

**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

I PROGETTISTI

Ing. Alberto SANCHIRICO – Progettista e Coordinatore
Ing. Simona MASCIULLO – Progettista

COLLABORATORI

Geom. Andrea DELL'ANNA
Geom. Massimo MARTANO
Geom. Giuseppe CALO'

IL GEOLOGO

Dott. Pasquale SCORCIA

IL COORDINATORE IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Alberto SANCHIRICO

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Gianfranco PAGLIALUNGA

RESPONSABILE PROJECT MANAGEMENT PUGLIA

Ing. Nicola MARZI

ATTIVITA' DI SUPPORTO






08 - OPERE D'ARTE MAGGIORI - VIADOTTI E PONTI

Sovrapasso ferroviario Direzione Tang. Ovest di Maglie Nord

**ST27 - al km 0+400 fuori asse
Relazione di calcolo strutturale**

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. N. PROG.	T00_ST27_STR_RE01_C			
L0503A	D 1701	CODICE ELAB.	T00ST27STRRE01	C	-
C	OTTEMPERANZA PARERE AdB Puglia – PARERE CSLLPP	Aprile 2019	Ing. D. Neri		
B	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Gennaio 2019	Ing. C. Beltrami		
A	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Giugno 2018	Ing. C. Beltrami		
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

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	Urto da traffico ferroviario	18
6.7	Ritiro	20
6.8	Variazioni termiche	20

6.9	Azione sismica	20
6.9.1	Vita nominale	20
6.9.2	Classe d'uso	21
6.9.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica	21
6.9.4	Parametri di progetto	21
6.9.5	Categoria di sottosuolo	24
6.9.6	Condizioni topografiche	24
6.9.7	Spettro di risposta elastico in accelerazione	25
6.9.8	Spettro di risposta elastico in accelerazione, componenti orizzontali	25
6.9.9	Spettro di risposta elastico in accelerazione, componenti verticali	27
6.9.10	Spettri di progetto in accelerazione	28
7.	COMBINAZIONI DI CARICO	29
7.1	Impalcato	31
7.2	Pile	32
7.3	Spalle	33
8.	RISULTATI	34
8.1	ANALISI MODALE	34
8.2	DIAGRAMMI SOLLECITAZIONI	37
9.	VERIFICHE IMPALCATO	38
9.1	Caratteristiche trave in c.a.p.	38
9.2	Precompressione e armatura lenta	39
9.3	Perdite differite nel tempo	40
9.4	Caratteristiche sezioni di verifica	41
9.5	Diagramma tensioni sulla trave n.1	42
9.6	Diagramma tensioni/aree armature trave n.1	43
9.7	Verifica sezione n.1 – ascissa $x = 0,000\text{m}$	44
9.8	Verifica sezione n.5 – ascissa $x = 0,832\text{m}$	46
9.9	Verifica sezione n.10 – ascissa $x = 1,872\text{m}$	48
9.10	Verifica sezione n.34 – ascissa $x = 6,864\text{m}$	50
9.11	Verifica sezione n.51 – ascissa $x = 10,4\text{m}$	52

9.12	Verifica a rottura della sezione di mezzeria	54
9.13	Verifiche a taglio – SLU	55
9.14	Verifiche a torsione – SLU	56
9.15	Verifiche connettori trave-soletta	57
9.16	Verifica all'urto dei veicoli in svio	58
9.17	Verifica dello sbalzo della soletta (Sezione S ₁)	59
9.18	Verifiche del cordolo (Sezione S ₂)	59
9.19	Verifiche a deformazione	61
9.20	Azioni sugli apparecchi di appoggio	62
10.	VERIFICHE PILA 1	63
10.1	Verifica Elevazione	63
10.1.1	Verifica SLU-SLV	63
10.1.2	Verifica SLE – Controllo tensioni	65
10.1.3	Verifica SLE – Fessurazione	66
10.2	Verifica fondazione	67
10.2.1	Verifiche strutture SLU-SLV	68
10.2.2	Verifica a ribaltamento	69
11.	VERIFICHE PILA 2	71
11.1	Verifica Elevazione	71
11.1.1	Verifica SLU-SLV	71
11.1.2	Verifica SLE – Controllo tensioni	73
11.1.3	Verifica SLE – Fessurazione	74
11.2	Verifica fondazione	75
11.2.1	Verifiche strutture SLU-SLV	76
11.2.2	Verifica a ribaltamento	77
12.	VERIFICA SPALLA SA	79
12.1	Muro Frontale	88
12.2	Plinto di Fondazione	92
12.3	Paraghiaia	97
12.4	Muri di Risvolto	98

Mentre a taglio, non armando e calcolando per $\cotg(\theta) = 1.00$, si ottiene:

98

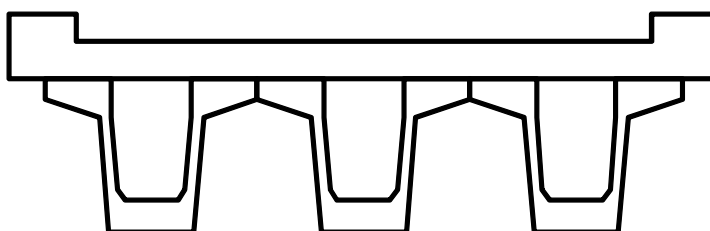
1. PREMESSA

Nella presente relazione si riportano i calcoli relativi al ponte stradale ST27 - PRG.0+400 (fuori asse) Sovrapasso ferroviario Direzione Tang. Ovest di Maglie Nord ubicato alla progressiva 0+400 (fuori asse), nell'ambito dei CORRIDOIO PLURIMODALE ADRIATICO MAGLIE - S.M. DI LEUCA.

L'opera di cui trattasi ha una lunghezza complessiva di 50m suddivisi in 3 campate la cui luce misurata tra gli appoggi per le travi è pari a 14m - 22m - 14m.

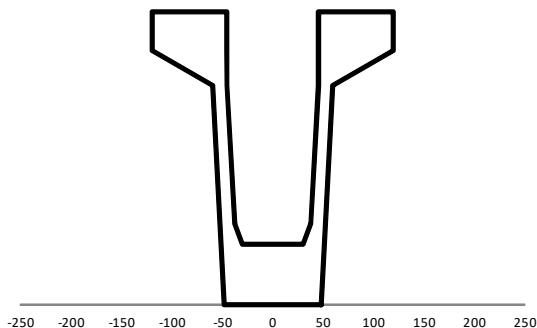
L'impalcato è costituito da 3 travi a cassone in cemento armato precompresso, di altezza 1m, disposte ad interasse di 2.4m e da una soletta in c.a. di larghezza complessiva 8m.

La soletta di spessore 25cm presenta una larghezza pavimentata carrabile di 6.5m e due cordoli esterni di larghezza 0.75m e altezza 17cm.

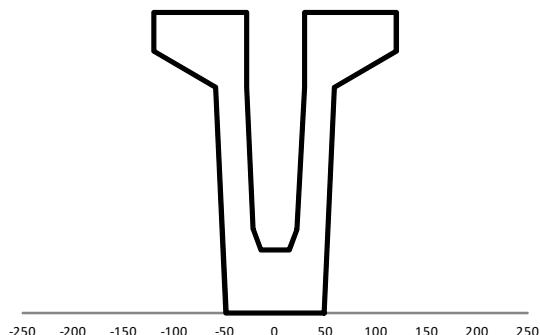


La trave è del tipo a cassone precompresso a fili aderenti e presenta due tipi di sezione: una sezione corrente di tipo A e una sezione ringrossata tipo B in corrispondenza degli appoggi per una lunghezza di 1m. La zona di raccordo tra le due sezioni misura una lunghezza di 1m.

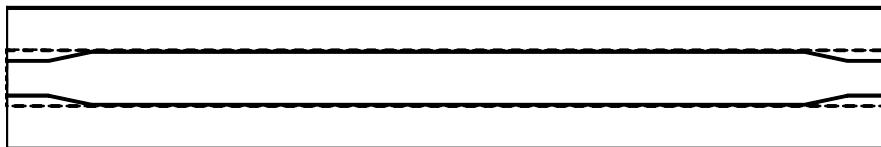
SEZIONE TIPO A



SEZIONE TIPO B



PIANTA



La precompressione della trave avviene per mezzo di 36 Trefoli stabilizzati del diametro di 6/10S", suddivisi in 3 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]	RFI:Istruzione 44C “RFI DTC SICS PO IFS 001 A del 07-08-2013	Visite di controllo ai pont, alle gallerie e alle altre opere d'arte dell'infrastruttura ferroviaria
[6]	UNI EN 1990	Basis of structural design
[7]	UNI EN 1991-1-1	Actions on structures - General actions - Densities, self-weight and imposed loads
[8]	UNI EN 1991-1-4	Actions on structures - General actions - Wind actions
[9]	UNI EN 1991-1-5	Actions on structures - General actions - Thermal actions
[10]	UNI EN 1992-1-1	Design of concrete structures -General - Common rules for building and civil engineering structures
[11]	UNI EN 1992-1-2	Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design
[12]	UNI EN 1992-2	Design of concrete structures -Bridges
[13]	UNI EN 1993-1-1	Design of steel structures- General rules and rules for buildings
[14]	UNI EN 1993-1-8	Design of steel structures- Design of Joints
[15]	UNI EN 1994-1-1	Design of composite steel and concrete structures – General rules and rules for buildings
[16]	UNI EN 1994-2	Design of composite steel and concrete structures – General rules and rules for bridges
[17]	UNI EN 1997-1	Geotechnical design - General rules
[18]	UNI EN 1998-1	Design provisions for earthquake resistance of structures - General rules, seismic actions and rules for buildings

- | | | |
|------|--|---|
| [19] | UNI EN 1998-2 | Design of structures for earthquake resistance - Bridges |
| [20] | UNI EN 1998-5 | Design of structures for earthquake resistance – Foundations, retaining structures and geotechnical aspects |
| [21] | Presidenza del Consiglio
Superiore dei Lavori Pubblici
– Servizio Tecnico Centrale | Linee guida sul calcestruzzo strutturale |
| [22] | UNI-EN 206-1 | Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità |
| [23] | 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
sviluppato dalla società
Computers and Structures,
Inc. (1995 University Avenue
Berkeley, California 94704
USA) | 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. |
| [2] | SAP2000, Ver. 20.0.0
sviluppato dalla società
Computers and Structures,
Inc. (1995 University Avenue
Berkeley, California 94704
USA) | 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. |

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: $\gamma_{\text{Acciaio}} = 78.50 \text{ kN/m}^3$

3.2.1 Acciaio per armatura lenta

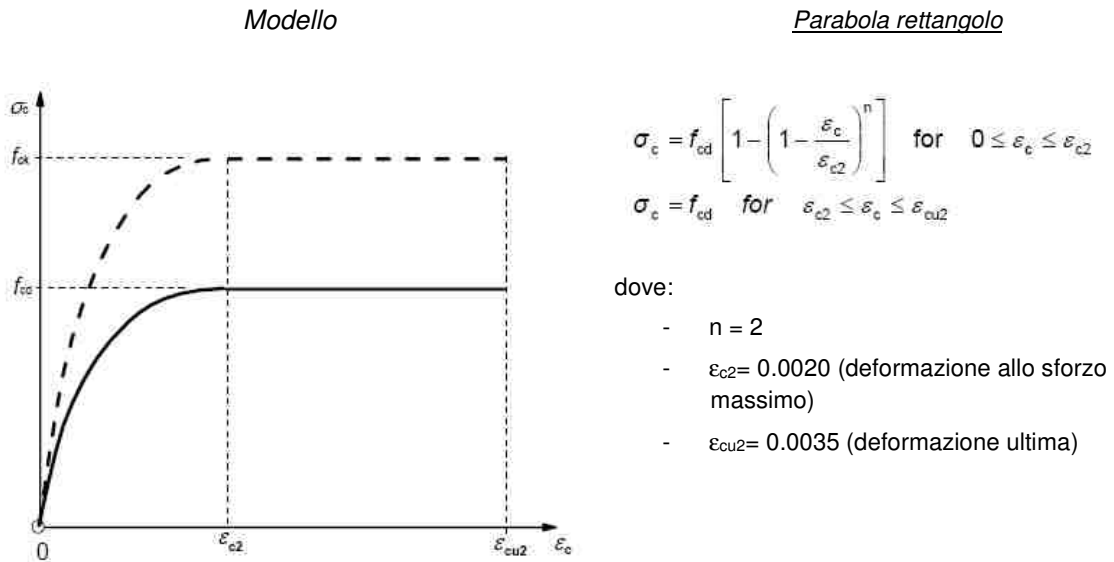
Classe di acciaio		B450	
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Resistenza di progetto	f_{yd}	391.3	N/mm ²
Sovra-resistenza	f_{tk} / f_{yk}	≥1.15	-
Modulo di elasticità	E_s	210000	N/mm ²

3.2.2 Acciaio per armatura di precompressione

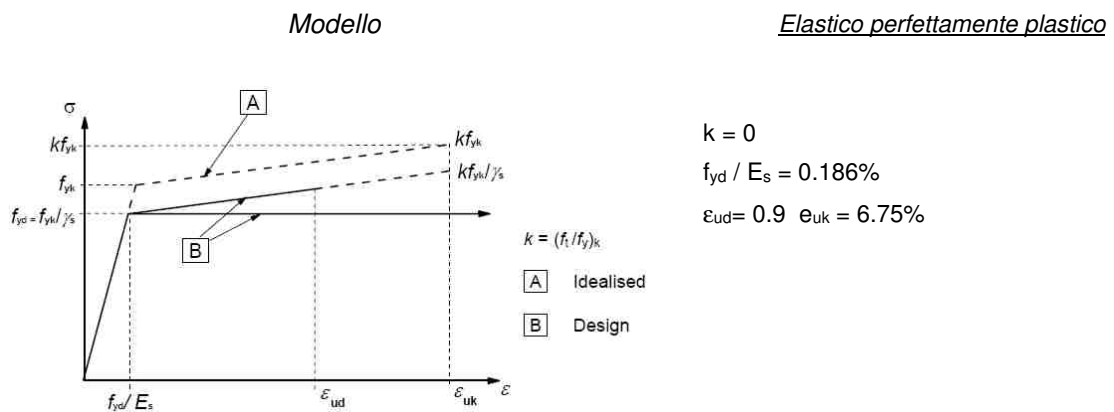
Tensione caratteristica al'1% di deformazione totale	f_{yk}	1670	N/mm ²
Tensione di rottura caratteristica	f_{tk}	1860	N/mm ²
Modulo di elasticità	E_s	206000	N/mm ²
Tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = f_{y,k} / 1.15$	f_{yd}	1452.2	N/mm ²
Tensione iniziale all'atto tesatura $\sigma_{spi} < 0.90 f_{p(0.1)k}$ $\sigma_{spi} < 0.80 f_{ptk}$	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	\perp s < 50mm	
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	\perp s < 50mm	
Resistenza cubica caratteristica			$R_{ck} =$	45,000 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	(11.2.1)		$f_{ck} =$	35,000 Mpa
Resistenza cilindrica media $f_{cm} = f_{ck} + 8$	(11.2.2)		$f_{cm} =$	43,000 Mpa
Resistenza media a trazione semplice $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	(11.2.3a/b)		$f_{ctm} =$	3,210 Mpa
Resistenza caratteristica a trazione semplice $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm}$	(11.2.3a/b)		$f_{ctk} =$	2,247 Mpa
Resistenza media a trazione per flessione $f_{ctm} = 1.20 f_{ctm}$	(11.2.4)		$f_{ctm} =$	3,852 Mpa
Resistenza caratteristica a trazione per flessione $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm}$	(11.2.4)		$f_{ctk} =$	2,696 Mpa
Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza $f_{bk} = 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk}$	(4.1.7)		$f_{bk} =$	5,056 Mpa
Modulo elastico $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	(11.2.5)		$E_{cm} =$	34077,1 Mpa
Resistenza di calcolo a trazione semplice $f_{ctd} = f_{ctk}/1.5$	(4.1.5)		$f_{ctd} =$	1,498 Mpa
Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck}/1.5$	(4.1.3)		$f_{cd} =$	19,833 Mpa
Resistenza di calcolo tangenziale di aderenza $f_{bd} = f_{bk}/1.5$	(4.1.6)		$f_{bd} =$	3,370 Mpa
Tensione massima di compressione nel cls per comb. Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$	(4.1.15)		$\sigma_c <$	21,000 Mpa
Tensione massima di compressione nel cls per comb. quasi perm. $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	(4.1.16)		$\sigma_c <$	15,750 Mpa
} SLU				
} SLE				
TIPO ACCIAIO ARMATURA LENTA - B450C		B450C		
Tensione di snervamento caratteristica			$f_{y,k} =$	450,0 Mpa
Tensione di rottura caratteristica			$f_{t,k} =$	540,0 Mpa
Modulo elastico E_s			$E_s =$	206000 Mpa
Tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = f_{y,k}/1.15$	(4.1.5)		$f_{yd} =$	391,30 Mpa
Tensione massima nell'acciaio per comb. rara $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$	(4.1.17)		$\sigma_s <$	360,00 Mpa
TIPO ACCIAIO ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE		Trefoli		
Tensione caratteristica all'1% di deformazione totale			$f_{y,k} =$	1670,0 Mpa
Tensione di rottura caratteristica			$f_{t,k} =$	1860,0 Mpa
Modulo elastico E_s			$E_s =$	206000 Mpa
Tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = f_{y,k}/1.15$	(4.1.5)		$f_{yd} =$	1452,2 Mpa
Tensione iniziale all'atto della tesatura $\sigma_{spi} < 0.90 f_{p(0.1)k}$ $\sigma_{spk} < 0.80 f_{ptk}$	(4.1.49)		$\sigma_{spi} <$	1488,0 Mpa
Tensione massima nell'acciaio per comb. rara $\sigma_{sp} < 0.80 f_{p(0.1)k}$	(4.1.17)		$\sigma_{sp} <$	1336,0 Mpa

5. MODELLO NUMERICO

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

I vari elementi costituenti il modello sono i seguenti:

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

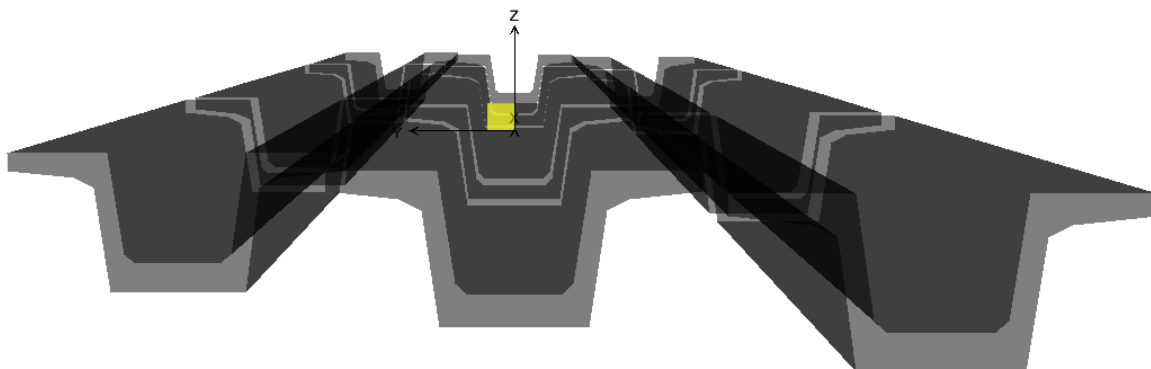


Figura 5-1: Modello di calcolo: dettaglio travi

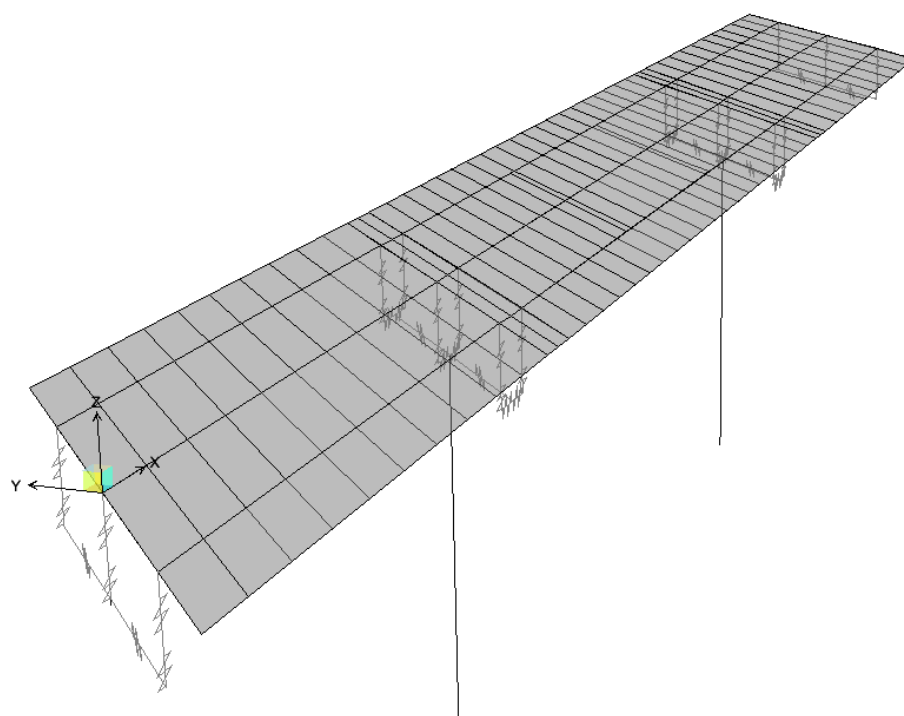


Figura 5-2: Modello di calcolo: con elementi shell soletta in vista

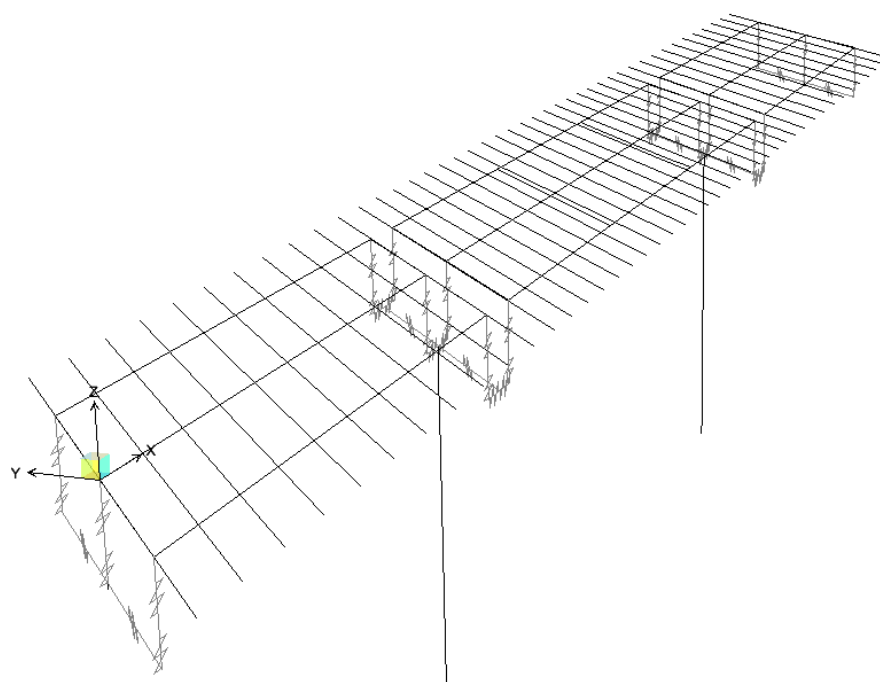


Figura 5-3: Modello di calcolo: con elementi shell soletta non in vista

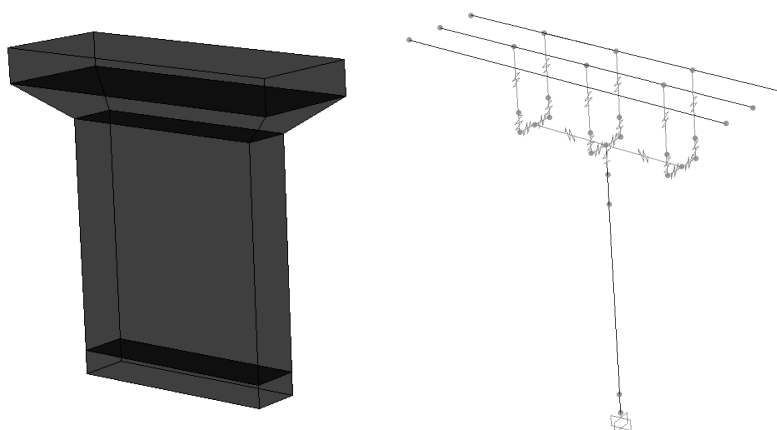


Figura 5-4: Modello di calcolo: dettaglio pila

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

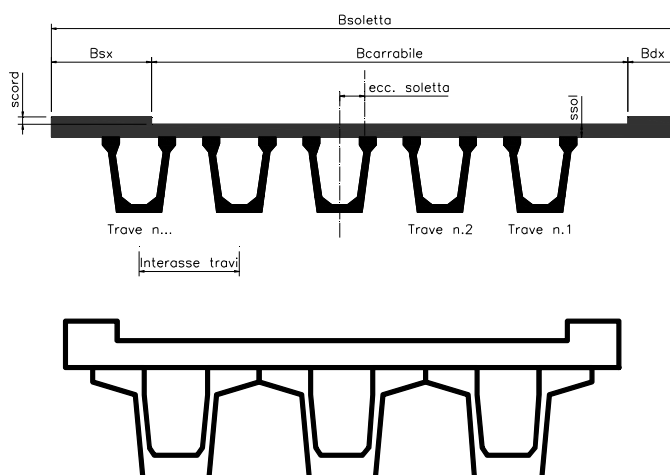
0. Fase – Sono presenti le sole sottostrutture (pile e spalle); Carichi agenti: attrito vincoli. e peso proprio pila
1. Fase - Sezione reagente: Sezione reagente: sole travi; Carichi agenti: pesi propri e getto dei traversi e della soletta fluida.
2. Fase - Sezione reagente: trave con soletta collaborante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

6. ANALISI DEI CARICHI

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

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

B = larghezza soletta =	8.00 m
s = spessore soletta =	0.25 m
Lunghezza campata =	20.8 m
n. travi (max 30) =	3
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 =	6.50 m
ecc. pavimentazione-soletta (>0 vs dx)=	0.00 m
Brim. = Larghezza non caricata =	0.50 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.	17.63 KN/m
Peso proprio soletta in c.a.	17.51 KN/m
Carico permanente <input checked="" type="checkbox"/> Soletta e perm unif. sulle travi	16.56 KN/m

ANALISI DEI CARICHI SULL'IMPALCATO

Peso proprio trave in c.a.p.	52.89 KN/m
Peso proprio soletta in c.a.	50.00 KN/m
Peso proprio pavimentazione	4.00 KN/mq
Peso sicurtia	2.50 KN/m
Peso arredi esterni	6.15 KN/m
Larghezza della corsia di carico	3.00 m

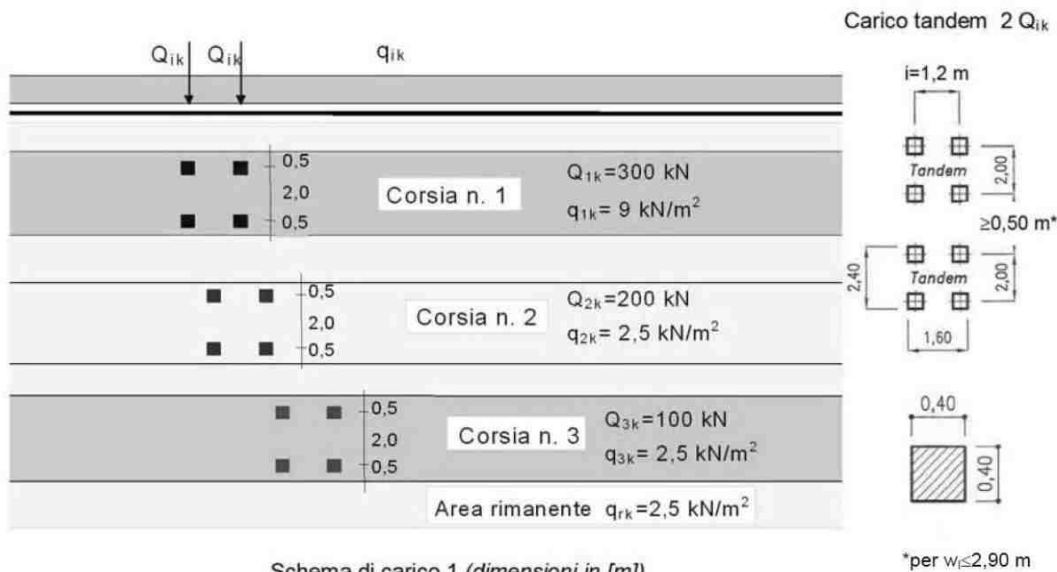
6.2 Azioni verticali da traffico (Q1)

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 $q_{rk} = 2.5 \text{ kN/m}^2$ 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.

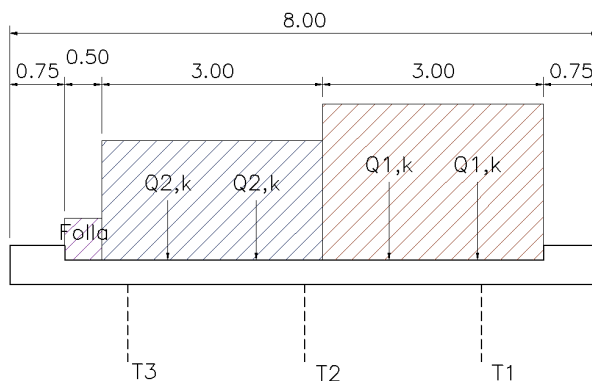


Figura 6-1 – Disposizione eccentrica dei carichi mobili

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 $a_s = 84.0$ [m]

Tab. 3.3.1 - 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 3.1 $a_0 = 500$ [m]
 parametri tabella 3.1 $k_a = 0.37$ [1/s]
 Coefficiente di altitudine $c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$; $c_a = 1 + k_a(a_s/a_0 - 1)$ per $a_s > a_0$ $c_a = 1.0$
 Velocità base di riferimento $v_b = v_{b,0} c_a$ $v_b = 27.0$ [m/s]

3.3.2 Velocità di riferimento

Periodo di ritorno $T_R = 50$ [anni]
 Coefficiente di ritorno $c_r = 0.75 (1 - 0.2 \ln(-\ln(1 - 1/T_R)))^{0.5}$ $c_r = 1.00$
 Velocità di riferimento di progetto $v_r = v_b c_r$ $v_r = 27.0$ [m/s]

3.3.6 Pressione cinetica di riferimento

Pressione cinetica di riferimento $q_r = 0.5 \rho v_r^2$ $\rho_{aria} = 1.25$ [kg/m³]
 $q_p = 0.46$ [kN/m²]

3.3.7 Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità de terreno B
 Distanza dalla costa e altitudine 10/30 km
 Categoria di esposizione del sito III
 Coefficiente di topografia $c_t = 1.0$
 Fattore di terreno $k_r = 0.20$
 Lunghezza di rugosità $z_0 = 0.10$ [m]
 Altezza minima $z_{min} = 5.00$ [m]
 Coefficiente di esposizione per $z > z_{min}$ $c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) (7 + c_t \ln(z/z_0))$ $z_{bar} = 10$ [m]
per $z \leq z_{min}$ $c_e(z) = c_e(z_{min})$ $c_e(z) = 2.14$
 Coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico) $C_p = 1.4$
 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	$q_3 =$	495	[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	$L =$	50.0	[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 Urto da traffico ferroviario

Si tiene conto delle forze causate da collisioni accidentali tra i veicoli deragliati e le strutture adiacenti alla ferrovia

Si sono assunte, secondo quanto indicato al paragrafo 3.6.3.4. dell'NTC2018, la seguenti azioni statiche equivalenti:

per $5\text{m} < d < 15\text{m}$:

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

ove:

d è la distanza della pila dall'asse del binario.

