

COMMITTENTE:



RETE FERROVIARIA ITALIANA S.P.A.  
DIREZIONE INVESTIMENTI

SOGGETTO TECNICO:

RFI – DIREZIONE TERRITORIALE PRODUZIONE DI FIRENZE  
S.O. INGEGNERIA

PROGETTAZIONE: MANDATARIA



MANDANTI



PROGETTO DEFINITIVO

**LINEA PISTOIA - LUCCA - VIAREGGIO/PISA  
RADDOPPIO DELLA LINEA PISTOIA - LUCCA - PISA S.R.  
TRATTA PESCIA - LUCCA**

**11 - OPERE D'ARTE**

**Ponte ferroviario su Canale Ozzoretto al km 40+579,85**

**Relazione tecnica e di calcolo**

SCALA --

Foglio 1 di 1

PROGETTO/ANNO	SOTTOPR.	LIVELLO	NOME DOC.	PROGR.OP.	FASE FUNZ.	NUMERAZ.
1 3 4 6 P O	S 1 1	P D	T G P N	1 5	0 1	E 0 0 1

Revis.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Prima Emissione	G. Tanzi	18/09/2018						

POSIZIONE ARCHIVIO	LINEA	SEDE TECN.	NOME DOC.	NUMERAZ.		
	L 5 4 2	L 0 1 1 1 6	T B 0 0	1 0 / 0 1		
	Verificato e trasmesso	Data	Convalidato	Data	Archiviato	Data

## INDICE

1.	INTRODUZIONE .....	1
2.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	5
2.1.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	5
3.	MATERIALI.....	6
3.1.	MATERIALI IMPALCATO .....	6
3.2.	MATERIALI SPALLA .....	9
3.3.	MATERIALE DEL RILEVATO A MONTE DELLA SPALLA .....	10
4.	IMPALCATO A STRUTTURA MISTA ACCIAIO-CLS .....	11
4.1.	CONSIDERAZIONI DI PROGETTO.....	11
4.2.	ANALISI STRUTTURALE.....	11
4.3.	COMBINAZIONI DI CARICO .....	12
4.3.1.	Combinazioni SLU .....	15
4.3.2.	Combinazioni SLV .....	17
4.3.3.	Combinazioni SLE.....	20
4.3.4.	Procedure di verifica.....	22
4.4.	ANALISI DEI CARICHI.....	23
4.4.1.	Criteri per la valutazione delle azioni sulla struttura .....	23
4.4.2.	Vita nominale di progetto .....	23
4.4.3.	Pesi specifici.....	23
4.4.4.	Pesi propri strutturali.....	23
4.4.5.	Pesi propri portati: Ballast.....	23
4.4.6.	Altri permanenti portati .....	24
4.4.7.	Carichi da traffico ferroviario.....	24
4.4.8.	Schematizzazione dei treni di carico .....	24
4.4.9.	Disposizione sull'impalcato .....	26
4.4.10.	Effetti dinamici.....	26
4.4.11.	Avviamento e Frenatura.....	28
4.4.12.	Serpeggio .....	29
4.4.13.	Carico sui marciapiedi.....	30
4.4.14.	Termica uniforme.....	30

4.4.15.	Vento.....	30
4.4.16.	Azioni sismiche.....	33
4.4.17.	Deragliamenti .....	35
4.5.	ANALISI STRUTTURALE.....	37
4.5.1.	Modello di calcolo e ipotesi progettuali.....	37
4.5.2.	Discretizzazione strutturale .....	38
4.5.3.	Nodi.....	40
4.5.4.	Elementi .....	42
4.5.5.	Caratteristiche statiche d'analisi .....	43
4.5.6.	Assegnazione dei carichi all'interno del modello .....	43
4.5.7.	Analisi dinamica .....	47
4.6.	Sollecitazioni .....	55
4.6.1.	Carichi permanenti .....	55
4.6.2.	Carichi permanenti portati.....	56
4.6.3.	Traffico normale caso 1 .....	57
4.6.4.	Traffico pesante.....	58
4.7.	VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI .....	59
4.7.1.	Geometria e classificazione della sezione .....	59
4.7.2.	Verifiche di resistenza.....	61
4.7.3.	Verifiche a fatica.....	62
4.7.4.	Verifiche sui traversi.....	63
4.7.5.	Verifiche sulle sezioni in acciaio .....	70
4.8.	Deformabilità dell'impalcato.....	72
4.8.1.	Verifiche di deformabilità dell'impalcato.....	72
4.8.2.	Verifiche di inflessione nel piano verticale.....	72
4.8.3.	Inflessione orizzontale dell'impalcato.....	73
4.8.4.	Comfort dei passeggeri.....	73
4.9.	Azioni sugli appoggi.....	75
5.	SPALLE.....	77
5.1.	ANALISI DEI CARICHI.....	77
5.1.1.	Peso proprio della spalla e pesi permanenti portati .....	77
5.1.2.	Spinta statica del terreno .....	78

5.1.3.	Sovraccarichi da traffico ferroviario sul rilevato a tergo della spalla .....	79
5.1.4.	Azioni orizzontali da traffico (Frenatura/Avviamento).....	80
5.1.5.	Azione sismica.....	80
5.1.6.	Sovraspinta sismica del terreno.....	83
5.1.7.	Forze inerziali dovute al sisma .....	85
5.1.8.	Azione del vento sulle barriere in testa alla spalla .....	85
5.1.9.	Azioni da impalcato.....	86
5.1.10.	Azioni sul paraghiaie – Azione verticale da traffico ferroviario .....	86
5.1.11.	Carichi sui marciapiedi.....	87
5.2.	COMBINAZIONI DEI CARICHI E CRITERI DI VERIFICA.....	88
5.2.1.	Combinazioni delle azioni.....	88
5.3.	MODELLO DI CALCOLO.....	96
5.4.	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO SULLA PLATEA DI FONDAZIONE .....	102
5.5.	VERIFICHE STRUTTURALI.....	103
5.5.1.	Verifiche del plinto di fondazione.....	105
5.5.2.	Verifiche del muro frontale .....	114
5.5.3.	Verifiche del muro andatore.....	122
5.5.4.	Verifiche del muro paraghiaia .....	129
5.6.	SPALLA - INCIDENZA ARMATURE.....	135

## 1. INTRODUZIONE

### 1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo strutturale è relativa alla progettazione del nuovo ponte ferroviario ubicato nel comune di Capannori (LU) alla progressiva del km 40+579,85, in corrispondenza del deflusso di Canale Ozzoretto.



Figura 1-1 Vista satellitare del ponte esistente su Fosso Ozzoretto al km 40+579,85



Figura 1-2 Vista del ponte esistente su Canale Ozzoretto al km 40+579,85

L'intervento è conseguente al raddoppio della linea ferroviaria compresa tra le stazioni di Pescia e Lucca, e comporta l'adeguamento del ponte ad arco esistente, mediante demolizione dello stesso e costruzione delle spalle e dell'impalcato.

L'impalcato è a struttura mista acciaio calcestruzzo di luce 22 metri (distanza appoggio-appoggio), con travi principali di altezza 2,80m e impalcato costituito da travi IPE160 inglobate nel calcestruzzo. La soletta in c.a. ha spessore al di sopra dei traversi di 15 cm.

In sede progettuale si porta in conto la presenza delle barriere antirumore e di un marciapiede adibito al solo personale specializzato.

La spalla definita A.1 ha una fondazione costituita da un plinto su pali di spessore 2,3 m e dimensioni 11,5 x 15,6.

La palificata si compone di 12 pali trivellati di diametro pari a 1,5 metro con interasse nelle due direzioni di 4,5 m.

Il muro frontale è spesso 1,9 m, alto 3,23 e larghezza 13,7 m. Il muro paraghiaia, anch'esso avente larghezza pari a 13,7 m, è spesso 0,5 m e ha un'altezza di 1,2 m rispetto alla sommità del muro frontale. I due muri andatori di spessore 1 m, hanno altezza pari a 4.43 m.

L'altezza totale della spalla è 6,73 metri.

Lungo i lati esterni della spalla si considerano in sede progettuale la realizzazione delle barriere antirumore e di marciapiedi adibiti al solo personale specializzato.

Si riportano nel seguito i prospetti e le sezioni descrittivi dell'opera in esame.

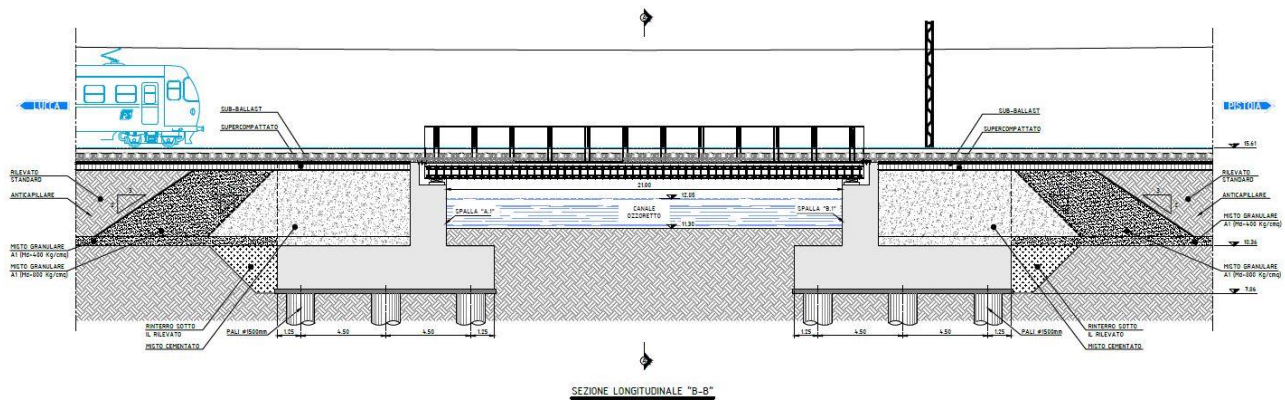
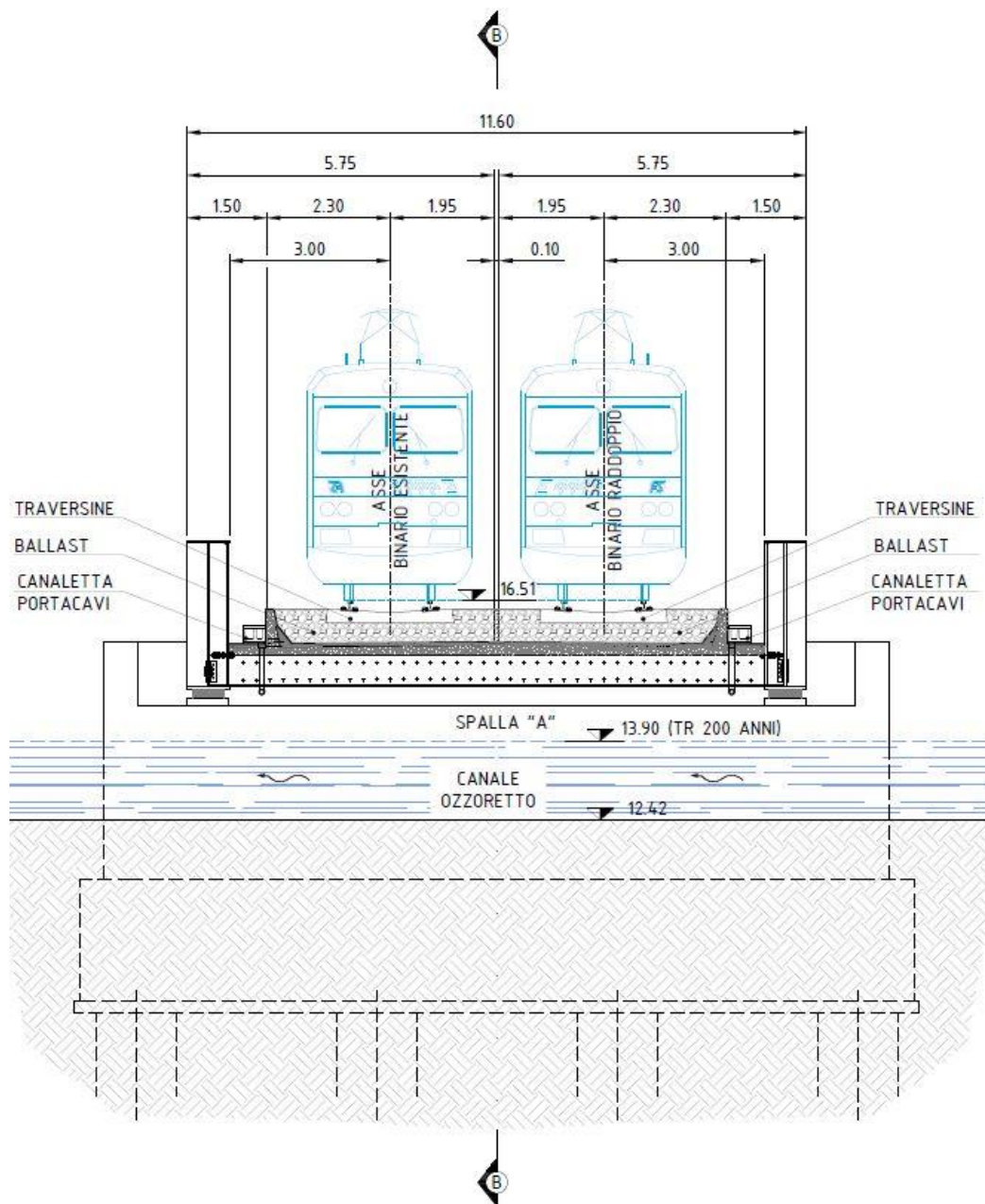


Figura 1-3 Sezione longitudinale dell'opera



SEZIONE TRASVERSALE "A-A"

