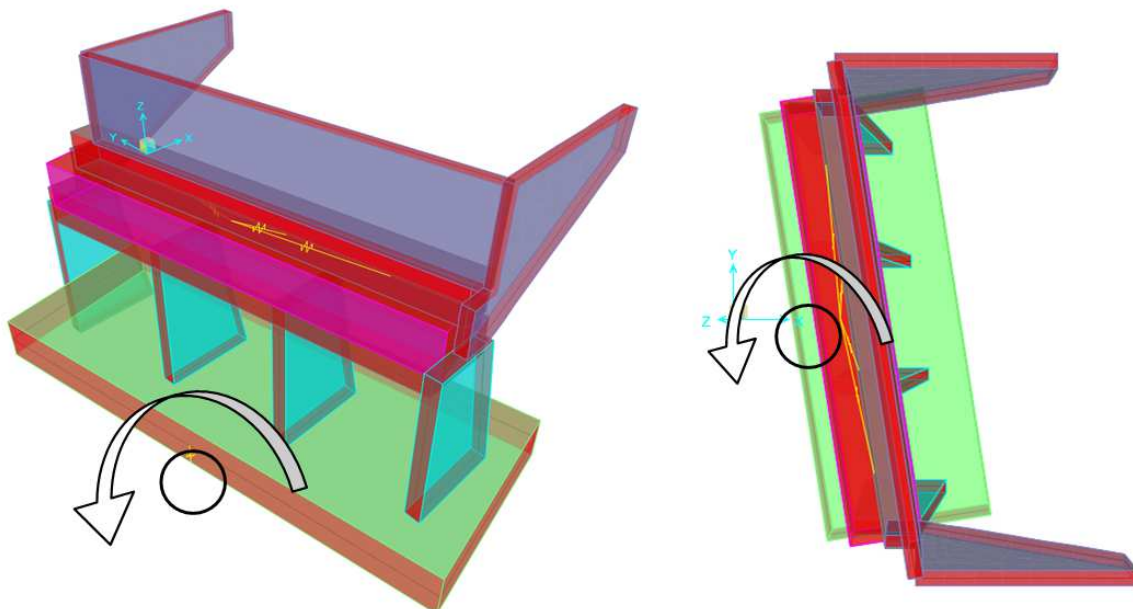


Figura 13-5 – Zattera di fondazione: cinematismo di ribaltamento

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	2256	637	18047	-4758	-36361	1007
1	SLU_SL2	Combination	2284	563	18003	-1959	-35576	1151
1	SLU_ST1	Combination	1481	444	18012	-6670	-39826	-23
1	SLU_ST2	Combination	1572	197	17867	2661	-37208	458
1	SLU_V1	Combination	1505	378	18521	-3566	-40325	473
1	SLU_V2	Combination	1532	304	18477	-767	-39540	617
1	VER_RIB_C	Combination	3225	418	18065	-10754	-31892	-559
1	VER_RIB_S	Combination	3228	410	15909	-2988	-27780	-576
1	VER_RIB_V	Combination	3310	187	12547	-143	-20810	-1107
1	SLU_SL1_V-	Combination	2263	620	17567	-4619	-35148	965
1	SLU_SL2_V-	Combination	2290	545	17523	-1820	-34362	1109
1	SLU_ST1_V-	Combination	1487	427	17532	-6531	-38612	-65
1	SLU_ST2_V-	Combination	1578	179	17387	2800	-35994	416
1	SLU_V1_V-	Combination	1526	320	16921	-3103	-36280	334
1	SLU_V2_V-	Combination	1554	245	16878	-303	-35495	478

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.