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

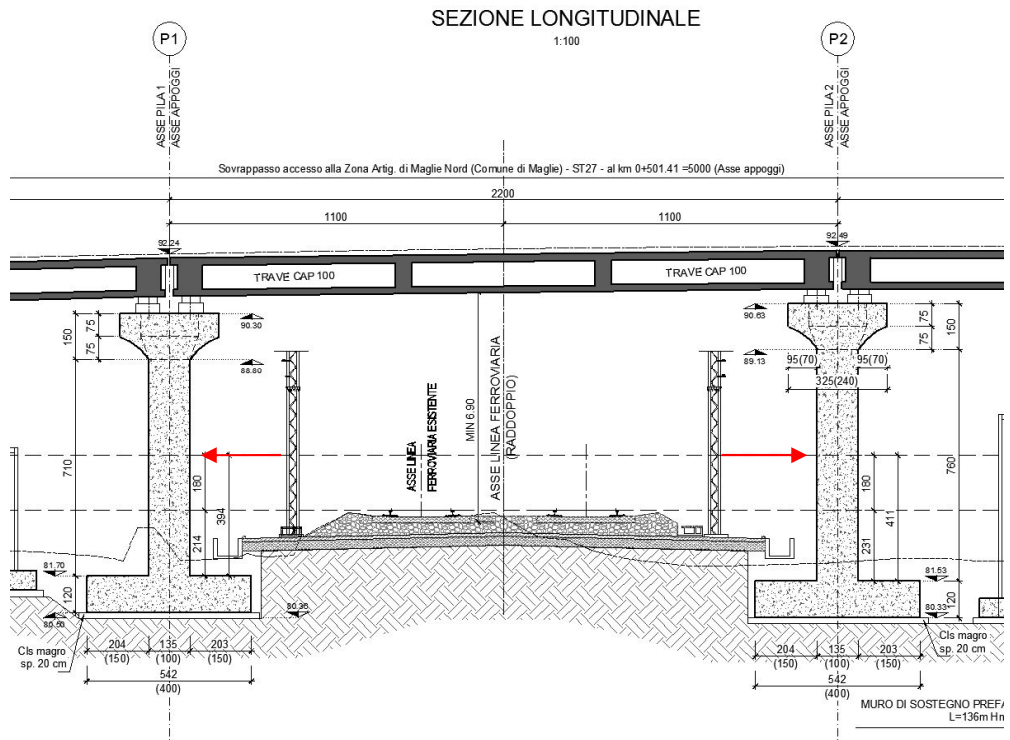


Figura 6-2 – Assegnazione urto ferroviario

6.7 Ritiro

RITIRO DIFFERENZIALE DELLA SOLETTA		<input checked="" type="checkbox"/> Ritiro soletta	
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} = 45.0$ Mpa	$t_c = 0$ 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	$\epsilon_{c0} = -2.93E-04$	$\epsilon_{cd}(\infty) = -2.34E-04$	
$u = 480$ cm	$k_h = 0.800$		
$h_0 = 2 A_c / u = 250$ 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:

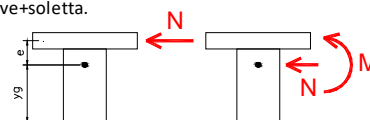
$$N = \epsilon_{cs} E_{rid} A_c = 1415.53 \text{ KN}$$

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.

$$y_g = 0.771 \quad N_{ritiro} = -1415.53 \text{ KN}$$

$$e = 0.354 \quad M_{ritiro} = 500.48 \text{ KNm}$$



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.

6.8 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 $\pm 30^\circ\text{C}$.

6.9 Azione sismica

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

6.9.1 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.

6.9.2 Classe d'uso

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

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

6.9.3 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.

6.9.4 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 6-3: Individuazione della pericolosità del sito

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

Coordinate: Longitudine = 18.28388055 Latitudine = 40.14134166

Categoria di sottosuolo	A
Smorzamento viscoso	$\xi=5\%$
Periodo di riferimento	VR=100 anni

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0.021	2.402	0.210
SLD	101	0.028	2.368	0.279
SLV	949	0.077	2.565	0.472
SLC	1950	0.100	2.627	0.518

Figura 6-4: Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati

6.9.5 Categoria di sottosuolo

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

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

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

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

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

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

6.9.6 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.

6.9.7 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.

6.9.8 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:

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55 \quad \text{dove } \xi \text{ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;}$$

- 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:

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

6.9.9 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

6.9.10 Spettri di progetto in accelerazione

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0.077 g
F_n	2.565
T_C^*	0.472 s
S_S	1.000
C_C	1.000
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.000
η	1.000
T_B	0.157 s
T_C	0.472 s
T_D	1.907 s

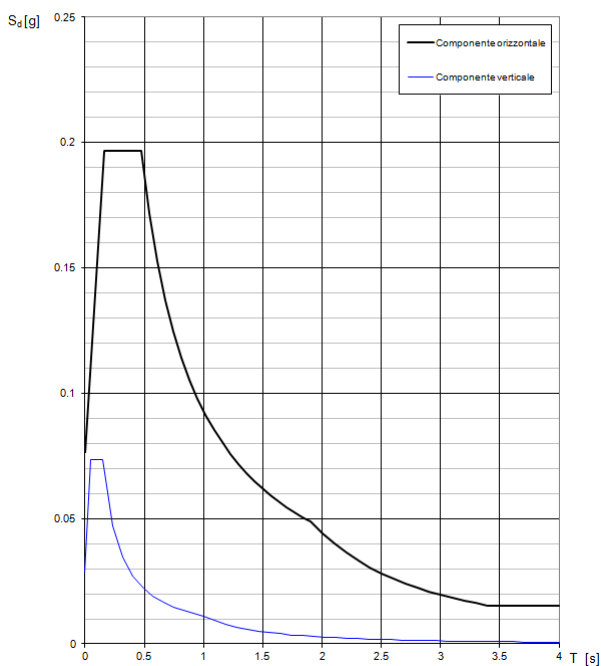


Figura 6-5: Spettri di progetto SLV

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_n	0.100 g
F_n	2.627
T_C^*	0.518 s
S_S	1.000
C_C	1.000
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.000
η	1.000
T_B	0.173 s
T_C	0.518 s
T_D	2.001 s

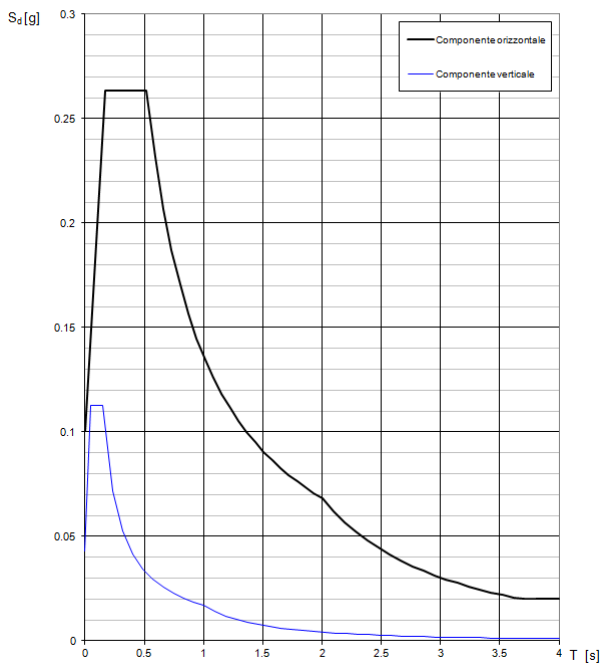


Figura 6-6: Spettri di progetto SLC

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

⁽¹⁾ 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):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + \psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [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 omissi 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	99.9987	97.8118
MODALE	Acceleration	UY	99.9993	96.8769
MODALE	Acceleration	UZ	99.9987	95.3112

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	0.279872	3.57	22.45	504.01
MODALE	Mode	2	0.276236	3.62	22.75	517.37
MODALE	Mode	3	0.207163	4.83	30.33	919.89
MODALE	Mode	4	0.167473	5.97	37.52	1407.58
MODALE	Mode	5	0.14334	6.98	43.83	1921.42
MODALE	Mode	6	0.113411	8.82	55.40	3069.36
MODALE	Mode	7	0.106788	9.36	58.84	3461.91
MODALE	Mode	8	0.09942	10.06	63.20	3994.02
MODALE	Mode	9	0.098721	10.13	63.65	4050.80
MODALE	Mode	10	0.093531	10.69	67.18	4512.80
MODALE	Mode	11	0.091432	10.94	68.72	4722.42
MODALE	Mode	12	0.086583	11.55	72.57	5266.22
MODALE	Mode	13	0.085824	11.65	73.21	5359.73
MODALE	Mode	14	0.083186	12.02	75.53	5705.05
MODALE	Mode	15	0.081006	12.34	77.56	6016.29
MODALE	Mode	16	0.079892	12.52	78.65	6185.22
MODALE	Mode	17	0.077403	12.92	81.17	6589.31
MODALE	Mode	18	0.077195	12.95	81.39	6624.96
MODALE	Mode	19	0.074981	13.34	83.80	7021.99
MODALE	Mode	20	0.070759	14.13	88.80	7884.88

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	0.279872	2%	65%	2%	2%	65%	2%	7%	0%	0%	7%	0%	0%
MODALE	Mode	2	0.276236	0%	7%	19%	2%	72%	21%	1%	0%	0%	7%	0%	0%
MODALE	Mode	3	0.207163	0%	0%	0%	2%	72%	21%	10%	0%	0%	18%	1%	0%
MODALE	Mode	4	0.167473	56%	0%	3%	59%	72%	23%	0%	1%	9%	18%	1%	9%
MODALE	Mode	5	0.14334	8%	0%	1%	66%	72%	24%	0%	1%	62%	18%	2%	70%
MODALE	Mode	6	0.113411	2%	1%	7%	68%	73%	31%	1%	32%	2%	19%	34%	72%
MODALE	Mode	7	0.106788	5%	0%	21%	73%	74%	52%	1%	9%	1%	20%	43%	73%
MODALE	Mode	8	0.09942	0%	1%	0%	73%	75%	52%	15%	3%	0%	35%	46%	73%
MODALE	Mode	9	0.098721	0%	0%	2%	73%	75%	54%	2%	0%	1%	36%	46%	75%
MODALE	Mode	10	0.093531	0%	0%	0%	73%	75%	54%	0%	7%	0%	36%	54%	75%
MODALE	Mode	11	0.091432	0%	0%	1%	73%	75%	54%	0%	0%	0%	36%	54%	75%
MODALE	Mode	12	0.086583	1%	2%	0%	74%	78%	54%	2%	1%	0%	38%	54%	75%
MODALE	Mode	13	0.085824	0%	0%	0%	75%	78%	54%	0%	0%	2%	38%	54%	77%
MODALE	Mode	14	0.083186	0%	1%	0%	75%	78%	54%	0%	3%	0%	39%	57%	77%
MODALE	Mode	15	0.081006	0%	0%	0%	75%	78%	54%	0%	0%	0%	39%	57%	78%
MODALE	Mode	16	0.079892	0%	0%	0%	75%	79%	54%	0%	0%	0%	39%	57%	78%
MODALE	Mode	17	0.077403	0%	0%	0%	75%	79%	54%	0%	0%	0%	39%	57%	78%
MODALE	Mode	18	0.077195	0%	0%	0%	75%	79%	54%	0%	0%	0%	39%	57%	78%
MODALE	Mode	19	0.074981	0%	0%	0%	75%	79%	55%	0%	0%	0%	39%	57%	78%
MODALE	Mode	20	0.070759	2%	2%	0%	78%	80%	55%	1%	0%	3%	40%	58%	80%

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

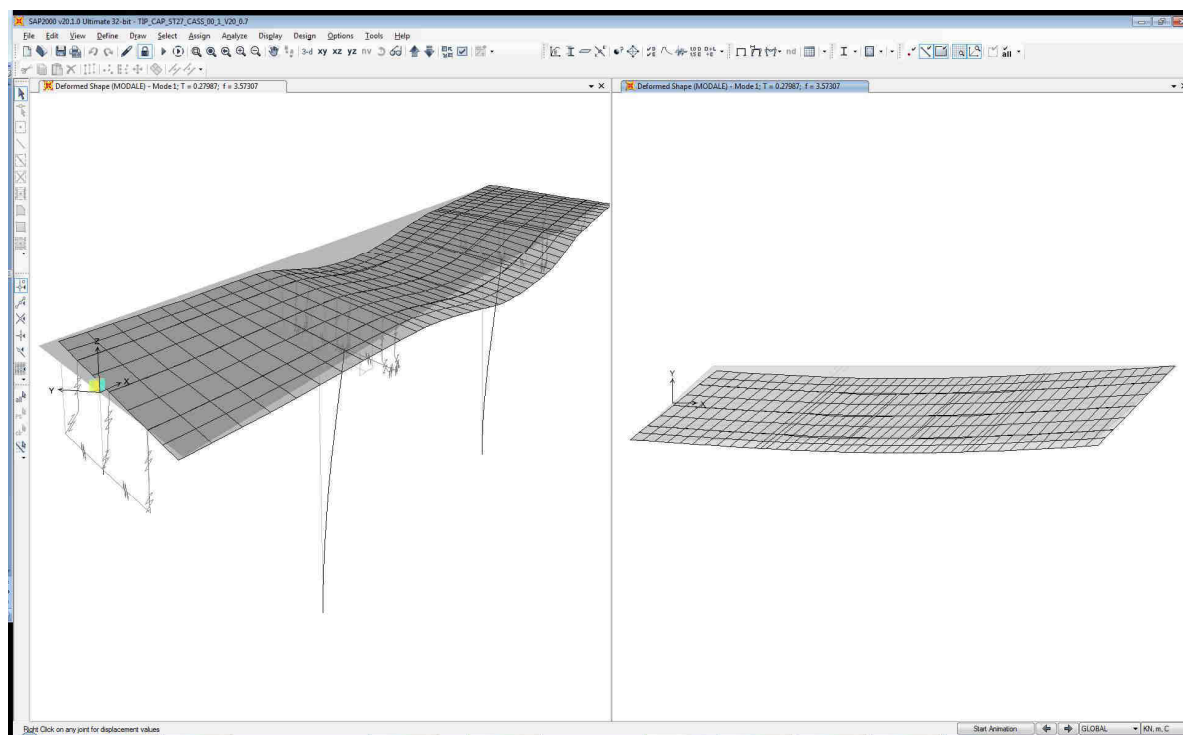


Figura 8-1: Deformata modale modo n°1

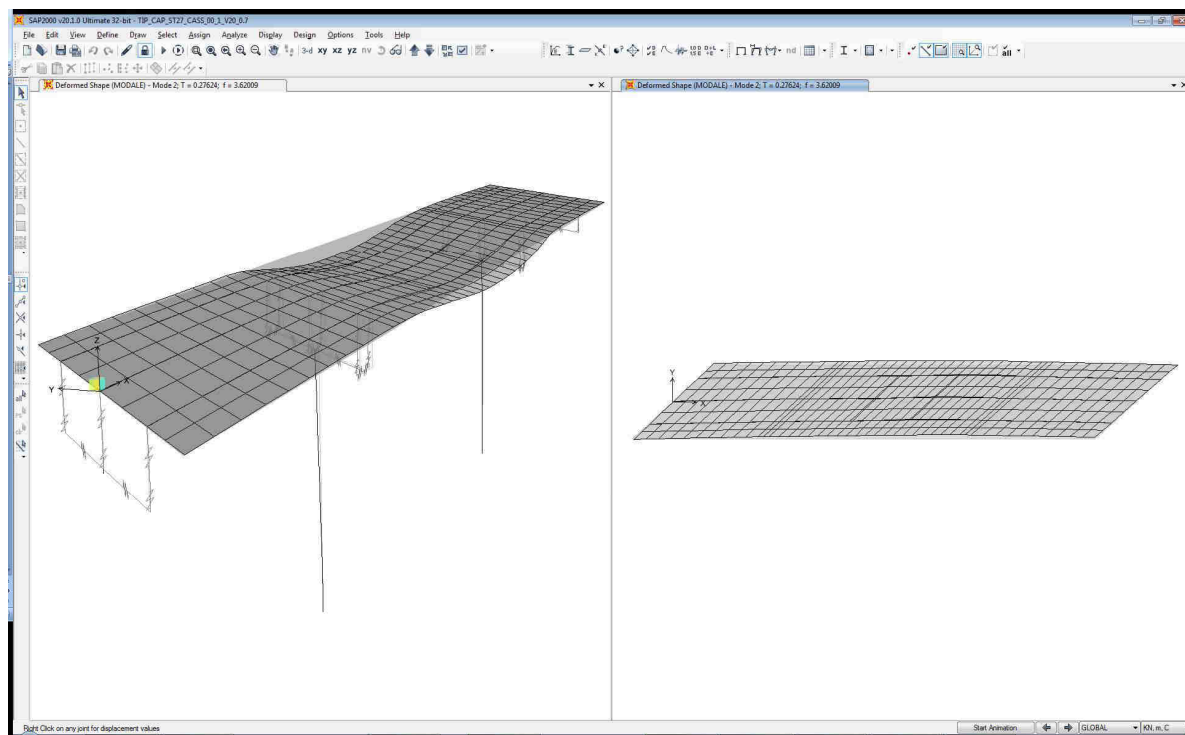
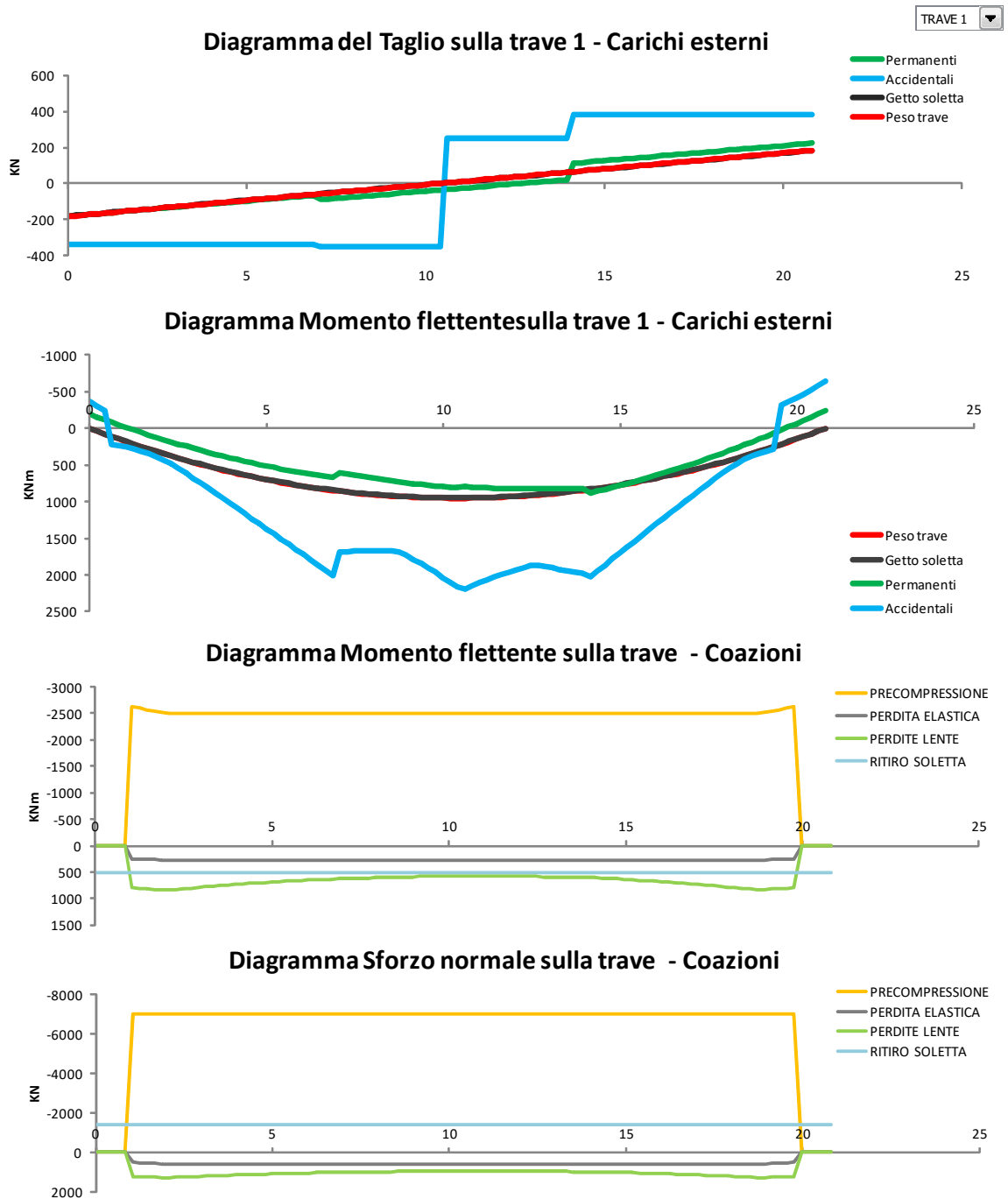


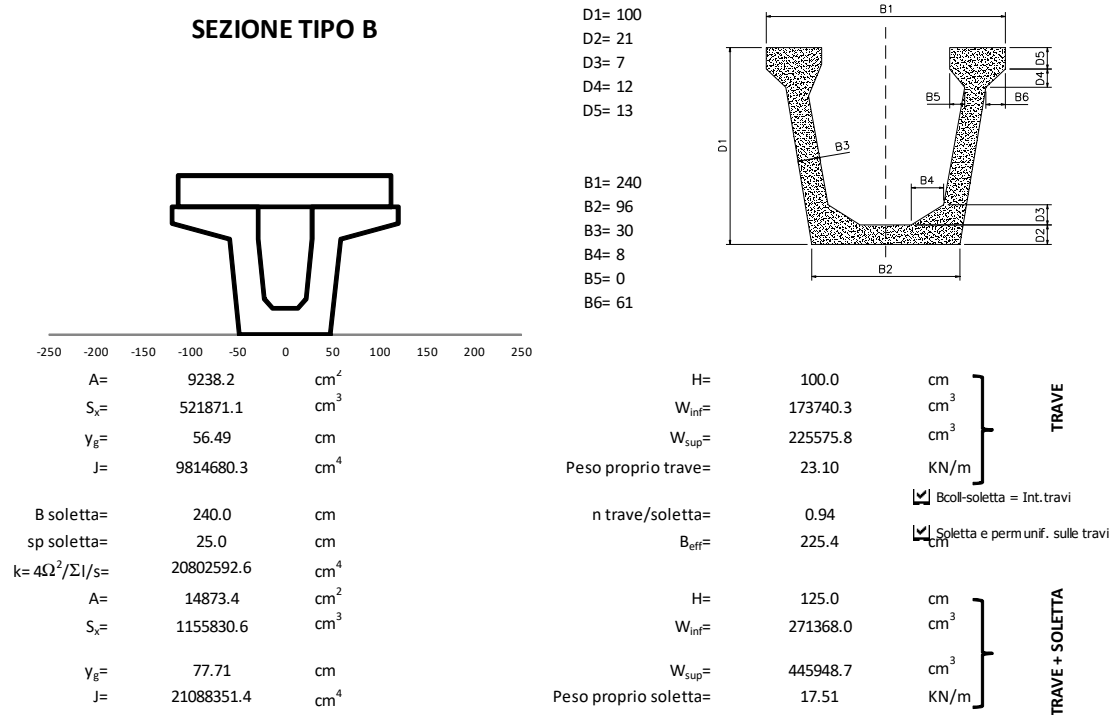
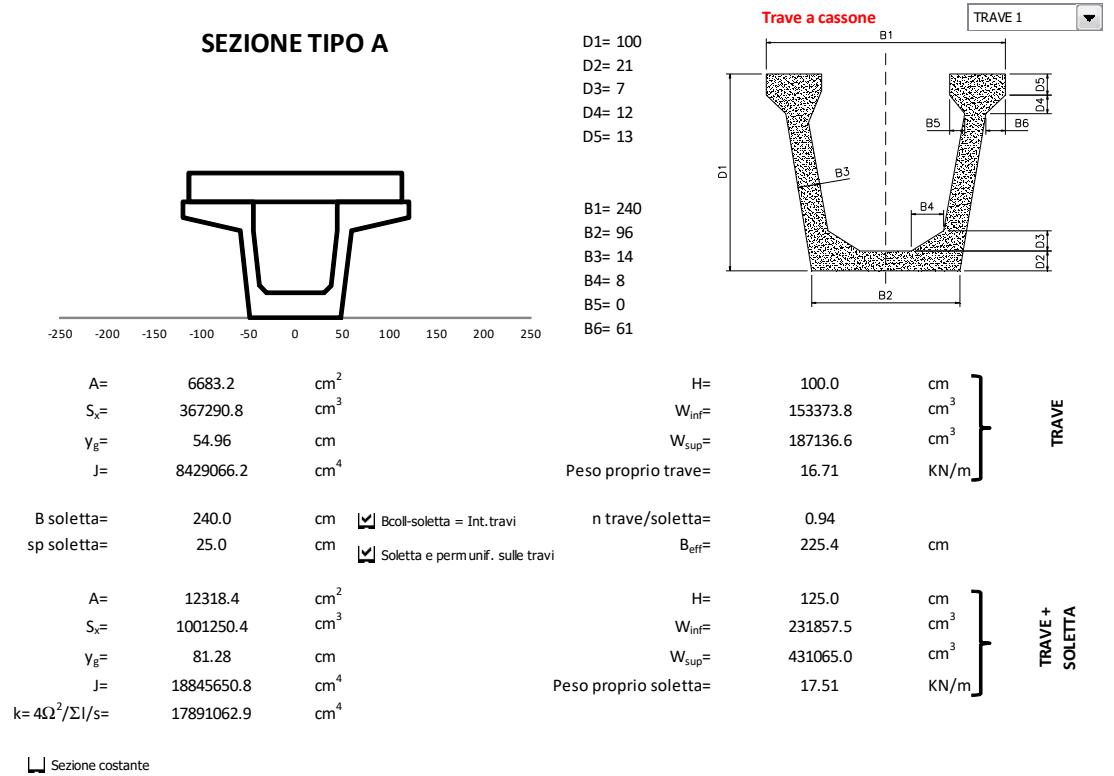
Figura 8-2: Deformata modale modo n°2

8.2 DIAGRAMMI SOLLECITAZIONI



9. VERIFICHE IMPALCATO

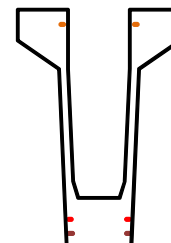
9.1 Caratteristiche trave in c.a.p.



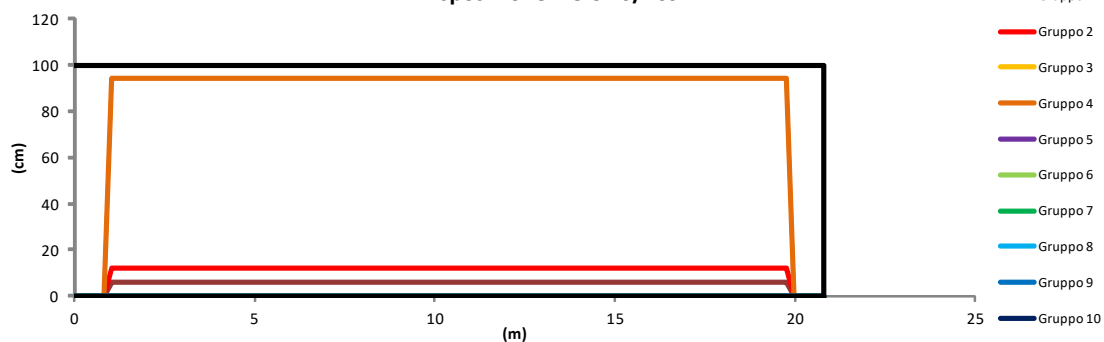
9.2 Precompressione e armatura lenta

Tensione limite iniziale 1488.0 Mpa diametro Trefoli 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	-1718.4
gruppo 2	14	12	2100	0.90	1300.0	-2730	-1172.7
gruppo 4	4	94	600	0.90	1300.0	-780	304.5



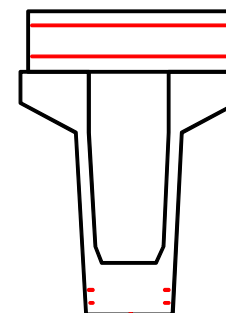
Disposizione Trefoli 6/10S



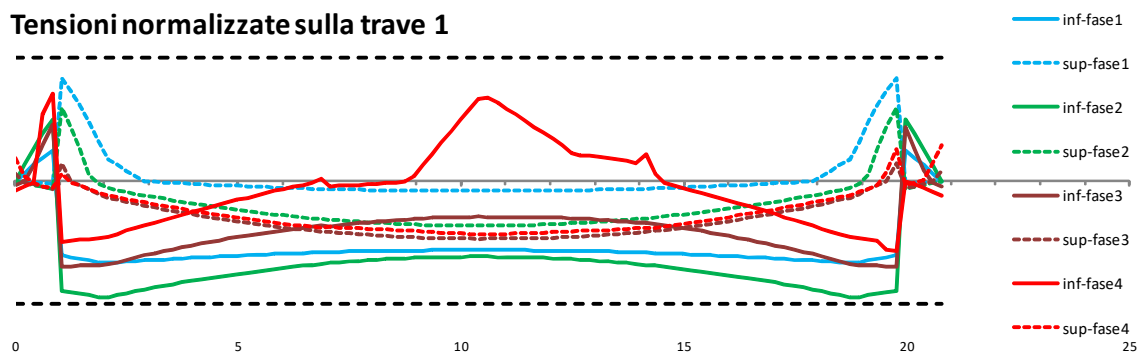
	Disposizione armature lente				
	n.	y (cm)	φ (mm)	A _{tot} (mmq)	x0 (m)
gruppo 1	12	5	14	1847.3	0.0
gruppo 2	10	10	14	1539.4	0.0
gruppo 11	11	106	12	1244.1	0.0
gruppo 12	11	119	12	1244.1	0.0

Armatura lenta nella trave

Armatura lenta in soletta



Tensioni normalizzate sulla trave 1



9.3 Perdite differite nel tempo

RITIRO DEL CLS TRAVE

Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	55.0 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	$f_{ck} =$	45.0 Mpa
Umidità relativa		75 %
Area della sezione di calcestruzzo	$A_c =$	12683 cm ²
Perimetro della sezione esposto all'aria	$u =$	954 cm
Dimensione fittizia	$h_0 = 2 A_c / u =$	266 mm
Deformazione per ritiro autogeno	$\epsilon_{ca} =$	-8.75E-05
	$\epsilon_{c0} =$	-2.61E-04
	$k_h =$	0.784
Deformazione per ritiro da essiccamento a $t = \infty$	$\epsilon_{cd, \infty} =$	-2.04E-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
	$\beta(\infty) =$	0.99965
	$\epsilon_{cs}(\infty) =$	-2.04E-04
Deformazione totale da ritiro a $t = \infty$	$\epsilon_{cs}(\infty) =$	-2.92E-04

f_{ek}	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

Ritiro di calcolo

↓

↓

60%

-1.75E-04

VISCOSITA'

Coeff. di viscosità a $t = \infty$ $\phi(\infty, t_s) =$ 1.945

Viscosità

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

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

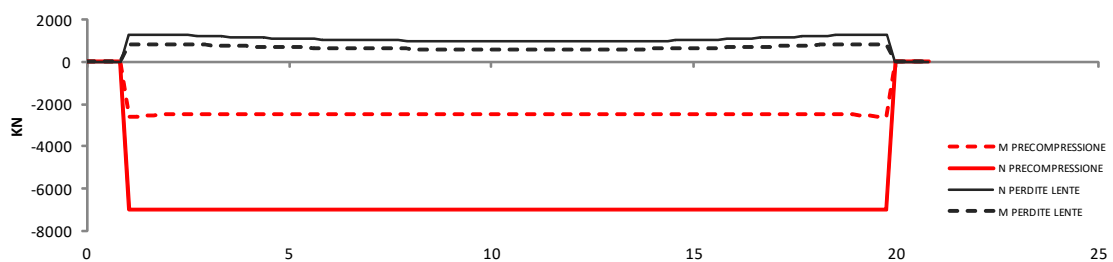
CADUTE DI TENSIONE PER RILASSAMENTO

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

$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 5,39 \rho_{1000} e^{0,7\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5}$	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

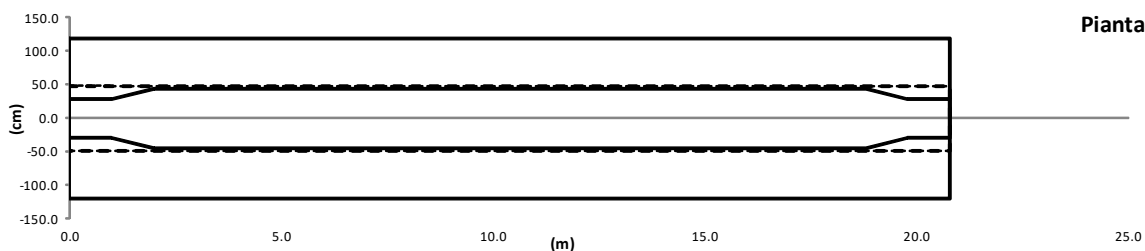
Diagramma M/N sulla trave 1 - Precompressione e perdite



9.4 Caratteristiche sezioni di verifica

L = Lunghezza trave = 20.8 m \square Sezione costante
 Lunghezza retrotrave = 0.4 m
 Lunghezza concio di calcolo = 0.208 m
 n. conci di calcolo = 100
 L1 = Lunghezza sezione corrente tipo A = 16.8 m
 L2 = Lunghezza sezione variabile AB-BA = 1.0 m
 L3 = Lunghezza sezione di appoggio tipo B = 1.0 m

	xin (m)	xfin (m)
TIPO BB	0.00	1.00
TIPO BA	1.00	2.00
TIPO AA	2.00	18.80
TIPO AB	18.80	19.80
TIPO BB	19.80	20.80