Figura 1-4 Sezione trasversale dell'opera

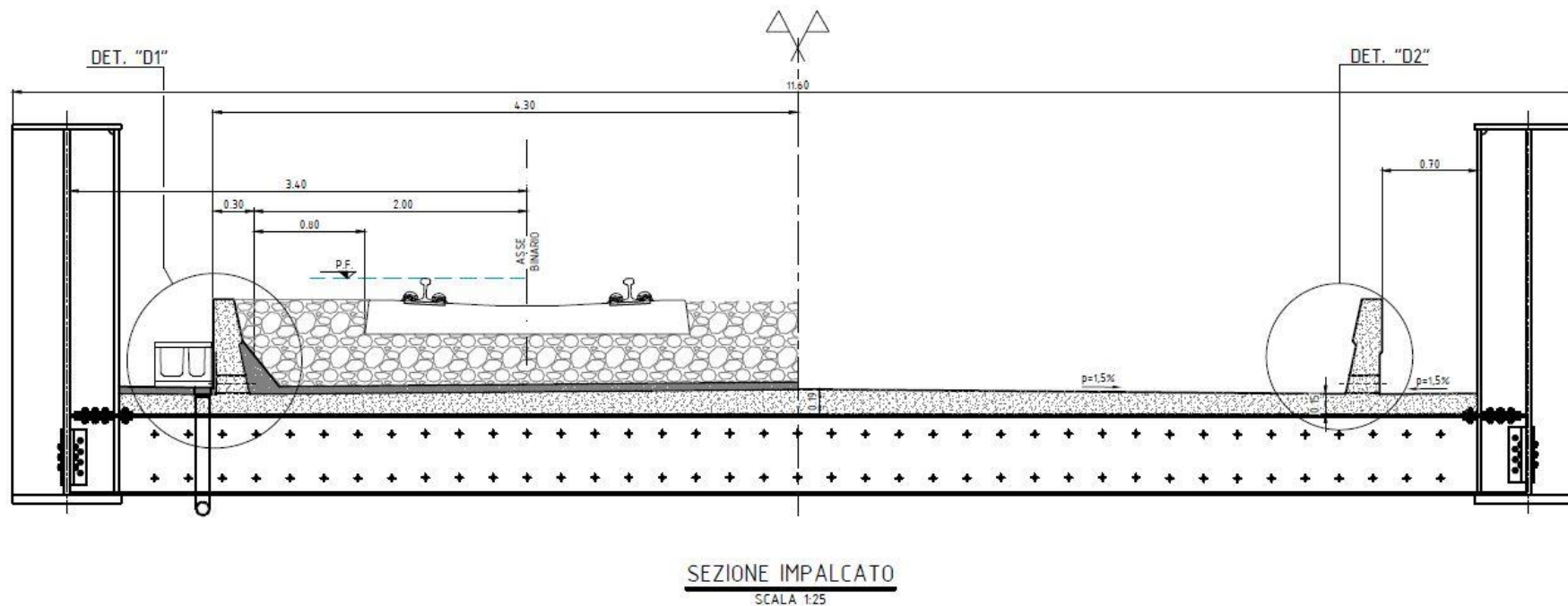


Figura 1-5 Sezione trasversale dell'impalcato



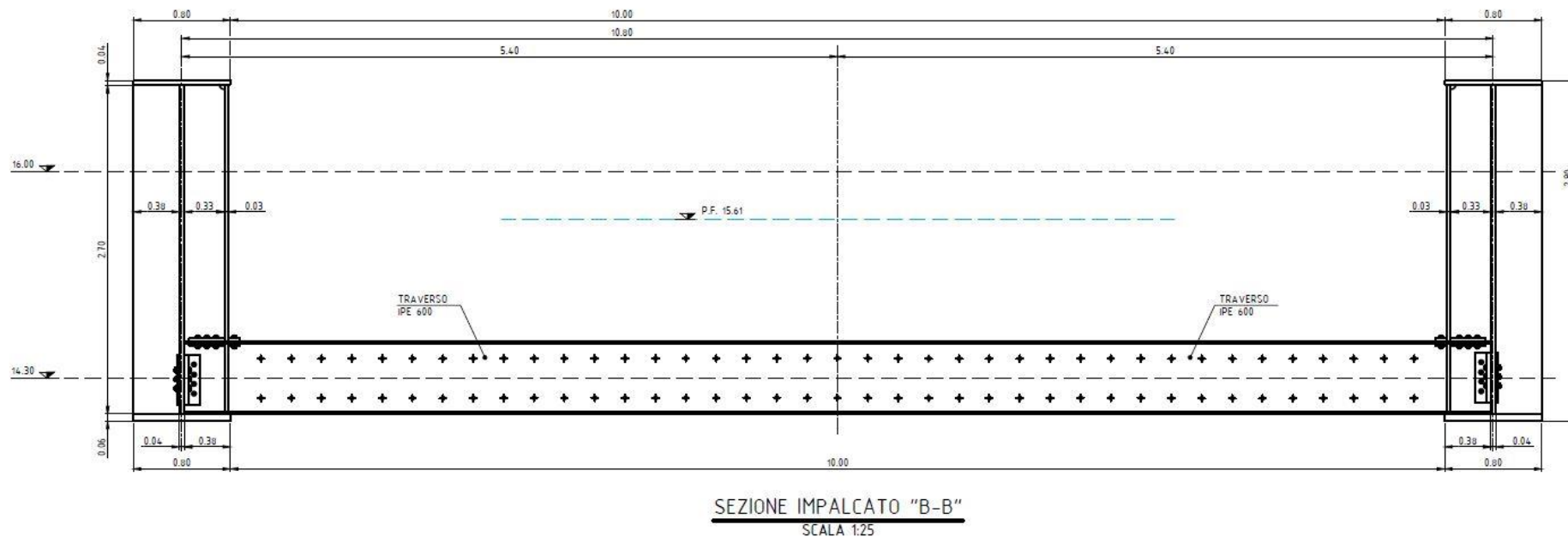


Figura 1-6 Sezione trasversale dettagliata dell'impalcato

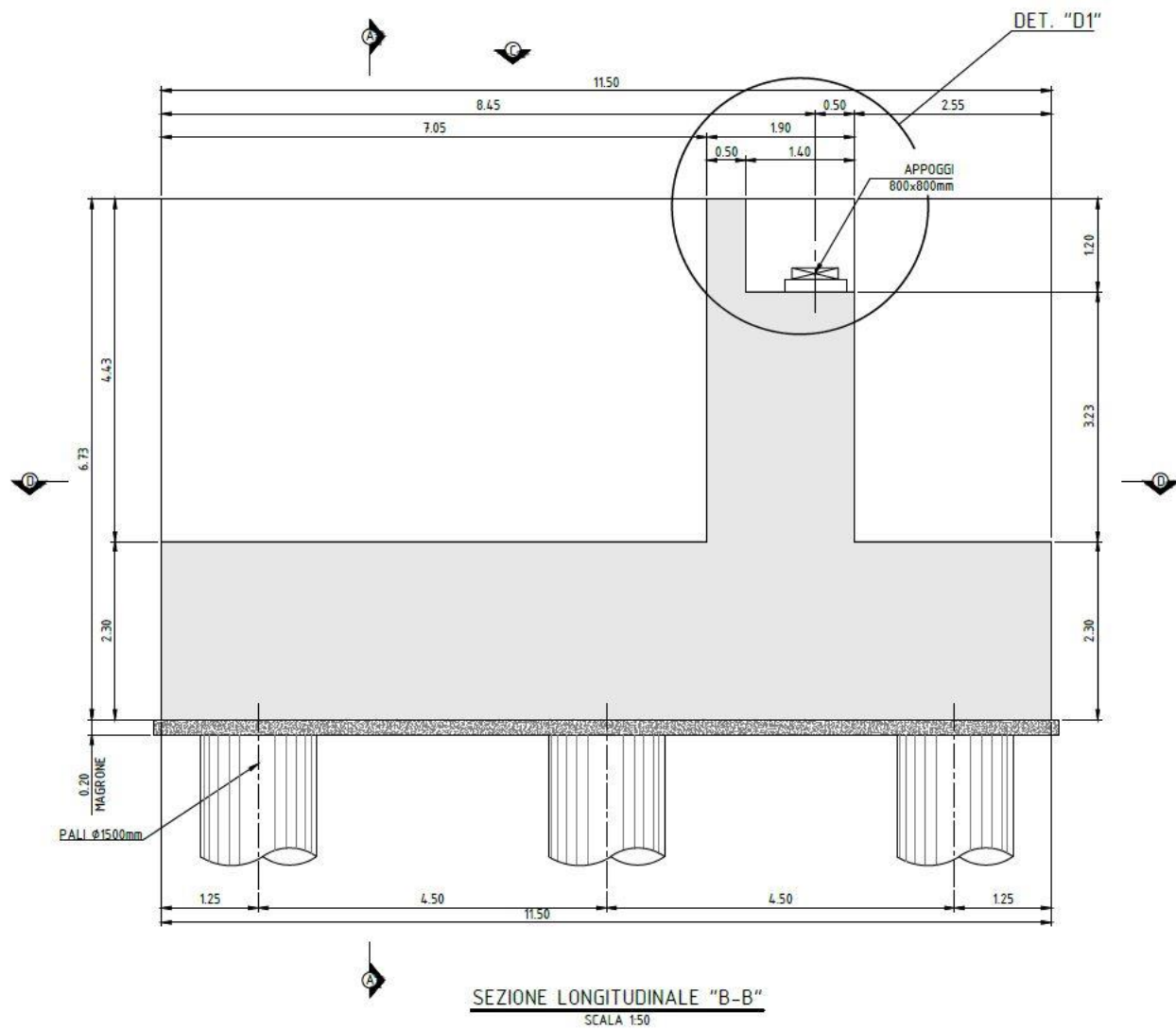
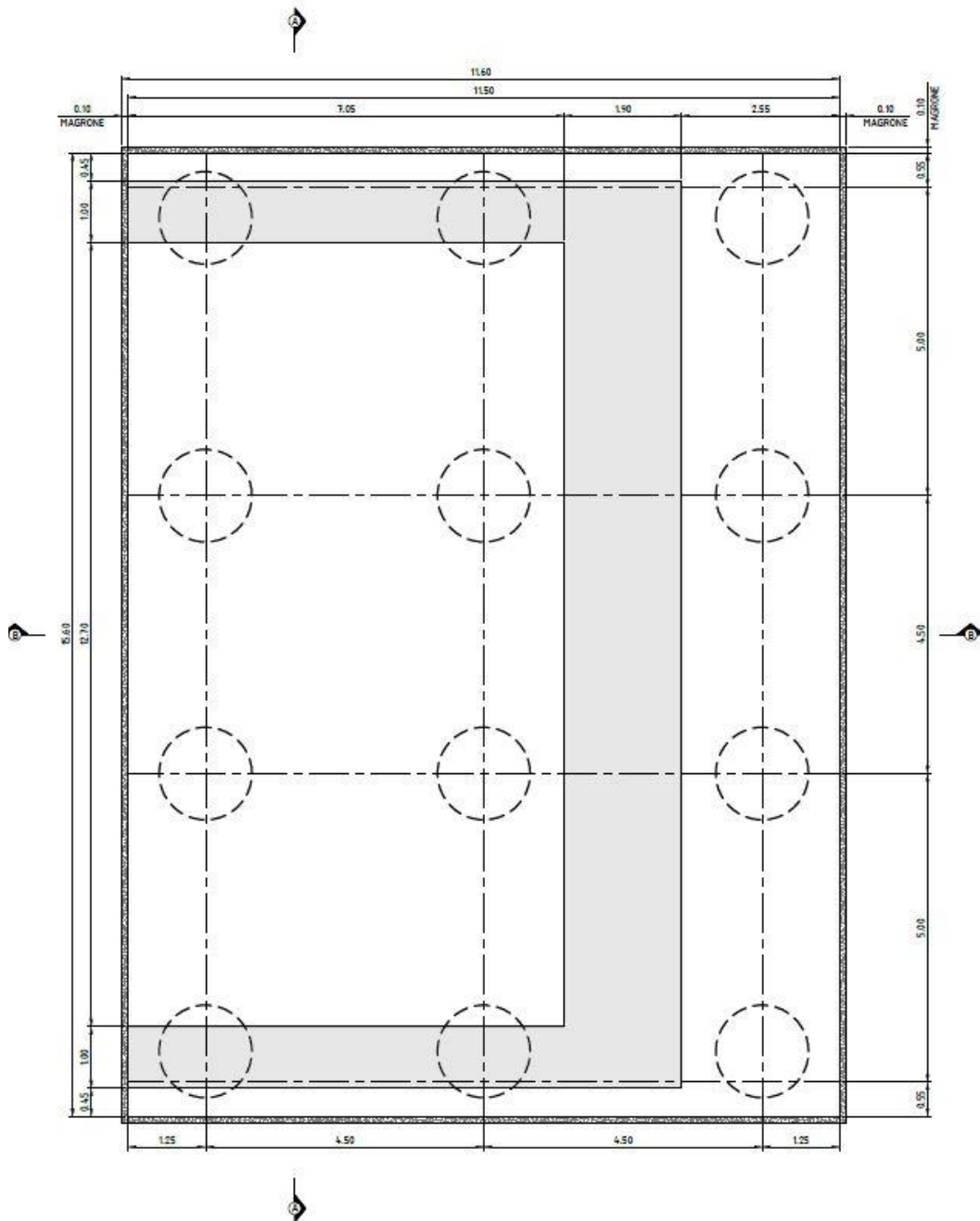
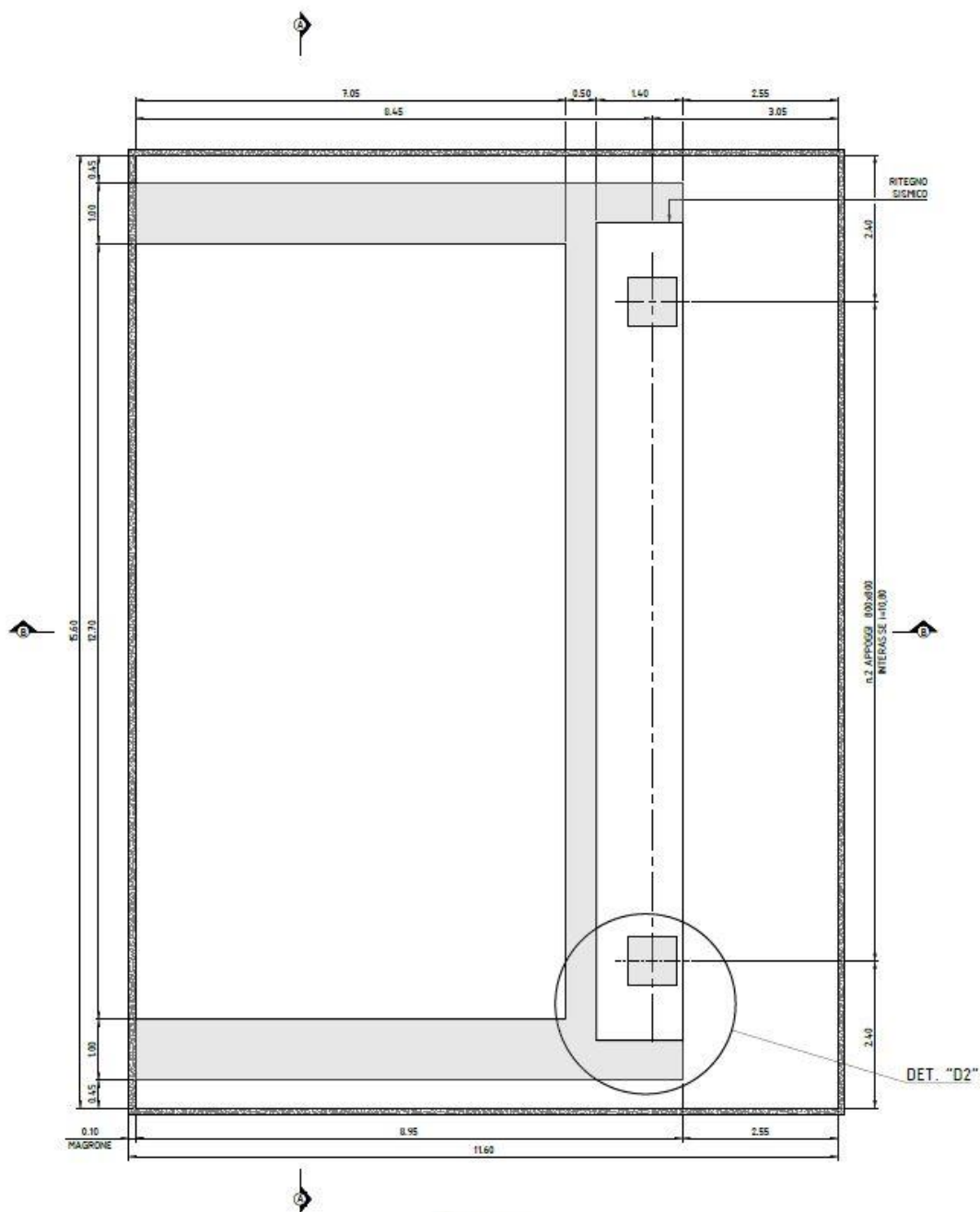


Figura 1-7 Sezione longitudinale della spalla



SEZIONE "D-D"

Figura 1-8 Vista in pianta della spalla (estradosso della platea di fondazione)



**VISTA DA "C"**

*Figura 1-9 Vista in pianta della spalla (piano degli appoggi)*

Lo schema dei vincoli per il ponte in esame è quello indicato nella seguente immagine e si compone di quattro appoggi, che si differenziano per il grado di vincolo imposto rispetto gli spostamenti, di seguito si riporta una breve descrizione dello schema di vincolo adottato per il ponte in esame:

Mandataria

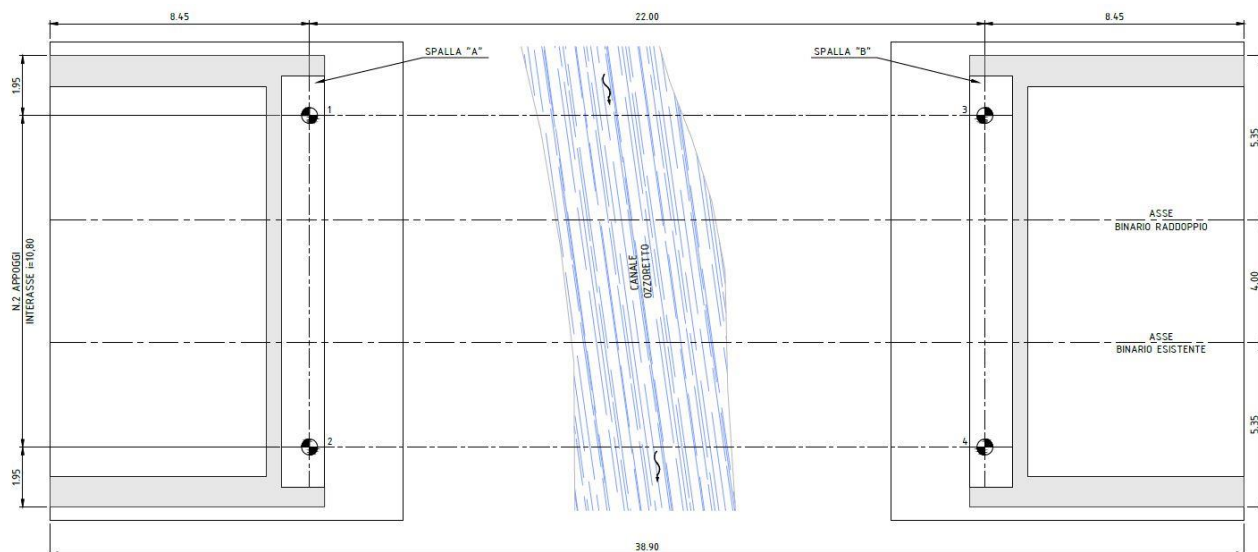
**TECH** PROJECT  
ingegneria integrata ©



Mandanti

**SGI** STUDIO GEOTECNICO ITALIANO srl  
Ingegneria geotecnica - Ingegneria sismica - Ingegneria ambientale  
perizia appaltata

**ambiente**  
ingegneria ambientale e laboratori



PIANTA APPOGGI

Figura 1-10 Pianta schematica degli appoggi dell'impalcato

Spalla "A"	1	Unidirezionale in X (direzione longitudinale)
	2	Fisso
Spalla "B"	3	Mobile
	4	Unidirezionale in Y (direzione trasversale)

Le verifiche della presente relazione vengono effettuate sulla spalla A.1 con appoggio fisso.

## 2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa di riferimento per la progettazione in oggetto è la seguente:

Norme tecniche per le costruzioni

- D.M. 17/01/2018: Norme tecniche per le costruzioni (d’ora in avanti definite NTC18);

Specifiche tecniche ed istruzioni RFI

- RFI DTC SI MA IFS 001 B Manuale di progettazione delle opere civili - PARTE I - DISPOSIZIONI GENERALI
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A Manuale di progettazione delle opere civili - PARTE II - SEZIONE 1 – AMBIENTE E GEOLOGIA
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A Manuale di progettazione delle opere civili - PARTE II - SEZIONE 2 – PONTI E STRUTTURE
- RFI DTC SI CS MA IFS 001 A Manuale di progettazione delle opere civili - PARTE II - SEZIONE 3 – CORPO STRADALE
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A Manuale di progettazione delle opere civili - PARTE II - SEZIONE 5 – PRESCRIZIONI PER I MARCIAPIEDI E LE PENSILINE
- RFI DTC SICS SP IFS 001 B del 24-12-15 Capitolato appalto OOCC
- RFI DTC INC PO SP IFS 001 A Specifica per la Progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario
- RFI DTC INC PO SP IFS 004 A Specifica per la Progettazione e l’esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio “I” incorporate nel calcestruzzo

Eurocodici:

- UNI EN 1990: Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale.
- UNI EN 1991: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture.
- UNI EN 1992: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- UNI EN 1993: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio.
- UNI EN 1993: Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.
- UNI EN 1997: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica.
- UNI EN 1998: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.

### 3. MATERIALI

#### 3.1. MATERIALI IMPALCATO

I requisiti minimi delle miscele di calcestruzzo sono individuati in tabella 6.5.5.1 del Capitolato d'Appalto RFI. Per il copriferro di progetto, individuato a partire dalla classe di esposizione ambientale, si fa riferimento alla tabella del par. 2.5.2.2.3.2 del Manuale di Progettazione RFI.

Tabella 6.5.5.1 – Requisiti minimi delle miscele

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
Tipo di calcestruzzo	Campi di impiego	Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206) <sup>1</sup>	Rapporto a/c max	Classe di resistenza minima [C(fck/Rck) <sub>min</sub> ]	Classe di consistenza	Tipo di cemento	Classe di resistenza di calcolo (MPa)
C**	1	Impalcato in c.a. ordinari Solette in c.a. in elevazione	XC3	0.55	C30/37	S4,S5	CEM I,II,III,IV,V Rck
	2	Pile e spalle Baggioli e pulvini Strutture in c.a. in elevazione	XC3	0.55	C30/37	S3,S4	CEM I,II,III,IV,V Rck
H**	1	Pali (di paratie o opere di sostegno), diaframmi e relativi cordoli di collegamento gettati in opera	XC2	0.60	C25/30	S4, S5	CEM III,IV,V 30
	2	Pali di fondazione gettati in opera	XC2	0.60	C25/30	S4, S5	CEM III,IV,V 30
	3	Pali di fondazione prefabbricati	[XA1]	0.50	C32/40	S4, S5	CEM III,IV,V Rck
I	Magrone di riempimento o livellamento	X0	-	C12/15	-	CEM I,II,III,IV,V Rck	

Elemento strutturale	Categoria di esposizione minima	Copriferro minimo
Pali (di paratie o opere di sostegno), diaframmi e relativi cordoli di collegamento gettati in opera	XC2	60mm
Pali/diaframmi di fondazione gettati in opera	XC2	60mm
Pali di fondazione prefabbricati	XA1	60mm
Solettoni di fondazione, fondazioni amate	XC2	40mm
Fondazioni non amate (pozzi, sottopinti, ecc.)	XC2	40mm
Cunette canalette e cordoli	XC1	40mm
Opere in elevazione in viste (pile, spalle, baggioli)	XC3	40mm
Opere in elevazione con superfici interrate o non ispezionabili	XC3	40mm
Solette estradosso	XC3	35mm
Solette intradosso (getto in opera)		35mm
Impalcato armatura ordinaria	XC3	40mm

tabella 2.5.2.2.3.2.-1

- Calcestruzzo soletta impalcato:

Tipo	C 30/37
Classe di esposizione	XC3
Copriferro	40 mm
Rapporto a/c massimo	0.55
Classe di consistenza	S3, S4
Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} \geq 2.169 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_{cm} = 33642.8 \text{ N/mm}^2$
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$

- Acciaio da carpenteria in barre da c.a. e reti elettrosaldate:

Tipo	B450C
Resistenza caratteristica di snervamento	$F_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{acc} = 78.5 \text{ kN/m}^3$

- Acciaio da carpenteria:

Passerelle e camminamenti	S235JR
Profili e lamiere non saldati	S275J0
Elementi saldati in acciaio (comprese longherine)	S275J2



La tensione di snervamento nelle prove meccaniche nonché il CEV nell'analisi chimica dovrà essere nei limiti dell'UNI EN 10025-3.

Prima della tracciatura dei pezzi devono essere definiti gli eventuali interventi sulla carpenteria imposti dal sistema di montaggio e varo.

Le tolleranze dimensionali per lamiere e profilati dovranno rispettare i limiti prescritti dall'UNI EN 10029, prospetto I, Classe B. Tutti i materiali dovranno essere corredati di certificati e documenti di tracciabilità.

- Bulloni

Note e prescrizioni secondo DM 17.01.2018 e UNI EN 14399-1.

I collegamenti bullonati ad attrito devono essere a serraggio controllato.

Viti e dadi: riferimento normativo UNI EN 14399 2005, parte 4.

Rosette: riferimento normativo UNI EN 14399 2005, parte 6.

Piastrine: riferimento normativo UNI 5715/5716 acciaio C50

Viti 8.8 – 10.9 secondo UNI EN ISO 898-1 2001.

Dadi 8 – 10 secondo UNI EN 20898 – 2 1994.

N.B.: I bulloni disposti verticalmente avranno, se possibile, la testa della vite verso l'alto ed il dado verso il basso ed avranno una rosetta sotto la vite ed una sotto il dado. Il piano di taglio, se non diversamente indicato, interesserà il gambo non filettato della vite.

I bulloni classe 10.9 vengono calcolati con le proprietà della classe 8.8.

Nelle giunzioni a taglio la portata del bullone viene ridotta del 15%.

Coppie di serraggio

Precarico secondo UNI EN 1993-1-1 (EC3)

N.B.: Per le giunzioni a taglio la coppia di serraggio dovrà essere la stessa prevista per le giunzioni ad attrito. In caso si adottino coppie minori dovranno essere previsti opportuni sistemi antisvitamento.

Fori per bulloni ad alta resistenza

M16-8.8/10.9 A TAGLIO	-	FORO $\Phi$ 17 se non diversamente indicato
M20-8.8/10.9 A TAGLIO	-	GIOCO FORO-BULLONE 0.3 mm compr. toll. vite
M24-8.8/10.9 A TAGLIO	-	GIOCO FORO-BULLONE 0.3 mm compr. toll. vite
M27-8.8/10.9 A TAGLIO	-	GIOCO FORO-BULLONE 0.3 mm compr. toll. vite

Saldature

Note e prescrizioni secondo D.M. 17/01/2018 istruzioni RFI DTC SICS PS SP IFS 001 A

Giunzioni delle travi principali realizzate mediante saldature a piena penetrazione di 1a classe, effettuate da entrambi i lati, molate in direzione degli sforzi e soggette a controlli non distruttivi

N.B.: la saldatura deve girare intorno agli irrigidenti.

Controlli

Secondo D.M. 17/01/2018, istruzioni RFI DTC SICS PS SP IFS 001 A e UNI EN 1090

Mandataria

Mandanti

### Resistenze di progetto

- Acciaio

Stato limite ultimo: limite elastico della sezione.

#### ACCIAIO S275

Il valore del modulo elastico da assumere è pari a  $E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$

Il valore del modulo di elasticità tangenziale risulta pari a  $G = E / [2x(1+\nu)] = 80770 \text{ N/mm}^2$

La resistenza di calcolo  $f_d$  è definita mediante l'espressione:

$$f_d = f_{yk} / \gamma_M$$

essendo:

$$f_{yk} = 27.5 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{per spessori } t < 40 \text{ mm}$$

$$f_{yk} = 25.5 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{per spessori } t > 40 \text{ mm}$$

Riferimento Tabella 11.3.IX par. 11.3.4.1 DM 14/01/2008

I coefficienti  $\gamma_M$  definiti come da Tabella 4.2.V par. 4.2.4.1.1 DM 17/01/2018:

- Saldature

In accordo con i par. 4.2.8.2.2, 4.2.8.2.3 e 4.2.8.2.4 del DM 17/01/18, per saldature a cordoni d'angolo e a parziale penetrazione, risulta:

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{Acciaio S275} \quad \beta = 0.85$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{Acciaio S355} \quad \beta = 0.90$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{Acciaio S235} \quad \beta = 0.80$$

### 3.2. MATERIALI SPALLA

I requisiti minimi delle miscele di calcestruzzo sono individuati in tabella 6.5.5.1 del Capitolato d'Appalto RFI. Per il copriferro di progetto, individuato a partire dalla classe di esposizione ambientale, si fa riferimento alla tabella del par. 2.5.2.2.3.2 del Manuale di Progettazione RFI.

In accordo alla tabella il calcestruzzo impiegato per le spalle è il seguente:

- Calcestruzzo spalle:

Tipo	C 30/37
Classe di esposizione	XC3
Copriferro	40 mm
Rapporto a/c massimo	0.55
Classe di consistenza	S3, S4
Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} \geq 2.169 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_{cm} = 33642.8 \text{ N/mm}^2$
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$

Mandataria

Mandanti

- Acciaio in barre da c.a. e reti elettrosaldate:

Tipo	B450C
Resistenza caratteristica di snervamento	$F_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{acc} = 78.5 \text{ kN/m}^3$

### 3.3. MATERIALE DEL RILEVATO A MONTE DELLA SPALLA

A monte della spalla si assumono i parametri geotecnici di un rilevato ferroviario in rettilineo con le caratteristiche meccaniche come indicato dal Manuale di Progettazione (PARTE II – SEZIONE 3 - 3.8.1.3.3):

- Peso dell'unità di volume  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito  $\varphi' = 38^\circ$
- Coesione efficace  $c' = 0 \text{ kPa}$

## 4. IMPALCATO A STRUTTURA MISTA ACCIAIO-CLS

### 4.1. CONSIDERAZIONI DI PROGETTO

Lo schema statico globale è di trave in semplice appoggio.

Il ponte è stato studiato con un modello tridimensionale la cui struttura resistente è costituita dalle travi principali e traversi secondari inglobati nella soletta in cls. I carichi sono stati applicati al modello per ogni condizione di carico.

Mediante l'utilizzo del modello globale sono state determinate le sollecitazioni con cui sono state calcolate le travi principali e le sollecitazioni da effetto globale.

Per l'analisi statica globale si considerano convenzionalmente tre fasi di calcolo essendovi una sezione mista, risulta necessario valutare gli effetti viscosi del calcestruzzo:

Fase 1: è agente il peso proprio della struttura metallica.

Fase 2: sono agenti i permanenti portati, camminamenti, armamento ferroviario e impianti.

Fase 3: corrisponde al transito dei sovraccarichi accidentali associati al transito dei treni e azioni ambientali

### 4.2. ANALISI STRUTTURALE

All'interno del modello realizzato i nodi di schema corrispondono a punti caratteristici della struttura.

L'extrapolazione delle sollecitazioni nei punti sopra menzionati consente così di effettuare rapidamente le verifiche.

L'analisi strutturale delle travi principali è stata eseguita tramite il codice di calcolo Midas Civil impiegando le seguenti fasi di studio:

FASE1: carico di peso proprio Acciaio

FASE2: camminamenti, armamento ferroviario e impianti.

LM71\_edx/sx:

- varie c.d.c. dovute alle diverse posizioni del carico mobile LM71 con eccentricità destra o sinistra
- effetti massimi

SW2:

- varie c.d.c. dovute alle diverse posizioni del carico mobile SW2
- effetti massimi

SERP:

- varie c.d.c. dovute a agli effetti del serpeggio sul binario
- effetti massimi

Mandataria

Mandanti

FRENAVV:

- varie c.d.c. dovute a agli effetti della frenatura e dell'avviamento
- effetti massimi

Termica U/L:

- condizioni di carico associate alla variazione termica uniforme e lineare
- effetti massimi

### 4.3. COMBINAZIONI DI CARICO

In accordo con i paragrafi. 2.5.3 e 5.2.3.2 del DM 17/01/2018 si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Nelle combinazioni si intende che vengano 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  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  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  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qi}$  sono dati nel § 2.6.1.

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali  $\gamma$  in Tab. 5.2.V e i coefficienti di combinazione  $\Psi$  in Tab. 5.2.VI.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ced}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

<sup>(2)</sup> 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.

<sup>(3)</sup> Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

<sup>(4)</sup> Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

<sup>(5)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(6)</sup> 1,20 per effetti locali

Nella Tab. 5.2.V il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

$\gamma_B$  coefficiente parziale del peso proprio del ballast;

$\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

$\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili

$\gamma_P$  coefficiente parziale delle azioni di precompressione

$\gamma_{Ced}$  coefficiente parziale delle azioni di ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente.

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\Psi$  delle azioni

Azioni		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	$gr_1$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_2$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	$gr_3$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_4$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione SLU e SLE	0,80	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

<sup>(1)</sup> 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

<sup>(2)</sup> Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\Psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tab. 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni

	Azioni	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 <sup>(3)</sup>	(1)	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,00 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 <sup>(3)</sup>	-	-
	Centrifuga	(2) (3)	(2)	(2)
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0

<sup>(1)</sup> 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

<sup>(2)</sup> Si usano gli stessi coefficienti  $\psi$  adottati per i carichi che provocano dette azioni.

<sup>(3)</sup> Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo in conto le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

assumendo  $\psi_{2j} = 0,2$  per i carichi dovuti al transito dei mezzi.

Per tenere conto della simultaneità delle azioni da traffico e massimizzare i vari effetti prodotti da carichi mobili, si fa riferimento ai paragrafi 5.2.3.1.2 e 5.2.3.1.3 del DM 17/01/2018:

Nella progettazione dei ponti andrà considerata l'eventuale contemporaneità di più treni, secondo quanto previsto nella Tab. 5.2.III considerando, in genere, sia il traffico normale che il traffico pesante.