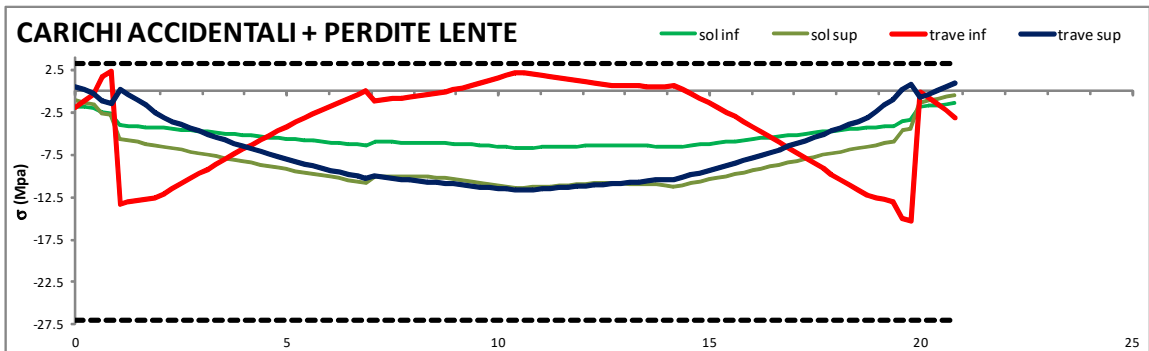
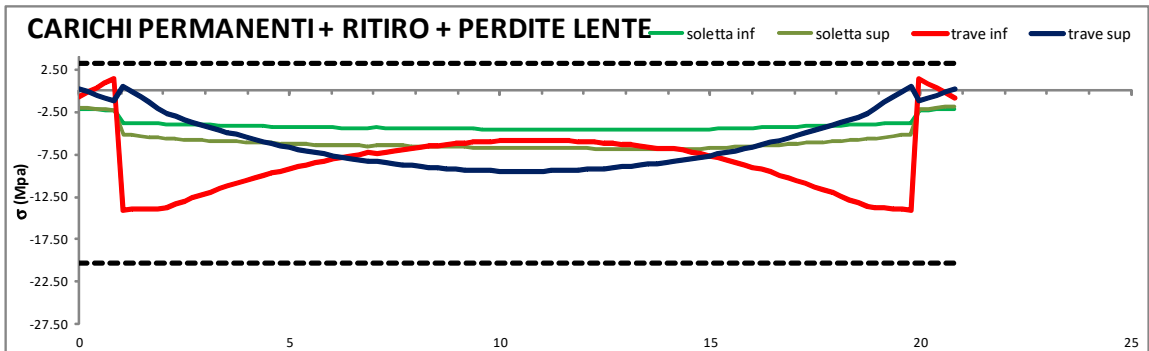
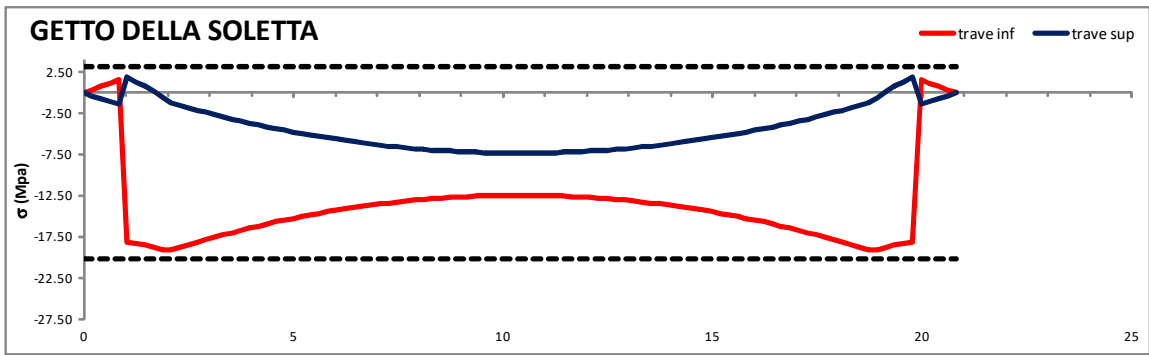
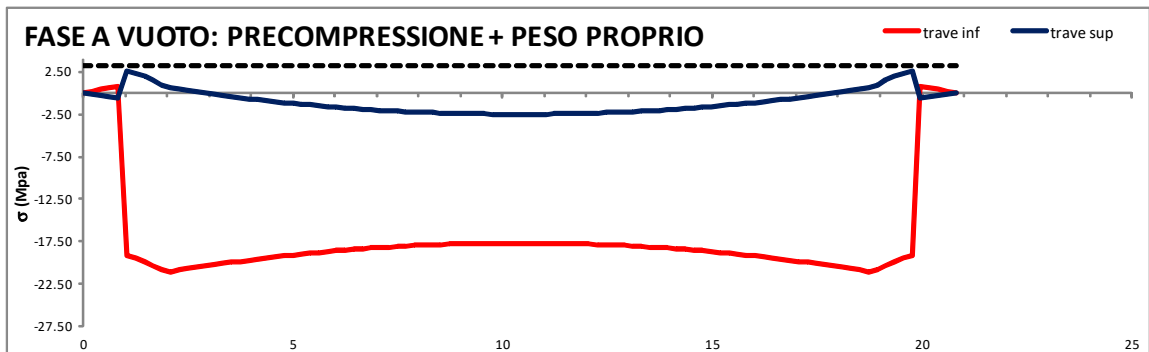


		TRAVE + ARMATURE							
x(m)	Tipo	x(m)	Tipo	x(m)	A _{id} (cm ²)	J _{id} (cm ⁴)	y _g (cm)	W _{inf} (cm ³)	W _{sup} (cm ³)
0.00	BB	5.20	AA	0.00	9430.5	10272173	55.5	185127	-230768
0.21	BB	5.41	AA	1.04	9634.9	10853029	54.2	200076	-237196
0.42	BB	5.62	AA	2.08	7182.0	9448584	52.1	181326	-197290
0.62	BB	5.82	AA	3.12	7182.0	9448584	52.1	181326	-197290
0.83	BB	6.03	AA	4.16	7182.0	9448584	52.1	181326	-197290
1.04	BA	6.24	AA	5.20	7182.0	9448584	52.1	181326	-197290
1.25	BA	6.45	AA	6.24	7182.0	9448584	52.1	181326	-197290
1.46	BA	6.66	AA	7.28	7182.0	9448584	52.1	181326	-197290
1.66	BA	6.86	AA	8.32	7182.0	9448584	52.1	181326	-197290
1.87	BA	7.07	AA	9.36	7182.0	9448584	52.1	181326	-197290
2.08	AA	7.28	AA	10.40	7182.0	9448584	52.1	181326	-197290
2.29	AA	7.49	AA						

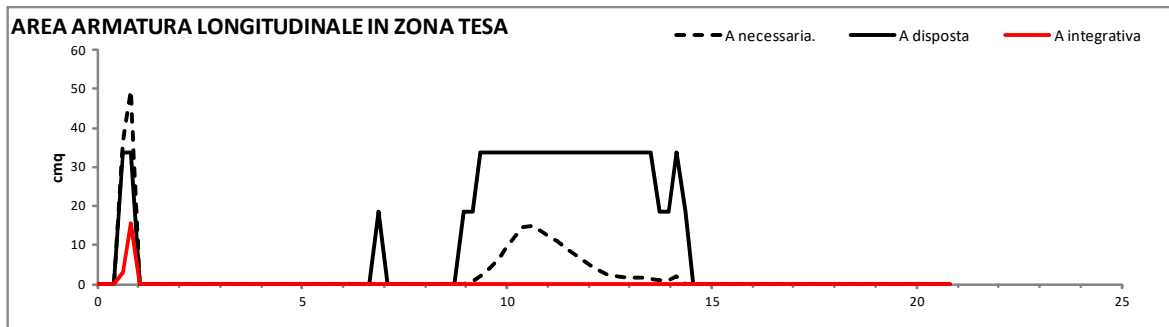
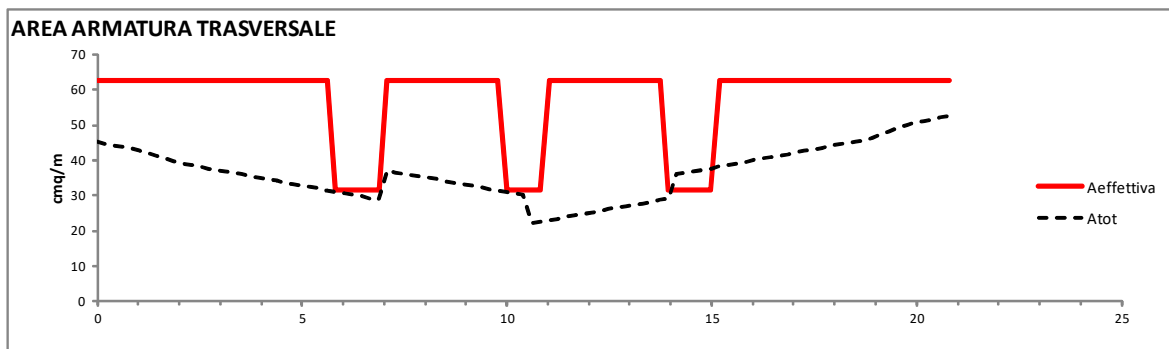
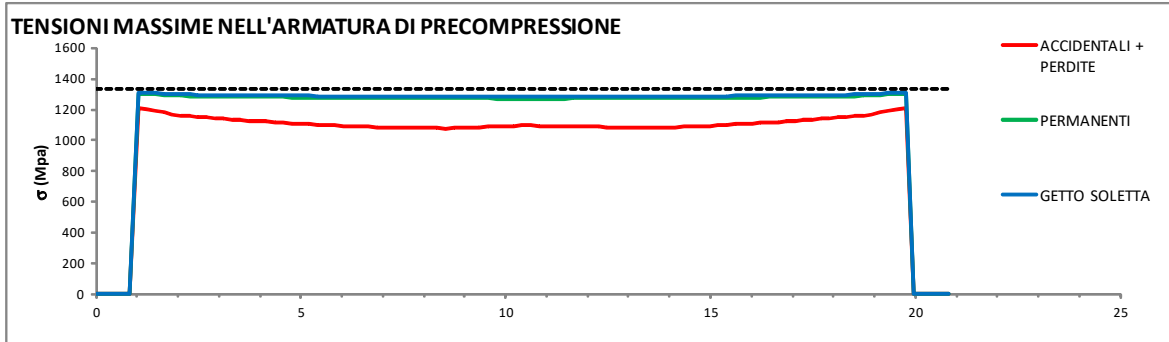
		TRAVE + SOLETTA + ARMATURE								
x(m)	Tipo	x(m)	Tipo	x(m)	A _{id} (cm ²)	J _{id} (cm ⁴)	y _g (cm)	W _{inf} (cm ³)	W _{sup} (cm ³)	W _{supsol} (cm ³)
2.50	AA	7.70	AA	0.00	15206.9	22215625	77.1	287977	-971974	-464216
2.70	AA	7.90	AA	1.04	15411.3	23408290	76.1	307681	-978599	-478499
2.91	AA	8.11	AA	2.08	12958.5	21424532	79.0	271098	-1021618	-466043
3.12	AA	8.32	AA	3.12	12958.5	21424532	79.0	271098	-1021618	-466043
3.33	AA	8.53	AA	4.16	12958.5	21424532	79.0	271098	-1021618	-466043
3.54	AA	8.74	AA	5.20	12958.5	21424532	79.0	271098	-1021618	-466043
3.74	AA	8.94	AA	6.24	12958.5	21424532	79.0	271098	-1021618	-466043
3.95	AA	9.15	AA	7.28	12958.5	21424532	79.0	271098	-1021618	-466043
4.16	AA	9.36	AA	8.32	12958.5	21424532	79.0	271098	-1021618	-466043
4.37	AA	9.57	AA	9.36	12958.5	21424532	79.0	271098	-1021618	-466043
4.58	AA	9.78	AA	10.40	12958.5	21424532	79.0	271098	-1021618	-466043
4.78	AA	9.98	AA							
4.99	AA	10.19	AA							

9.5 Diagramma tensioni sulla trave n.1

Effetto della precompressione



9.6 Diagramma tensioni/aree armature trave n.1



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

Effetto della precompressione

Ascissa di verifica

Elemento di verifica 1

N. Gruppi Trefoli attivi 0

σ_{spi} Tensione di tesatura = 1300.0 Mpa

Tensioni dopo le perdite elastiche

Nprec. alla tesatura 0.0 KN

Mprec. 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

FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO

N_0 0.0 KN

M_0 0.0 KNm

A_{id} 0.9430 mq

S_{id} 0.5233 mc

y_{bar} 55.49 cm

J_{id} 0.1027 m⁴

Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf} 0.00 Mpa

Tensione al lembo superiore trave σ_{sup} 0.00 Mpa

GETTO DELLA SOLETTA

N_1 0.0 KN

M_1 0.0 KNm

A_{id} 0.9430 mq

S_{id} 0.5233 mc

y_{bar} 55.49 cm

J_{id} 0.1027 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

N_2 0.0 KN ΔP 0.0 KN

M_2 -191.9 KNm ΔMp 0.0 KNm

A_{id} 1.5207 mq

S_{id} 1.1731 mc

y_{bar} 77.14 cm

J_{id} 0.2222 m⁴

Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf} -0.67 Mpa

Tensione al lembo superiore trave σ_{sup} 0.20 Mpa

Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is} -2.16 Mpa

Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss} -1.95 Mpa

CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE

N_3 0.0 KN ΔP 0.0 KN

M_3 -364.8 KNm ΔMp 0.0 KNm

A_{id} 1.5207 mq

S_{id} 1.1731 mc

y_{bar} 77.14 cm

J_{id} 0.2222 m⁴

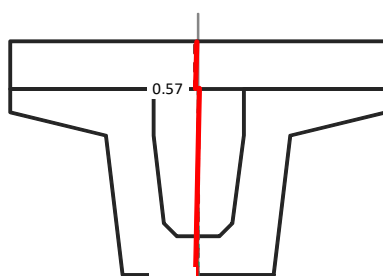
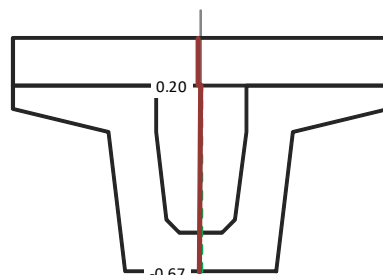
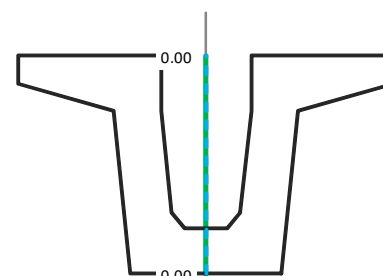
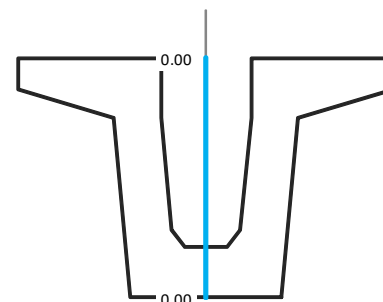
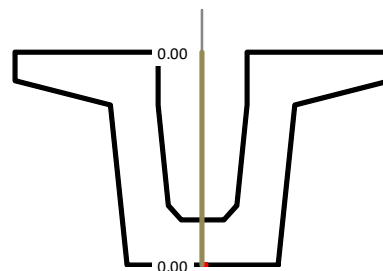
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf} -1.93 Mpa

Tensione al lembo superiore trave σ_{sup} 0.57 Mpa

Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is} -1.79 Mpa

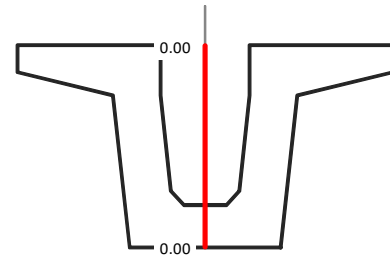
Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss} -1.16 Mpa

n.totale Trefoli = 0



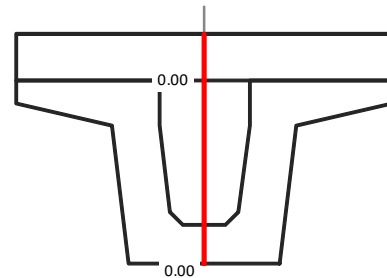
PERDITE ELASTICHE

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_{sg} = 0.00
		σ_{ss} = 0.00



TENSIONI ARMATURA LENTA

	Max	Min
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO	0.0	0.0
GETTO DELLA SOLETTA	0.0	0.0
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE	2.1	-3.5
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE	6.0	-10.3

TENSIONI ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE

	Max	Min
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO	0.0	0.0
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} =	1270.3 KN	ELEMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO		ELEMENTO CON ARMATURA A TAGLIO	
f_{ck} =	45.00 Mpa	v_{min} =	0.398 Mpa	α_{cc} =	1.000
f_{cd} =	25.50 Mpa	σ_{cp} =	0.000 Mpa	V_{Rcd} =	3914.2 KN
f'_{cd} =	12.75 Mpa	k =	1.422	$A_{sw}/s = A_{nec.}$ =	35.17 cm ² /m
f_{ctd} =	1.77 Mpa	A_{sl} =	58.7 cm ²	Staffe disposte 4 br. f10/5	57.83 cm ² /m
f_{yd} =	391.30 Mpa	$\rho = A_{sl}/b_w d$ =	0.009	V_{Rsd} =	2291.3 KN
d =	112.5 cm	γ_c =	1.5	$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$ =	2291.3 KN
b_w =	60.6 cm	V_{Rd} =	393.8 KN	$V_{Rd} > V_{Ed}$ =	La verifica è soddisfatta

VERIFICA A TORSIONE - SLU

Mt_{Ed} =	-334.1 KNm	ELEMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO		ELEMENTO CON ARMATURA A TAGLIO	
Armatura trasversali		Calcestruzzo		Armatura longitudinali	
f_{yd} =	391.30 Mpa	f'_{cd} =	12.75 Mpa	u_m =	3736.2 mm
θ	45 °	t =	300 mm	A_{minima}	-18.68 cm ²
Ω	853934 mm ²	Ω	853934 mm ²		
$A_{sw}/s = A_{nec.}$ =	5.00 cm ² /m	T_{Rcd} =	3266.3 KNm		
T_{Rsd} =	334.1 KNm				

VERIFICA A TORSIONE E TAGLIO - LATO CALCESTRUZZO

$V_{Ed}/V_{Rcd} + Mt_{Ed}/T_{Rcd}$ =	0.222	La verifica è soddisfatta
--------------------------------------	--------------	----------------------------------

9.8 Verifica sezione n.5 – ascissa x = 0,832m

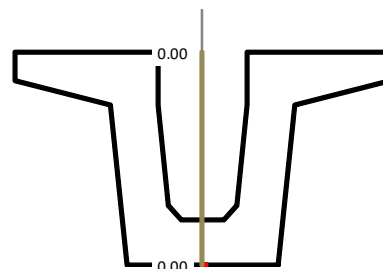
Effetto della precompressione Favorevole

n.totale Trefoli = 0

Ascissa di verifica	0.83 m
Elemento di verifica	5
N. Gruppi Trefoli attivi	0
σ_{spi} Tensione di tesatura =	1300.0 Mpa

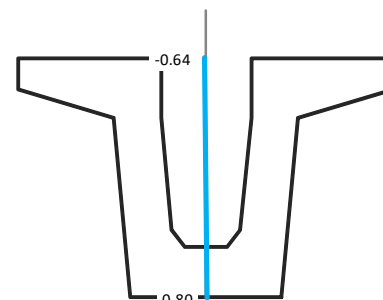
Tensioni dopo le perdite elastiche

Nprec. alla tesatura	0.0 KN
Mprec. 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



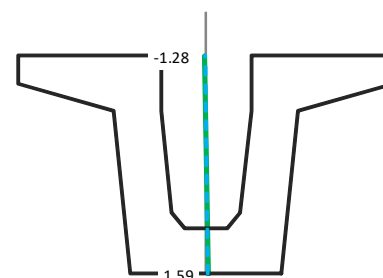
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO

N_0	0.0 KN
M_0	147.9 KNm
A_{id}	0.9430 mq
S_{id}	0.5233 mc
y_{bar}	55.49 cm
J_{id}	0.1027 m ⁴
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	0.80 Mpa
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-0.64 Mpa



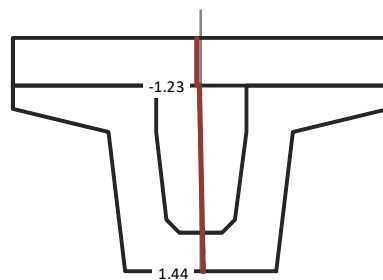
GETTO DELLA SOLETTA

N_1	0.0 KN
M_1	146.9 KNm
A_{id}	0.9430 mq
S_{id}	0.5233 mc
y_{bar}	55.49 cm
J_{id}	0.1027 m ⁴
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	1.59 Mpa
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-1.28 Mpa



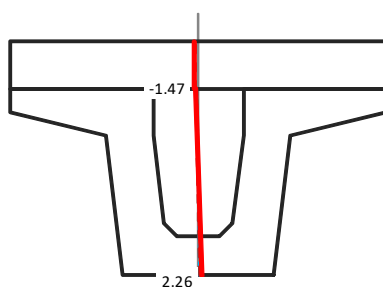
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE

N_2	0.0 KN	ΔP	0.0	KN
M_2	-45.1 KNm	ΔMp	0.0	KNm
A_{id}	1.5207 mq			
S_{id}	1.1731 mc			
y_{bar}	77.14 cm			
J_{id}	0.2222 m ⁴			
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	1.44 Mpa			
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-1.23 Mpa			
Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is}	-2.31 Mpa			
Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss}	-2.26 Mpa			



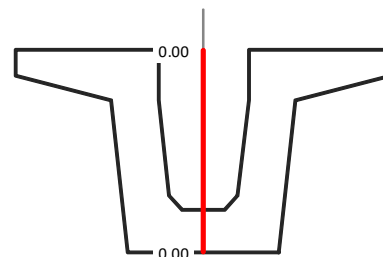
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE

N_3	0.0 KN	ΔP	0.0	KN
M_3	237.3 KNm	ΔMp	0.0	KNm
A_{id}	1.5207 mq			
S_{id}	1.1731 mc			
y_{bar}	77.14 cm			
J_{id}	0.2222 m ⁴			
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	2.26 Mpa			
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-1.47 Mpa			
Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is}	-2.56 Mpa			
Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss}	-2.77 Mpa			



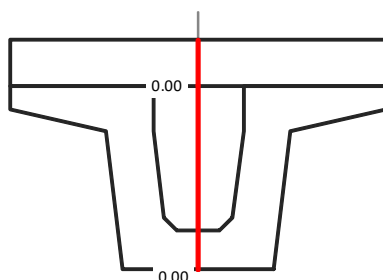
PERDITE ELASTICHE

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



TENSIONI ARMATURA LENTA

FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO	Max	Min
GETTO DELLA SOLETTA	4.1	3.7
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE	8.2	7.4
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE	7.4	0.3
	11.8	-2.1

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

$V_{Ed} = 1209.5$ KN		ELEMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO		ELEMENTO CON ARMATURA A TAGLIO	
$f_{ck} =$	45.00 Mpa	$v_{min} =$	0.398 Mpa	$\alpha_{cc} =$	1.000
$f_{cd} =$	25.50 Mpa	$\sigma_{cp} =$	0.000 Mpa	$V_{Rcd} =$	3914.2 KN
$f'_{cd} =$	12.75 Mpa	$k =$	1.422	$A_{sw}/s = A_{nec.} =$	33.39 cm ² /m
$f_{ctd} =$	1.77 Mpa	$A_{sl} =$	58.7 cm ²	Staffe disposte 4 br. f10/5	57.83 cm ² /m
$f_{yd} =$	391.30 Mpa	$\rho = A_{sl}/b_w d =$	0.009	$V_{Rsd} =$	2291.3 KN
$d =$	112.5 cm	$\gamma_c =$	1.5	$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) =$	2291.3 KN
$b_w =$	60.6 cm	$V_{Rd} =$	393.8 KN	$V_{Rd} > V_{Ed} =$	La verifica è soddisfatta

VERIFICA A TORSIONE - SLU

$Mt_{Ed} = -334.1$ KNm		Calcestruzzo		Armatura longitudinali	
Armatura trasversali		$f_{cd} =$	12.75 Mpa	$u_m =$	3736.2 mm
$f_{yd} =$	391.30 Mpa	$t =$	300 mm	$A_{minima} =$	-18.68 cm ²
$\theta =$	45 °	$\Omega =$	853934 mm ²		
$\Omega =$	853934 mm ²	$T_{Rcd} =$	3266.3 KNm		
$A_{sw}/s = A_{nec.} =$	5.00 cm ² /m				
$T_{Rsd} =$	334.1 KNm				

VERIFICA A TORSIONE E TAGLIO - LATO CALCESTRUZZO

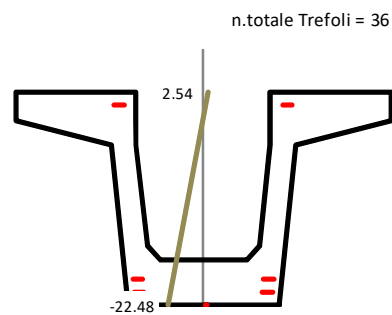
$V_{Ed}/V_{Rcd} + Mt_{Ed}/T_{Rcd} =$	0.207	La verifica è soddisfatta
--------------------------------------	--------------	----------------------------------

9.9 Verifica sezione n.10 – ascissa x = 1,872m

Effetto della precompressione Favorevole	σ^1 1168.9
Ascissa di verifica	1.87 m
Elemento di verifica	10
N. Gruppi Trefoli attivi	3
σ_{spi} Tensione di tesatura =	1300.0 Mpa
σ^4 1307.9	

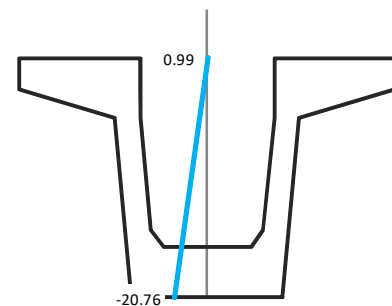
Tensioni dopo le perdite elastiche

Nprec. alla tesatura	-7020.0 KN
Mprec. alla tesatura	-2514.9 KNm
$\Delta N_{perdite\ elastiche}$	604.4 KN
$\Delta M_{perdite\ elastiche}$	269.8 KNm
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-22.48 Mpa
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	2.54 Mpa



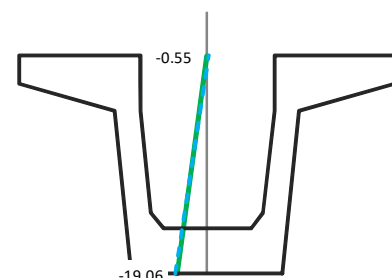
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO

N_0	-7020.0 KN
M_0	-2199.7 KNm
A_{id}	0.7509 mq
S_{id}	0.3940 mc
y_{bar}	52.47 cm
J_{id}	0.0964 m ⁴
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-20.76 Mpa
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	0.99 Mpa



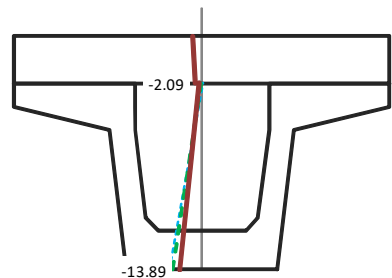
GETTO DELLA SOLETTA

N_1	0.0 KN
M_1	313.0 KNm
A_{id}	0.7509 mq
S_{id}	0.3940 mc
y_{bar}	52.47 cm
J_{id}	0.0964 m ⁴
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-19.06 Mpa
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-0.55 Mpa



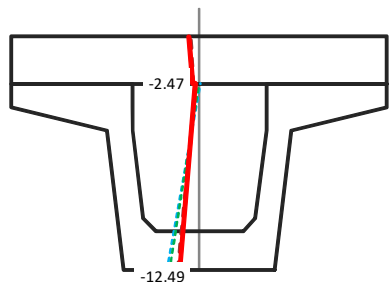
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE

N_2	-1415.5 KN	ΔP	1282.0 KN
M_2	622.5 KNm	ΔMp	833.9 KNm
A_{id}	1.3286 mq		
S_{id}	1.0439 mc		
y_{bar}	78.57 cm		
J_{id}	0.2170 m ⁴		
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-13.89 Mpa		
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-2.09 Mpa		
Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is}	-3.90 Mpa		
Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss}	-5.58 Mpa		



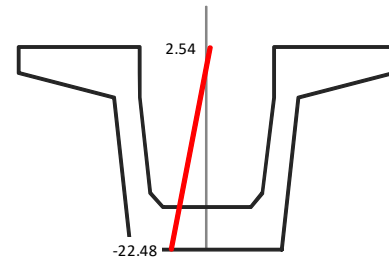
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE

N_3	0.0 KN	ΔP	1282.0 KN
M_3	385.5 KNm	ΔMp	833.9 KNm
A_{id}	1.3286 mq		
S_{id}	1.0439 mc		
y_{bar}	78.57 cm		
J_{id}	0.2170 m ⁴		
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-12.49 Mpa		
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-2.47 Mpa		
Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is}	-4.28 Mpa		
Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss}	-6.40 Mpa		



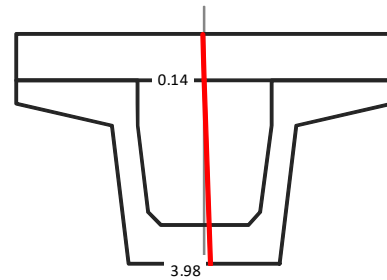
PERDITE ELASTICHE

	σ_{p0}		$\Delta\sigma_{p0}$	ΔN (KN) = 604.4
gruppo 1	1300.0	-->	-131.1	ΔM (KNm) = 269.8
gruppo 2	1300.0	-->	-121.6	$\sigma_{inf} = -22.48$
				$\sigma_{sup} = 2.54$
gruppo 4	1300.0	-->	7.9	



PERDITE DIFFERITE NEL TEMPO

	σ_{p0}		$\Delta\sigma_{p0}$	ΔN (KN) = 1282.0
gruppo 1	1168.9	-->	-251.8	ΔM (KNm) = 833.9
gruppo 2	1178.4	-->	-251.6	$\sigma_{inf} = 3.98$
				$\sigma_{sup} = 0.14$
gruppo 4	1307.9	-->	-122.8	$\sigma_{ig} = 0.14$
				$\sigma_{ss} = -0.82$



TENSIONI ARMATURA LENTA

	Max	Min
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO	-105.5	-111.7
GETTO DELLA SOLETTA	-97.7	-103.0
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE	-10.5	-75.5
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE	-13.8	-68.1

TENSIONI ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE

	Max	Min
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO	1307.9	1168.9
GETTO DELLA SOLETTA	1300.3	1177.5
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE	1291.7	952.7
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE	1290.2	960.1

VERIFICA A TAGLIO - SLU

$V_{Ed} =$	1133.6 KN	ELEMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO	
$f_{ck} =$	45.00 Mpa	$v_{min} =$	0.398 Mpa
$f_{cd} =$	25.50 Mpa	$\sigma_{cp} =$	9.349 Mpa
$f'_{cd} =$	12.75 Mpa	$k =$	1.422
$f_{ctd} =$	1.77 Mpa	$A_{sl} =$	58.7 cm ²
$f_{yd} =$	391.30 Mpa	$\rho = A_{sl}/b_w d =$	0.016
$d =$	112.5 cm	$\gamma_c =$	1.5
$b_w =$	32.4 cm	$V_{Rd} =$	771.3 KN

ELEMENTO CON ARMATURA A TAGLIO	
$\alpha_{cc} =$	1.250
$V_{Rcd} =$	2617.3 KN
$A_{sw}/s = A_{nec.} =$	31.16 cm ² /m
Staffe disposte 4 br. f10/5	58.55 cm ² /m
$V_{Rsd} =$	2319.8 KN
$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) =$	2319.8 KN
$V_{Rd} > V_{Ed} =$	La verifica è soddisfatta

VERIFICA A TORSIONE - SLU

$Mt_{Ed} =$	-334.1 KNm	ELEMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO	
Armatura trasversali		Calcestruzzo	
$f_{yd} =$	391.30 Mpa	$f'_{cd} =$	12.75 Mpa
$\theta =$	45 °	$t =$	160.48 mm
$\Omega =$	997767 mm ²	$\Omega =$	997767 mm ²
$A_{sw}/s = A_{nec.} =$	4.28 cm ² /m	$T_{Rcd} =$	2041.6 KNm
$T_{Rsd} =$	334.1 KNm		