Tab. 5.2.III - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante <sup>(2)</sup>
		caso a <sup>(1)</sup>	caso b <sup>(1)</sup>	
1	Primo	1,0 (LM 71"+SW/0)	-	1,0 SW/2
	Primo	1,0 (LM 71"+SW/0)	-	1,0 SW/2
2	secondo	1,0 (LM 71"+SW/0)	-	1,0 (LM 71"+SW/0)
	Primo	1,0 (LM 71"+SW/0)	0,75 (LM 71"+SW/0)	1,0 SW/2
≥3	secondo	1,0 (LM 71"+SW/0)	0,75 (LM 71"+SW/0)	1,0 (LM 71"+SW/0)
	Altri	-	0,75 (LM 71"+SW/0)	-

<sup>(1)</sup> LM71 "+ SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

<sup>(2)</sup> Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Tab. 5.2.IV -Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

(1) Includendo tutti i valori (F; a; etc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1.0), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1,2 e 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

#### 4.3.1. Combinazioni SLU

Si riportano le azioni, ed i relativi coefficienti, applicate alla struttura per le diverse combinazioni di carico:

##### Dettaglio combinazioni di carico SLU (gruppo1)

Per la determinazione di tutte le combinazioni di carico, il software somma i contributi dovuti ai carichi permanenti, carichi verticali da traffico, carichi orizzontali da traffico e altri carichi accidentali, secondo le seguenti regole di involuppo:

Carichi permanenti			
	Operazione	Coeff. parziali di sicurezza	Nome file
Fase1 (carichi permanenti)	involuppo	1.35	Fase1
		1.00	Fase1
Fase2 (carichi permanenti portati)	involuppo	1.35	Fase2
		1.00	Fase2



Carichi da traffico verticali					
	Coeff. Parziali di sicurezza	Coeff. Dinamico	Operazione	Nome load case	Descrizione carico
Carichi mobili da transito dei treni	1,45	Φ	involuppo	LM71_e+	LM71 ecc.+
				LM71_e-	LM71 ecc.-
				SW2	SW2
				Treno scarico	Treno scarico

Carichi da traffico orizzontali					
	Coeff. Parziali di sicurezza	Coeff. Dinamico	Operazione	Nome load case	Descrizione carico
Serpeggio	1,45	1	involuppo	Serpeggio Dx	Serpeggio in direzione y+
				Serpeggio Sx	Serpeggio in direzione y-
Frenatura/Avviamento	1,45	0,5		Frenavv	Frenatura/Avviamento

Carichi da traffico orizzontali					
	Coeff. Parziali di sicurezza	Coeff. Dinamico	Operazione	Nome load case	Descrizione carico
Termica	1,5	0,6	involuppo	Termica Uniforme	Termica uniforme
				Termica non uniforme	Termica non uniforme (Lineare)
Vento	1,5	0,6		WY	Vento in direzione y

### Dettaglio combinazioni di carico SLU (gruppo3)

Per la determinazione di tutte le combinazioni di carico, il software somma i contributi dovuti ai carichi permanenti, carichi verticali da traffico, carichi orizzontali da traffico e altri carichi accidentali, secondo le seguenti regole di involuppo:

Carichi permanenti			
	Operazione	Coeff. parziali di sicurezza	Nome file
Fase1 (carichi permanenti)	involuppo	1.35	Fase1
		1.00	Fase1
Fase2 (carichi permanenti portati)	involuppo	1.35	Fase2
		1.00	Fase2

Carichi da traffico verticali					
	Coeff. Parziali di sicurezza	Coeff. Dinamico	Operazione	Nome load case	Descrizione carico
Carichi mobili da transito dei treni	1,45	Φ	involuppo	LM71_e+	LM71 ecc.+
				LM71_e-	LM71 ecc.-
				SW2	SW2
				Treno scarico	Treno scarico

Carichi da traffico orizzontali					
	Coeff. Parziali di sicurezza	Coeff. Dinamico	Operazione	Nome load case	Descrizione carico
Serpeggio	1,45	0,5	involuppo	Serpeggio Dx	Serpeggio in direzione y+
				Serpeggio Sx	Serpeggio in direzione y-
Frenatura/Avviamento	1,45	1		Frenavv	Frenatura/Avviamento

Carichi da traffico orizzontali					
	Coeff. Parziali di sicurezza	Coeff. Dinamico	Operazione	Nome load case	Descrizione carico
Termica	1,5	0,6	involuppo	Termica Uniforme	Termica uniforme
				Termica non uniforme	Termica non uniforme (Lineare)
Vento	1,5	0,6		WY	Vento in direzione y

#### 4.3.2. Combinazioni SLV

Dettaglio combinazioni di carico SLV (gruppo1)

Per la determinazione di tutte le combinazioni di carico, il software somma i contributi dovuti ai carichi permanenti, carichi verticali da traffico, carichi orizzontali da traffico e altri carichi accidentali, secondo le seguenti regole di involuppo:

Carichi permanenti			
	Operazione	Coeff. parziali di sicurezza	Nome file
Fase1 (carichi permanenti)		1.00	Fase1
Fase2 (carichi permanenti portati)		1.00	Fase2

Carichi da traffico verticali					
	Coeff. parziali di sicurezza	Coeff. Dinamico	Operazione	Nome Load case	Descrizione carico
Carichi mobili da transito dei treni	0,2	$\beta \times \Phi 3$	iniluppo	LM71_e+	LM71 ecc.+
				LM71_e-	LM71 ecc.-
				SW2	SW2
				Treno scarico	Treno scarico

Carichi da traffico orizzontali					
	Coeff. Parziali di sicurezza	Coeff. Di combinazione	Operazione	Nome Load case	Descrizione carico
Serpeggio	0,2	1	iniluppo	SerpeggioDx	Serpeggio in direzione y+
				SerpeggioSx	Serpeggio in direzione y-
Frenatura/Avviamento	0,2	0,5		Frenavv	Frenatura/Avviamento

Altri carichi accidentali						
	Coeff. parziali di sicurezza	Operazione	Coeff. di combinazione	Nome Load case	Descrizione carico	
Sisma	1	iniluppo	1	Ex	sismica longitudinale	
				0,3	Ey	sisma trasversale
					Ez	sisma verticale
				0,3	Ex	sismica longitudinale
					1	Ey
				0,3	Ez	sisma verticale
					0,3	Ex
				0,3		Ey
					1	Ez

Dettaglio combinazioni di carico SLV (gruppo3)

Per la determinazione di tutte le combinazioni di carico, il software somma i contributi dovuti ai carichi permanenti, carichi verticali da traffico, carichi orizzontali da traffico e altri carichi accidentali, secondo le seguenti regole di inviluppo:

Carichi permanenti			
	Operazione	Coeff. parziali di sicurezza	Nome file
Fase1 (carichi permanenti)		1.00	Fase1
Fase2 (carichi permanenti portati)		1.00	Fase2

Carichi da traffico verticali					
	Coeff. parziali di sicurezza	Coeff. Dinamico	Operazione	Nome Load case	Descrizione carico
Carichi mobili da transito dei treni	0,2	$\beta \times \Phi 3$	inviluppo	LM71_e+	LM71 ecc.+
				LM71_e-	LM71 ecc.-
				SW2	SW2
				Treno scarico	Treno scarico

Carichi da traffico orizzontali					
	Coeff. Parziali di sicurezza	Coeff. Di combinazione	Operazione	Nome Load case	Descrizione carico
Serpeggio	0,2	0,5	inviluppo	SerpeggioDx	Serpeggio in direzione y+
				SerpeggioSx	Serpeggio in direzione y-
Frenatura/Avviamento	0,2	1		Frenav	Frenatura/Avviamento

Altri carichi accidentali					
	Coeff. parziali di sicurezza	Operazione	Coeff. di combinazione	Nome Load case	Descrizione carico
Sisma	1	inviluppo	<ul style="list-style-type: none"> <li>1</li> <li>0,3</li> <li>0,3</li> <li>0,3</li> <li>1</li> <li>0,3</li> <li>0,3</li> <li>0,3</li> <li>0,3</li> <li>1</li> </ul>	Ex	sismica longitudinale
				Ey	sisma trasversale
				Ez	sisma verticale
				Ex	sismica longitudinale
				Ey	sisma trasversale
				Ez	sisma verticale
				Ex	sismica longitudinale
				Ey	sisma trasversale
				Ez	sisma verticale

### 4.3.3. Combinazioni SLE

Dettaglio combinazioni di carico SLE (gruppo1)

Per la determinazione di tutte le combinazioni di carico, il software somma i contributi dovuti ai carichi permanenti, carichi verticali da traffico, carichi orizzontali da traffico e altri carichi accidentali, secondo le seguenti regole di inviluppo:

Carichi permanenti			
	Operazione	Coeff. parziali di sicurezza	Nome file
Fase1 (carichi permanenti)		1.00	Fase1
Fase2 (carichi permanenti portati)		1.00	Fase2

Carichi da traffico verticali					
	Coeff. parziali di sicurezza	Coeff. Dinamico	Operazione	Nome Load case	Descrizione carico
Carichi mobili da transito dei treni	1	$\beta \times \Phi 3$	inviluppo	LM71_e+ LM71_e- SW2 Treno scarico	LM71 ecc.+ LM71 ecc.- SW2 Treno scarico

Carichi da traffico orizzontali					
	Coeff. Parziali di sicurezza	Coeff. Di combinazione	Operazione	Nome Load case	Descrizione carico
Serpeggio	1	1	inviluppo	SerpeggioDx SerpeggioSx	Serpeggio in direzione y+ Serpeggio in direzione y-
Frenatura/Avviamento	1	0,5		Frenaw	Frenatura/Avviamento

Altri carichi accidentali					
	Coeff. parziali di sicurezza	Coeff. di combinazione	Operazione	Nome Load case	Descrizione carico
Termica	1,5	0,6	inviluppo	TermicaU+TermicaL	Termica uniforme + termica gradiente lineare
Vento	1,5	0,6		WY	Vento in direzione y

Dettaglio combinazioni di carico SLE (gruppo3)

Per la determinazione di tutte le combinazioni di carico, il software somma i contributi dovuti ai carichi permanenti, carichi verticali da traffico, carichi orizzontali da traffico e altri carichi accidentali, secondo le seguenti regole di inviluppo:

Carichi permanenti			
	Operazione	Coeff. parziali di sicurezza	Nome file
Fase1 (carichi permanenti)		1.00	Fase1
Fase2 (carichi permanenti portati)		1.00	Fase2

Carichi da traffico verticali					
	Coeff. parziali di sicurezza	Coeff. Dinamico	Operazione	Nome Load case	Descrizione carico
Carichi mobili da transito dei treni	1	$\beta \times \Phi 3$	inviluppo	LM71_e+	LM71 ecc.+
				LM71_e-	LM71 ecc.-
				SW2	SW2
				Treno scarico	Treno scarico

Carichi da traffico orizzontali					
	Coeff. Parziali di sicurezza	Coeff. Di combinazione	Operazione	Nome Load case	Descrizione carico
Serpeggio	1	0,5	inviluppo	SerpeggioDx	Serpeggio in direzione y+
				SerpeggioSx	Serpeggio in direzione y-
Frenatura/Avviamento	1	1		Frenaw	Frenatura/Avviamento

Altri carichi accidentali					
	Coeff. parziali di sicurezza	Coeff. di combinazione	Operazione	Nome Load case	Descrizione carico
Termica	1,5	0,6	inviluppo	TermicaU+TermicaL	Termica uniforme + termica gradiente lineare
Vento	1,5	0,6		WY	Vento in direzione y

#### **4.3.4. Procedure di verifica**

Indipendentemente dalla classificazione delle sezioni le verifiche delle travi principali saranno eseguite facendo riferimento al limite elastico degli elementi.

Su tutti gli elementi strutturali vengono condotte verifiche elastiche/plastiche a seconda delle esigenze ed in ogni caso in accordo con quanto prescritto dagli Eurocodici:

- Eurocodice 3 per elementi metallici;
- Eurocodice 2 per elementi in cls;
- Eurocodice 4 per elementi a sezione mista acciaio-cls.

Lo stato limite ultimo adottato corrisponde allo stato limite elastico della sezione, ovvero il raggiungimento in un qualunque suo punto della resistenza limite elastica di calcolo.

Le verifiche di resistenza sono state condotte per tutte le sezioni del ponte mediante il software di modellazione Midas Civil.

#### 4.4. ANALISI DEI CARICHI

##### 4.4.1. Criteri per la valutazione delle azioni sulla struttura

- Carichi permanenti

I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e delle sovrastrutture. Essi sono valutati moltiplicando il volume calcolato geometricamente per i pesi specifici dei materiali.

- Azioni dei carichi accidentali mobili

I carichi accidentali agenti sull'impalcato sono definiti dalle normative e vanno posizionati in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli ai fini della stabilità degli elementi dell'impalcato (travi, soletta, traversi).

- Coefficiente dinamico

Il coefficiente di incremento dinamico da applicare alle azioni indotte dai carichi mobili è valutato come più avanti indicato.

- Azioni del vento

Le azioni del vento sono state valutate calcolando una pressione cinetica di riferimento secondo le prescrizioni delle NTC18, da applicarsi alla sagoma trasversale del ponte ed alle barriere antirumore o alla sagoma del convoglio ferroviario.

- Azioni sismiche

Le azioni sismiche sono state valutate calcolando secondo le prescrizioni delle NTC18.

##### 4.4.2. Vita nominale di progetto

Le azioni sono state calcolate per una vita nominale di progetto  $VN=75$ anni (rif. Par. 2.5.1.1.1 Manuale RFI DTC SI PS MA IFS 001 A).

##### 4.4.3. Pesi specifici

Nella determinazione dei pesi propri dei materiali si è tenuto conto dei seguenti parametri:

Caratteristiche dei materiali

peso specifico dell'acciaio	78,5 kN/m <sup>3</sup>
peso specifico del calcestruzzo armato	25,0 kN/ m <sup>3</sup>
peso specifico ballast	18,0 kN/ m <sup>3</sup>

##### 4.4.4. Pesi propri strutturali

Il peso della struttura in acciaio viene assegnato in automatico al modello di calcolo sulla base delle aree degli elementi principali che la costituiscono, incrementato con opportuni coefficienti che tengono debito conto degli elementi secondari.

##### 4.4.5. Pesi propri portati: Ballast

Si considera, il peso della massiciata comprensivo di armamento e ballast, con  $\gamma = 18$  kN/m<sup>3</sup>, altezza convenzionale pari a 0.80 m su una larghezza pari a 7.25 m da cui:



$$(7.25\text{m} \cdot 0.80\text{m}) \cdot 18\text{kN/m}^3 = 104.4 \text{ kN/m.}$$

#### 4.4.6. Altri permanenti portati

Muretti parballast	$[(0.20\text{m} \cdot 0.70\text{m}) \cdot 25 \text{ kN/m}^3] \cdot 2$	=	7.0 kN/m
Impianti	1.50 kN/m · 2	=	3.0 kN/m
Barriere fonoassorbenti	2.5 m · 4 kN/m <sup>2</sup>	=	<u>10.0 kN/m</u>
			20.0 kN/m

#### 4.4.7. Carichi da traffico ferroviario

In accordo con il *Manuale di progettazione RFI* (par. 2.5.1.4.1.2), i carichi mobili verticali sono definiti per ciascun mezzo di carico. In particolare, nel nostro caso sono stati considerati 2 distinti modelli di carico:

- treno di carico LM71 rappresentativo del traffico normale;
- treno di carico SW/2 rappresentativo del traffico pesante;

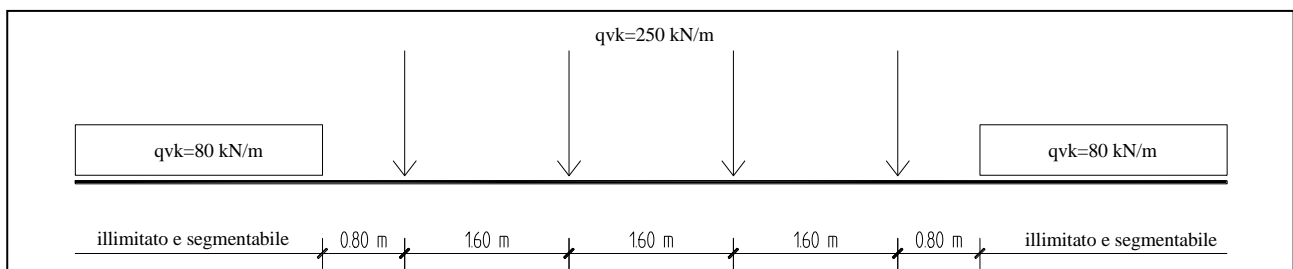
I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli sono stati moltiplicati per un coefficiente di adattamento “ $\alpha$ ” che risulta:

- 1.1 per i treni di carico LM71 (e SW/0)
- 1.0 per il treno di carico SW/2 e per il treno scarico

#### 4.4.8. Schematizzazione dei treni di carico

##### Treno di carico LM71

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60 m. A favore di sicurezza si considerano detti carichi distribuiti su una lunghezza di 6,4 m (valore minore della diffusione del piano del ferro all’estradosso della soletta). Carico distribuito equivalente  $q = 4 \times 250/6,4 = 156,25$  kN/m
- un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni a partire da 0,8 m dagli assi d’estremità e per una lunghezza illimitata
- inoltre viene considerata una eccentricità trasversale della risultante del carico sia verso la linea d’asse del ponte, che verso il lato esterno, pari a  $e = s/18 = \pm 1,435 \text{ m}/18 = \pm 0,080 \text{ m}$

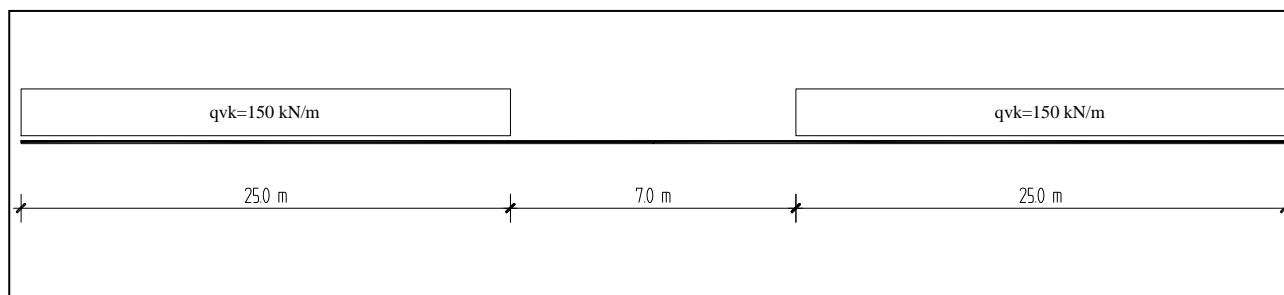


##### Treno di carico SW/2

Mandataria

Mandanti

Il carico è caratterizzato da due stese di carico uniforme di lunghezza 25 m di intensità 150 kN/m e separate da una distanza di 7,0 m.



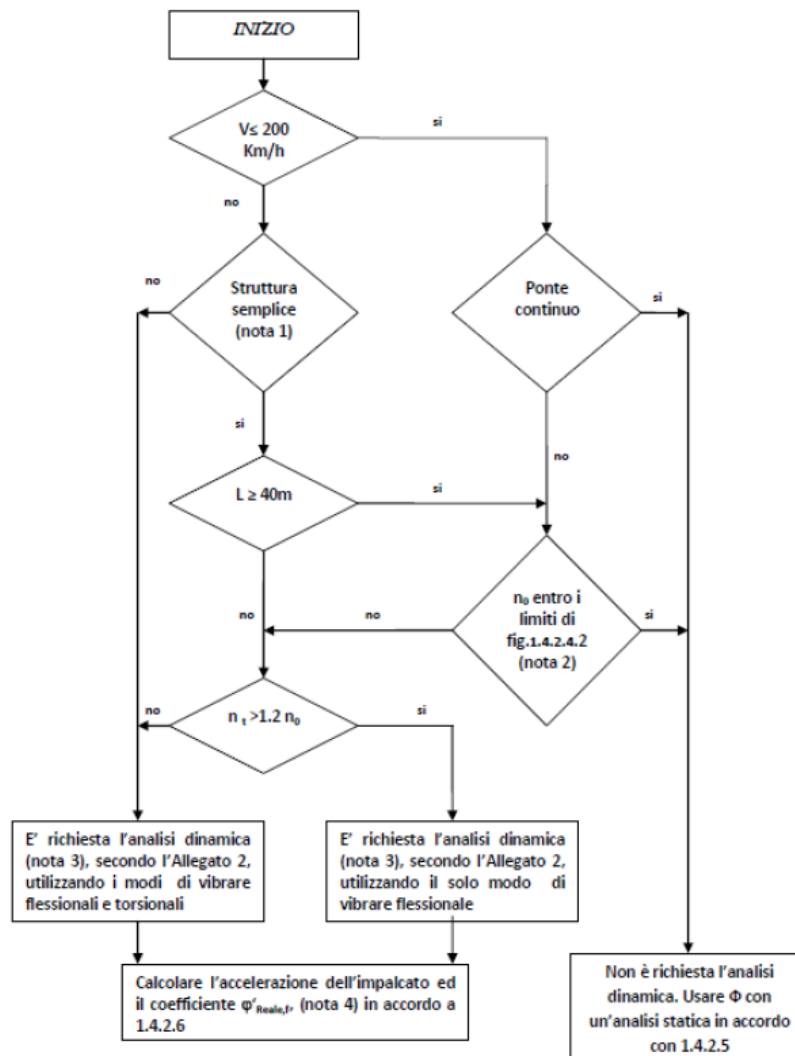
#### 4.4.9. Disposizione sull'impalcato

La posizione sull'impalcato dei carichi dovuti ai treni è gestita dal programma di calcolo, stabilendo delle linee di carico in corrispondenza dei binari e di volta in volta viene simulato l'effetto del carico in direzione longitudinale in modo da massimizzare gli effetti flessionali e taglianti nelle travi principali, il massimo abbassamento in mezzera, la massima rotazione agli appoggi.

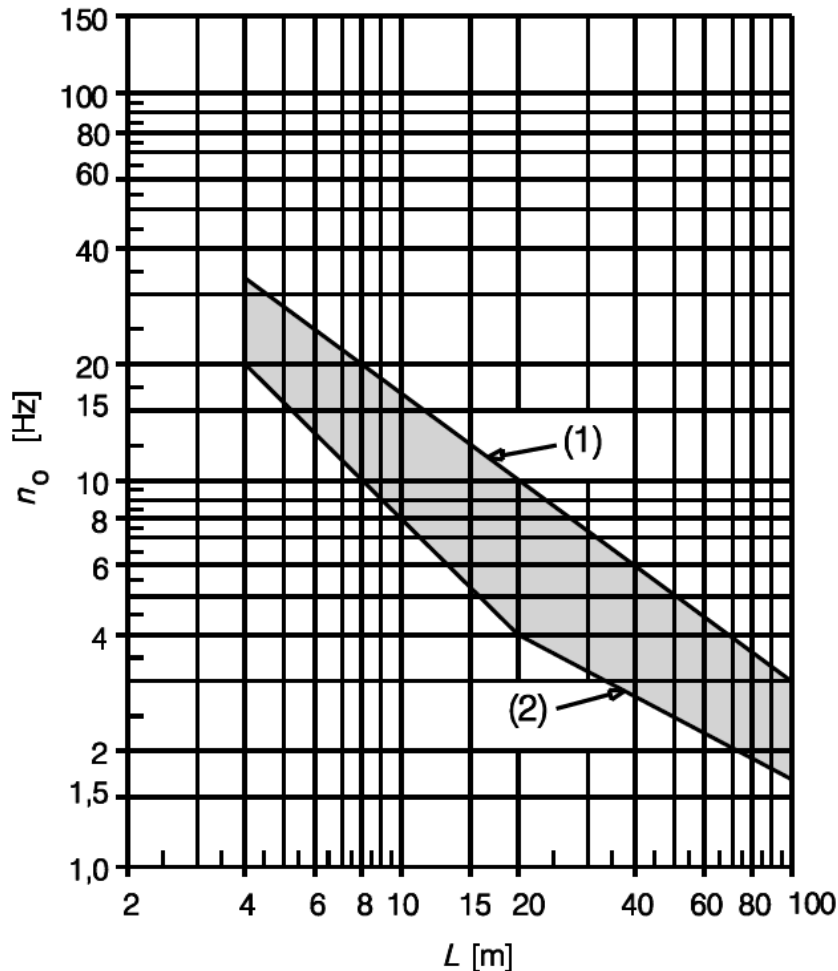
#### 4.4.10. Effetti dinamici

Secondo le regole generali di progetto dei ponti ferroviari deve essere condotta un'analisi statica con i modelli di carico definiti nei paragrafi precedenti moltiplicati per il coefficiente di incremento dinamico  $\Phi$ , (definito nel seguito). Inoltre in alcuni casi è richiesta un'analisi dinamica.

I requisiti per determinare se è richiesta un'analisi statica o dinamica sono indicati nella seguente figura (da fig. 2.5.1.4.2.4-1 da RFI DTC SI PS MA IFS 001 A).



Seguendo la logica di questo diagramma e verificando che la prima frequenza propria flessionale del ponte sia entro i limiti della seguente figura (da fig. 1.4.2.4-2 da RFI DTC SI PS MA IFS 001 A), si determina che nel caso in esame non è necessaria un'analisi dinamica.



(1) Limite superiore della frequenza naturale

(2) Limite inferiore della frequenza naturale

Limite superiore della frequenza naturale:

$$n_{0,sup} = 94.76 \cdot L^{-0.748} = 9.38 \text{ Hz}$$

Limite inferiore della frequenza naturale:

$$n_{0,inf} = 23.58 \cdot L^{-0.592} = 3.78 \text{ Hz}$$

Frequenza naturale flessionale del ponte caricato con le azioni permanenti:

$$T_0 = 0.1985s \rightarrow n_0 = 5.0375 \text{ Hz}$$

Essendo quest'ultima frequenza naturale compresa entro i limiti del grafico non è richiesta l'analisi dinamica, pertanto si eseguirà solo un'analisi statica incrementando i carichi da traffico attraverso i coefficienti dinamici di seguito calcolati.

Secondo quanto riportato al paragrafo 2.5.1.4.2 del Manuale di progettazione delle opere civili di RFI, che riprende il par. 5.2.2.2.3 del DM 17.1.2018, il coefficiente dinamico adottato è stato riferito al caso di linee con normale standard manutentivo:

$$F_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_F} - 0.2} + 0.73 \quad (\text{limitazione del coefficiente dinamico tra 1 e 2})$$

Lo stesso è riportato di seguito per ogni elemento strutturale considerato:

#### Travi principali longitudinali:

$$L_{\text{teorica}} = L_{\phi} = 22 \text{ m}, \varphi_3 = [2,16/(22^{1/2} - 0,20)] + 0,73 = 1,21$$

Per la stima della lunghezza caratteristica si è seguito quanto indicato nella tabella 2.5.1.4.2.5.3-1 per il caso 5.1: travi e solette semplicemente appoggiate  $L_{\phi}$  = luce nella direzione delle travi principali.

#### Traversi:

$$L_{\text{teorica}} = L_{\phi} = 21.6 \text{ m}, \varphi_3 = [2,16/(21.6^{1/2} - 0,20)] + 0,73 = 1,22$$

Per la stima della lunghezza caratteristica si è seguito quanto indicato nella tabella 2.5.1.4.2.5.3-1 per il caso 1.3: travi trasversali: intermedie e di estremità  $L_{\phi}$  = 2 volte la luce delle travi trasversali.

#### **4.4.11. Avviamento e Frenatura**

L'azione di frenatura ed avviamento dei treni è definita secondo quanto riportato nel par. 2.5.1.4.3.3 del Manuale di progettazione RFI.

Si riportano le azioni di avviamento e frenatura, applicate a livello del piano del ferro, per entrambi i modelli di carico considerati:

Treno SW/2:

$$Q_{\text{avv\_SW2\_k}} = 33 \text{ kN/m} \cdot L < 1000 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{fren\_SW2\_k}} = 35 \text{ kN/m} \cdot L$$

Treno LM71:

$$Q_{\text{avv\_LM71\_k}} = 33 \text{ kN/m} \cdot L < 1000 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{fren\_LM71\_k}} = 20 \text{ kN/m} \cdot L$$

I valori caratteristici devono essere successivamente moltiplicati per il coefficiente di adattamento  $\alpha$  proprio del modello di carico.

#### ***4.4.12. Serpeggio***

L'azione dovuta al serpeggiamento è data da una forza di 100 kN su ciascun binario, applicata sulla sommità della rotaia più alta e diretta in direzione perpendicolare all'asse della stessa, incrementato con un opportuno coefficiente  $\alpha=1.1$ .

*Mandataria*

**TECH** | PROJECT  
ingegneria integrata ©



*Mandanti*



#### 4.4.13. Carico sui marciapiedi

Il carico sui marciapiedi è definito in accordo a quanto precisato al par. 2.5.1.4.1.6 del *Manuale di progettazione RFI*.

$$q_{vk} = 10.0 \text{ kN/m}^2$$

Per questo tipo di carico, che non deve considerarsi contemporaneo al transito dei convogli ferroviari, non deve applicarsi l'incremento dinamico, è quindi stato considerato nel calcolo dei soli effetti locali, comunque non dimensionante nessun elemento strutturale principale.

#### 4.4.14. Termica uniforme

Viene considerata una variazione termica uniforme pari a  $\pm 20$  °C. Questo in accordo con quanto definito al paragrafo 5.2.2.4.2 del NTC2018 per impalcato a via inferiore con travata metallica a parete piena con impalcato a travi in ferro incorporate nel cls.

#### 4.4.15. Vento

Il calcolo dell'azione del vento è stato condotto secondo quanto riportato al par. 3.3 del DM 2018 e si riportano di seguito i principali parametri di calcolo.

### **AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18**

#### **DEFINIZIONE DEI DATI**

##### **zona:**

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)



##### **Classe di rugosità del terreno:**

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinchè una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

--	--

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

$a_s$  (altitudine sul livello del mare della costruzione):

Distanza dalla costa

$T_R$  (Tempo di ritorno):

Categoria di esposizione

160	[m]
30	[km]
100	[anni]
II	

### CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$	$C_a$
3	27	500	0,37	1,000

$$v_b = v_{b,0} * c_a$$

$c_a = 1$  per  $a_s \leq a_0$   
 $c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$  per  $a_0 < a_s \leq 1500$  m

$v_b$  (velocità base di riferimento)      **27,00 m/s**

$$v_r = v_b * c_r$$

$C_r$  coefficiente di ritorno      1,04

$v_r$  (velocità di riferimento)      **28,06 m/s**

### PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

$q_r$  (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

Pressione cinetica di riferimento  $q_r$       **492,08**      [N/m<sup>2</sup>]

### CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico [§3.3.8]

$c_d$	<b>1,00</b>
-------	-------------

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.





Il coefficiente topografico vale:

$c_t$  1,00

Coefficiente di esposizione:

$C_{e,colmo}$  2,35  $z = 10,00$  m

Pressione cinetica:

$q_p =$  1.39 kN/m<sup>2</sup>

Si fa riferimento per le valutazioni dell'azione del vento alla condizione di carico a ponte carico, considerando una sagoma del treno di 4 m.

Le azioni applicate al modello globale sono:

Azione trasversale del vento a metro di struttura	$q_{w,tot}$	8.34	kN/m
Torsione del vento a metro di struttura	$m_{w,tot}$	12.51	kNm/m

#### 4.4.16. Azioni sismiche

La pericolosità sismica di base è stata definita sulla base delle coordinate geografiche del sito di realizzazione dell'opera situata nel comune di Capannori (LU).