Armatura longitudinali	
$u_m =$	4018.2 mm
$A_{minima} =$	-17.19 cm ²

VERIFICA A TORSIONE E TAGLIO - LATO CALCESTRUZZO

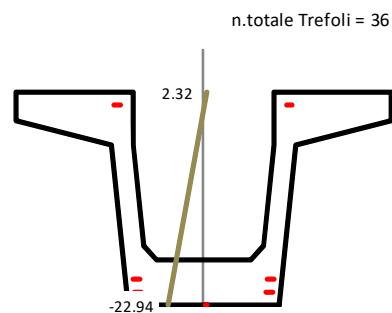
$V_{Ed}/V_{Rcd} + Mt_{Ed}/T_{Rcd} =$	0.269	La verifica è soddisfatta
--------------------------------------	-------	----------------------------------

9.10 Verifica sezione n.34 – ascissa x = 6,864m

Effetto della precompressione Favorevole		σ^1	1165.9
Ascissa di verifica	6.86 m	σ^2	1175.5
Elemento di verifica	34		
N. Gruppi Trefoli attivi	3	σ^4	1306.6
σ_{spi} Tensione di tesatura =	1300.0 Mpa		

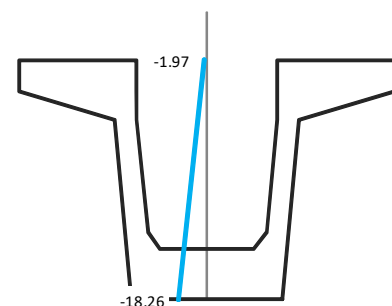
Tensioni dopo le perdite elastiche

Nprec. alla tesatura	-7020.0 KN
Mprec. alla tesatura	-2493.0 KNm
$\Delta N_{perdite elastiche}$	619.6 KN
$\Delta M_{perdite elastiche}$	273.4 KNm
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-22.94 Mpa
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	2.32 Mpa



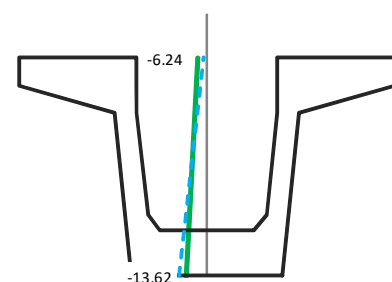
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO

N_0	-7020.0 KN
M_0	-1645.5 KNm
A_{id}	0.7182 mq
S_{id}	0.3742 mc
Y_{bar}	52.11 cm
J_{id}	0.0945 m ⁴
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-18.26 Mpa
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-1.97 Mpa



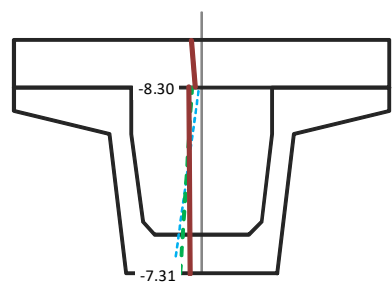
GETTO DELLA SOLETTA

N_1	0.0 KN
M_1	841.7 KNm
A_{id}	0.7182 mq
S_{id}	0.3742 mc
Y_{bar}	52.11 cm
J_{id}	0.0945 m ⁴
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-13.62 Mpa
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-6.24 Mpa



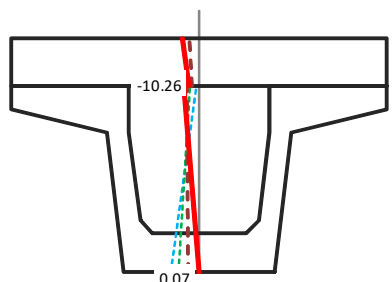
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE

N_2	-1415.5 KN	ΔP	1017.5 KN
M_2	1170.2 KNm	ΔMp	622.8 KNm
A_{id}	1.2958 mq		
S_{id}	1.0241 mc		
Y_{bar}	79.03 cm		
J_{id}	0.2142 m ⁴		
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-7.31 Mpa		
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-8.30 Mpa		
Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is}	-4.42 Mpa		
Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss}	-6.51 Mpa		



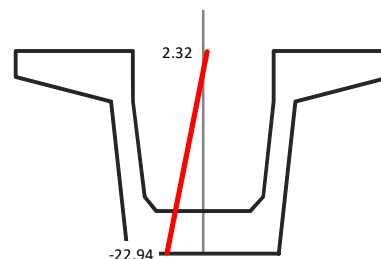
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE

N_3	0.0 KN	ΔP	1017.5 KN
M_3	2002.9 KNm	ΔMp	622.8 KNm
A_{id}	1.2958 mq		
S_{id}	1.0241 mc		
Y_{bar}	79.03 cm		
J_{id}	0.2142 m ⁴		
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	0.07 Mpa		
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-10.26 Mpa		
Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is}	-6.38 Mpa		
Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss}	-10.81 Mpa		



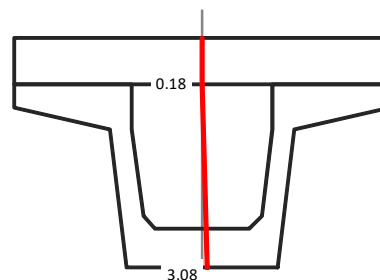
PERDITE ELASTICHE

	σ_{p0}		$\Delta\sigma_{p0}$	ΔN (KN)= 619.6
gruppo 1	1300.0	-->	-134.1	ΔM (KNm)= 273.4
gruppo 2	1300.0	-->	-124.5	σ_{inf} = -22.94
				σ_{sup} = 2.32
gruppo 4	1300.0	-->	6.6	



PERDITE DIFFERITE NEL TEMPO

	σ_{p0}		$\Delta\sigma_{p0}$	ΔN (KN)= 1017.5
gruppo 1	1165.9	-->	-186.8	ΔM (KNm)= 622.8
gruppo 2	1175.5	-->	-192.4	σ_{inf} = 3.08
				σ_{sup} = 0.18
gruppo 4	1306.6	-->	-181.8	σ_{ig} = 0.18
				σ_{ss} = -0.55



TENSIONI ARMATURA LENTA

	Max	Min
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO	-94.4	-99.1
GETTO DELLA SOLETTA	-73.1	-75.2
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE	-14.6	-42.1
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE	-2.5	-42.0

TENSIONI ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE

	Max	Min
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO	1306.6	1165.9
GETTO DELLA SOLETTA	1285.4	1189.2
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE	1274.5	1033.5
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE	1266.6	1069.0

VERIFICA A TAGLIO - SLU

V_{Ed} = 769.1 KN		ELEMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO		ELEMENTO CON ARMATURA A TAGLIO	
f_{ck} =	45.00 Mpa	v_{min} =	0.398 Mpa	α_{cc} =	1.250
f_{cd} =	25.50 Mpa	σ_{cp} =	9.774 Mpa	V_{Rcd} =	2283.3 KN
f'_{cd} =	12.75 Mpa	k =	1.422	$A_{sw}/s = A_{nec.}$ =	20.45 cm ² /m
f_{ctd} =	1.77 Mpa	A_{sl} =	58.7 cm ²	Staffe disposte 4 br. f10/10	27.23 cm ² /m
f_{yd} =	391.30 Mpa	$\rho = A_{sl}/b_w d$ =	0.018	V_{Rsd} =	1078.7 KN
d =	112.5 cm	γ_c =	1.5	$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$ =	1078.7 KN
b_w =	28.3 cm	V_{Rd} =	703.7 KN	$V_{Rd} > V_{Ed}$ = La verifica è soddisfatta	

VERIFICA A TORSIONE - SLU

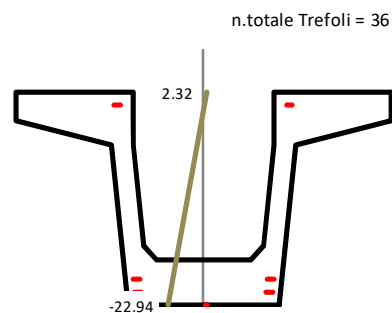
Mt_{Ed} = -334.1 KNm		Calcestruzzo		Armatura longitudinali	
Armatura trasversali		f'_{cd} =	12.75 Mpa	u_m =	4059.6 mm
f_{yd} =	391.30 Mpa	t =	140 mm	A_{minima}	-17.01 cm ²
θ	45 °	Ω	1018880 mm ²		
Ω	1018880 mm ²	T_{Rcd} =	1818.7 KNm		
$A_{sw}/s = A_{nec.}$ =	4.19 cm ² /m				
T_{Rsd} =	334.1 KNm				

VERIFICA A TORSIONE E TAGLIO - LATO CALCESTRUZZO

$V_{Ed}/V_{Rcd} + Mt_{Ed}/T_{Rcd} =$	0.153	La verifica è soddisfatta
--------------------------------------	--------------	----------------------------------

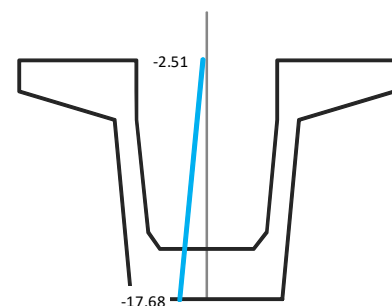
9.11 Verifica sezione n.51 – ascissa x = 10,4m

Effetto della precompressione Favorevole	σ^1 1165.9
Ascissa di verifica	10.40 m
Elemento di verifica	51
N. Gruppi Trefoli attivi	3
σ_{spi} Tensione di tesatura =	1300.0 Mpa
Tensioni dopo le perdite elastiche	
Nprec. alla tesatura	-7020.0 KN
Mprec. alla tesatura	-2493.0 KNm
$\Delta N_{perdite elastiche}$	619.6 KN
$\Delta M_{perdite elastiche}$	273.4 KNm
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-22.94 Mpa
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	2.32 Mpa



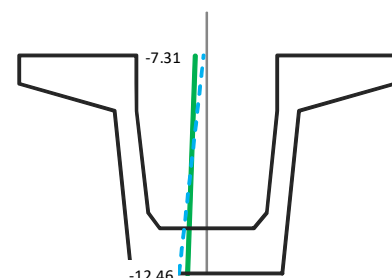
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO

N_0	-7020.0 KN
M_0	-1539.6 KNm
A_{id}	0.7182 mq
S_{id}	0.3742 mc
y_{bar}	52.11 cm
J_{id}	0.0945 m ⁴
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-17.68 Mpa
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-2.51 Mpa



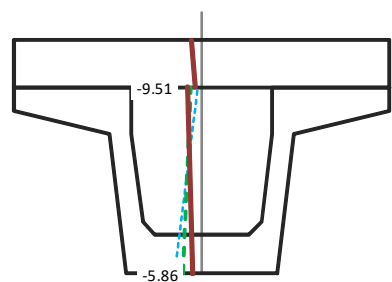
GETTO DELLA SOLETTA

N_1	0.0 KN
M_1	946.9 KNm
A_{id}	0.7182 mq
S_{id}	0.3742 mc
y_{bar}	52.11 cm
J_{id}	0.0945 m ⁴
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-12.46 Mpa
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-7.31 Mpa



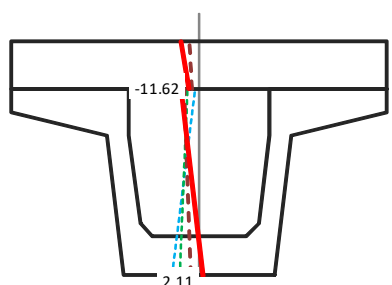
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE

N_2	-1415.5 KN	ΔP	956.6 KN
M_2	1310.1 KNm	ΔMp	574.1 KNm
A_{id}	1.2958 mq		
S_{id}	1.0241 mc		
y_{bar}	79.03 cm		
J_{id}	0.2142 m ⁴		
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	-5.86 Mpa		
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-9.51 Mpa		
Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is}	-4.56 Mpa		
Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss}	-6.76 Mpa		



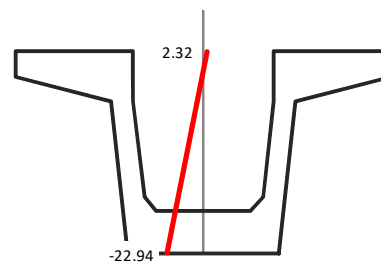
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE

N_3	0.0 KN	ΔP	956.6 KN
M_3	2160.5 KNm	ΔMp	574.1 KNm
A_{id}	1.2958 mq		
S_{id}	1.0241 mc		
y_{bar}	79.03 cm		
J_{id}	0.2142 m ⁴		
Tensione al lembo inferiore trave σ_{inf}	2.11 Mpa		
Tensione al lembo superiore trave σ_{sup}	-11.62 Mpa		
Tensione al lembo inferiore soletta σ_{is}	-6.67 Mpa		
Tensione al lembo superiore soletta σ_{ss}	-11.39 Mpa		



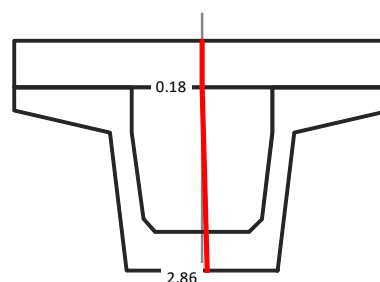
PERDITE ELASTICHE

	σ_{p0}		$\Delta\sigma_{p0}$	ΔN (KN) = 619.6
gruppo 1	1300.0	-->	-134.1	ΔM (KNm) = 273.4
gruppo 2	1300.0	-->	-124.5	$\sigma_{inf} = -22.94$
				$\sigma_{sup} = 2.32$
gruppo 4	1300.0	-->	6.6	



PERDITE DIFFERITE NEL TEMPO

	σ_{p0}		$\Delta\sigma_{p0}$	ΔN (KN) = 956.6
gruppo 1	1165.9	-->	-172.2	ΔM (KNm) = 574.1
gruppo 2	1175.5	-->	-179.0	$\sigma_{inf} = 2.86$
				$\sigma_{sup} = 0.18$
gruppo 4	1306.6	-->	-193.2	$\sigma_g = 0.18$
				$\sigma_{ss} = -0.49$



TENSIONI ARMATURA LENTA

	Max	Min
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO	-91.8	-96.1
GETTO DELLA SOLETTA	-67.8	-69.3
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE	-15.6	-35.3
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE	8.1	-44.9

TENSIONI ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE

	Max	Min
FASE A VUOTO: PRECOMPRESSIONE + PESO PROPRIO	1306.6	1165.9
GETTO DELLA SOLETTA	1282.7	1192.1
CARICHI PERMANENTI + RITIRO + PERDITE LENTE	1271.3	1050.8
CARICHI ACCIDENTALI + PERDITE LENTE	1262.8	1071.5

VERIFICA A TAGLIO - SLU

$V_{Ed} =$	577.6 KN	ELEMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO	
$f_{ck} =$	45.00 Mpa	$v_{min} =$	0.398 Mpa
$f_{cd} =$	25.50 Mpa	$\sigma_{cp} =$	9.774 Mpa
$f'_{cd} =$	12.75 Mpa	$k =$	1.422
$f_{ctd} =$	1.77 Mpa	$A_{sl} =$	58.7 cm ²
$f_{yd} =$	391.30 Mpa	$\rho = A_{sl}/b_w d =$	0.018
$d =$	112.5 cm	$\gamma_c =$	1.5
$b_w =$	28.3 cm	$V_{Rd} =$	703.7 KN

La sezione non necessita di armatura resistente a taglio

VERIFICA A TORSIONE - SLU

$Mt_{Ed} =$	-621.1 KNm	Calcestruzzo		Armatura longitudinali	
$f_{yd} =$	391.30 Mpa	$f'_{cd} =$	12.75 Mpa	$u_m =$	4059.6 mm
$\theta =$	45 °	$t =$	140 mm	$A_{minima} =$	-31.62 cm ²
$\Omega =$	1018880 mm ²	$\Omega =$	1018880 mm ²		
$A_{sw}/s = A_{nec.} =$	7.79 cm ² /m				
$T_{Rsd} =$	621.1 KNm	$T_{Rcd} =$	1818.7 KNm		

VERIFICA A TORSIONE E TAGLIO - LATO CALCESTRUZZO

$V_{Ed}/V_{Rcd} + Mt_{Ed}/T_{Rcd} =$	-0.089	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	953 KNm	x	1.35	=	1287.1
GETTO DELLA SOLETTA	947 KNm	x	1.35	=	1278.4
CARICHI PERMANENTI	810 KNm	x	1.5	=	1214.4
CARICHI ACCIDENTALI	2161 KNm	x	1.5	=	3240.8

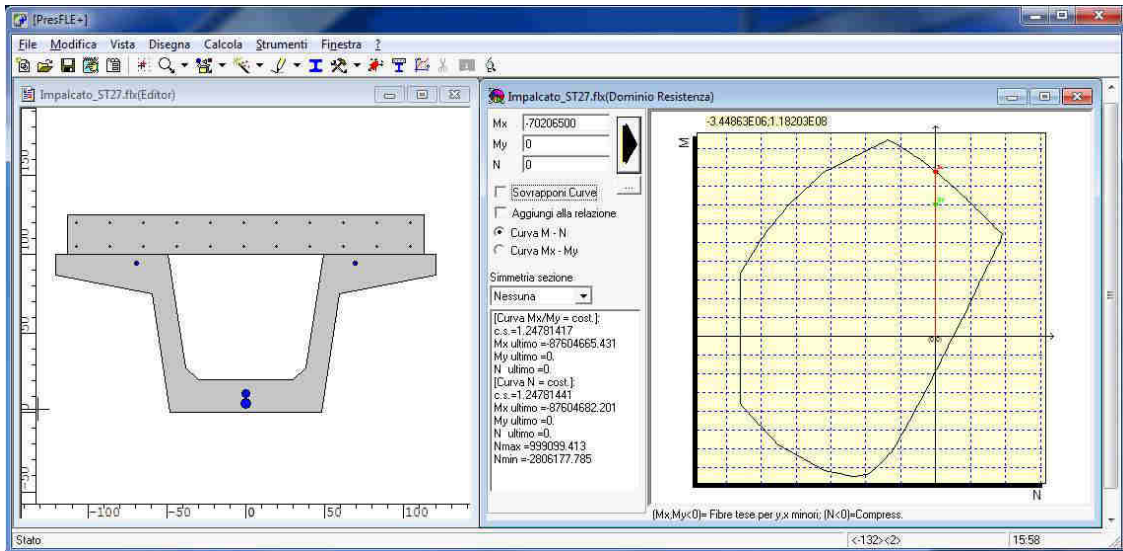
Momento flettente di calcolo M_{Ed}

7020.65 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	0.00511863	0.00460676
gruppo 2	12.0	51.71	0.00510091	0.00459082
gruppo 4	94.0	27.64	0.00524309	0.00471878

	Armatura lenta		
	y(cm)	n.	ϕ_{eq} (mm)
Arm1	5.0	12	14
Arm2	10.0	10	14



Il momento resistente vale: **8760.46 KNm** c.s.= **1.2478** **La verifica è soddisfatta**

9.13 Verifiche a taglio – SLU

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

per elementi privi di armature resistenti a taglio

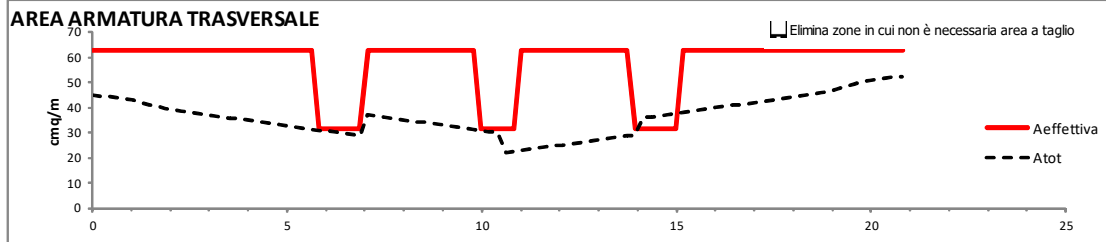
$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

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	$d_{\text{fase 1}}$	900	mm
f_{ck}	45.00	Mpa	γ_c	1.5		$v_{\text{min fase 2}}$	0.398	Mpa
f'_{cd}	12.75	Mpa	$v_{\text{min fase 1}}$	0.419	Mpa	$k_{\text{fase 2}}$	1.422	
f_{cd}	25.50	Mpa	$k_{\text{fase 1}}$	1.471		$d_{\text{fase 2}}$	1125	mm



x(m)	Fase 1 - Sola trave in c.a.p.				Fase 2 - Trave + soletta				TOTALE	Staffe
	$V_{r,d}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	$V_{Rc,d}$ (KN)	A_{swcalc}/s	$V_{r,d}$ (KN)	V_{Ed} (KN)	$V_{Rc,d}$ (KN)	A_{swcalc}/s	A_{swcalc}/s	
0.00	292.4	493.4	3131.4	15.57	393.8	776.9	3914.2	19.61	35.17	4 br. f10/5
0.21	292.4	483.4	3131.4	15.25	393.8	771.7	3914.2	19.48	34.73	4 br. f10/5
0.42	292.4	473.4	3131.4	14.94	393.8	766.5	3914.2	19.35	34.28	4 br. f10/5
0.62	292.4	463.5	3131.4	14.62	393.8	761.3	3914.2	19.21	33.84	4 br. f10/5
0.83	292.4	453.5	3131.4	14.31	393.8	756.0	3914.2	19.08	33.39	4 br. f10/5
1.04	871.9	443.5	3830.7	13.99	1117.9	750.8	4788.4	18.95	32.94	4 br. f10/5
1.25	813.8	433.6	3396.5	13.68	1043.1	745.6	4245.7	18.82	32.50	4 br. f10/5
1.46	750.2	423.6	2962.3	13.36	961.3	740.4	3702.9	18.69	32.05	4 br. f10/5
1.66	680.1	413.6	2528.1	13.05	871.3	735.2	3160.1	18.56	31.61	4 br. f10/5
1.87	602.1	403.7	2093.9	12.74	771.3	729.9	2617.3	18.42	31.16	4 br. f10/5
2.08	549.3	393.7	1826.6	12.42	703.7	724.7	2283.3	18.29	30.71	4 br. f10/5
2.29	549.3	383.7	1826.6	12.11	703.7	719.5	2283.3	18.16	30.27	4 br. f10/5
2.50	549.3	373.8	1826.6	11.79	703.7	714.3	2283.3	18.03	29.82	4 br. f10/5
2.70	549.3	363.8	1826.6	11.48	703.7	709.1	2283.3	17.90	29.37	4 br. f10/5
2.91	549.3	353.8	1826.6	11.16	703.7	703.8	2283.3	17.77	28.93	4 br. f10/5
3.12	549.3	343.9	1826.6	10.85	703.7	698.6	2283.3	17.63	28.48	4 br. f10/5
3.33	549.3	333.9	1826.6	10.53	703.7	693.4	2283.3	17.50	28.04	4 br. f10/5
3.54	549.3	323.9	1826.6	10.22	703.7	688.2	2283.3	17.37	27.59	4 br. f10/5
3.74	549.3	314.0	1826.6	9.91	703.7	683.0	2283.3	17.24	27.14	4 br. f10/5
3.95	549.3	304.0	1826.6	9.59	703.7	677.7	2283.3	17.11	26.70	4 br. f10/5
4.16	549.3	294.0	1826.6	9.28	703.7	672.5	2283.3	16.97	26.25	4 br. f10/5
4.37	549.3	284.1	1826.6	8.96	703.7	667.3	2283.3	16.84	25.81	4 br. f10/5
4.58	549.3	274.1	1826.6	8.65	703.7	662.1	2283.3	16.71	25.36	4 br. f10/5
4.78	549.3	264.1	1826.6	8.33	703.7	656.9	2283.3	16.58	24.91	4 br. f10/5
4.99	549.3	254.2	1826.6	8.02	703.7	651.7	2283.3	16.45	24.47	4 br. f10/5
5.20	549.3	244.2	1826.6	7.70	703.7	646.4	2283.3	16.32	24.02	4 br. f10/5
5.41	549.3	234.2	1826.6	7.39	703.7	641.2	2283.3	16.18	23.57	4 br. f10/5
5.62	549.3	224.3	1826.6	7.08	703.7	636.0	2283.3	16.05	23.13	4 br. f10/5
5.82	549.3	214.3	1826.6	6.76	703.7	630.8	2283.3	15.92	22.68	4 br. f10/10
6.03	549.3	204.3	1826.6	6.45	703.7	625.6	2283.3	15.79	22.24	4 br. f10/10
6.24	549.3	194.4	1826.6	6.13	703.7	620.3	2283.3	15.66	21.79	4 br. f10/10
6.45	549.3	184.4	1826.6	5.82	703.7	615.1	2283.3	15.53	21.34	4 br. f10/10
6.66	549.3	174.4	1826.6	5.50	703.7	609.9	2283.3	15.39	20.90	4 br. f10/10
6.86	549.3	164.5	1826.6	5.19	703.7	604.7	2283.3	15.26	20.45	4 br. f10/10
7.07	549.3	154.8	1826.6	4.88	703.7	658.7	2283.3	16.62	21.51	4 br. f10/5
7.28	549.3	145.1	1826.6	4.58	703.7	653.6	2283.3	16.50	21.07	4 br. f10/5
7.49	549.3	135.4	1826.6	4.27	703.7	648.5	2283.3	16.37	20.64	4 br. f10/5
7.70	549.3	125.8	1826.6	3.97	703.7	643.5	2283.3	16.24	20.21	4 br. f10/5
7.90	549.3	116.1	1826.6	3.66	703.7	638.4	2283.3	16.11	19.78	4 br. f10/5
8.11	549.3	106.4	1826.6	3.36	703.7	633.3	2283.3	15.99	19.34	4 br. f10/5
8.32	549.3	96.7	1826.6	3.05	703.7	628.3	2283.3	15.86	18.91	4 br. f10/5
8.53	549.3	87.1	1826.6	2.75	703.7	623.2	2283.3	15.73	18.48	4 br. f10/5
8.74	549.3	77.4	1826.6	2.44	703.7	618.1	2283.3	15.60	18.04	4 br. f10/5
8.94	549.3	67.7	1826.6	2.14	703.7	613.1	2283.3	15.47	17.61	4 br. f10/5
9.15	549.3	58.0	1826.6	1.83	703.7	608.0	2283.3	15.35	17.18	4 br. f10/5
9.36	549.3	48.4	1826.6	1.53	703.7	602.9	2283.3	15.22	16.74	4 br. f10/5
9.57	549.3	38.7	1826.6	1.22	703.7	597.9	2283.3	15.09	16.31	4 br. f10/5
9.78	549.3	29.0	1826.6	0.92	703.7	592.8	2283.3	14.96	15.88	4 br. f10/5
9.98	549.3	19.3	1826.6	0.61	703.7	587.7	2283.3	14.83	15.44	4 br. f10/10
10.19	549.3	9.7	1826.6	0.31	703.7	582.7	2283.3	14.71	15.01	4 br. f10/10
10.40	549.3	0.0	1826.6	0.00	703.7	577.6	2283.3	14.58	14.58	4 br. f10/10

9.14 Verifiche a torsione – SLU

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

x(m)	TORSIONE									
	Mt _{Ed} (KNm)	A=Ω (mmq)	t (mm)	T _{Rcd} (KNm)	A _{sw} /s	I	V _{Ed} /V _{Rcd} +Mt _{Ed} /T _{Rcd}	Staffe	u _m (mm)	Arm. Long. (cm ²)
0.00	-334.1	853934	300.0	3266.3	5.00		0.222	4 br. f10/5	3736.2	18.7
0.21	-334.1	853934	300.0	3266.3	5.00		0.218	4 br. f10/5	3736.2	18.7
0.42	-334.1	853934	300.0	3266.3	5.00		0.214	4 br. f10/5	3736.2	18.7
0.62	-334.1	853934	300.0	3266.3	5.00		0.211	4 br. f10/5	3736.2	18.7
0.83	-334.1	853934	300.0	3266.3	5.00		0.207	4 br. f10/5	3736.2	18.7
1.04	-334.1	860532	293.6	3221.3	4.96		0.146	4 br. f10/5	3749.1	18.6
1.25	-334.1	894841	260.3	2970.0	4.77		0.165	4 br. f10/5	3816.4	18.2
1.46	-334.1	929150	227.0	2689.7	4.59		0.190	4 br. f10/5	3883.7	17.8
1.66	-334.1	963458	193.8	2380.2	4.43		0.223	4 br. f10/5	3951.0	17.5
1.87	-334.1	997767	160.5	2041.6	4.28		0.269	4 br. f10/5	4018.2	17.2
2.08	-334.1	1018880	140.0	1818.7	4.19		0.306	4 br. f10/5	4059.6	17.0
2.29	-334.1	1018880	140.0	1818.7	4.19		0.299	4 br. f10/5	4059.6	17.0
2.50	-334.1	1018880	140.0	1818.7	4.19		0.293	4 br. f10/5	4059.6	17.0
2.70	-334.1	1018880	140.0	1818.7	4.19		0.286	4 br. f10/5	4059.6	17.0
2.91	-334.1	1018880	140.0	1818.7	4.19		0.280	4 br. f10/5	4059.6	17.0
3.12	-334.1	1018880	140.0	1818.7	4.19		0.273	4 br. f10/5	4059.6	17.0
3.33	-334.1	1018880	140.0	1818.7	4.19		0.266	4 br. f10/5	4059.6	17.0
3.54	-334.1	1018880	140.0	1818.7	4.19		0.260	4 br. f10/5	4059.6	17.0
3.74	-334.1	1018880	140.0	1818.7	4.19		0.253	4 br. f10/5	4059.6	17.0
3.95	-334.1	1018880	140.0	1818.7	4.19		0.246	4 br. f10/5	4059.6	17.0
4.16	-334.1	1018880	140.0	1818.7	4.19		0.240	4 br. f10/5	4059.6	17.0
4.37	-334.1	1018880	140.0	1818.7	4.19		0.233	4 br. f10/5	4059.6	17.0
4.58	-334.1	1018880	140.0	1818.7	4.19		0.226	4 br. f10/5	4059.6	17.0
4.78	-334.1	1018880	140.0	1818.7	4.19		0.220	4 br. f10/5	4059.6	17.0
4.99	-334.1	1018880	140.0	1818.7	4.19		0.213	4 br. f10/5	4059.6	17.0
5.20	-334.1	1018880	140.0	1818.7	4.19		0.206	4 br. f10/5	4059.6	17.0
5.41	-334.1	1018880	140.0	1818.7	4.19		0.200	4 br. f10/5	4059.6	17.0
5.62	-334.1	1018880	140.0	1818.7	4.19		0.193	4 br. f10/5	4059.6	17.0
5.82	-334.1	1018880	140.0	1818.7	4.19		0.186	4 br. f10/10	4059.6	17.0
6.03	-334.1	1018880	140.0	1818.7	4.19		0.180	4 br. f10/10	4059.6	17.0
6.24	-334.1	1018880	140.0	1818.7	4.19		0.173	4 br. f10/10	4059.6	17.0
6.45	-334.1	1018880	140.0	1818.7	4.19		0.166	4 br. f10/10	4059.6	17.0
6.66	-334.1	1018880	140.0	1818.7	4.19		0.160	4 br. f10/10	4059.6	17.0
6.86	-334.1	1018880	140.0	1818.7	4.19		0.153	4 br. f10/10	4059.6	17.0
7.07	-621.1	1018880	140.0	1818.7	7.79		0.015	4 br. f10/5	4059.6	31.6
7.28	-621.1	1018880	140.0	1818.7	7.79		0.008	4 br. f10/5	4059.6	31.6
7.49	-621.1	1018880	140.0	1818.7	7.79		0.002	4 br. f10/5	4059.6	31.6
7.70	-621.1	1018880	140.0	1818.7	7.79		-0.005	4 br. f10/5	4059.6	31.6
7.90	-621.1	1018880	140.0	1818.7	7.79		-0.011	4 br. f10/5	4059.6	31.6
8.11	-621.1	1018880	140.0	1818.7	7.79		-0.018	4 br. f10/5	4059.6	31.6
8.32	-621.1	1018880	140.0	1818.7	7.79		-0.024	4 br. f10/5	4059.6	31.6
8.53	-621.1	1018880	140.0	1818.7	7.79		-0.030	4 br. f10/5	4059.6	31.6
8.74	-621.1	1018880	140.0	1818.7	7.79		-0.037	4 br. f10/5	4059.6	31.6
8.94	-621.1	1018880	140.0	1818.7	7.79		-0.043	4 br. f10/5	4059.6	31.6
9.15	-621.1	1018880	140.0	1818.7	7.79		-0.050	4 br. f10/5	4059.6	31.6
9.36	-621.1	1018880	140.0	1818.7	7.79		-0.056	4 br. f10/5	4059.6	31.6
9.57	-621.1	1018880	140.0	1818.7	7.79		-0.063	4 br. f10/5	4059.6	31.6
9.78	-621.1	1018880	140.0	1818.7	7.79		-0.069	4 br. f10/5	4059.6	31.6
9.98	-621.1	1018880	140.0	1818.7	7.79		-0.076	4 br. f10/10	4059.6	31.6
10.19	-621.1	1018880	140.0	1818.7	7.79		-0.082	4 br. f10/10	4059.6	31.6
10.40	-621.1	1018880	140.0	1818.7	7.79		-0.089	4 br. f10/10	4059.6	31.6

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:

$$\text{Scorrimento} = TS / J \quad S = \text{Momento statico della soletta rispetto al baricentro} \quad J = \text{Momento d'inerzia della sezione}$$