In accordo alla Tabella 2.5.1.1.1-1 del Manuale di Progettazione, si considera la seguente Vita Nominale:

$$V_N \geq 50 \text{ anni}$$

Dalla Tabella 2.5.1.1.2-1 del Manuale, si ricava la classe d'uso dell'opera in esame, la C III, per la quale il coefficiente d'uso risulta:

$$C_U = 1.5$$

Ne consegue un periodo di riferimento per la valutazione delle azioni sismiche sulla struttura:

$$P_{VR} = 10\%$$

$$T_R = 712 \text{ anni}$$

Per il sottosuolo in questione si ha:

Categoria di sottosuolo: C

Condizione topografica: T1

Il periodo di ritorno per lo Stato Limite di salvaguardia della vita (SLV) è:

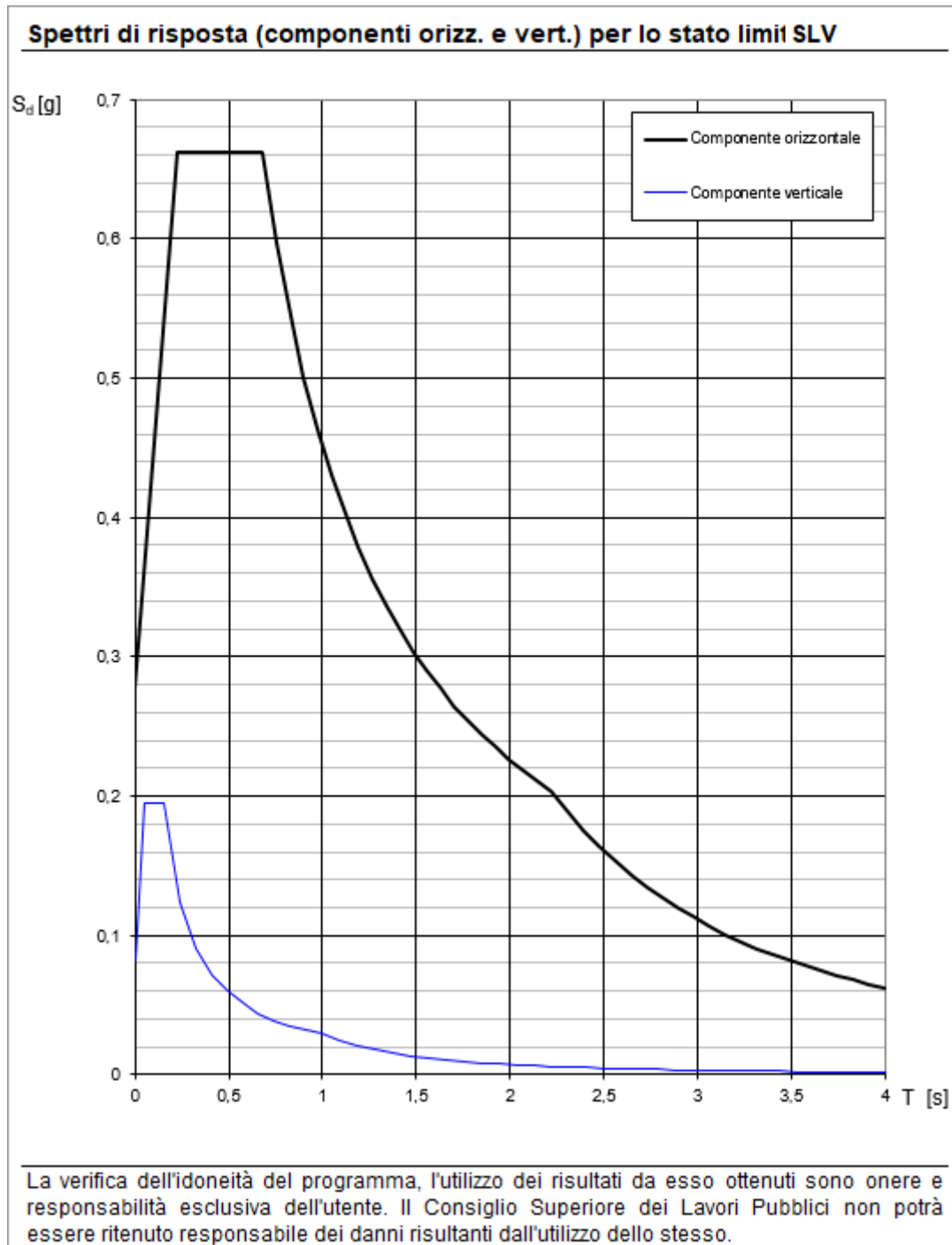
$$V_R = V_N \cdot C_U \geq 75 \text{ anni}$$

Infine, si considera un fattore di struttura come suggerito da NTC'18 al paragrafo 7.9.5.6.2 sulla base del collegamento con l'impalcato. Nel caso in esame si analizza la spalla con apparecchio di appoggio fisso.

Si ha quindi:

Fattore di struttura: 1

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri\_NTCver.1.0.3.



I parametri per la determinazione dei punti dello spettro di risposta orizzontale:

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,154 g
$F_o$	2,389
$T_C$	0,298 s
$S_S$	1,479
$C_C$	1,566
$S_T$	1,000
$q$	1,000

### Parametri dipendenti

$S$	1,479
$\eta$	1,000
$T_B$	0,155 s
$T_C$	0,466 s
$T_D$	2,215 s

I parametri per la determinazione dei punti dello spettro di risposta verticale sono:

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_{gv}$	0,081 g
$S_S$	1,000
$S_T$	1,000
$q$	1,000
$T_B$	0,050 s
$T_C$	0,150 s
$T_D$	1,000 s

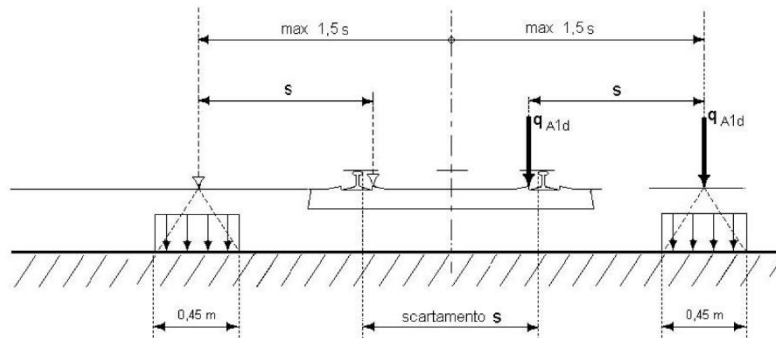
### Parametri dipendenti

$F_v$	1,265
$S$	1,000
$\eta$	1,000

#### 4.4.17. Deragliamento

Oltre a considerare i modelli di carico da traffico ferroviario già esposti, per la verifica della struttura si dovrà tenere in conto della possibilità di deragliamento, considerando i seguenti casi (par. 5.2.2.9.2 del D.M. 17.1.2018):

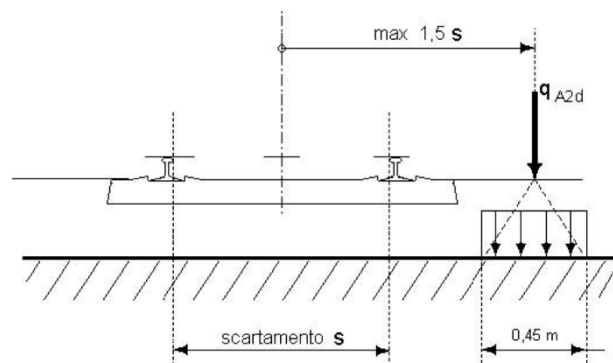
Caso 1:



**Fig. 5.2.12 - Caso 1**

Dove  $q_{A1d}=60\text{kN/m}$  (comprensivo dell'effetto dinamico) e  $s=1435\text{ mm}$ . Esteso per 6.5 metri longitudinalmente.

Caso 2:



**Fig. 5.2.13 - Caso 2**

Dove  $q_{A2d}=80\text{ kN/m} \times 1.4$  (comprensivo dell'effetto dinamico) e  $s=1435\text{ mm}$ . Esteso per 20.0 metri longitudinalmente.

N.B.: Questo carico è da considerarsi nelle verifiche all'interno della combinazione eccezionale, la quale in generale induce sugli elementi principali delle sollecitazioni minori rispetto ai modelli di traffico già descritti.

## 4.5. ANALISI STRUTTURALE

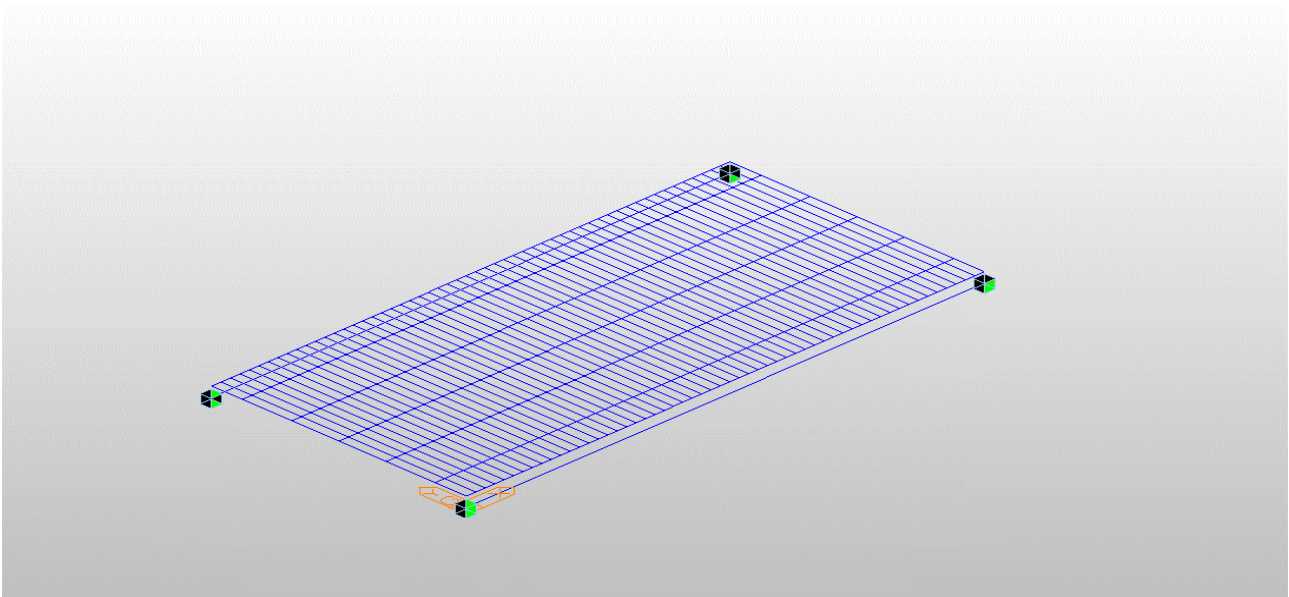
### 4.5.1. *Modello di calcolo e ipotesi progettuali*

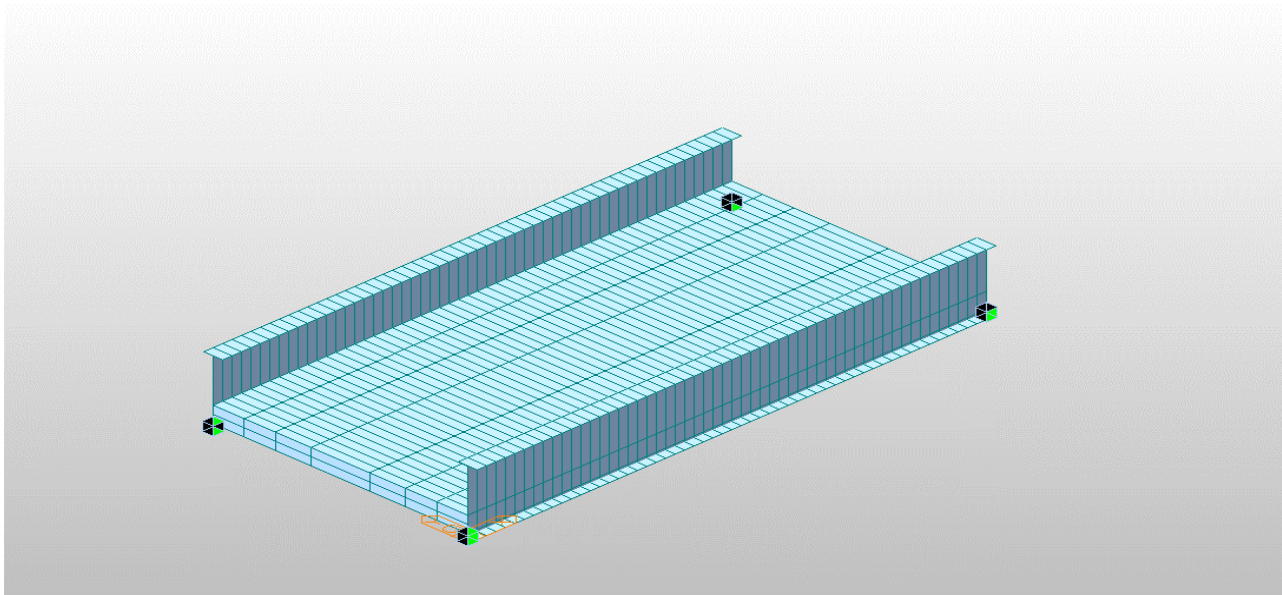
Per la valutazione delle sollecitazioni indotte dalle azioni ordinarie (permanenti, azioni di traffico e variabili ambientali) si è utilizzata un'analisi statica impiegando un metodo elastico, gli effetti dinamici dei carichi mobili sono stati tenuti in conto per mezzo di opportuni coefficienti d'incremento.

Per la valutazione dell'azione sismica si è utilizzata un'analisi dinamica lineare.

A supporto di queste analisi si è realizzato un modello tridimensionale la cui struttura resistente è costituita da due travi principali metalliche a parete piena con impalcato a travi in ferro incorporate nel cls. Mediante questa modellazione sono state determinate le sollecitazioni utilizzate per le verifiche degli elementi. Inoltre utilizzando questa schematizzazione sono state valutate le reazioni sugli appoggi e le deformazioni (spostamenti e rotazioni).

Nella definizione del modello si è tenuto conto delle prescrizioni particolari di progettazione per gli elementi costituenti impalcato a struttura mista acciaio-calcestruzzo contenute nel manuale di RFI (par 2.5.2.3.7.3). La descrizione dei gradi di libertà tra gli elementi strutturali è analizzata nel paragrafo successivo.





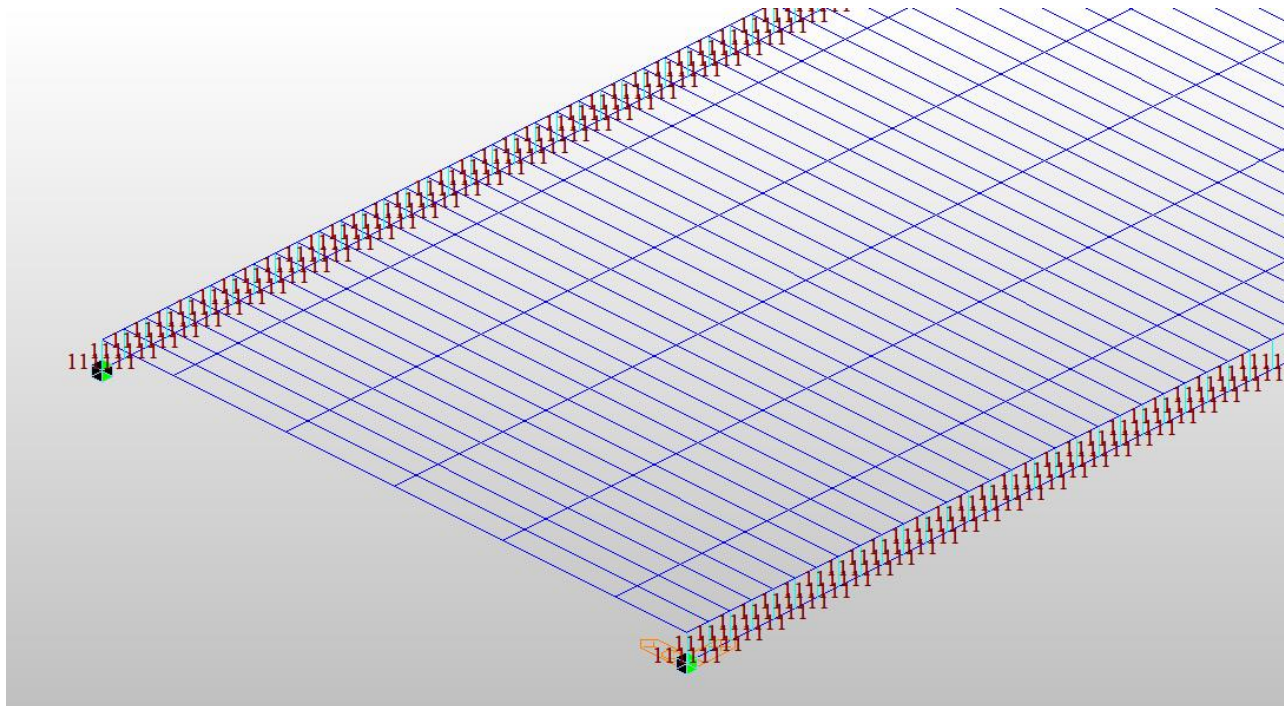
Per il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali è stato analizzato lo stato di sollecitazione nell'ambito dello schema statico d'insieme (modello tridimensionale), così da valutare gli effetti globali per ogni condizione di carico.