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	-181.7	-336.3	-489.1	-28.9	137137	22215625	17.8	0.8	4 br. f10/30
0.21	-178.2	-336.3	-489.1	-25.4	137137	22215625	15.7	0.7	4 br. f10/30
0.42	-174.7	-336.3	-489.1	-21.9	137137	22215625	13.5	0.6	4 br. f10/30
0.62	-171.2	-336.3	-489.1	-18.4	137137	22215625	11.4	0.5	4 br. f10/30
0.83	-167.8	-336.3	-489.1	-14.9	137137	22215625	9.2	0.4	4 br. f10/30
1.04	-164.3	-336.3	-485.3	-15.2	143521	23408290	9.3	0.4	4 br. f10/30
1.25	-160.8	-336.3	-466.7	-30.3	140183	22998286	18.5	0.8	4 br. f10/30
1.46	-157.3	-336.3	-449.5	-44.1	136597	22578385	26.7	1.2	4 br. f10/30
1.66	-153.9	-336.3	-433.5	-56.6	132735	22147444	33.9	1.5	4 br. f10/30
1.87	-150.4	-336.3	-418.6	-68.0	128564	21704140	40.3	1.8	4 br. f10/30
2.08	-146.9	-336.3	-409.9	-73.2	125827	21424532	43.0	1.9	4 br. f10/30
2.29	-143.4	-336.3	-409.9	-69.8	125827	21424532	41.0	1.8	4 br. f10/30
2.50	-139.9	-336.3	-409.9	-66.3	125827	21424532	38.9	1.7	4 br. f10/30
2.70	-136.5	-336.3	-409.9	-62.8	125827	21424532	36.9	1.6	4 br. f10/30
2.91	-133.0	-336.3	-409.9	-59.3	125827	21424532	34.8	1.5	4 br. f10/30
3.12	-129.5	-336.3	-409.9	-55.8	125827	21424532	32.8	1.5	4 br. f10/30
3.33	-126.0	-336.3	-409.9	-52.4	125827	21424532	30.8	1.4	4 br. f10/30
3.54	-122.5	-336.3	-409.9	-48.9	125827	21424532	28.7	1.3	4 br. f10/30
3.74	-119.1	-336.3	-409.9	-45.4	125827	21424532	26.7	1.2	4 br. f10/30
3.95	-115.6	-336.3	-409.9	-41.9	125827	21424532	24.6	1.1	4 br. f10/30
4.16	-112.1	-336.3	-409.9	-38.4	125827	21424532	22.6	1.0	4 br. f10/30
4.37	-108.6	-336.3	-409.9	-35.0	125827	21424532	20.5	0.9	4 br. f10/30
4.58	-105.1	-336.3	-409.9	-31.5	125827	21424532	18.5	0.8	4 br. f10/30
4.78	-101.7	-336.3	-409.9	-28.0	125827	21424532	16.5	0.7	4 br. f10/30
4.99	-98.2	-336.3	-409.9	-24.5	125827	21424532	14.4	0.6	4 br. f10/30
5.20	-94.7	-336.3	-409.9	-21.1	125827	21424532	12.4	0.5	4 br. f10/30
5.41	-91.2	-336.3	-409.9	-17.6	125827	21424532	10.3	0.5	4 br. f10/30
5.62	-87.7	-336.3	-409.9	-14.1	125827	21424532	8.3	0.4	4 br. f10/30
5.82	-84.3	-336.3	-409.9	-10.6	125827	21424532	6.2	0.3	4 br. f10/30
6.03	-80.8	-336.3	-409.9	-7.1	125827	21424532	4.2	0.2	4 br. f10/30
6.24	-77.3	-336.3	-409.9	-3.7	125827	21424532	2.1	0.1	4 br. f10/30
6.45	-73.8	-336.3	-409.9	-0.2	125827	21424532	0.1	0.0	4 br. f10/30
6.66	-70.3	-336.3	-409.9	3.3	125827	21424532	1.9	0.1	4 br. f10/30
6.86	-66.9	-336.3	-409.9	6.8	125827	21424532	4.0	0.2	4 br. f10/30
7.07	-90.5	-348.6	-762.0	322.9	125827	21424532	189.6	8.4	4 br. f10/30
7.28	-87.2	-348.6	-762.0	326.2	125827	21424532	191.6	8.5	4 br. f10/30
7.49	-83.8	-348.6	-762.0	329.6	125827	21424532	193.6	8.6	4 br. f10/30
7.70	-80.4	-348.6	-762.0	333.0	125827	21424532	195.6	8.7	4 br. f10/30
7.90	-77.0	-348.6	-762.0	336.4	125827	21424532	197.6	8.7	4 br. f10/30
8.11	-73.7	-348.6	-762.0	339.8	125827	21424532	199.5	8.8	4 br. f10/30
8.32	-70.3	-348.6	-762.0	343.1	125827	21424532	201.5	8.9	4 br. f10/30
8.53	-66.9	-348.6	-762.0	346.5	125827	21424532	203.5	9.0	4 br. f10/30
8.74	-63.5	-348.6	-762.0	349.9	125827	21424532	205.5	9.1	4 br. f10/30
8.94	-60.2	-348.6	-762.0	353.3	125827	21424532	207.5	9.2	4 br. f10/30
9.15	-56.8	-348.6	-762.0	356.6	125827	21424532	209.5	9.3	4 br. f10/30
9.36	-53.4	-348.6	-762.0	360.0	125827	21424532	211.4	9.4	4 br. f10/30
9.57	-50.0	-348.6	-762.0	363.4	125827	21424532	213.4	9.4	4 br. f10/30
9.78	-46.6	-348.6	-762.0	366.8	125827	21424532	215.4	9.5	4 br. f10/30
9.98	-43.3	-348.6	-762.0	370.1	125827	21424532	217.4	9.6	4 br. f10/30
10.19	-39.9	-348.6	-762.0	373.5	125827	21424532	219.4	9.7	4 br. f10/30
10.40	-36.5	-348.6	-762.0	376.9	125827	21424532	221.4	9.8	4 br. f10/30

9.16 Verifica all'urto dei veicoli in svio

Criteria generali e oggetto delle verifiche

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

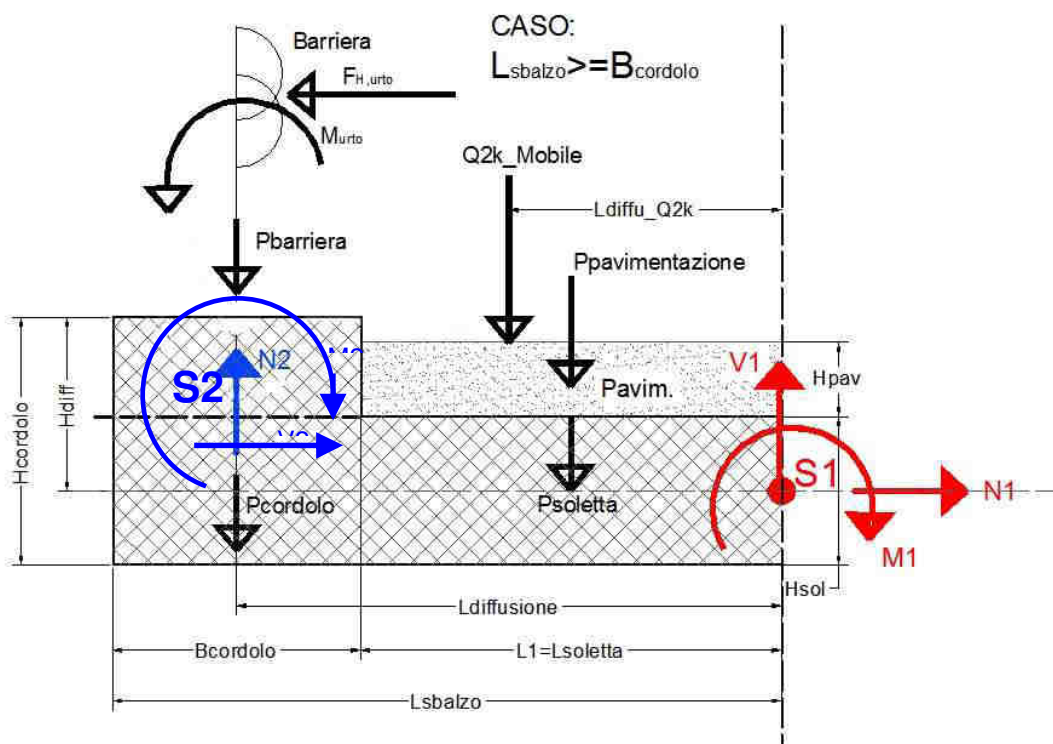


Figura 9-1 – Sezioni di verifica all'azione eccezionale dovuta all'urto del veicolo in svio

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

9.17 Verifica dello sbalzo della soletta (Sezione S₁)

Nel cavacavia in oggetto della presente relazione di calcolo la soletta non presenta sbalzo rispetto la trave dell'impalcato. Le verifiche della soletta non risultano necessarie.

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 dell'urto del veicolo in svio.

Nelle seguenti verifiche si prenderanno in conto le armature di progetto dimensionate sulla base della geometria e delle 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_m 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	Larghezza di influenza urto (m)	_bs_0.74
Forza orizzontale prodotta dall'urto (KN)	Hu_100		

Armature verticali nel cordolo resistenti a trazione (mm²/ml): As_1809.6

φ (mm)	int (cm)		φ (mm)	int (cm)		φ (mm)	int (cm)
12	12.5	+	12	12.5	+	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	+	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_{td}= 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
 $\rho_l = A_s / (b \times d) = \text{rapporto d'armatura comunque minore di } 0.02$ rrl_ 0.0143
 $V_{min} (N/mm^2) = 0.035 k^{1/3} \times f_{ck}^{1/2}$ vmin_ 0.41
 $V_{sdu_min} (KN) = V_{min} \times b \times d$ Vsdu_min 277.09
 $V_{rd} = [0.18 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3}] \times (b \times d) / \gamma_c \geq V_{sdu_min}$ Vrd 706.59

VERIFICA A TAGLIO E TRAZIONE (armature integrative di progetto)

Resistenza di calcolo a trazione (N/mm²) = (f_{yp} × k / γ_m) f_{yd}= 450.0
 Tensione tangenziale (N / mm²) τ= 37.3
 Tensione normale (N / mm²) σ= 292.6
 $\sigma_{td} = \text{radq} (\sigma^2 + 3\tau^2)$ 299.66 < 450.0

VERIFICA SODDISFATTA

9.19 Verifiche a deformazione

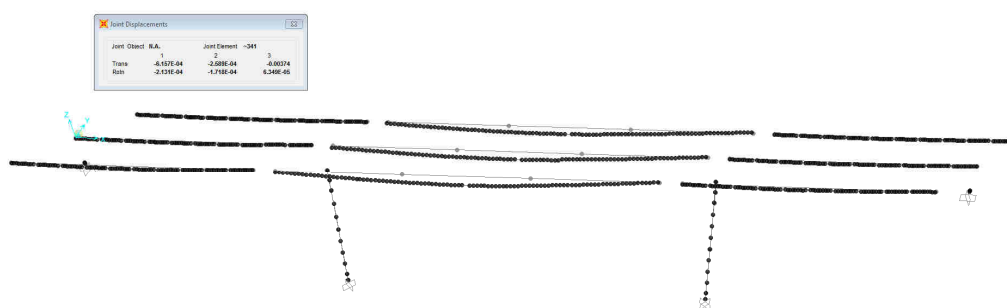
Si riporta di seguito il grafico relativo ai valori di deformazione verticale massima e minima dell'impalcato considerando agenti i soli carichi variabili da traffico e la variazione termica differenziale.

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.

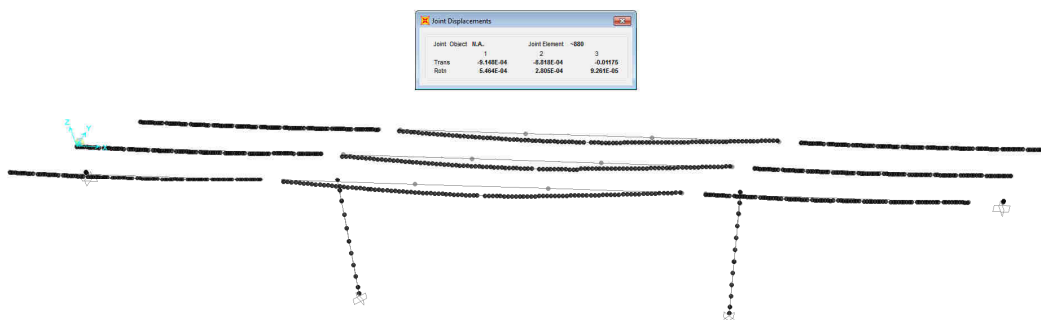
Le verifiche di deformazione si intendono pertanto soddisfatte, risultando verificata la seguente diseguglianza:

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

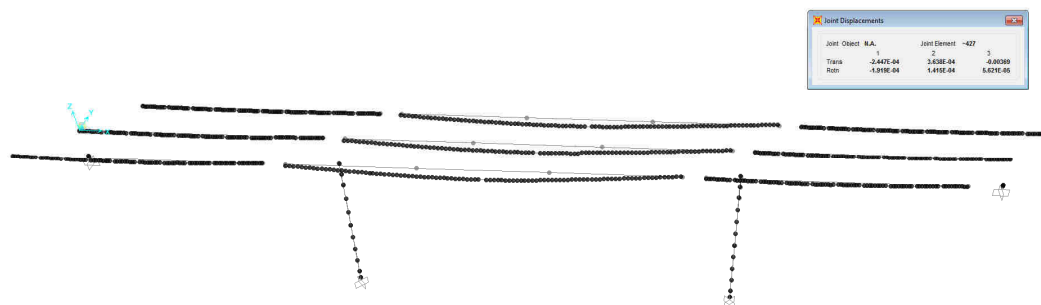
Campata 1 $\delta_{\text{vert,max}} = 3.7 < 14000/500 = 28\text{mm}$



Campata 2 $\delta_{\text{vert,max}} = 11.8 < 22000/500 = 44\text{mm}$

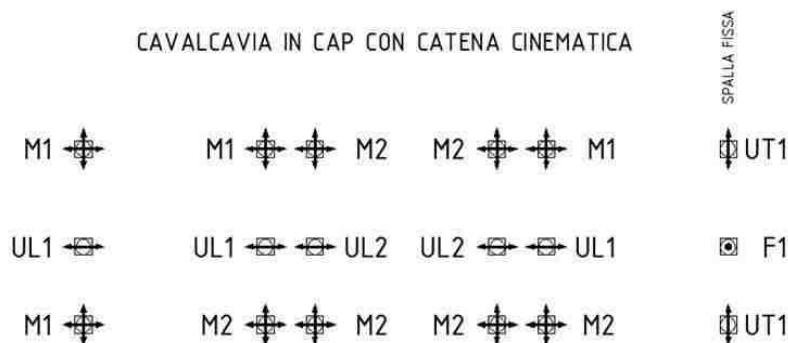


Campata 3 $\delta_{\text{vert,max}} = 3.7 < 14000/500 = 28\text{mm}$



9.20 Azioni sugli apparecchi di appoggio

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



Ove:

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

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

AZIONI SUGLI APPARECCHI D'APPOGGIO								
			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	1	1550	250	350	700	650	800
UL1	Unidir long	3	1500	0	150	750	0	600
UL2	Unidir long	2	2200	0	100	1000	0	300
UT1	Unidir trasv	2	1550	1050	0	700	1250	0
M1	Multidir	6	1500	0	0	750	0	0
M2	Multidir	4	2200	0	0	1000	0	0

Data la presenza della sottostante linea ferroviaria, gli apparecchi di appoggio saranno del tipo dielettrico.

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.

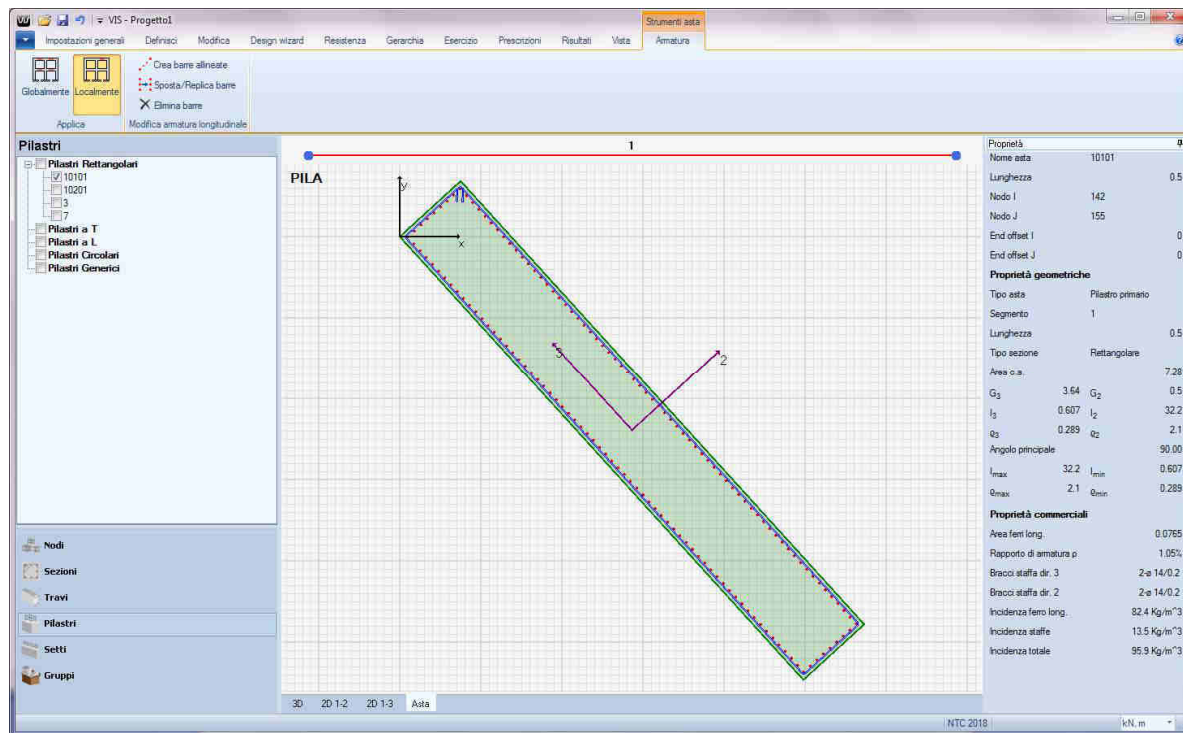


Figura 10-1 – Pila 1: sezione di verifica 7.285 x 1.00 – ϕ 26/10

10.1.1 Verifica SLU-SLV

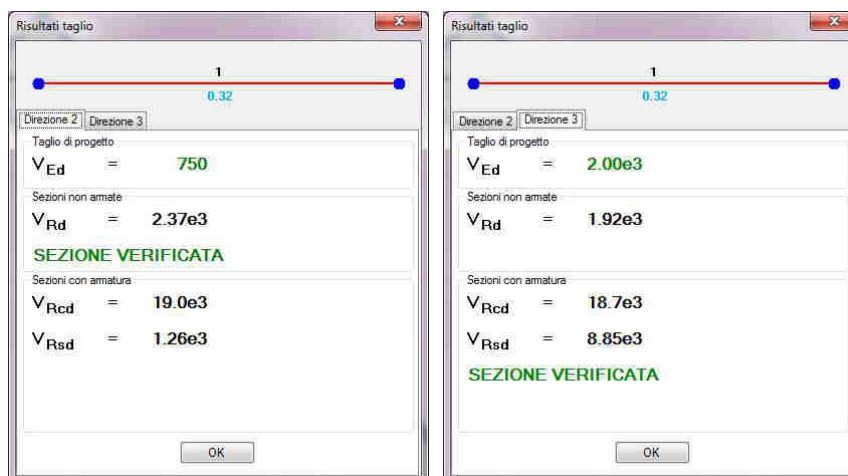


Figura 10-2 – Pila 1: Dettaglio verifiche a taglio (V_2 e V_3) (unità di misura: kN; m; °C)

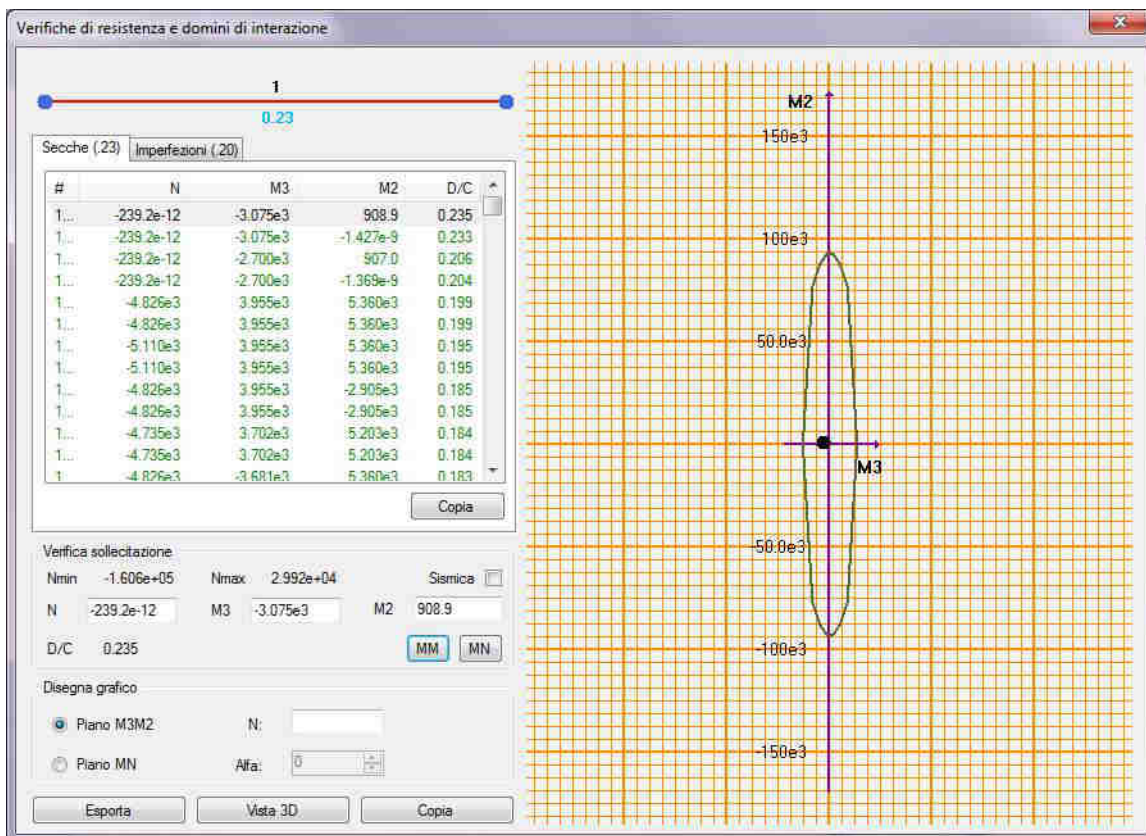


Figura 10-3 – Pila 1: Dettaglio verifica PMM – piano MM (unità di misura: kN; m; °C)

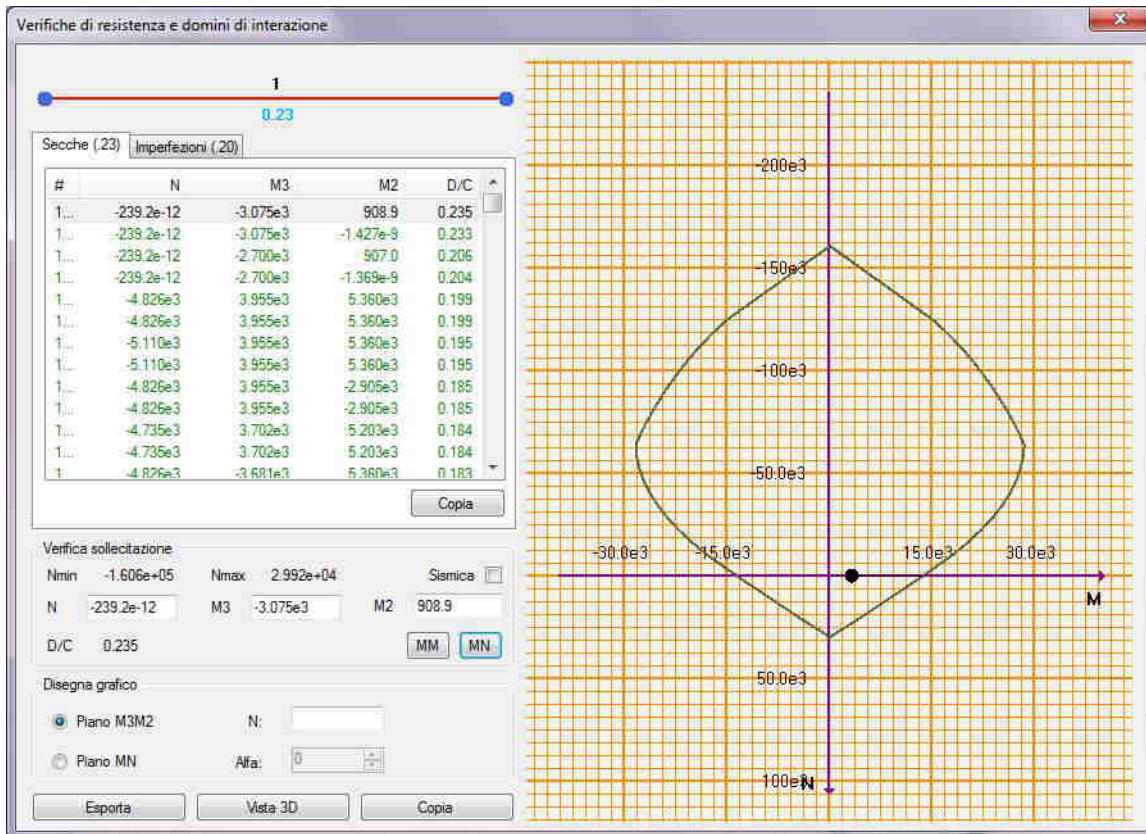


Figura 10-4 – Pila 1: Dettaglio verifica PMM – piano MN (unità di misura: kN; m; °C)

10.1.2 Verifica SLE – Controllo tensioni

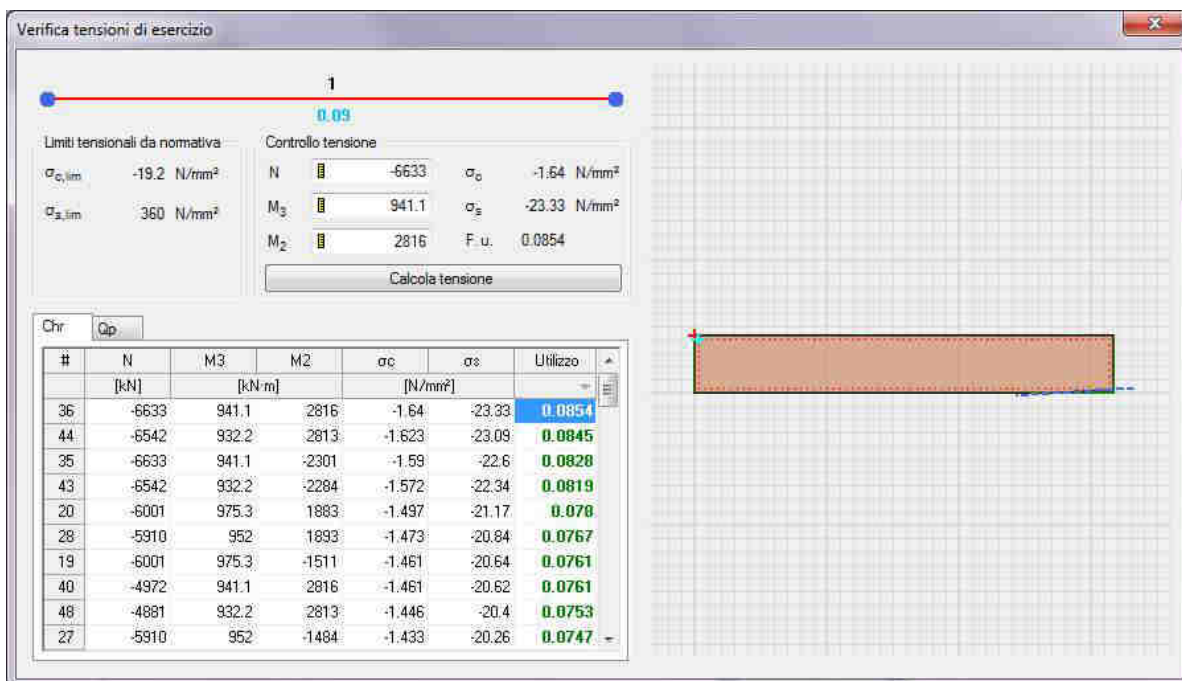


Figura 10-5 – Pila 1: Dettaglio verifica controllo tensioni (unità di misura: kN; m; °C)

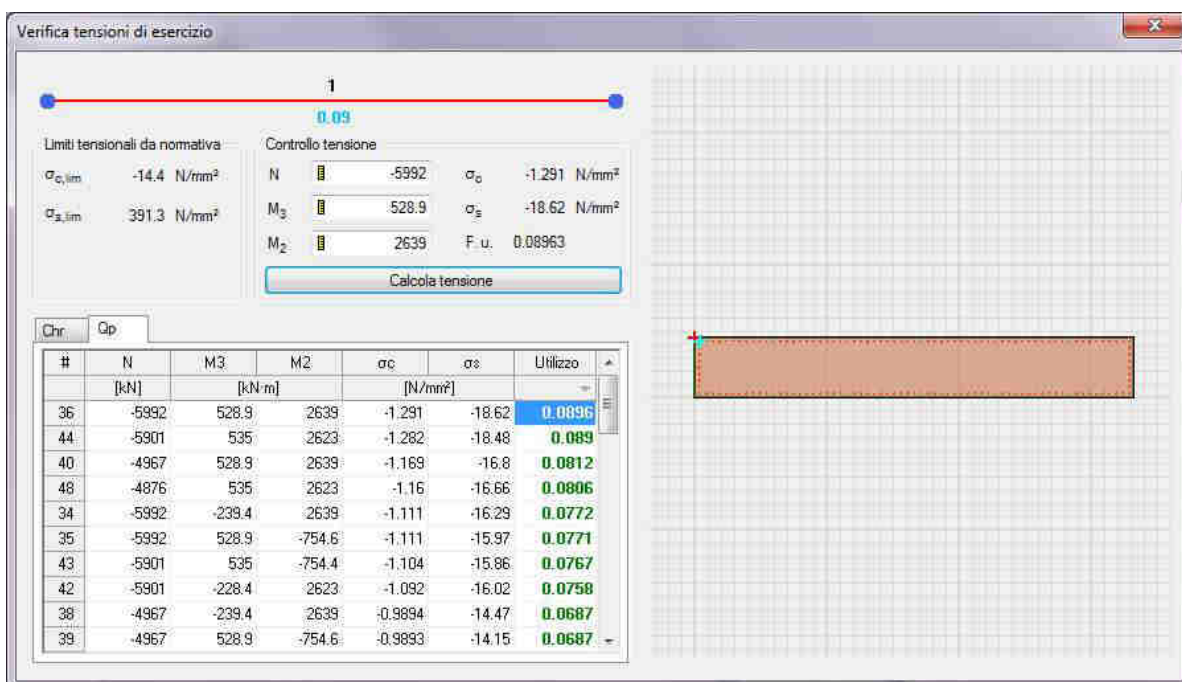


Figura 10-6 – Pila 1: Dettaglio verifica controllo tensioni (unità di misura: kN; m; °C)

10.1.3 Verifica SLE – Fessurazione

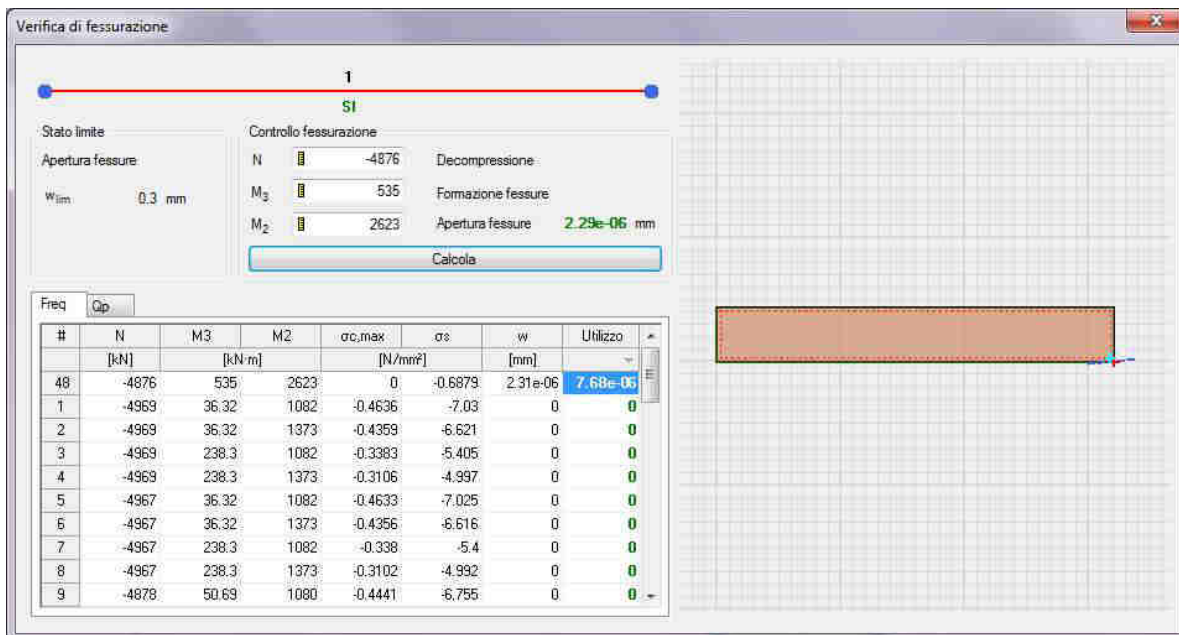


Figura 10-7 – Pila 1: Dettaglio verifica fessurazione (unità di misura: kN; m; °C)

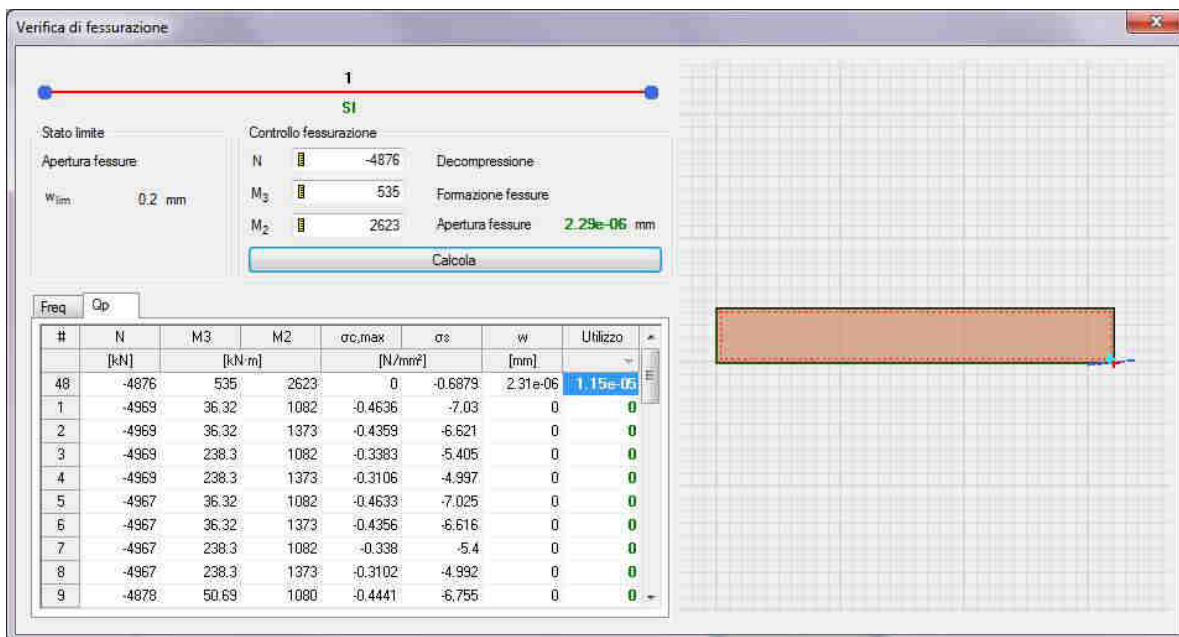


Figura 10-8 – Pila 1: Dettaglio verifica fessurazione (unità di misura: kN; m; °C)

10.2 Verifica fondazione

Si riportano di seguito alcune immagini del modello di calcolo.

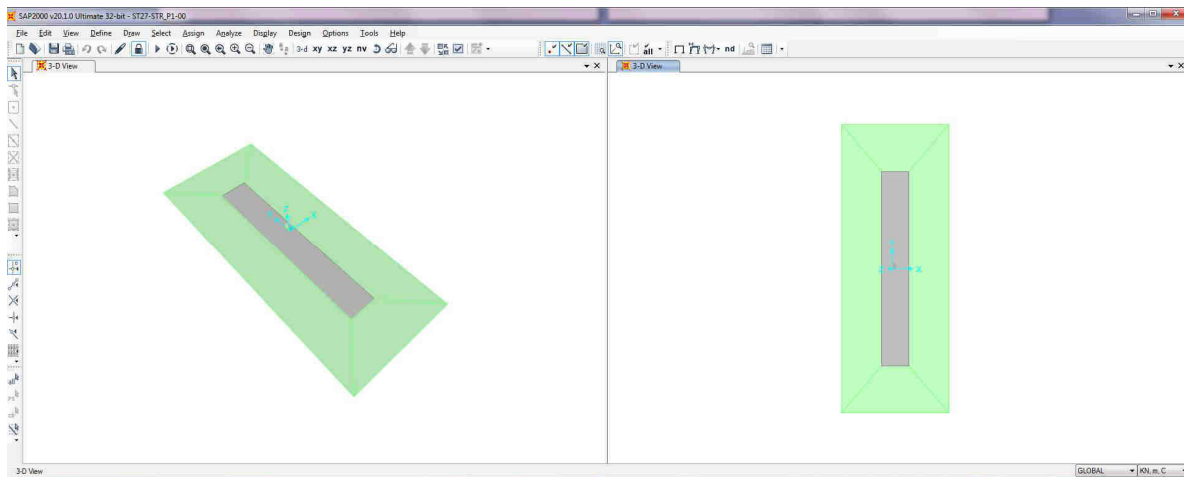


Figura 10-9 – Modello di calcolo

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		PILA				
POSIZIONE (NODDO=1 - NODDO=2)			1		MOBILE		P1				
CARICHI MOBILI			M2		P2		P2				
Descrizione	CODITYPE	NRIGA	V2=Ti [KN]	M3=Ml [KNm]	V3=Tt [KN]	M2=Mtr [KNm]	T=Mt [KNm]	P=N [KN]	F	CC	
G1-IMPALCATO	0	28	0	79	0	87	0	-904	1.000	1.000	
G1-SOLETTA	0	44	0	79	0	86	0	-898	1.000	1.000	
G1-PILA	0	36	0	0	0	0	0	-1997	1.000	1.000	
G2-PERMANENTI	0	52	-4	81	4	909	3	-1170	1.000	1.000	
E1-DISTORSIONI	0	4	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000	
E2-RITIRO	0	12	-25	-202	22	291	-12	3	1.000	1.000	
E4-CEDIMENTI	0	20	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000	
Q1-MOBILI-KK	1	194	-7	232	6	-875	-18	-1658	1.000	1.000	
Q1-MOBILI-FQ	1	98	-4	161	4	-453	-26	-1022	1.000	1.000	
Q3-FRENATURA	0	252	-2	-12	2	39	9	-2	1.000	1.000	
Q4-CENTRIFUGA	0	260	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000	
Q5-VENTO-C	0	268	59	446	-54	-756	-4	-9	1.000	1.000	
Q7-ATTRITO-P	0	300	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000	
Q6-SISMA_L	0	276	103	655	83	772	26	100	1.000	1.000	
Q6-SISMA_T	0	284	475	3493	264	3674	48	75	1.000	1.000	
Q6-SISMA_V	0	292	18	92	15	272	35	120	1.000	1.000	

DATI PER CALCOLO FONDAZIONI PILE			
Accelerazione al suolo (ag)	0.077	Accelerazione dir X ---->>	0.755
Coefficiente di suolo (S=S _s x S _i)	1.000	Accelerazione dir Y ---->>	0.755
k _h = 5 x b _m a _g /g = coefficiente sismico orizzontale	0.077	Accelerazione dir Z ---->>	0.378
k _v = 0.5 k _h = coefficiente sismico verticale	0.039	G1-PESO_FONDAZIONE	1.000
β _m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito	1.00	G1-PESO_RINTERRO	20.000
T _{RI} = Peso rinterro	20.00	Q6-INERZIA_MASSE_L	0.755
HR = Altezza rinterro	1.00	Q6-INERZIA_MASSE_T	0.755
Diametro pali	0.00	Q6-INERZIA_MASSE_V	0.378
Lunghezza elastica dei pali	0.00		
Scalzamento	0.00		
Classe del calcestruzzo pali	0.00		
Modulo di elasticità del calcestruzzo dei pali	2.058E+07		

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.

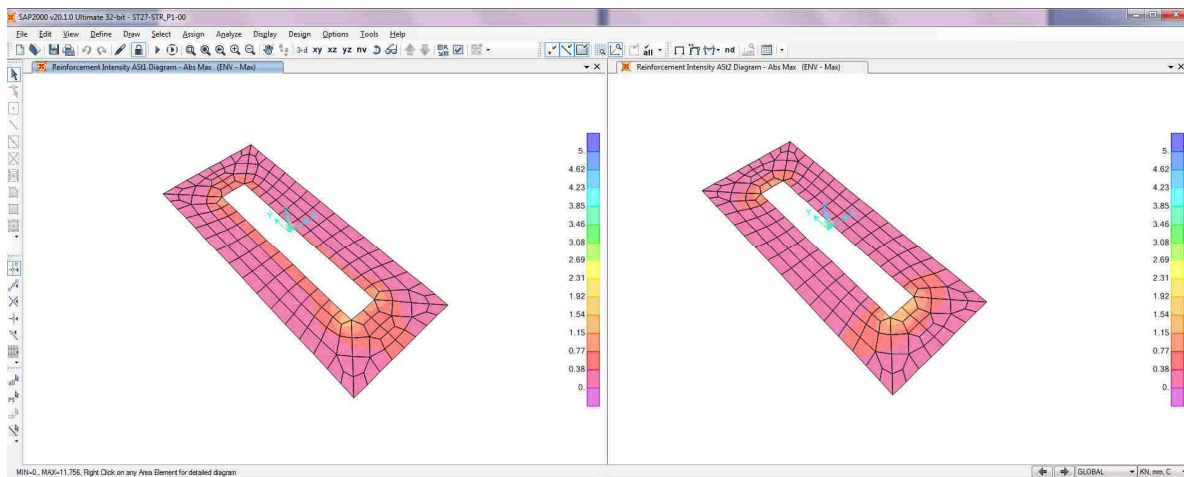


Figura 10-11 – Richiesta di armatura: Ast1_SX e Ast2_DX

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.

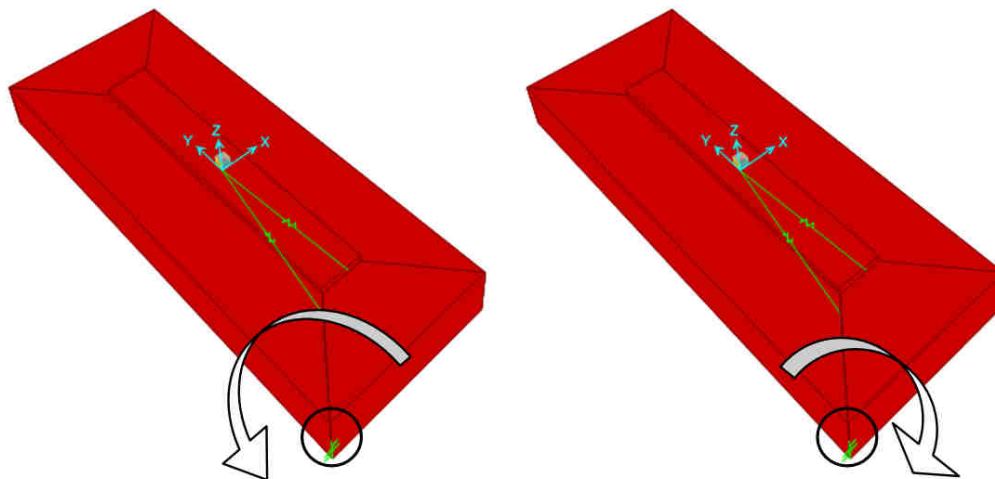


Figura 10-12 – Zattera di fondazione: cinematico di ribaltamento

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	435	239	7180	35146	-11763	-1802
1	SLU_SL2	Combination	424	230	7062	34681	-11594	-1784
1	SLU_ST1	Combination	586	474	7162	32800	-9494	-2136
1	SLU_ST2	Combination	576	465	7044	32336	-9325	-2118
1	SLU_V1	Combination	266	192	7248	35919	-12430	-984
1	SLU_V2	Combination	231	161	6853	34370	-11867	-921
1	VER_RIB_C	Combination	119	108	7971	35981	-14482	-207
1	VER_RIB_S	Combination	105	96	6311	31654	-11514	-368

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

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

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

11. VERIFICHE PILA 2

11.1 Verifica Elevazione

11.1.1 Verifica SLU-SLV

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

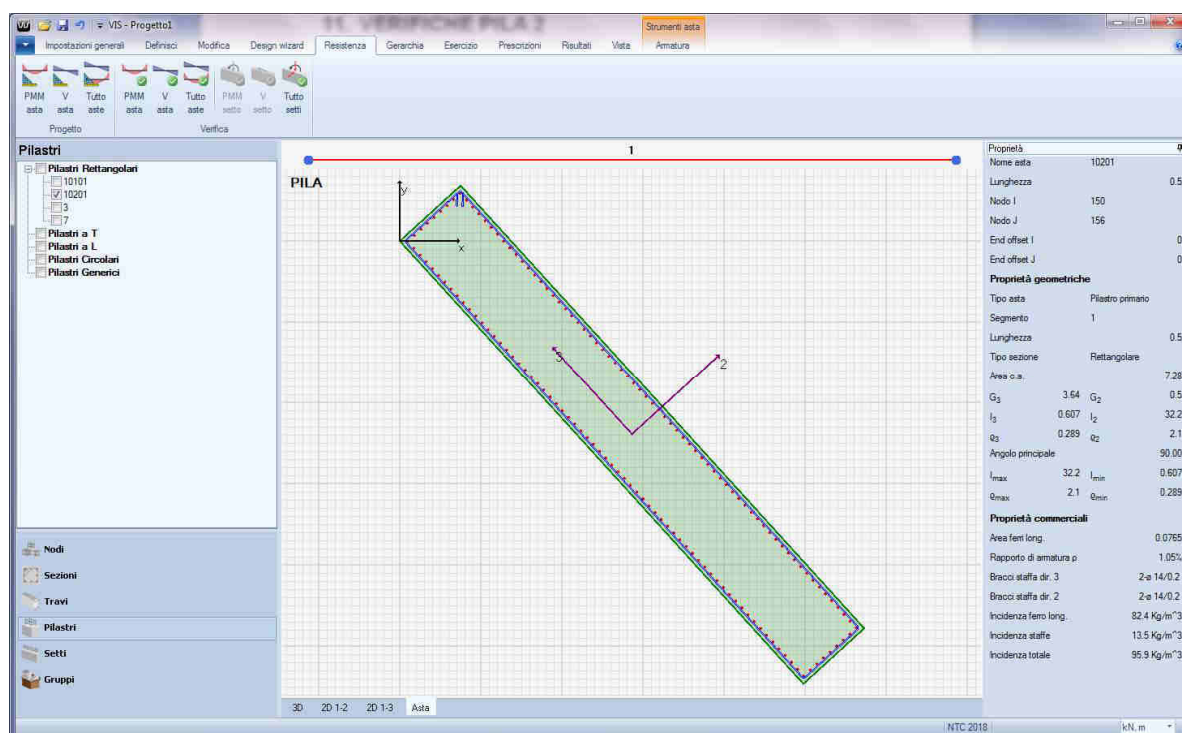


Figura 11-1 – Pila 2: sezione di verifica 7.285 x 1.00 – $\phi 26/10$

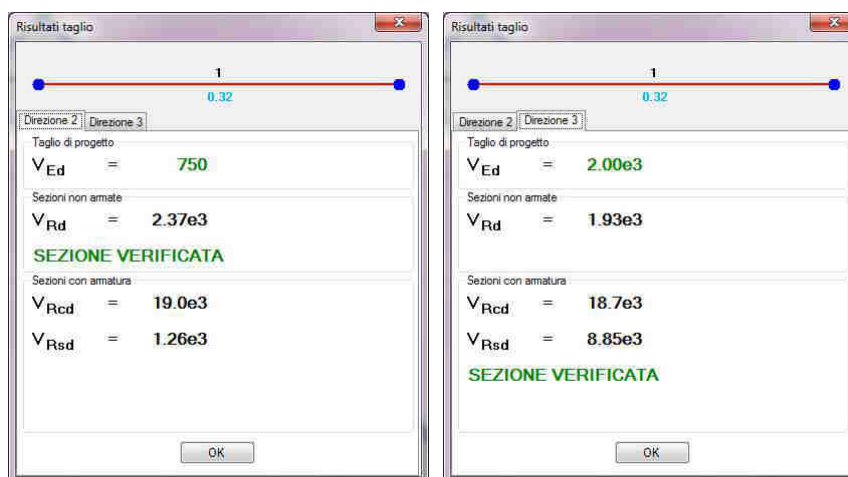


Figura 11-2 – Pila 1: Dettaglio verifiche a taglio (V_2 e V_3) (unità di misura: kN; m; °C)

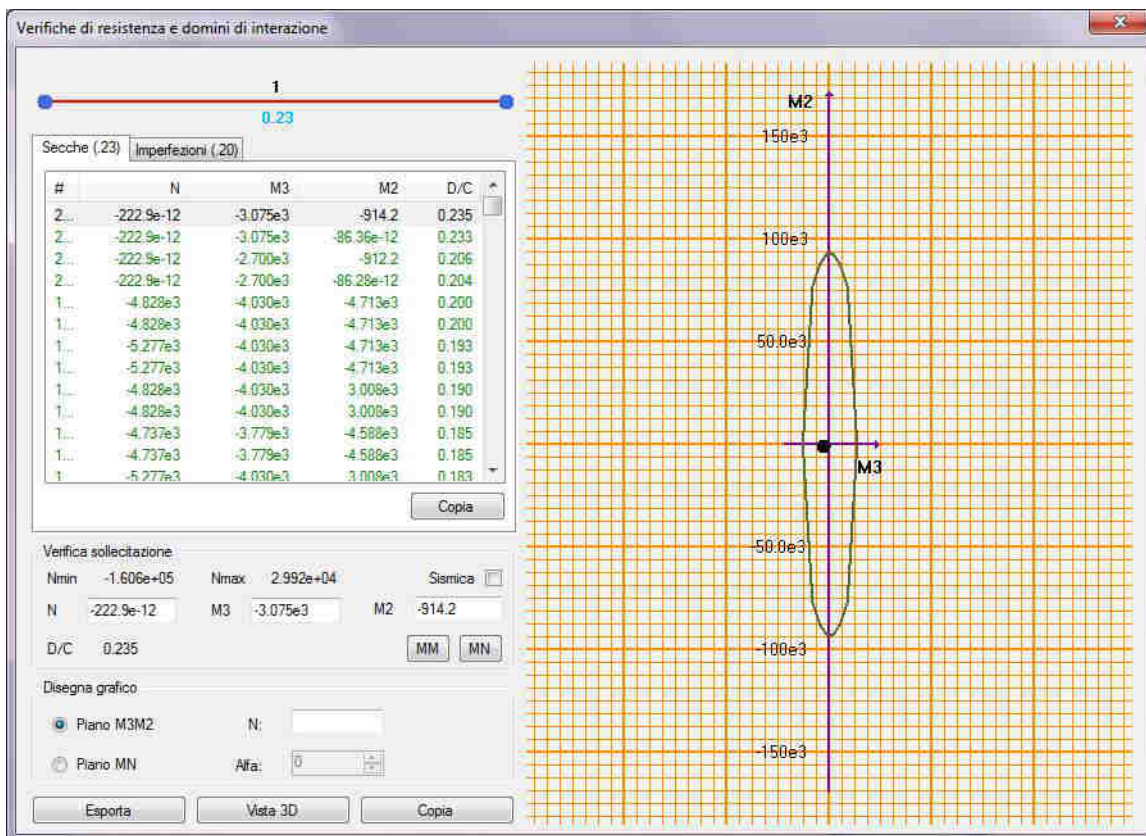


Figura 11-3 – Pila 2: Dettaglio verifica PMM – piano MM (unità di misura: kN; m; °C)

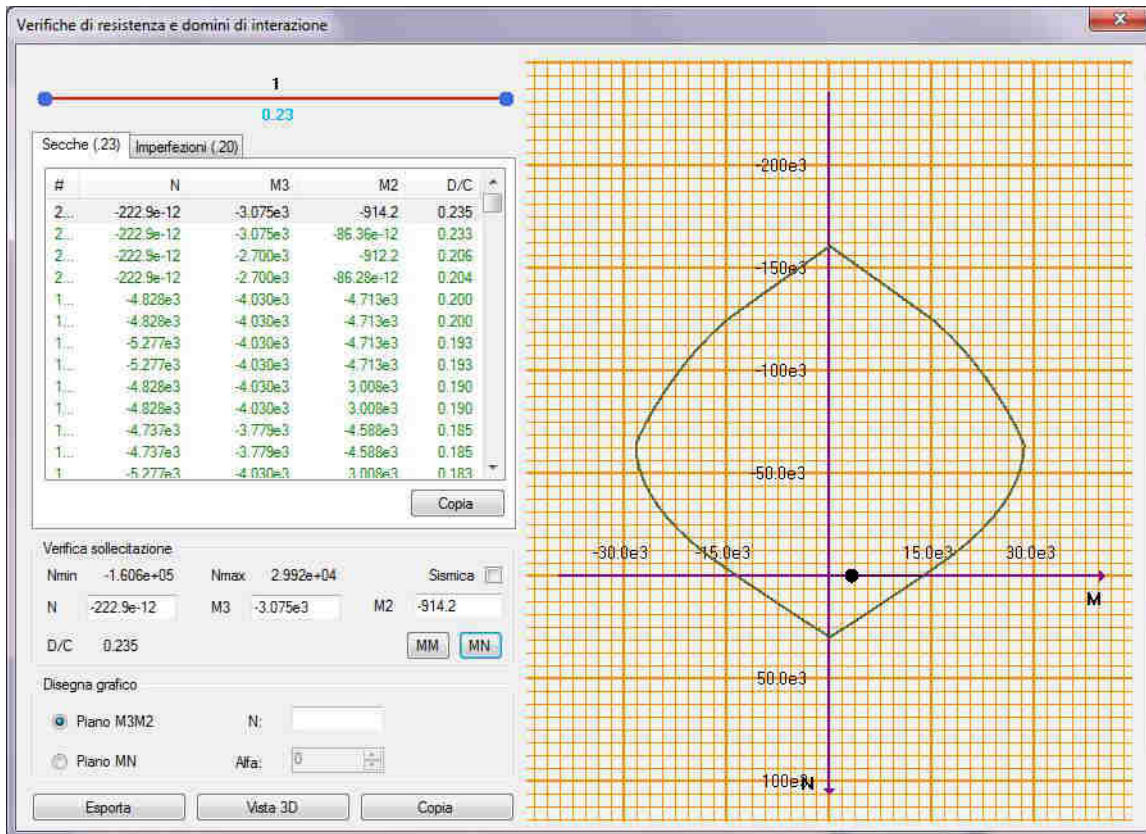


Figura 11-4 – Pila 2: Dettaglio verifica PMM – piano MN (unità di misura: kN; m; °C)

11.1.2 Verifica SLE – Controllo tensioni

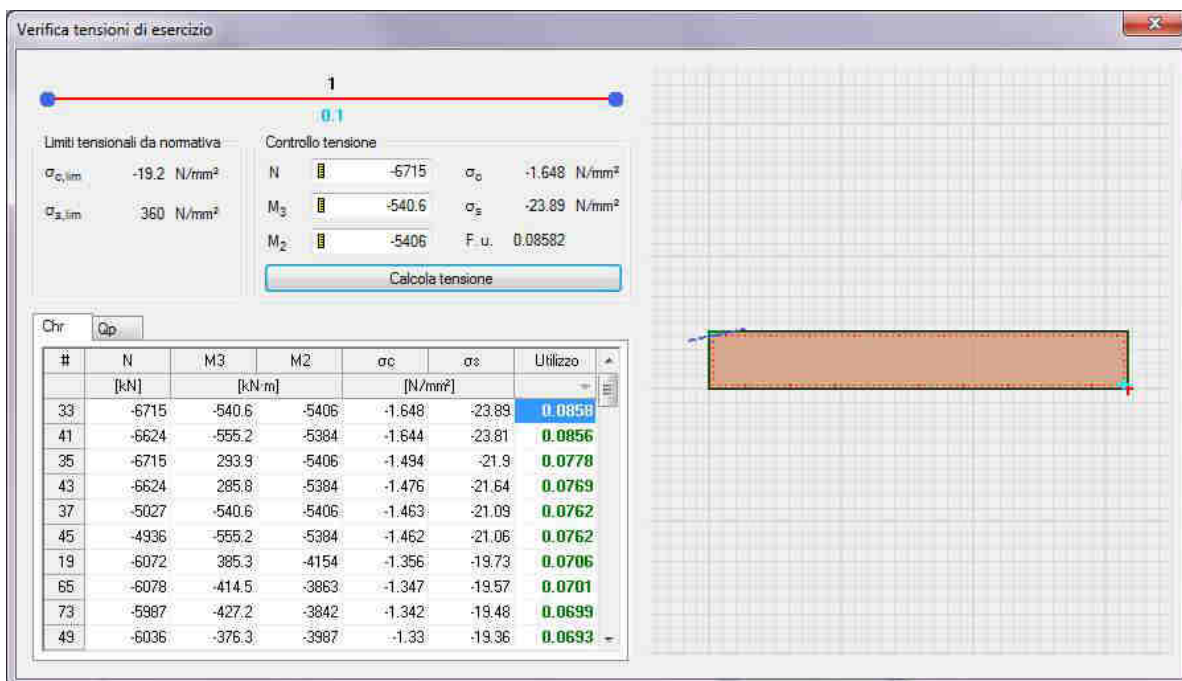


Figura 11-5 – Pila 2: Dettaglio verifica controllo tensioni (unità di misura: kN; m; °C)

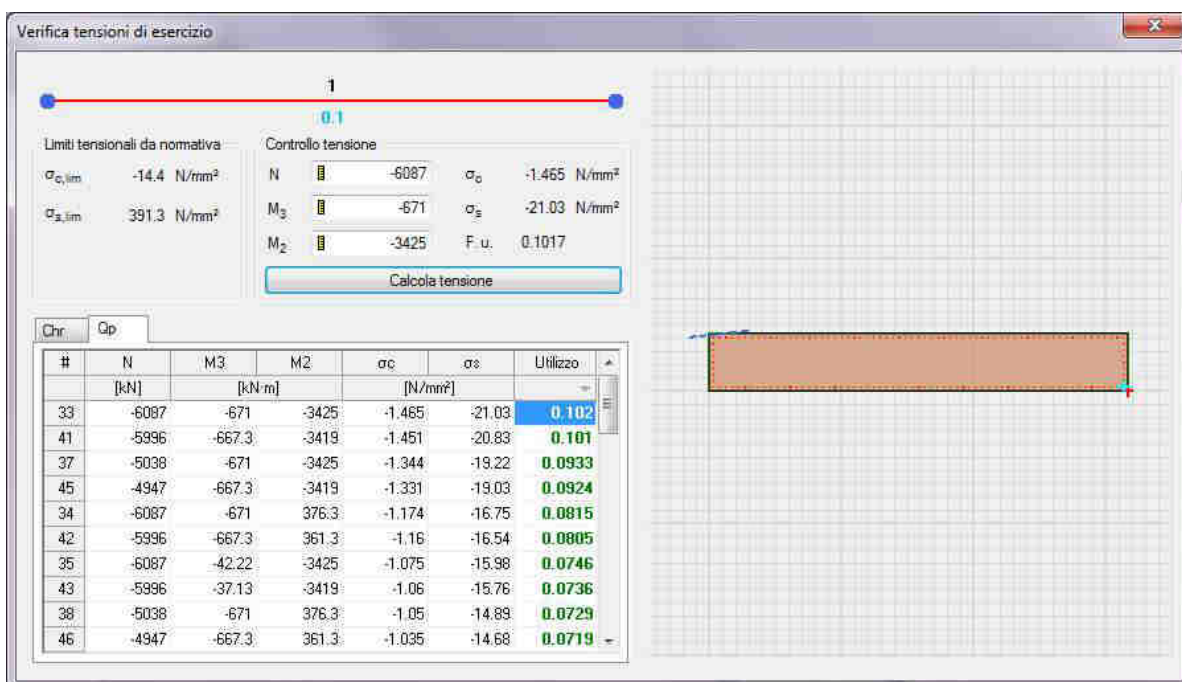


Figura 11-6 – Pila 2: Dettaglio verifica controllo tensioni (unità di misura: kN; m; °C)

11.1.3 Verifica SLE – Fessurazione

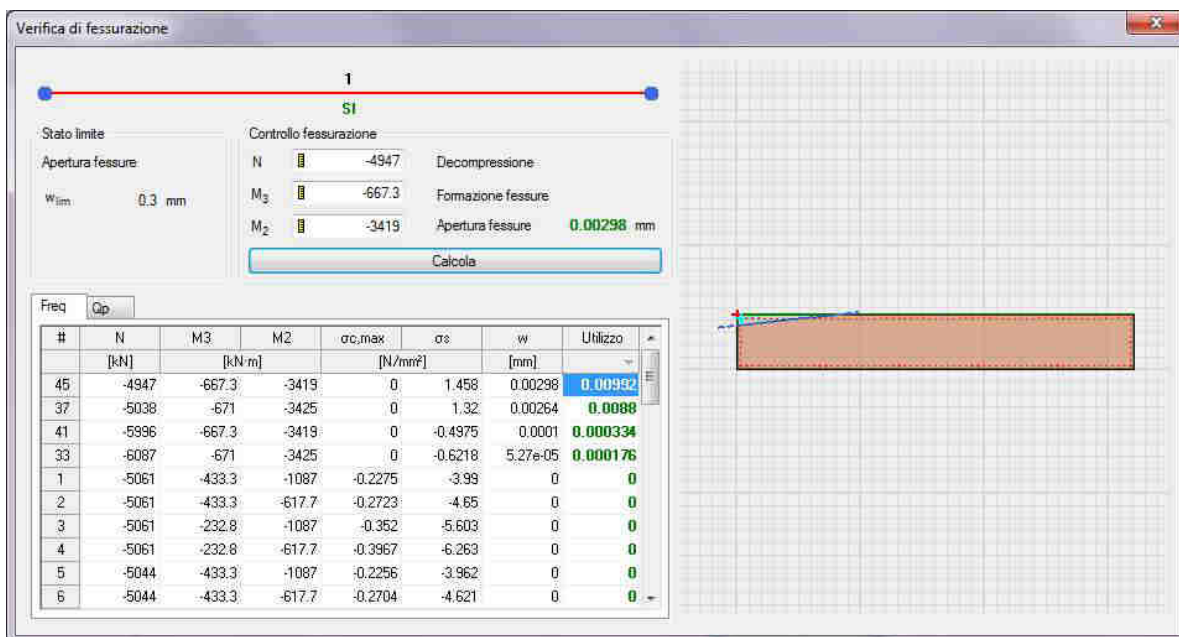


Figura 11-7 – Pila 2: Dettaglio verifica fessurazione (unità di misura: kN; m; °C)

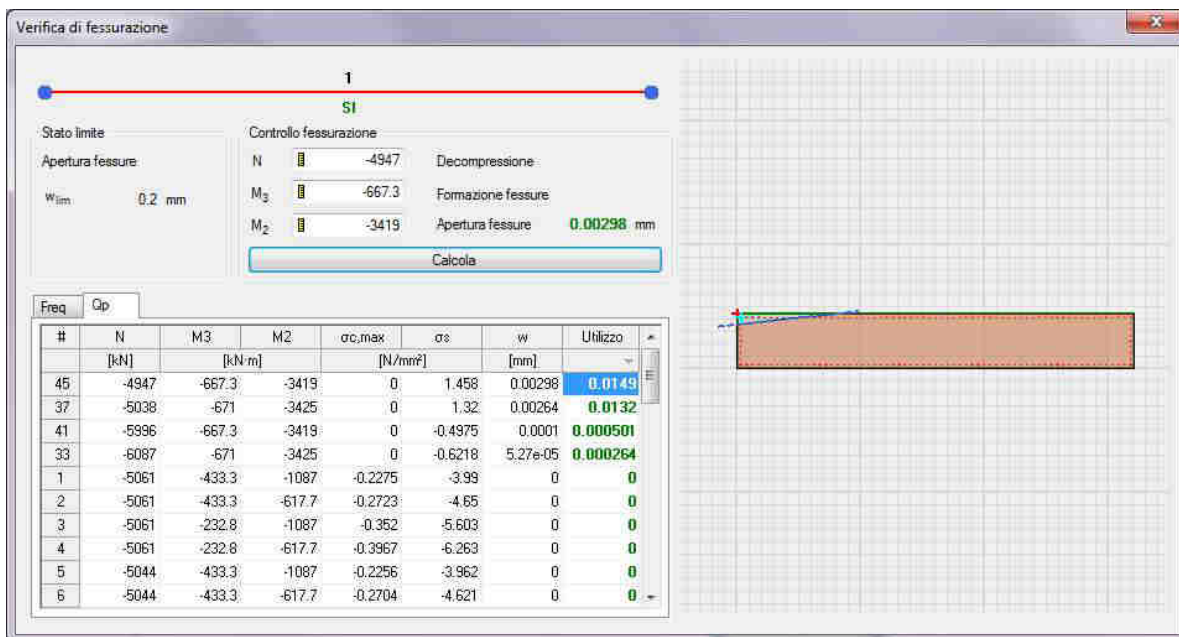


Figura 11-8 – Pila 2: Dettaglio verifica fessurazione (unità di misura: kN; m; °C)

11.2 Verifica fondazione

Si riportano di seguito alcune immagini del modello di calcolo.

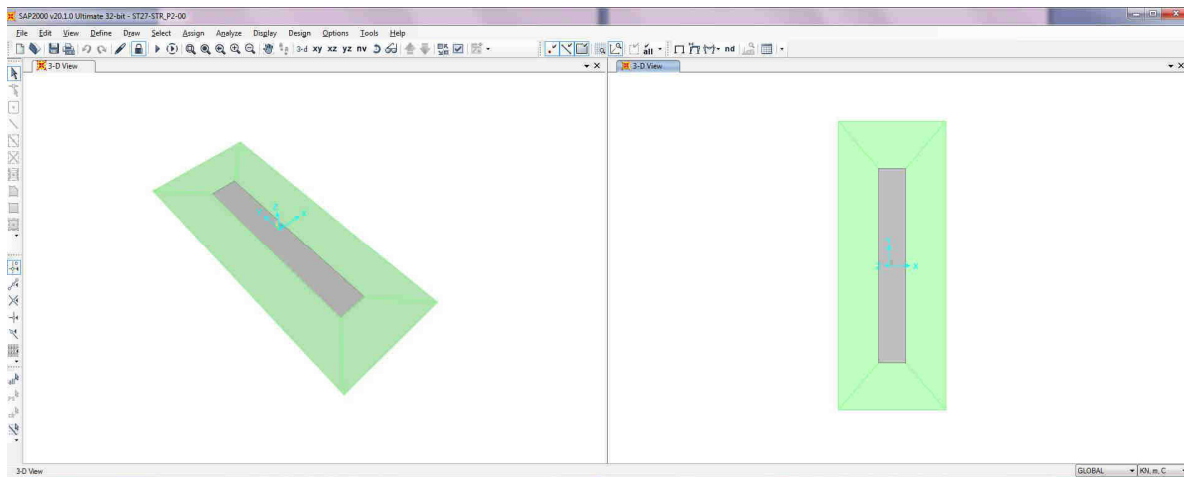


Figura 11-9 – Modello di calcolo

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

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

AZIONI ALLO SPICCATO / PILE P2: ASTA N.10201											
ELEMENTO DI VERIFICA NUMERO			10201		TIPO SPALLA		PILA				
POSIZIONE (NODO1=1 - NODO2=2)			1		MOBILE		P2				
CARICHI MOBILI			M2		P1		P2				
Descrizione	CODTYPE	NRIGA	V2=Ti [KN]	M3=Ml [KNm]	V3=Tt [KN]	M2=Mtr [KNm]	T=Mt [KNm]	P=N [KN]	F	CC	
G1-IMPALCATO	0	30	0	-79	0	-87	0	-904	1.000	1.000	
G1-SOLETTA	0	46	0	-79	0	-86	0	-898	1.000	1.000	
G1-PILA	0	38	0	0	0	0	0	-2088	1.000	1.000	
G2-PERMANENTI	0	54	4	-75	-4	-914	117	-1170	1.000	1.000	
E1-DISTORSIONI	0	6	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000	
E2-RITIRO	0	14	-22	-200	20	470	-33	16	1.000	1.000	
E4-CEDIMENTI	0	22	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000	
Q1-MOBILI-KK	1	218	-3	-62	3	-2206	114	-1663	1.000	1.000	
Q1-MOBILI-FQ	1	122	-2	-24	2	-1164	43	-1026	1.000	1.000	
Q3-FRENTATURA	0	254	6	38	-6	-125	3	42	1.000	1.000	
Q4-CENTRIFUGA	0	262	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000	
Q5-VENTO-C	0	270	55	427	-50	-730	-3	14	1.000	1.000	
Q7-ATTRITO-P	0	302	0	0	0	0	0	0	1.000	1.000	
Q6-SISMA_L	0	278	119	721	95	1236	51	344	1.000	1.000	
Q6-SISMA_T	0	286	446	3354	222	3172	34	78	1.000	1.000	
Q6-SISMA_V	0	294	17	88	15	277	35	119	1.000	1.000	

DATI PER CALCOLO FONDAZIONI PILE			
Accelerazione al suolo (ag)	0.077	Accelerazione dir X ---->>	0.755
Coefficiente di suolo (S=S _s x S _i)	1.000	Accelerazione dir Y ---->>	0.755
k _h = 5 x b _m a _g /g = coefficiente sismico orizzontale	0.077	Accelerazione dir Z ---->>	0.378
k _v = 0.5 k _h = coefficiente sismico verticale	0.039	G1-PESO_FONDAZIONE	1.000
β _m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito	1.00	G1-PESO_RINTERRO	20.000
T _{int} = Peso rinterro	20.00	Q6-ENERZIA_MASSE_L	0.755
HR = Altezza rinterro	1.00	Q6-ENERZIA_MASSE_T	0.755
Diametro pali	0.00	Q6-ENERZIA_MASSE_V	0.378
Lunghezza elastica dei pali	0.00		
Scalzamento	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.

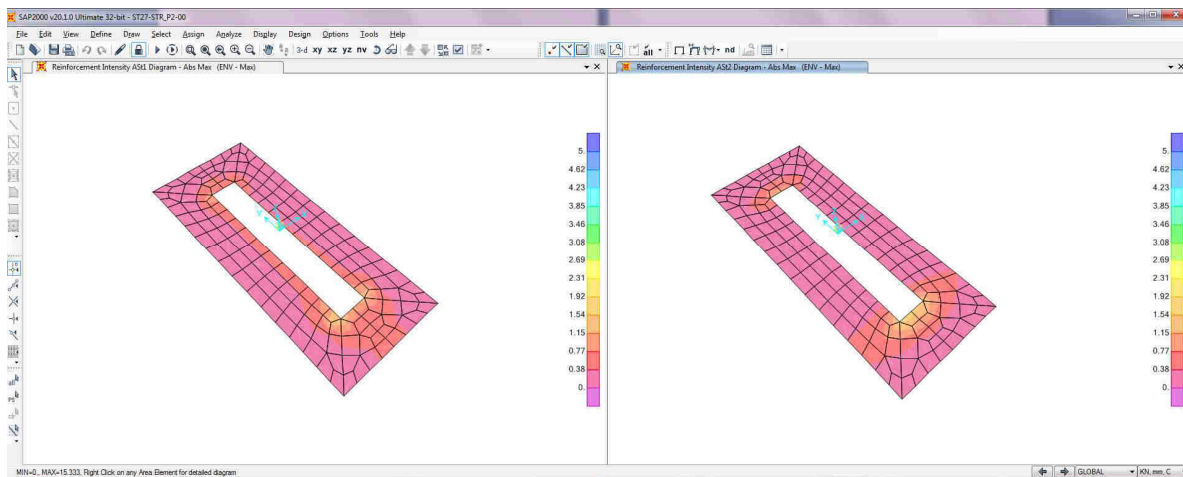


Figura 11-11 – Richiesta di armatura: Ast1_SX e Ast2_DX

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.

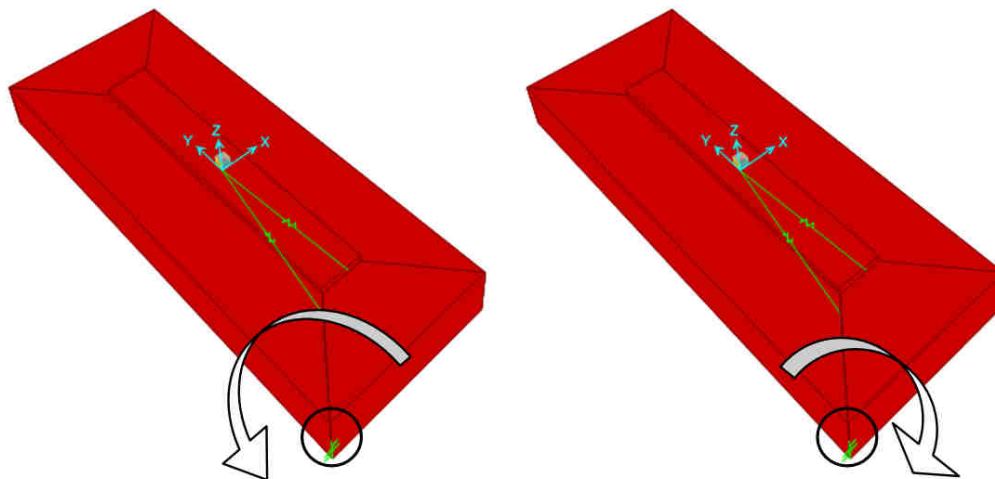


Figura 11-12 – Zattera di fondazione: cinematico di ribaltamento

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-mm	KN-mm	KN-mm
1	SLU_SL1	Combination	440	237	7530	40359800	-14624619	-1904284
1	SLU_SL2	Combination	430	228	7411	39731788	-14400299	-1865758
1	SLU_ST1	Combination	560	434	7343	39179381	-14040283	-2156671
1	SLU_ST2	Combination	550	426	7225	38551370	-13815963	-2118145
1	SLU_V1	Combination	260	181	7427	39872341	-14569881	-1044718
1	SLU_V2	Combination	226	151	7032	37778968	-13822147	-916299
1	VER_RIB_C	Combination	128	116	8196	44065489	-16239959	-457400
1	VER_RIB_S	Combination	99	89	6403	34429041	-12687953	-353337

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

Il calcolo statico è redatto mediante l'impiego combinato di programmi per l'analisi strutturale agli elementi finiti, soluzioni tradizionali mediante l'impiego della Scienza delle Costruzioni e fogli elettronici per la rappresentazione e l'elaborazione dei dati.

Gli eventuali modelli agli elementi finiti (FEM) implementati per la determinazione delle sollecitazioni e delle deformazioni sono del tipo unifilari ossia schematizzano sia l'impalcato che le pile con la loro linea d'asse. L'asse longitudinale del viadotto è disposto secondo l'asse "X" del modello numerico con verso positivo dalla spalla A (o S1) alla Spalla B (o S2), l'asse verticale è "Z" diretto verso l'alto. L'asse trasversale "Y" è ortogonale ai precedenti e forma con essi una terna destrorsa.

Viene definita preliminarmente la quota altimetrica $Z = 0.00$ m che è fatta coincidere con l'estradosso dei pulvini di tutte le pile. L'intradosso dell'impalcato viene posto ad una quota di riferimento $Z_{app} = 0.50$ m che modella l'ingombro in altezza dei baggioli e degli apparecchi d'appoggio. Le varie sezioni delle pile vengono quindi ad avere coordinate altimetriche negative. Gli elementi "frame" che ne compongono la linea d'asse sono nominati con codice Pxxnn in cui "xx" rappresenta l'ordinale della pila ed "nn" l'ordinale dell'elemento. Il nodo "i" di ciascun elemento frame della pila vede la coordinata altimetrica maggiore e pertanto il suo asse locale "1" è diretto verso il basso. Così facendo il valore assoluto della coordinata Z dell'ultimo nodo della pila ne individua l'altezza di calcolo. La lunghezza standard degli elementi delle pile è 1.50 m con un valore minimo di 1.00 m e massimo 2.50 m.

Gli elementi frame dell'impalcato sono orizzontali (ossia paralleli all'asse x globale), e la mesh si compone di elementi di lunghezza 1.00 m a meno di nodi singolari che devono corrispondere a punti notevoli della sua geometria ed hanno numerazione progressiva numerica tra 101 e $101 + L_v$ dove "L_v" rappresenta la lunghezza totale del Viadotto. La linea d'asse è posta alla quota $Z_{imp} = Z_{app} + Z_{bar}$ e da essa si diramano, in corrispondenza delle pile, aste verticali di rigidezza infinita che raggiungono la quota Z_{rif} di intradosso impalcato. In corrispondenza dei nodi j di tali aste si simulano, attraverso il rilascio degli opportuni gradi di libertà interni alle aste, le reali condizioni di vincolo tra impalcato e strutture di elevazione.

Al fine di agevolare la lettura dell'output del programma si riportano di seguito le corrispondenze tra le sollecitazioni, le reazioni e gli assi locali e globali degli elementi frame impiegati nel modello e le convenzioni di segno assunte nell'impiego del programma "RC-SEC" con il quale vengono eseguite le verifiche SLU e SLE a presso-flessione deviata delle sezioni in c.a.:

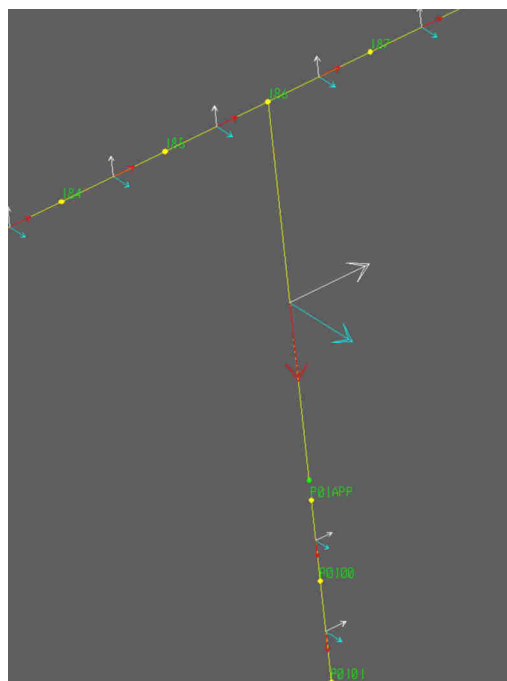
Sollecitazione	Reazioni FEM	Frame FEM	Verifiche RC-SEC
N	F3	P	N
F_long	F1	V2	Fx
F_trasv	F2	V3	Fy
M_long	M2	M3	My
M_trasv	M1	M2	Mx
M_torc	M3	T	Mz

Nella lettura degli assi locali del programma si verifica la seguente corrispondenza con gli assi globali di riferimento e ne consegue il seguente orientamento delle rigidezze

Asse locale	Colore	Impalcato	Pile
1	Rosso	X	-Z
2	Bianco	Z	X
3	Cyano	-Y	-Y

Codice	Inerzia	Impalcato	Pile
K1	Torsionale	X	-Z
I22	Flessionale	Z	X
I33	Flessionale	-Y	-Y

Nella figura che segue viene rappresentata la sommità di una Pila generica in cui si mostra il livello a cui si operano le scelte sul sistema vincolare scelto e la numerazione adottata per i nodi.



Nella figura l'asta verticale, denominata « PO1rig » e orientata verso il basso, tra il nodo 186 e il nodo P01app rappresenta l'elemento rigido che riporta i carichi alla quota appoggi. L'asta « P01bag », tra i nodi P01app e P0100 è anch'esso un elemento rigido che rappresenta il baggio. Si osservi l'asse 3 di color ciano che, sia per gli elementi verticali che per gli elementi orizzontali, è diretto ortogonalmente all'asse del viadotto. Il nodo P01app che le due aste hanno in comune è sede della scelta vincolare. Se il nodo è sede di un allineamento fisso l'asta P01rig consente alla sua estremità « J » la sola rotazione intorno all'asse globale Y e pertanto si rilascia il grado di libertà « r3 ». Se invece il nodo è sede di possibilità di traslazione longitudinale (asse X) viene rilasciato anche il grado di libertà « u2 ».

Nelle sezioni di spiccato delle fondazioni delle Pile il modello prevede un vincolo di incastro perfetto, mentre, come già segnalato, sulle spalle la geometria si arresta al livello degli apparecchi d'appoggio.

Si osservi che nel caso di uso di isolatori, il comportamento del vincolo elastomerico richiede un approccio specifico in quanto occorre inserire tra la quota appoggi e la quota intradosso trave (modellata con elemento verticale infinitamente rigido) un elemento "spring" con la rigidezza orizzontale opportuna, mentre il vincolo verticale deve imporre l'uguaglianza dello spostamento tra gli estremi adiacenti dei due elementi frame dell'impalcato e della pila. Il sistema descritto è applicabile alla condizione di carico sismica per la quale la scelta della rigidezza dell'isolatore viene preventivamente eseguita per tentativi. Scelto a catalogo infatti un isolatore, definito sia in rigidezza che in spostamento, si ricava lo spettro elastico da applicare modificandone la forma canonica all'ascissa $0.8 \cdot T$ per tener conto del maggior smorzamento offerto dall'organo antisismico. Eseguita l'analisi si verifica che gli spostamenti ottenuti siano compatibili con quelli dell'isolatore scelto e, nel caso di risposta positiva, si prosegue l'analisi strutturale.

Le sollecitazioni dovute ai carichi di esercizio (pesi propri, sovraccarichi permanenti e mobili, azioni termiche, ...) vengono più semplicemente ricavati da modelli unifilari di travi continue, differenziati tra loro in funzione del coefficiente di omogeneizzazione della sezione acciaio-calcestruzzo della trave nella fase interessata. Spesso, per semplicità di calcolo e abitudine di lavoro, l'analisi delle sollecitazioni viene eseguita applicando carichi unitari ai modelli FEM e lasciando l'espressione del valore effettivo della sollecitazione all'elaborazione eseguita in sede di foglio elettronico, load dove si esegue il prodotto di quanto ottenuto dal solutore con l'intensità effettiva dell'azione.

L'inerzia attribuita all'impalcato è una inerzia media, mentre la rigidezza delle pile considera il fattore riduttivo dell'inerzia bruta della sezione in calcestruzzo per tener conto degli effetti fessurativi durante il moto sismico.

Al fine di gestire in modo semplice e razionale i dati oggetto dell'analisi vengono fatte alcune scelte per la codifica delle combinazioni di carico adottate e per il numero dei modelli FEM.

Si consideri, infatti, che è stata adottata una sola azione fondamentale costituita dai carichi da traffico dello « Schema 1 » alla quale è stata associata la sigla « q ». L'azione fondamentale viene combinata con le azioni secondarie secondo i coefficienti di combinazione allo Stato Limite Ultimo EQU, STR, GEO, Sisma, e allo Stato Limite di Esercizio Rare, Frequenti e Quasi Permanenti (in sigla RR, FR e QP). Le disposizioni di carico mobile scelte per ciascuna delle strutture di elevazione esaminata sono quattro e si compongono in funzione di due disposizioni longitudinali, denominate L1 ed L2, e di altrettante disposizioni trasversali, denominate T1 e T2. Nella disposizione longitudinale L1 i carichi mobili « q_{ik} » vengono segmentati secondo il dettato delle linee di influenza in modo da rendere massima la reazione verticale sull'appoggio preso in considerazione. Nella disposizione L2 tutto il viadotto, per l'intera sua lunghezza quindi, è sottoposto all'azione del carico mobile. Le disposizioni longitudinali sono evidentemente diverse da pila a pila. Le disposizioni trasversali T1 e T2, sempre uguali per tutte le pile, vedono rispettivamente il carico mobile presente su 6 e 3 corsie affiancate al cordolo che ne massimizza l'azione trasversale. Di conseguenza le quattro disposizioni assumono la seguente codifica :

Disposizione	Scopo
L1T1	N_max

L1T2	Mt_max
L2T1	Fl_max
L2T2	et_max

Nel modello numerico si analizzano le reazioni disponendo il carico q_{ik} in modo indipendente campata per campata (q_{1_c01}, q_{1_c02}, ...) e sommando quindi le reazioni con stesso segno. Per comodità di calcolo il carico è assunto unitario e le reazioni ottenute rappresentano il moltiplicatore dell'effettiva intensità del carico che viene assegnata in sede di foglio elettronico. Sempre per semplicità di calcolo, e comunque operando a favore di sicurezza, l'effetto del carico Q_{1k}, viene assegnato integralmente alla pila (o spalla) in esame trascurandone la modesta ripartizione verso le elevazioni adiacenti vista la piccola distanza tra i due assi (1.20 m) e la luce delle campate.

Ciascuna disposizione di carico mobile trova associazione con le congruenti azioni secondarie (accelerazione, vento, frenatura, ...) la cui intensità viene determinata secondo la effettiva disposizione geometrica del carico mobile sul Viadotto.

Per comodità di lettura dei modelli agli elementi finiti e dei fogli elettronici si riporta di seguito il riepilogo dei carichi applicati e la loro codifica:

VETTORE IM-GE	Descrizione Carico
G1	Pesi Propri Impalcato
G2	Sovraccarichi Permanenti
G3	Altre azioni permanenti
E1	Distorsione Impressa Impalcato
E2	Ritiro e Viscosità
E3	Variazioni Termiche
E4	Cedimenti
E5	altro
Q5	Vento
Q7	Resistenze Parassite ai Vincoli

VETTORE IM-Q	Descrizione Carico
q1	Carico Mobile
q2	Incremento dinamico
q3	Frenatura e Accelerazione
q4	Centrifuga
q5	Vento Trasversale
q7	Attrito
q8	Urto
q9	Altri Carichi

VETTORE SIS	Descrizione Carico
SL	Sisma Longitudinale
ST	Sisma Trasversale
SV	Sisma Verticale

VEETTORE PL-GE	Descrizione Carico
PG1	Peso proprio Pile
PG3	Altre azioni Permanenti
PQ1	Sovraccarico atergo delle Spalle
PQ5	Vento su Elevazioni

Non sempre tutte le azioni implementate nel calcolo elettronico sono effettivamente presenti nell'opera.

Le azioni nominali in esercizio, ottenute moltiplicando le reazioni per carichi unitari per l'intensità effettiva dei carichi applicati, sono preliminarmente valutate alla quota estradosso pulvino e vengono quindi riportate alla quota delle sezioni di verifica con le note formule della Scienza delle Costruzioni. La maggioranza degli elementi strutturali, ed in particolare le Pile, sono infatti dimensionabili secondo schemi statici semplici quali le mensole e lo strumento di calcolo impiegato è un foglio elettronico autoprodotta.

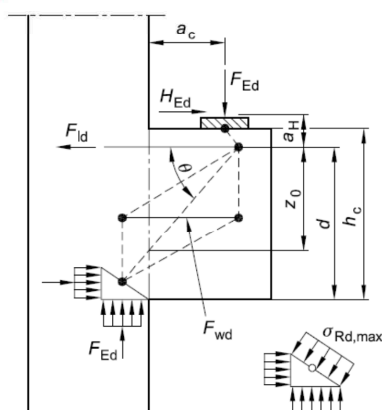
L'analisi per carichi unitari non può, evidentemente, essere estesa all'azione sismica il cui modello numerico simula fedelmente la struttura, disponendo le masse nei relativi baricentri e considerando le inerzie proprie degli elementi strutturali cui si riferiscono. L'analisi scelta è la Response Spectrum Analysis (RSA) il cui spettro di riferimento adottato nel modello è quello elastico ($q=1.00$) lasciando il compito delle considerazioni sui coefficienti di struttura e di sovrarresistenza alle elaborazioni all'interno dei fogli elettronici. In questo caso, dall'essere la struttura isolata, il coefficiente di struttura è pari a $q=1.00$.

La verifica dei baggioli viene eseguita a mensola tozza secondo EN 1992-1-1 Allegato J3.

J.3 Mensole

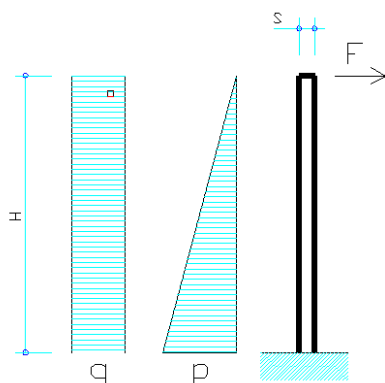
- (1) Le mensole ($a_c < z_0$) possono essere progettate utilizzando modelli tirante e puntone come descritti nel punto 6.5 (vedere figura J.5). L'inclinazione del puntone è limitata da $1,0 \leq \tan \theta \leq 2,5$.

figura J.5 Modello tirante e puntone per mensola

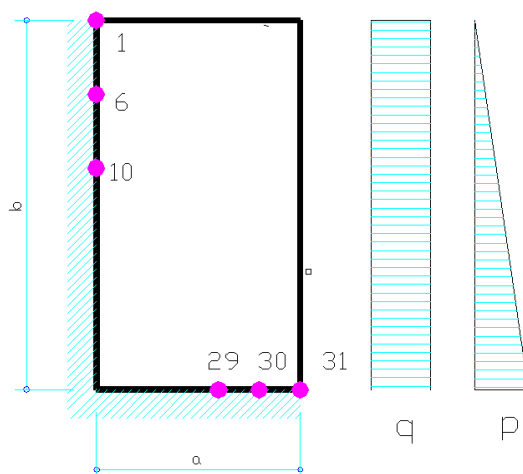


Il paraghiaia delle Spalle viene anch'esso analizzato come mensola soggetta alla spinta del rilevato e dei sovraccarichi mobili a tergo, alle azioni orizzontali applicate alla sua sommità (frenamento) e lungo la sua altezza (incrementi sismici di spinta, azioni inerziali sulle masse strutturali). Il calcolo

viene condotto assumendo una striscia di larghezza unitaria e le sollecitazioni sono riportate a tale dimensione assumendo quale larghezza di ripartizione l'intero suo sviluppo. La diffusione infatti delle azioni orizzontali è molto omogenea.



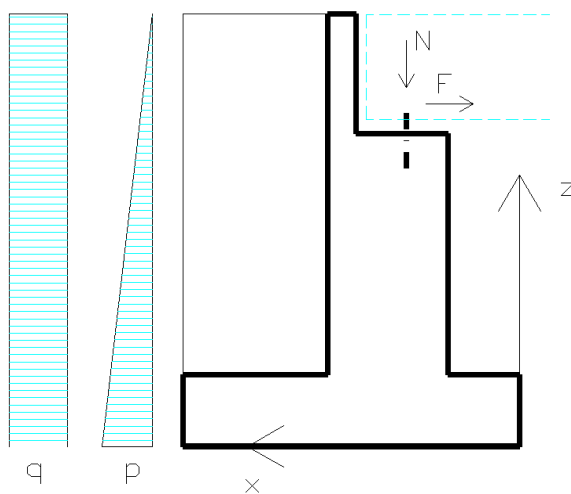
Il muro di risvolto viene dimensionato assumendo un modello di comportamento a piastra incastrato su due lati e libero sugli altri due. I carichi applicati sono le spinte prime definite e le azioni sismiche sia delle masse strutturali che degli incrementi di spinta del rilevato. La risoluzione della struttura bidimensionale viene tratta dalle tabelle presenti in letteratura. In particolare si adottano le tabelle 1.41 (carichi u.r.) e 1.97 (carichi triangolari) riportate in R. Bares "Tables pour le calcul des Dalles et des Parois" che definiscono in forma parametrica adimensionale i moltiplicatori dei carichi per la definizione delle sollecitazioni verticali ed orizzontali in funzione del rapporto "a/b" delle sue dimensioni. I punti maggiormente sollecitati vengono individuati in prossimità degli spigoli (punto 6 e punto 30) e le sollecitazioni ottenute per interpolazione tra i punti più vicini presenti nelle tabelle prima richiamate.



La matrice dei coefficienti di combinazione con cui si determinano le sollecitazioni di verifica per questi due elementi strutturali è riportata di seguito:

Comb.	g3	g2	q1	q6
EQU_1	1.50	1.50	1.35	0.00
EQU_2	1.50	1.50	1.35	0.00
STR_1	1.50	1.50	1.35	0.00
STR_2	1.50	1.50	1.35	0.00
Sisma	1.00	1.00	1.00	1.00
RR	1.00	1.00	1.00	0.00
FR	1.00	1.00	0.80	0.00
QP	1.00	1.00	0.00	0.00

Il paramento frontale è anch'esso considerato quale mensola a sbalzo. Alle azioni definite per il paraghiaia, valutate ovviamente per l'altezza corrispondente, si aggiungono le azioni trasmesse dall'impalcato tra le quali i pesi propri e l'effetto dei carichi mobili.



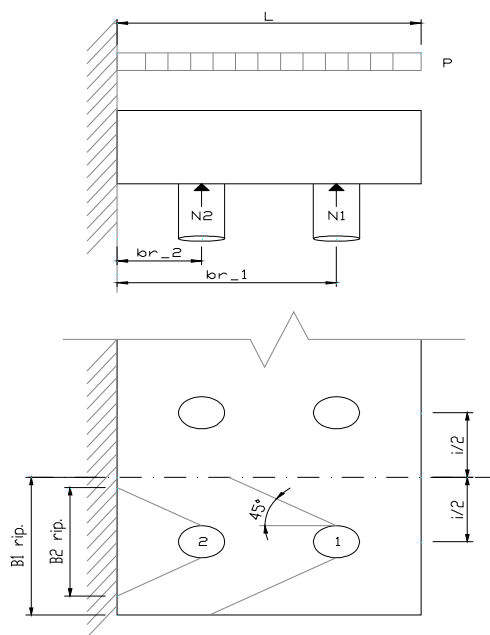
Il plinto di fondazione è soggetto alle azioni trasmesse dal paramento frontale e dal riempimento del rilevato a tergo. Rivalutate le azioni spingenti in funzione della maggiore altezza di spinta dovuta allo spessore del plinto si determinano all'interno della palificata le azioni su solo 8 pali scelti tra quelli notevoli di attenzione tra cui quelli di spigolo che notoriamente vedono le massime e minime sollecitazioni. Si introduce inoltre il calcolo delle sollecitazioni su un palo fittizio baricentrico ($W_I=W_t=\infty$) al fine di valutare il carico medio cui la palificata è soggetta in modo da avere un controllo globale tra carichi applicati e reazioni ottenute. La ripartizione del carico tra i pali è ottenuta con le note relazioni:

$$N_p = N/n_p + M_I/W_I + M_t/W_t$$

$$V_p = \frac{[(F_l + M_z/W_z \cdot \cos(\alpha))^2 + (F_t + M_v/W_z \cdot \sin(\alpha))^2]^{1/2}}{\text{Num_pali}}$$

Tralasciando l'ovvia definizione della simbologia (si osservi la composizione dei momenti torcenti intorno all'asse verticale in funzione dell'angolo « α » che individua la direzione tra il baricentro della palificata e la posizione dello stesso palo), i segni sia delle sollecitazioni che dei moduli di resistenza definiscono i segni dell'azione sul singolo palo. La convenzione adottata è tale da ottenere valori positivi per i pali compressi e negativi per eventuali pali tesi. Il dimensionamento delle armature del plinto avviene anch'esso nell'ipotesi di schema statico a mensola. Definita l'azione massima o minima sul palo il carico viene riportato alla dimensione unitaria della sezione di verifica diffondendo la reazione a 45° verso la sezione di verifica con l'accortezza di limitarne l'ampiezza da un lato alla dimensione geometrica del plinto e dall'altro di non interessare più della metà della porzione del plinto compresa tra due pali consecutivi. Lo scopo è quello di non sovrapporre la zona d'influenza di pali adiacenti.

L'armatura longitudinale trovata in corrispondenza dei pali maggiormente (sbalzo anteriore) o minormente (pali posteriori) caricati viene estesa a tutto lo sviluppo del plinto. Nel dimensionamento dell'armatura per la parte posteriore del plinto (armatura superiore) viene trascurato l'apporto alla resistenza dovuto alla presenza del muro di risvolto. L'armatura in direzione trasversale (di ripartizione) non viene fatta oggetto di calcolo diretto ma si dispone almeno una sezione di armatura pari al 25% di quella in direzione longitudinale e si controlla, in corrispondenza della continuità con il muro di risvolto, che tale percentuale sia maggiore o uguale dell'armatura disposta nella sezione di spiccato dello stesso muro rapportata alla maggiore altezza utile del plinto (equilibrio del nodo). La porzione posteriore del plinto viene, infine, fatta oggetto di verifica a taglio mentre per quella anteriore si pone particolare attenzione alla verifica a punzonamento.



La verifica strutturale del palo viene condotta ipotizzando la sua sommità impedita di ruotare. Il palo viene immerso nel terreno ipotizzato come semispazio elastico che offre, in funzione dei parametri di resistenza laterale tratti dall'analisi geotecnica della stratigrafia (E_{soil}), una resistenza elastica modellata con molle alla Winkler la cui rigidezza è ricavata direttamente dal modulo elastico del terreno secondo la relazione:

$$K_w = \frac{E_{soil} * [E_{soil} * \Phi^4 / (E_{cls} * J_{palo})]^{1/2}}{\Phi * (1 - \mu^2)}$$

Quando il terreno in cui il Palo si trova immerso, mostra grande disomogeneità di reazione orizzontale, si ricorre ad un modello FEM che discretizza il palo in elementi "beam" di lunghezza 50 cm a cui viene applicato in sommità un'azione orizzontale unitaria (100 kN) al fine di ricavare la relazione tra taglio applicato e momento in sommità. In sede di foglio elettronico i momenti effettivamente agenti vengono associati, per ciascuna delle combinazioni studiate, agli sforzi normali massimi e minimi con i quali eseguire le verifiche a presso-flessione e a taglio. Dalla teoria o dal modello FEM si ricava quindi la cosiddetta «lunghezza libera d'inflessione» del palo (L_0), che nella teoria della trave su suolo elastico viene espressa dalle seguenti relazioni, valide per K_w costante:

$$M = V_{sd} * L_0 / 2$$

$$L_0^4 = 4 * E_{cls} * J_{palo} / (K_w * \Phi)$$

$$\delta = V_{sd} * L_0^3 / [4 * E_{cls} * J_{palo}]$$

Lo spostamento della sezione di sommità del palo determina, in modo iterativo, la definizione della entità della spinta da applicare agli elementi strutturali ai sensi delle indicazioni presenti nell'allegato C.3, prospetto C.1, del EN 1997-1:2005. Nella fattispecie la distribuzione in pianta dei pali di fondazione consente di scegliere il cinematismo b) per terreni densi (traslazione in assenza di rotazione) ed adottare, per $\delta \geq 0.05..0.10 * H/100$, il coefficiente di spinta attiva K_a .

Le verifiche geotecniche, sia della portanza ai carichi verticali e sia della portanza ai carichi orizzontali eseguita mediante la teoria di Broms, vengono riportate in altra relazione specifica.

Si osservi che le Spalle possono prevedere una estensione parziale del plinto a tergo del muro frontale per ospitare la maggior lunghezza dei muri di risvolto necessaria a contenere l'ingombro del tronco di cono che forma il rilevato stradale. Le estensioni sono dotate di uno o più pali in tutto analoghi ai pali del plinto cui sono collegati. In questo caso il dimensionamento della fondazione della spalla viene eseguito trascurando l'estensione suddetta, che risulta essere un sistema auto-equilibrato considerando, a favore di sicurezza, la spalla fondata su un numero totale di pali minore di quelli effettivamente presenti e lasciando ai pali aggiuntivi il compito di costituire fondazione all'estensione del muro di risvolto che sostiene.

Nel caso di fondazioni dirette si valuta la tensione con l'analogia formula precedente in cui il numero dei pali è sostituito con l'area del plinto e i moduli di resistenza sono relativi agli spigoli. Nel caso di messa in trazione la formula viene cambiata con quella delle sezioni non reagenti a trazione:

$$\text{sig} = \frac{2 * N}{3 * U * B}$$

12.1 Muro Frontale

Le carpenterie delle strutture di elevazione sono schematizzate nella seguente tabella :

	Bx m	By m	H m	xg m	yg m	z" g m	V mc	Pesi kN
ax appoggi	0.00	0.00	0.00	2.650	0.000	11.500	0.00	0.0
baggioli	0.80	0.80	0.50	2.650	0.000	11.250	0.32	8.0
pulvino	0.40	10.85	1.75	3.750	0.000	11.875	7.60	189.9
Muro risv. sx	6.05	1.00	10.75	6.975	0.000	7.375	65.04	1 625.9
Muro risv. dx	6.05	1.00	10.75	6.975	0.000	7.375	65.04	1 625.9
terreno	6.05	8.85	10.75	6.975	0.000	7.375	575.63	10 361.3
fusto Pila	1.95	10.85	9.00	2.975	0.000	6.500	190.43	4 760.8
plinto	10.00	12.21	2.00	5.000	0.000	1.000	244.14	6 103.5
num. baggioli = 1.00				5.689	0.000	5.665		24 675.4
sbalzo long. plinto =2.000		m	H_spalla = 9.00		m	P_elev = 18 571.9		
sbalzo trasv. plinto =0.678		m	A = 21.159		m ²	Obliquità = 42.5 °		
			Acc = 19.637		m ²			

Si riportano di seguito le sollecitazioni nominali calcolate alla quota della sezione di spiccato del muro frontale :

		N kN	Fl kN	MI kNm	Ft kN	Mt kNm	Mv kNm
Dall'Impalcato	g1.	763.3	0.0	260.9	0.0	14.2	0.0
	g2.	203.4	0.0	69.5	0.0	3.8	0.0
	g3.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	e1.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	e2.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	e3.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

	e4.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	e5.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	q5.	0.0	16.1	163.9	17.9	182.0	0.0
	q7.	0.0	28.7	273.0	25.9	245.8	0.0
	ic.	0.0	0.0	41.0	0.0	41.0	0.0
Dall'Elevazione	pg1	4 958.6	0.0	-144.6	0.0	0.0	0.0
	pg3	0.0	3 058.2	10 958.7	0.0	0.0	0.0
	pq1+pq3	0.0	378.7	2 035.6	0.0	0.0	0.0
	pq5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Disposizione L1T1	gr 1	1 244.1	0.0	951.7	0.0	607.9	0.0
	q_ic	0.0	0.0	52.7	0.0	52.7	0.0
	q5.	0.0	35.5	438.9	39.4	487.4	0.0
	q8. + q9.	0.0	66.9	793.6	74.3	881.4	0.0
Disposizione L1T2	gr 1	791.0	0.0	1 183.4	0.0	1 028.7	0.0
	q_ic	0.0	0.0	33.5	0.0	33.5	0.0
	q5.	0.0	35.5	438.9	39.4	487.4	0.0
	q8. + q9.	0.0	66.9	793.6	74.3	881.4	0.0
Disposizione L2T1	gr 1	1 244.1	0.0	404.3	0.0	818.0	0.0
	q_ic	0.0	0.0	37.3	0.0	37.3	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	53.1	655.9	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	1 186.0	0.0
Disposizione L2T2	gr 1	791.0	0.0	257.1	0.0	1 384.3	0.0
	q_ic	0.0	0.0	23.7	0.0	23.7	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	53.1	655.9	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	1 186.0	0.0
Disposizione L1T1	gr 2a	933.1	295.6	3 703.8	0.0	613.5	0.0
	q_ic	0.0	0.0	28.0	0.0	28.0	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	53.1	655.9	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	1 186.0	0.0
Disposizione L1T2	gr 2a	593.3	295.6	3 593.3	0.0	1 038.2	0.0
	q_ic	0.0	0.0	17.8	0.0	17.8	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	53.1	655.9	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	1 186.0	0.0
Disposizione L2T1	gr 2a	933.1	295.6	3 703.8	0.0	613.5	0.0
	q_ic	0.0	0.0	28.0	0.0	28.0	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	53.1	655.9	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	1 186.0	0.0

Disposizione L2T2	gr 2a	593.3	295.6	3 593.3	0.0	1 038.2	0.0
	q_ic	0.0	0.0	17.8	0.0	17.8	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	53.1	655.9	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	1 186.0	0.0
Disposizione L1T1	gr 2b	933.1	0.0	303.2	80.0	1 482.3	0.0
	q_ic	0.0	0.0	28.0	0.0	28.0	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	53.1	655.9	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	1 186.0	0.0
Disposizione L1T2	gr 2b	593.3	0.0	192.8	48.0	1 559.5	0.0
	q_ic	0.0	0.0	17.8	0.0	17.8	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	53.1	655.9	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	1 186.0	0.0
Disposizione L2T1	gr 2b	933.1	0.0	303.2	80.0	1 482.3	0.0
	q_ic	0.0	0.0	28.0	0.0	28.0	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	53.1	655.9	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	1 186.0	0.0
Disposizione L2T2	gr 2b	593.3	0.0	192.8	48.0	1 559.5	0.0
	q_ic	0.0	0.0	17.8	0.0	17.8	0.0
	q5.	0.0	0.0	0.0	53.1	655.9	0.0
	q8. + q9.	0.0	0.0	0.0	100.0	1 186.0	0.0

Le azioni sismiche comprensive di spinte del terrapieno, valutate per il coefficiente di struttura $q=q_r$ scelto, alle quote di seguito indicate sono riportate nelle tabelle:

elemento	GSARIG	N	FI	MI	Ft	Mt	Mv
	Sisma	kN	kN	kNm	kN	kNm	kNm
	SL	0.0	620.0	3 029.6	0.0	0.0	0.0
	ST	0.0	0.0	0.0	976.3	7 082.1	0.0
	SV	235.3	0.0	-1.2	0.0	0.0	0.0
			$z_{sz} =$	0.00		m	

Le verifiche a presso-flessione e taglio nella sezione di spiccato sono le seguenti:

Spalla		Z_{sz} = 0.00 m							
		A_cls =	21.159	m ²				Az = Φ24/250+ Φ20/250	
		B_x =	10.851	m	H_x =	1.850	m	Aw_x =	11 Φ12/250
		B_y =	1.950	m	H_y =	10.851	m	Aw_y =	4 Φ12/250
Comb.	SLU - N,M	N kN	MI kNm	Mt kNm	Mv kNm	MI_rd kNm	Mt_rd kNm	vk	sf
EQU_Q	gr 2a	7 319	24 442	3 947	0	32 145	4 695	0.011	1.25
EQU_Q	gr 2a	6 134	21 619	3 936	0	31 132	4 897	0.009	1.36
STR_Q	gr 2a	8 800	23 270	3 952	0	33 407	4 823	0.013	1.36
STR_Q	gr 2a	6 726	19 361	3 937	0	31 644	5 600	0.010	1.54
SL	---	6 104	16 181	2 562	0	31 106	4 547	0.009	1.93
ST	---	6 104	13 016	7 521	0	31 068	17 623	0.009	2.40
Comb.	SLU - Vx	Vsd_x rich. kN	arm.	Vrdc,x kN	alfa_cw,x	Vrd_max,x kN	Vrds,x kN	sf_x	
EQU_Q	gr 16	5 368	no	7 436	1.020	82 337	3 314	99.99	
EQU_Q	gr 16	4 593	no	7 278	1.017	82 088	3 314	99.99	
STR_Q	gr 16	5 097	no	7 635	1.024	82 649	3 314	99.99	
STR_Q	gr 16	4 026	no	7 357	1.019	82 213	3 314	99.99	
SL	---	3 707	no	5 785	1.016	65 612	2 651	99.99	
ST	---	3 273	no	5 785	1.016	65 612	2 651	99.99	
Comb.	SLU - Vy	Vsd_y rich. kN	arm.	Vrdc,y kN	alfa_cw,y	Vrd_max,y kN	Vrds,y kN	sf_y	
EQU_Q	gr 16	323	no	5 426	1.020	79 546	6 223	99.99	
EQU_Q	gr 16	378	no	5 272	1.017	79 305	6 223	99.99	
STR_Q	gr 16	323	no	5 618	1.024	79 847	6 223	99.99	
STR_Q	gr 16	323	no	5 349	1.019	79 425	6 223	99.99	
SL	---	319	no	4 182	1.016	63 387	4 979	99.99	
ST	---	1 002	no	4 182	1.016	63 387	4 979	99.99	

12.2 Plinto di Fondazione

Per il plinto di fondazione si riportano, nelle tabelle che seguono, le sollecitazioni nominali prima e le sollecitazioni di combinazione, poi, alla quota intradosso dalle quali si ricavano i carichi sui pali notevoli scelti :

Sollecit. dal Plinto		N	Fl	MI	Ft	Mt	Mv
		kN	kN	kNm	kN	kNm	kNm
M2	fg1+fg2	19 716.7	0.0	-26 886.1	0.0	0.0	0.0
	fg3	0.0	1 773.4	1 723.1	0.0	0.0	0.0
	pq1+pq3	0.0	89.3	89.3	0.0	0.0	0.0
M1	fg1+fg2	19 716.7	0.0	-26 886.1	0.0	0.0	0.0
	fg3	0.0	1 399.3	1 359.6	0.0	0.0	0.0
	pq1+pq3	0.0	70.5	70.5	0.0	0.0	0.0
	sl	0.0	1 732.2	9 751.0	0.0	0.0	0.0
	st	0.0	0.0	0.0	1 821.8	9 840.7	0.0
	sv	910.9	0.0	-1 242.1	0.0	0.0	0.0
Sollecit.intradosso		N	Fl	MI	Ft	Mt	Mv
		kN	kN	kNm	kN	kNm	kNm
EQU_Q_sup	gr_00	28 206.3	7 749.7	15 833.9	54.9	707.1	0.0
	gr_11	29 885.9	7 856.9	22 093.1	174.0	3 267.3	0.0
	gr_12	29 274.2	7 856.9	21 141.4	174.0	3 809.6	0.0
	gr_13	29 885.9	7 749.7	19 831.2	215.2	4 106.8	0.0
	gr_14	29 274.2	7 749.7	18 375.5	215.2	4 853.0	0.0
	gr_16	29 466.0	8 148.7	24 220.7	215.2	3 818.1	0.0
	gr_17	29 007.3	8 148.7	23 129.0	215.2	4 377.8	0.0
	gr_21	29 466.0	8 148.7	24 220.7	215.2	3 818.1	0.0
	gr_22	29 007.3	8 148.7	23 129.0	215.2	4 377.8	0.0
	gr_23	29 466.0	7 749.7	18 831.9	323.2	5 207.0	0.0
	gr_24	29 007.3	7 749.7	17 740.1	280.0	5 211.1	0.0
	gr_44	29 466.0	7 749.7	18 831.9	323.2	5 207.0	0.0
	gr_27	29 007.3	7 749.7	17 740.1	280.0	5 211.1	0.0
EQU_Q_inf	gr_00	23 077.9	4 289.0	11 827.9	54.9	695.4	0.0
	gr_11	24 757.4	4 396.2	18 087.0	228.9	3 365.3	0.0
	gr_12	24 145.8	4 396.2	17 135.3	228.9	3 907.6	0.0

	gr 13	24 757.4	4 289.0	15 825.1	270.1	4 204.8	0.0
	gr 14	24 145.8	4 289.0	14 369.4	270.1	4 951.0	0.0
	gr 16	24 337.6	4 688.0	20 214.7	270.1	3 916.2	0.0
	gr 17	23 878.8	4 688.0	19 122.9	270.1	4 475.8	0.0
	gr 21	24 337.6	4 688.0	20 214.7	270.1	3 916.2	0.0
	gr 22	23 878.8	4 688.0	19 122.9	270.1	4 475.8	0.0
	gr 23	24 337.6	4 289.0	14 825.8	378.1	5 305.0	0.0
	gr 24	23 878.8	4 289.0	13 734.0	334.9	5 309.1	0.0
	gr 44	24 337.6	4 289.0	14 825.8	378.1	5 305.0	0.0
	gr 27	23 878.8	4 289.0	13 734.0	334.9	5 309.1	0.0
STR_Q_sup	gr_00	34 616.9	6 891.5	9 826.9	54.9	711.6	0.0
	gr 11	36 296.4	6 998.7	16 086.0	174.0	3 271.8	0.0
	gr 12	35 684.8	6 998.7	15 134.4	174.0	3 814.0	0.0
	gr 13	36 296.4	6 891.5	13 824.2	215.2	4 111.3	0.0
	gr 14	35 684.8	6 891.5	12 368.5	215.2	4 857.5	0.0
	gr 16	35 876.5	7 290.6	18 213.7	215.2	3 822.6	0.0
	gr 17	35 417.8	7 290.6	17 122.0	215.2	4 382.3	0.0
	gr 21	35 876.5	7 290.6	18 213.7	215.2	3 822.6	0.0
	gr 22	35 417.8	7 290.6	17 122.0	215.2	4 382.3	0.0
	gr 23	35 876.5	6 891.5	12 824.8	323.2	5 211.5	0.0
	gr 24	35 417.8	6 891.5	11 733.1	280.0	5 215.6	0.0
	gr 44	35 876.5	6 891.5	12 824.8	323.2	5 211.5	0.0
	gr 27	35 417.8	6 891.5	11 733.1	280.0	5 215.6	0.0
STR_Q_inf	gr_00	25 642.1	3 722.2	6 948.5	54.9	697.1	0.0
	gr 11	27 321.7	3 829.4	13 207.6	174.0	3 257.3	0.0
	gr 12	26 710.0	3 829.4	12 255.9	174.0	3 799.6	0.0
	gr 13	27 321.7	3 722.2	10 945.7	215.2	4 096.8	0.0
	gr 14	26 710.0	3 722.2	9 490.1	215.2	4 843.0	0.0
	gr 16	26 901.8	4 121.3	15 335.3	215.2	3 808.2	0.0
	gr 17	26 443.0	4 121.3	14 243.5	215.2	4 367.8	0.0
	gr 21	26 901.8	4 121.3	15 335.3	215.2	3 808.2	0.0
	gr 22	26 443.0	4 121.3	14 243.5	215.2	4 367.8	0.0
	gr 23	26 901.8	3 722.2	9 946.4	323.2	5 197.0	0.0
	gr 24	26 443.0	3 722.2	8 854.7	280.0	5 201.1	0.0
	gr 44	26 901.8	3 722.2	9 946.4	323.2	5 197.0	0.0
	gr 27	26 443.0	3 722.2	8 854.7	280.0	5 201.1	0.0
Sisma	SL+	26 234.8	6 838.5	20 091.7	865.3	6 151.8	0.0
	SL-	25 547.1	6 838.5	20 551.8	865.3	6 151.8	0.0
	ST+	26 234.8	5 191.9	9 233.2	2 824.0	19 365.8	0.0
	ST-	25 547.1	5 191.9	9 693.3	2 824.0	19 365.8	0.0
	SV+	27 037.2	5 191.9	8 696.5	865.3	6 151.8	0.0
	SV-	24 744.7	5 191.9	10 230.0	865.3	6 151.8	0.0
Sisma in Cap.tà	SL+	26 234.8	6 838.5	20 045.4	865.3	6 151.8	0.0
	SL-	25 547.1	6 838.5	20 505.5	865.3	6 151.8	0.0

ST+	26 234.8	5 191.9	9 233.2	2 824.0	19 153.2	0.0
ST-	25 547.1	5 191.9	9 693.3	2 824.0	19 153.2	0.0
SV+	27 037.2	5 191.9	8 696.5	865.3	6 151.8	0.0
SV-	24 744.7	5 191.9	10 230.0	865.3	6 151.8	0.0

Le fondazioni sono del tipo diretto e realizzate da un plinto con le seguenti caratteristiche :

A_fond =	122.07	m ²	Bx =	10.00	m	Jx =	1 515.8
			By =	12.21	m	Jy =	1 017.3 122.07

Punto	1	2	3	4	14	23	32	41
Wl m	203.45	203.45	-203.45	-203.45	339.09	339.09	968.82	968.82
Wt m	248.35	-248.35	-248.35	248.35	178.33	-178.33	-178.33	178.33

	sigma	sigma	sigma	sigma	sigma	sigma	sigma	sigma	sigma	tau
Point	1	2	3	4	14	23	32	41	bar	
Comb.	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²
EQU_Q_sup gr_00	311.7	306.0	150.4	156.1	281.7	273.8	243.4	251.4	231.1	63.5
gr 11	366.6	340.3	123.1	149.4	328.3	291.7	249.3	285.9	244.8	64.4
gr 12	359.1	328.4	120.6	151.2	323.5	280.8	240.3	283.0	239.8	64.4
gr 13	358.8	325.8	130.8	163.9	326.3	280.3	242.3	288.3	244.8	63.5
gr 14	349.7	310.6	130.0	169.0	321.2	266.8	231.6	286.0	239.8	63.5
gr 16	375.8	345.1	107.0	137.7	334.2	291.4	245.0	287.8	241.4	66.8
gr 17	368.9	333.7	106.3	141.6	330.4	281.3	237.0	286.0	237.6	66.8
gr 21	375.8	345.1	107.0	137.7	334.2	291.4	245.0	287.8	241.4	66.8
gr 22	368.9	333.7	106.3	141.6	330.4	281.3	237.0	286.0	237.6	66.8
gr 23	354.9	313.0	127.9	169.8	326.1	267.7	231.6	290.0	241.4	63.5
gr 24	345.8	303.8	129.4	171.4	319.2	260.7	226.7	285.2	237.6	63.5
gr 26	354.9	313.0	127.9	169.8	326.1	267.7	231.6	290.0	241.4	63.5
gr 27	345.8	303.8	129.4	171.4	319.2	260.7	226.7	285.2	237.6	63.5
EQU_Q_inf gr_00	250.0	244.4	128.1	133.7	227.8	220.0	197.4	205.2	189.1	35.1
gr 11	305.3	278.2	100.4	127.5	275.0	237.3	202.6	240.4	202.8	36.1
gr 12	297.8	266.3	97.8	129.3	270.2	226.4	193.6	237.4	197.8	36.1
gr 13	297.5	263.7	108.1	142.0	273.1	225.9	195.6	242.7	202.8	35.2
gr 14	288.4	248.5	107.2	147.1	267.9	212.4	184.9	240.4	197.8	35.2
gr 16	314.5	283.0	84.2	115.8	280.9	237.0	198.3	242.2	199.4	38.5
gr 17	307.6	271.6	83.6	119.6	277.1	226.9	190.3	240.5	195.6	38.5
gr 21	314.5	283.0	84.2	115.8	280.9	237.0	198.3	242.2	199.4	38.5
gr 22	307.6	271.6	83.6	119.6	277.1	226.9	190.3	240.5	195.6	38.5
gr 23	293.6	250.9	105.1	147.9	272.8	213.3	184.9	244.4	199.4	35.3
gr 24	284.5	241.7	106.7	149.5	265.9	206.3	180.0	239.6	195.6	35.2
gr 26	293.6	250.9	105.1	147.9	272.8	213.3	184.9	244.4	199.4	35.3

	gr 27	284.5	241.7	106.7	149.5	265.9	206.3	180.0	239.6	195.6	35.2
STR_Q_sup	gr_00	334.7	329.0	232.4	238.1	316.6	308.6	289.7	297.7	283.6	56.5
	gr 11	389.6	363.2	205.1	231.4	363.1	326.4	295.6	332.3	297.3	57.4
	gr 12	382.1	351.4	202.6	233.3	358.3	315.6	286.6	329.3	292.3	57.4
	gr 13	381.8	348.7	212.8	245.9	361.2	315.1	288.6	334.7	297.3	56.5
	gr 14	372.7	333.6	212.0	251.1	356.0	301.6	277.9	332.3	292.3	56.5
	gr 16	398.8	368.0	189.0	219.8	369.0	326.2	291.3	334.1	293.9	59.8
	gr 17	391.9	356.7	188.3	223.6	365.2	316.1	283.2	332.4	290.1	59.8
	gr 21	398.8	368.0	189.0	219.8	369.0	326.2	291.3	334.1	293.9	59.8
	gr 22	391.9	356.7	188.3	223.6	365.2	316.1	283.2	332.4	290.1	59.8
	gr 23	377.9	336.0	209.9	251.8	360.9	302.5	277.9	336.4	293.9	56.5
	gr 24	368.8	326.8	211.5	253.5	354.0	295.5	273.0	331.5	290.1	56.5
	gr 26	377.9	336.0	209.9	251.8	360.9	302.5	277.9	336.4	293.9	56.5
	gr 27	368.8	326.8	211.5	253.5	354.0	295.5	273.0	331.5	290.1	56.5
STR_Q_inf	gr_00	247.0	241.4	173.1	178.7	234.5	226.6	213.3	221.1	210.1	30.5
	gr 11	301.9	275.6	145.8	172.0	281.0	244.5	219.2	255.7	223.8	31.4
	gr 12	294.3	263.7	143.3	173.9	276.3	233.6	210.2	252.8	218.8	31.4
	gr 13	294.1	261.1	153.5	186.5	279.1	233.1	212.1	258.1	223.8	30.5
	gr 14	285.0	246.0	152.7	191.7	274.0	219.6	201.4	255.8	218.8	30.5
	gr 16	311.1	280.4	129.7	160.3	287.0	244.2	214.9	257.6	220.4	33.8
	gr 17	304.2	269.0	129.0	164.2	283.1	234.1	206.8	255.8	216.6	33.8
	gr 21	311.1	280.4	129.7	160.3	287.0	244.2	214.9	257.6	220.4	33.8
	gr 22	304.2	269.0	129.0	164.2	283.1	234.1	206.8	255.8	216.6	33.8
	gr 23	290.2	248.3	150.6	192.4	278.9	220.6	201.5	259.8	220.4	30.6
	gr 24	281.1	239.2	152.2	194.0	271.9	213.6	196.6	254.9	216.6	30.6
	gr 26	290.2	248.3	150.6	192.4	278.9	220.6	201.5	259.8	220.4	30.6
	gr 27	281.1	239.2	152.2	194.0	271.9	213.6	196.6	254.9	216.6	30.6
	Séisme SL+	338.4	288.9	91.4	140.9	308.7	239.7	201.2	270.1	214.9	56.5
	SL-	335.1	285.5	83.5	133.0	304.4	235.4	196.0	265.0	209.3	56.5
	ST+	338.3	182.3	91.6	247.5	350.7	133.6	115.9	333.0	214.9	48.4
	ST-	334.9	178.9	83.7	239.6	346.5	129.3	110.7	327.9	209.3	48.4
	SV+	289.0	239.5	154.0	203.5	281.6	212.6	196.0	265.0	221.5	43.1
	SV-	277.8	228.2	127.7	177.2	267.4	198.4	178.8	247.8	202.7	43.1
	max	398.8	368.0	232.4	253.5	369.0	326.4	295.6	336.4	297.3	66.8
	min	247.0	178.9	83.5	115.8	227.8	129.3	110.7	205.2	189.1	30.5

I punti 1, 2, 3 e 4 sono gli spigoli del plinto mentre i punti a due cifre riportano le tensioni sul terreno in corrispondenza delle sezioni di incastro (laddove si determinano le armature) sull'allineamento rappresentato da ciascuna delle sue cifre. La colonna « bar » riporta la tensione media.

La verifica a flessione e taglio delle sezioni resistenti del plinto sono, infine, riportate nelle seguenti tabelle riepilogative :

Verif. a Flessione	$\gamma_{rd} = 1.00$		Φ	passo	Af			
Sbalzo Anteriore			mm	mm	mm ² /m			
Arm. Inferiore								
B =	1000mm		superiore	20	250	1257		
H =	2000mm		inferiore	0	200	0		
c =	50mm		inferiore	0	200	0		
c =	50mm		inferiore	24	250	1810		
			Af_min =	3 900	<	1 810		
	Msd		x/d	x	eps_s	Nrd	Mrd	sf
	kNm			mm		kN	kNm	
	638.8		0.070	137	0.0068	10	1 217.8	1.91
Verif. a Taglio	Vsd	Asw	Vrd armatura ?	alfa_c	Vrcd	Vrsd		sf
	kN	mm ² /m	kN		kN	kN		
	626.8	0	643.7 no	1.000	6 961.5	0.0		99.00
Verif. a Flessione	$\gamma_{rd} = 1.00$		Φ	passo	Af			
Sbalzo Posteriore			mm	mm	mm ² /m			
Arm. Superiore								
B =	1000mm		superiore	32	250	3217		
H =	2000mm		superiore	24	500	905		
c =	50mm		superiore	0	500	0		
c =	50mm		inferiore	24	500	905		
			Af_min =	3 900	<	4 122		
	Msd		x/d	x	eps_s	Nrd	Mrd	sf
	kNm			mm		kN	kNm	
	-2 283.0		0.109	213	0.0068	-0	-2 731.1	1.20
Verif. a Taglio	Vsd	Asw	Vrd armatura ?	alfa_c	Vrcd	Vrsd		sf
	kN	mm ² /m	kN		kN	kN		
	829.6	1 257	205.4 si	1.000	6 426.0	1 294.5		1.56

12.3 Paraghiaia

Le sollecitazioni nominali agenti sul paraghiaia sono riportate nella seguente tabella:

	M1			M2		
	N	F	M	N	F	M
	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm
g1: Pesi propri	23.7	0.0	1.4	23.7	0.0	1.4
g3: Spinta rilev. e sovr. Perm.	0.0	7.5	4.4	0.0	9.5	5.5
q1: Spinta sovr. mobili	0.0	9.5	8.3	0.0	12.0	10.5
q3: Frenamento	0.0	29.5	51.6	0.0	29.5	51.6
q6: Sisma	0.2	0.9	0.8	0.2	1.0	0.9
q7: Attrito appoggi	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
q9: altre azioni	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Armando la sezione con le seguenti armature

			Φ mm	passo mm	Af mm ² /m
B =	1000mm	lato terra	20	250	1 257
H =	400mm	lato terra	0	250	0
c =	60mm	lato impalcato	0	250	0
c =	60mm	lato impalcato	16	250	804

Si ottengono i seguenti coefficienti di sicurezza

Comb.	Nsd kN	Msd kNm	x/d	x mm	eps_s campo	Nrd kN	Mrd kNm	sf	
EQU_1	26.1	93.7	0.163	55	0.00675	2	6	139.0	1.48
EQU_2	26.1	93.7	0.163	55	0.00675	2	6	139.0	1.48
STR_1	32.0	89.3	0.163	55	0.00675	2	6	139.0	1.56
STR_2	32.0	89.3	0.163	55	0.00675	2	6	139.0	1.56
Sisma	23.9	14.8	0.163	55	0.00675	2	6	139.0	9.42

12.4 Muri di Risvolto

Le sollecitazioni nominali agenti verticalmente e orizzontalmente sui muri di risvolto sono riportate nella seguente tabella:

		M1				M2			
		R_x6	M_x6	R_y30	My30	R_x6	M_x6	R_y30	My30
		kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m
Spinta Rilevato	g3	139.4	-313.3	345.6	-481.4	167.1	-375.7	414.4	-577.2
Spinta sovr. Perm.	g2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Spinta sovr. mobili	q1	56.6	-115.2	57.4	-98.1	67.8	-138.1	68.8	-117.6
Azioni sismiche	q6	100.4	-204.5	101.8	-174.2	100.4	-204.5	101.8	-174.2

Combinando le azioni Orizzontali si ottiene :

		Φ	esp.	Af	
		mm	mm	mm ² /m	
B =	1000mm	lato terra	24	125	3619
H =	1000mm	lato terra	0	125	0
c =	50mm	lato aria	0	250	0
c =	50mm	lato aria	20	250	1257

Comb.	Mx6	x/d	x	eps_s	campo	Nrd	Mrd	sf
	kNm		mm			kN	kNm	
EQU_1	750.0	0.124	118	0.00675	2	6	1 165	1.55
EQU_2	750.0	0.124	118	0.00675	2	6	1 165	1.55
STR_1	625.5	0.124	118	0.00675	2	6	1 165	1.86
STR_2	625.5	0.124	118	0.00675	2	6	1 165	1.86
Sisma	633.0	0.124	118	0.00675	2	6	1 165	1.84

Mentre a taglio, non armando e calcolando per $\cotg(\theta) = 1.00$, si ottiene:

Comb.	R_x6	Vrd	rich. arm.	alfa_c	Vrcd	Vrsd	sf
	kN	kN			kN	kN	
EQU_1	342.2	382.8	no	1.000	3 876.0	151.4	99.00
EQU_2	342.2	382.8	no	1.000	3 876.0	151.4	99.00
STR_1	285.4	382.8	no	1.000	3 876.0	151.4	99.00
STR_2	285.4	382.8	no	1.000	3 876.0	151.4	99.00

Sisma	296.3	382.8	no	1.000	3 876.0	151.4	99.00
-------	-------	-------	----	-------	---------	-------	--------------

Combinando le azioni Verticali si ottiene :

			⊘	esp.	Af
			mm	mm	mm ² /m
B =	1000mm	lato terra	24	125	3619
H =	1000mm	lato terra	0	250	0
c =	50mm	lato aria	0	250	0
c =	50mm	lato aria	20	250	1257

	Comb.	My30 kNm	x/d	x mm	eps_s	campo	Nrd kN	Mrd kNm	sf
EQU_1		1024.6	0.125	118	0.00675	2	-6	1 294	1.26
EQU_2		1024.6	0.125	118	0.00675	2	-6	1 294	1.26
STR_1		854.5	0.125	118	0.00675	2	-6	1 294	1.51
STR_2		854.5	0.125	118	0.00675	2	-6	1 294	1.51
Sisma		753.6	0.125	118	0.00675	2	-6	1 294	1.72

Mentre a taglio, armando con $\Phi 16/250*500$, e calcolando per $\cotg(\theta) = 1.50$, si ottiene:

	Comb.	R_y30 kN	Vrd kN	rich. arm.	alfa_c	Vrcd kN	Vrsd kN	sf
EQU_1		714.5	382.8	si	1.000	3 577.8	807.2	1.13
EQU_2		714.5	382.8	si	1.000	3 577.8	807.2	1.13
STR_1		595.9	382.8	si	1.000	3 577.8	807.2	1.35
STR_2		595.9	382.8	si	1.000	3 577.8	807.2	1.35
Sisma		504.8	382.8	si	1.000	3 577.8	807.2	1.60