#### **4.5.2. Discretizzazione strutturale**

Il modello riprende il tracciamento degli assi schema degli elementi strutturali, modellati per mezzo di frame di opportune caratteristiche statiche.

Sugli appoggi sono stati inseriti degli elementi rigidi per considerare correttamente la distanza tra asse schema strutturale e i vincoli.

Le travi principali metalliche a parete piena vengono considerati incastrati alla loro estremità, come le aste che compongono i traversi, inoltre vengono modellati degli elementi beam di collegamento dei traversi con un materiale no peso per tenere in conto della rigidità longitudinale dell'impalcato.

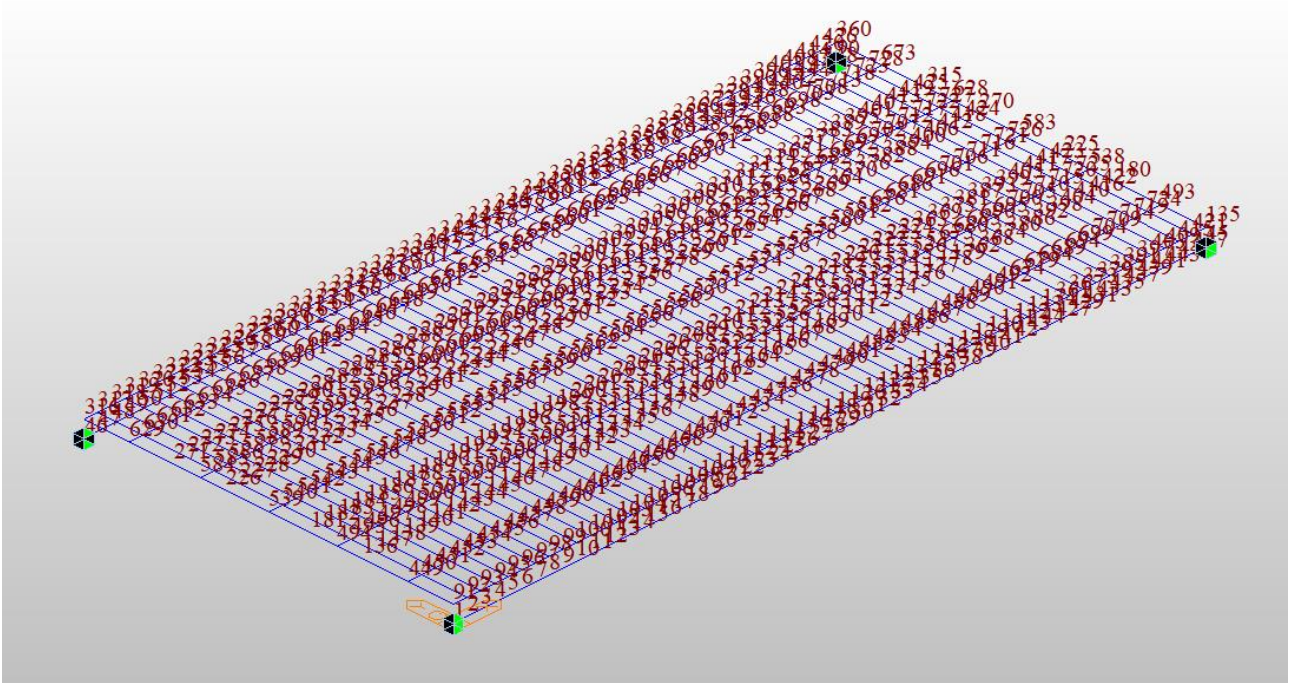


I pesi propri della struttura sono applicati nel modello in maniera automatica a seguito della definizione della sezione che compone l'elemento e l'attribuzione del materiale di ogni elemento; i permanenti portati sono applicati con la relativa distribuzione e in funzione delle aree di influenza su ciascun elemento, i sovraccarichi da treno sono esercitati con l'effettiva distribuzione direttamente sulle linee di carico. Ai fini della valutazione della risposta dinamica strutturale è stata effettuata una analisi modale per determinare i modi propri caratteristici del ponte.

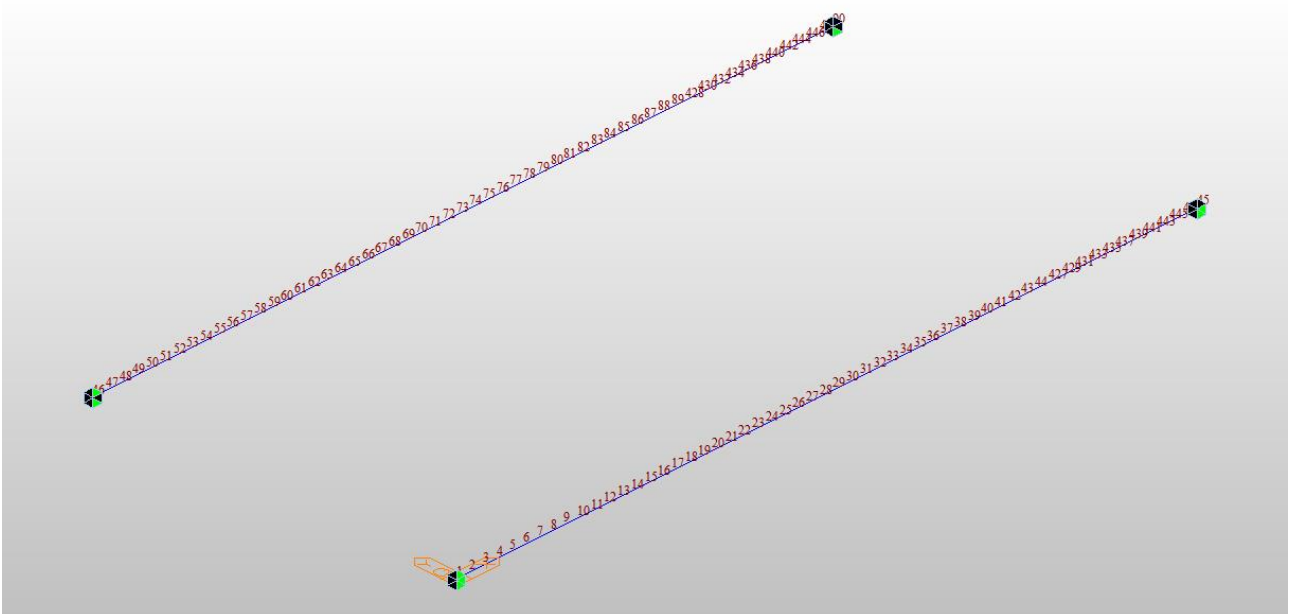


### 4.5.3. Nodi

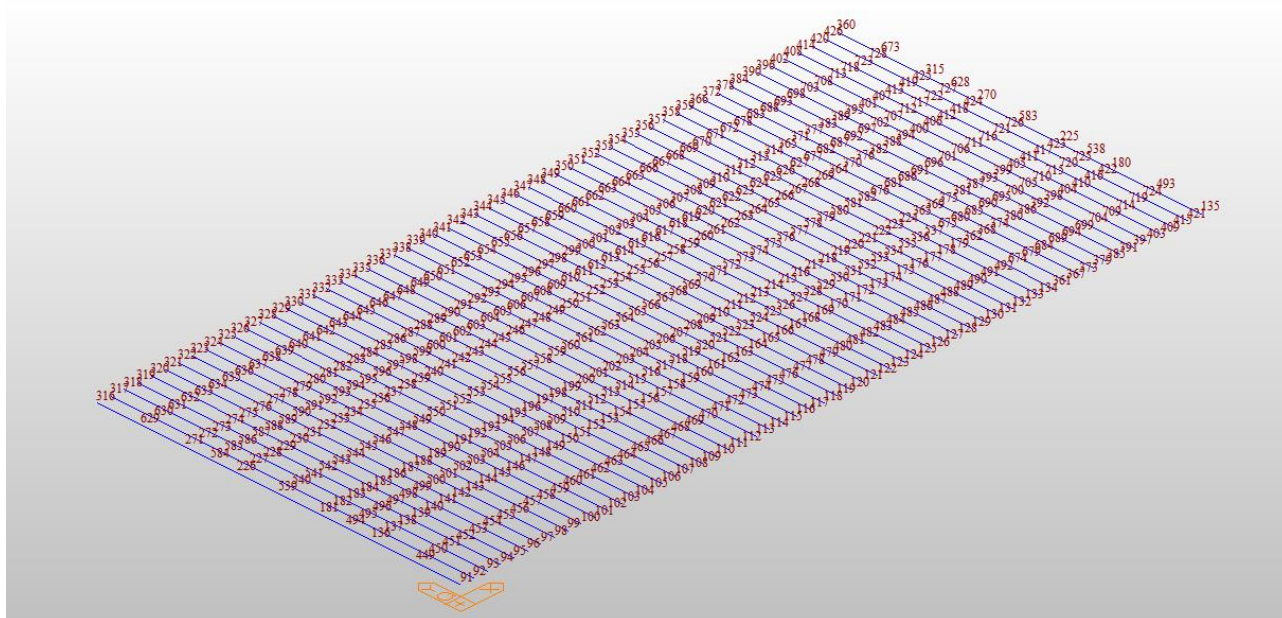
Numerazione nodi globale:



Numerazione nodi travi principali:



Numerazione nodi traversi:

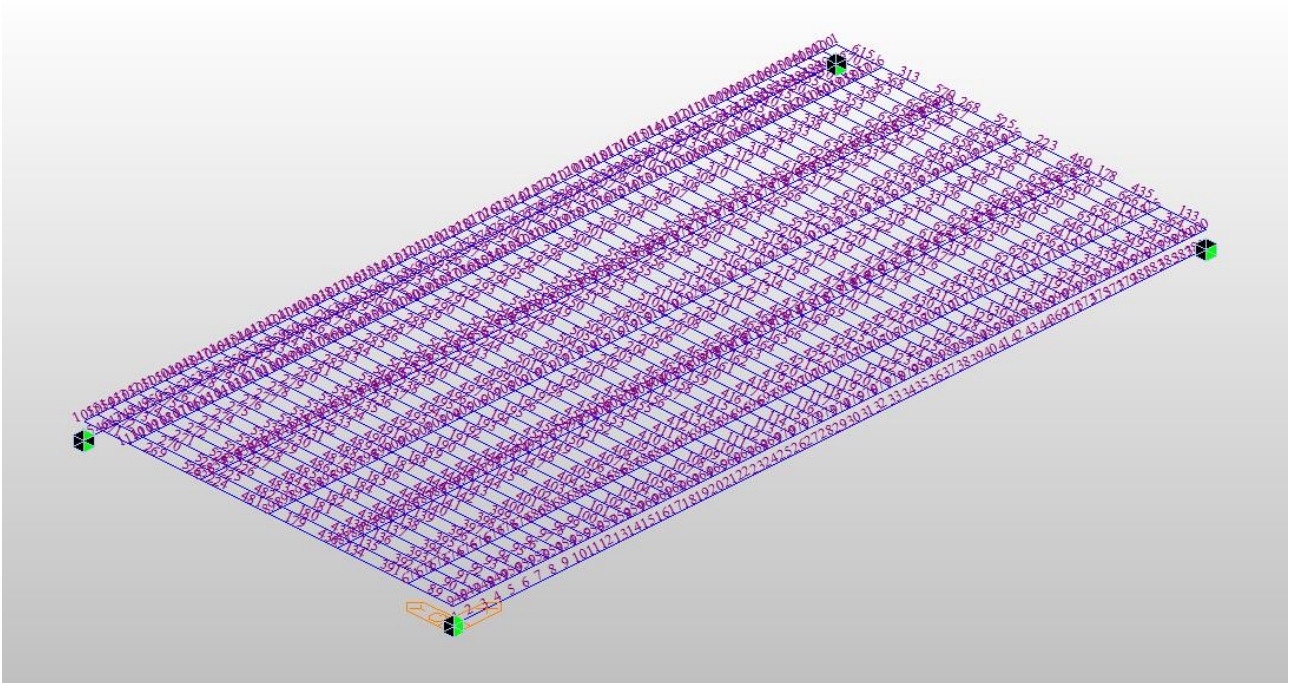


I nodi sede di vincolo sono i seguenti:

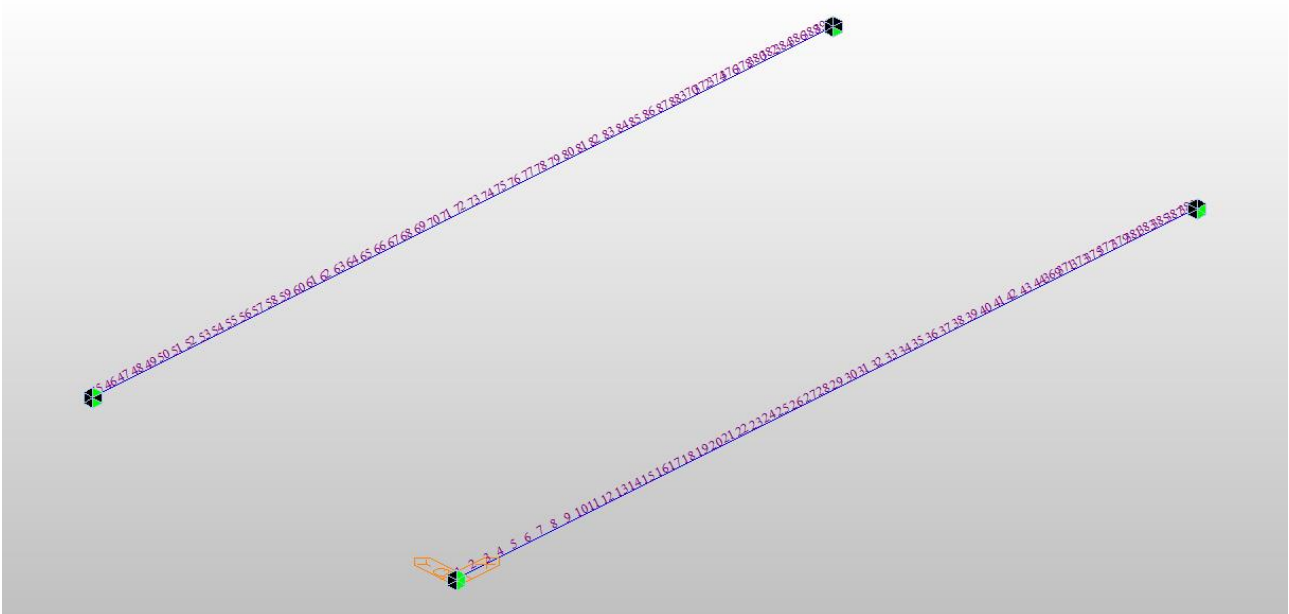
- 1 Appoggio fisso
- 46 Appoggio unidirezionale trasversale
- 45 Appoggio unidirezionale longitudinale
- 90 Appoggio multidirezionale

**4.5.4. Elementi**

Numerazione aste globale:



Numerazione aste travi principali:



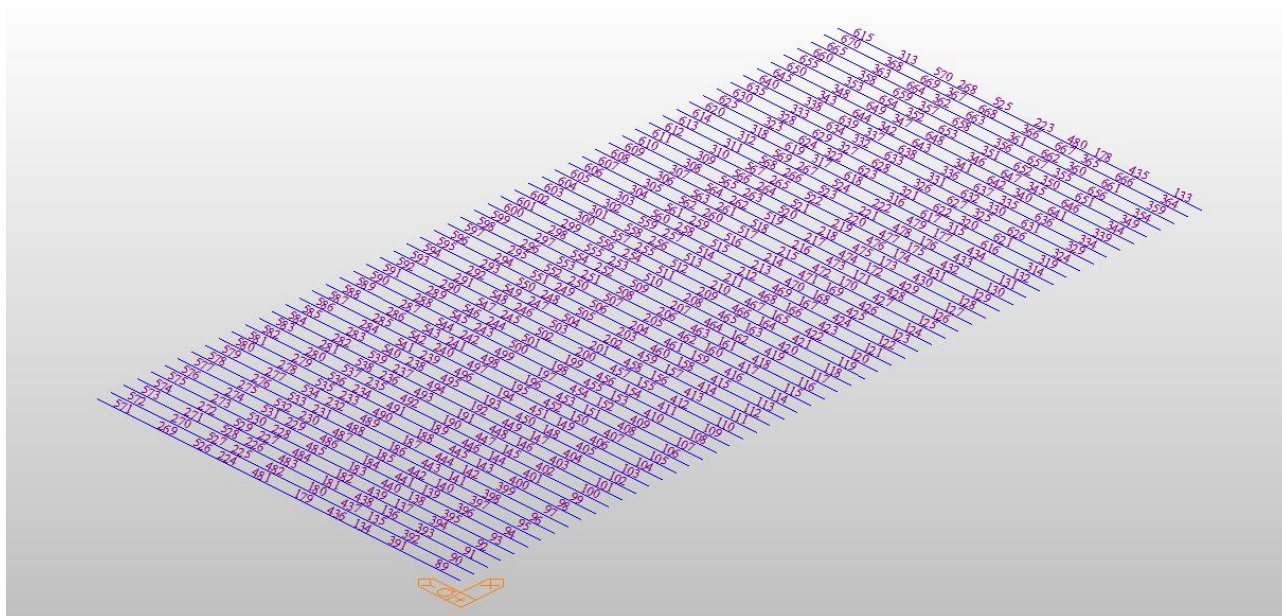
Numerazione aste trasversali:

Mandataria



Mandanti





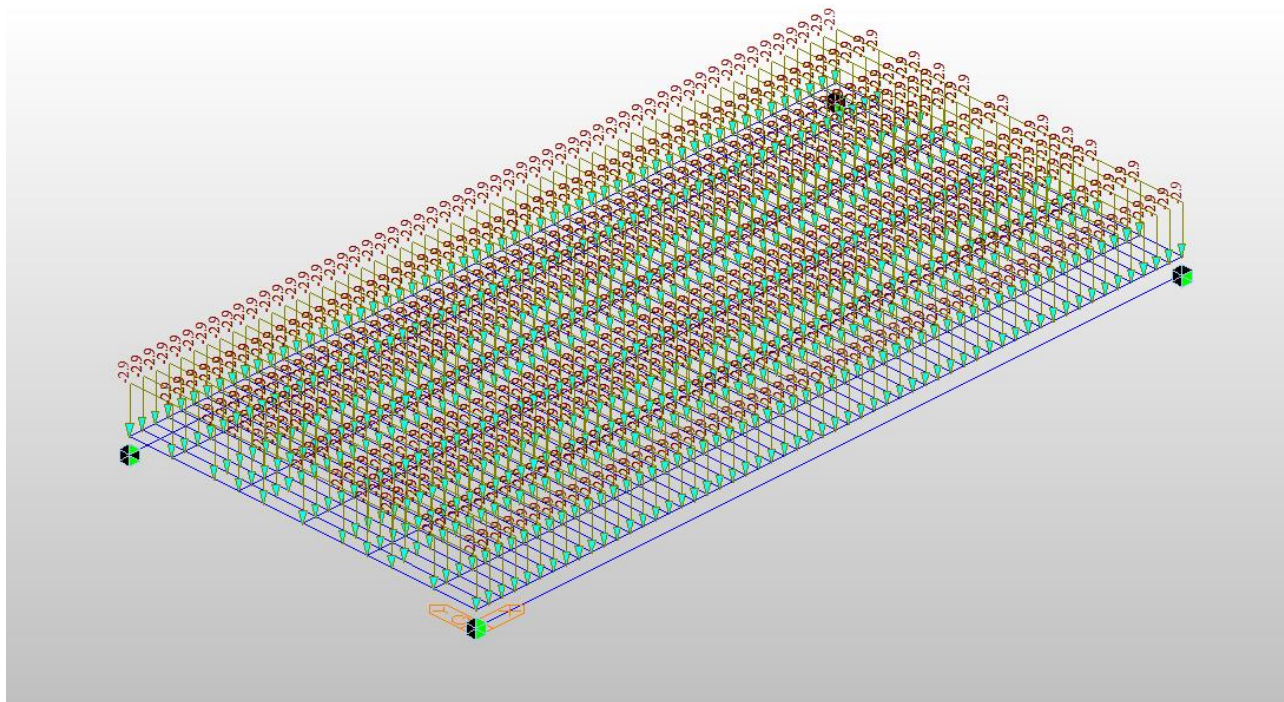
#### 4.5.5. Caratteristiche statiche d'analisi

Le proprietà inerziali proprie dei singoli elementi sono state calcolate automaticamente dal codice di calcolo Midas Civil assegnandone la geometria in input.

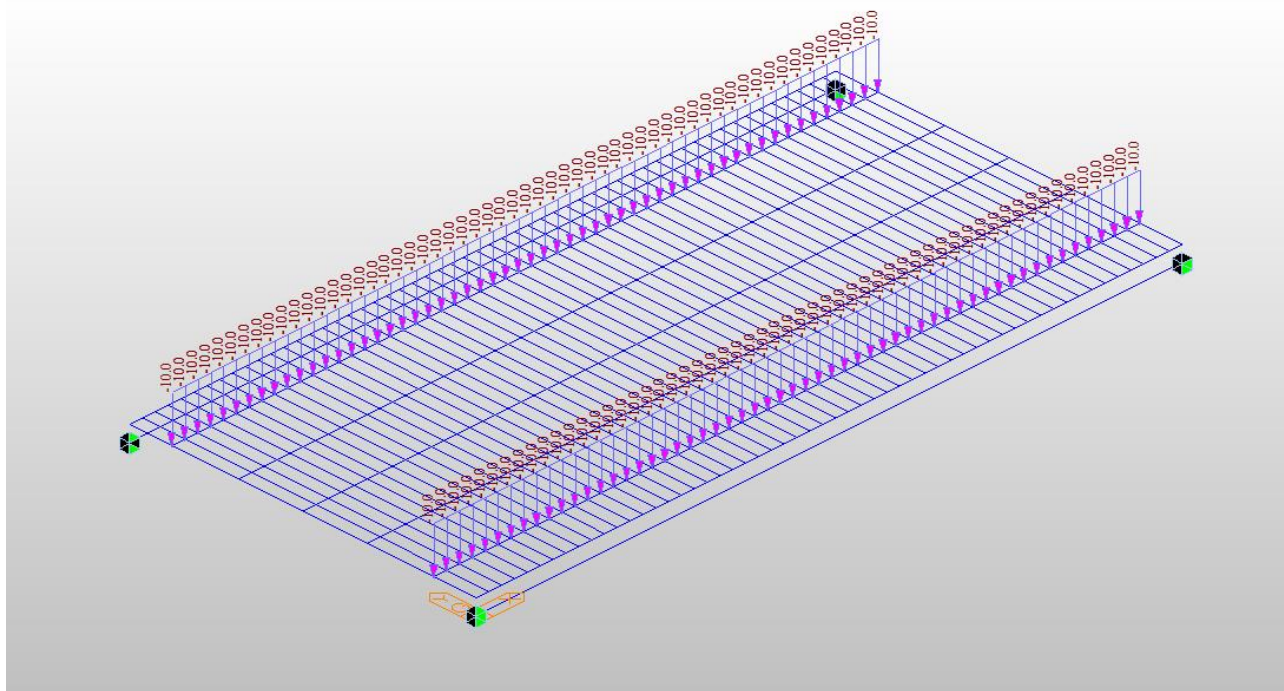
#### 4.5.6. Assegnazione dei carichi all'interno del modello

Di seguito viene riportata in maniera grafica l'assegnazione di alcuni carichi principali all'interno del modello agli elementi finiti.

*Carichi permanenti portati:*



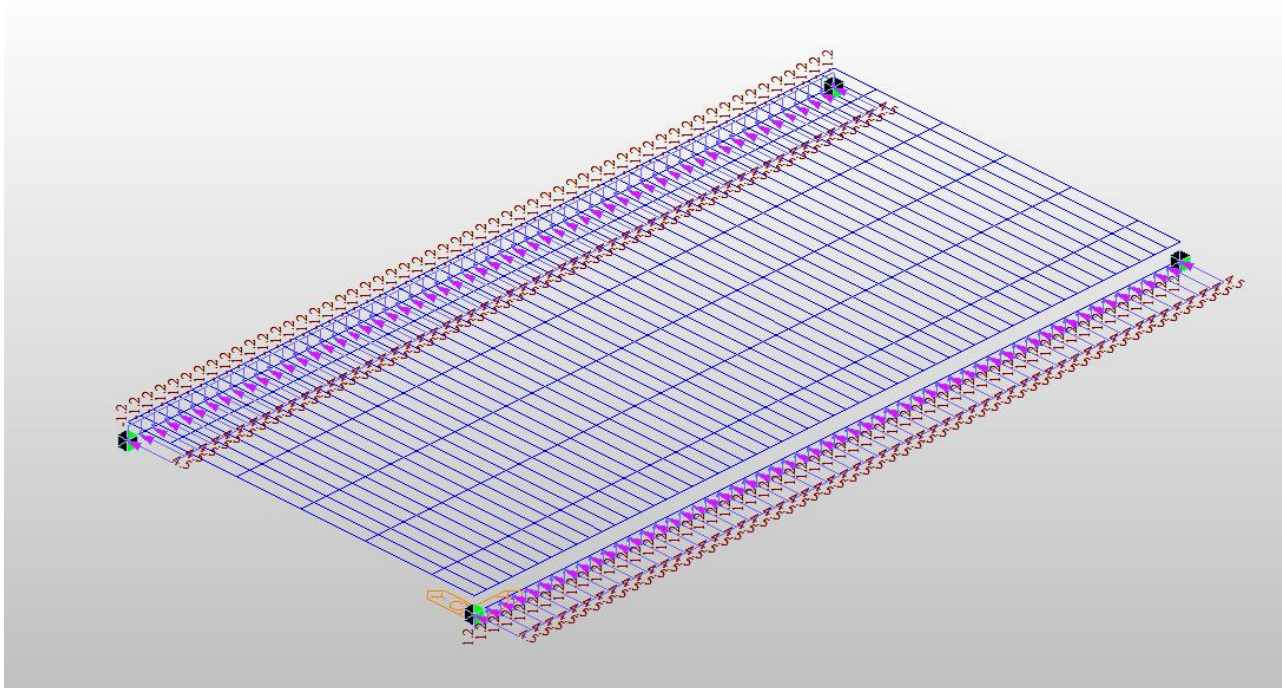
*Impianti e muretti paraballast :*



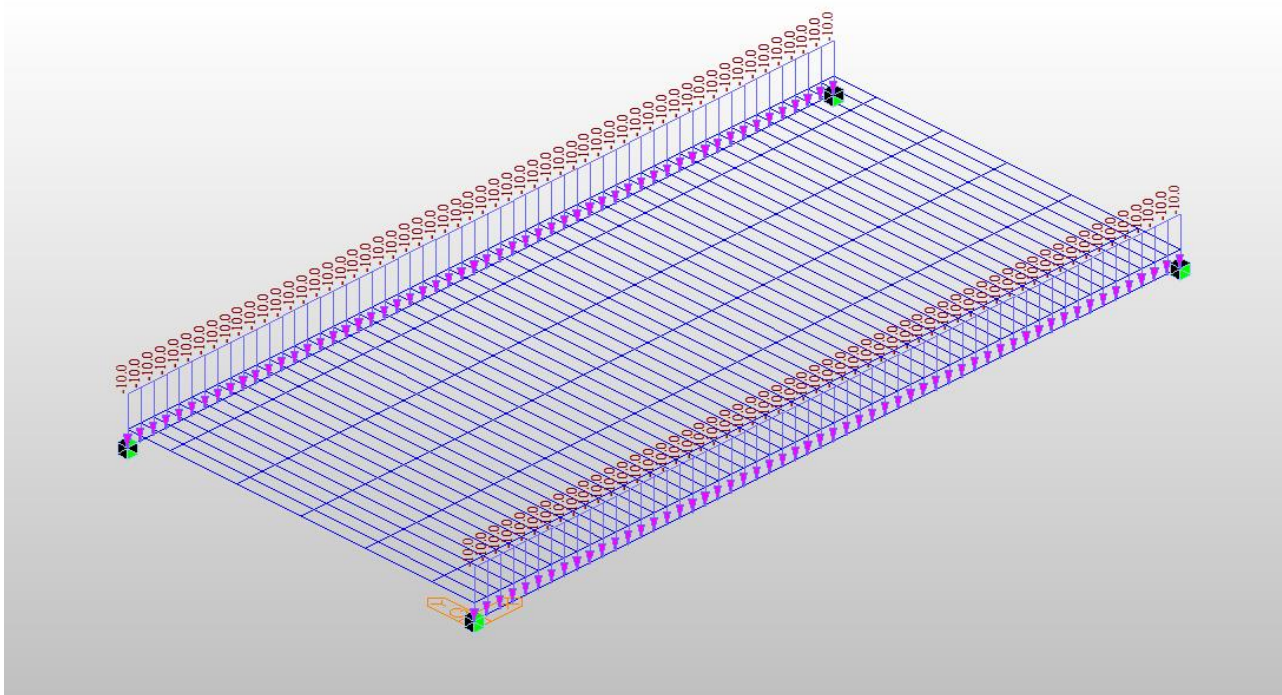
Mandataria

Mandanti

Vento WY :



Barriera antirumore :



Mandataria


**TECH PROJECT**  
 ingegneria integrata ©


 Quality Engineering

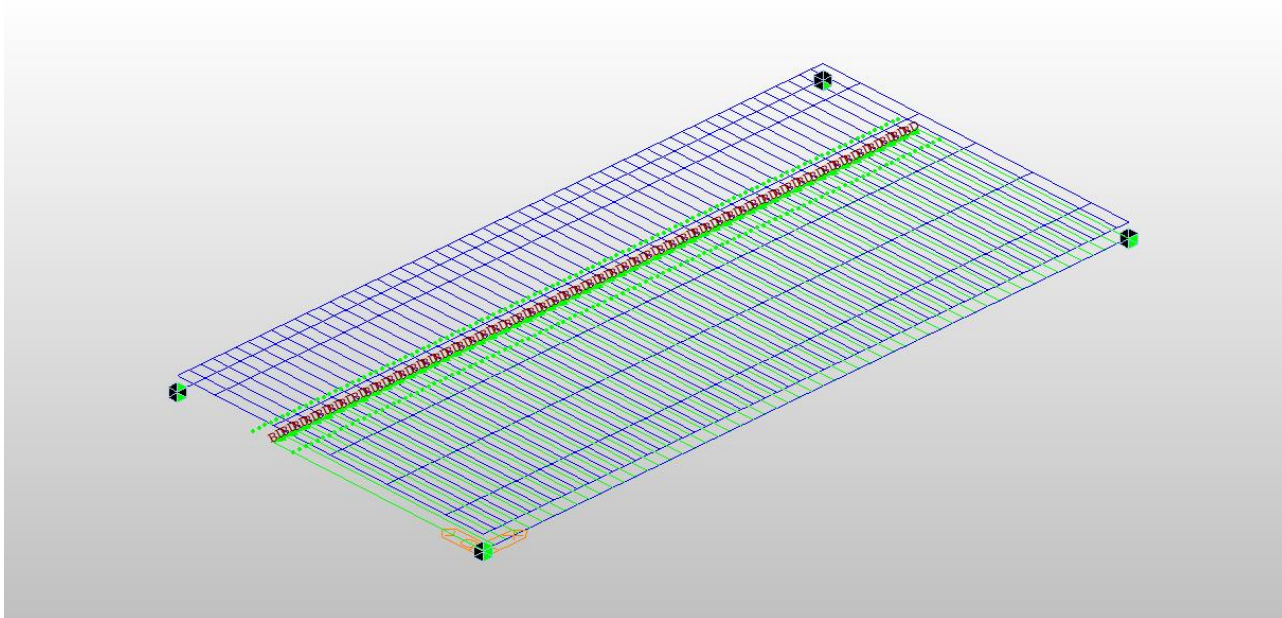
Mandanti


**SGI** STUDIO GEOTECNICO ITALIANO srl  
Ingegneria geotecnica - Ingegneria idraulica - Ingegneria ambientale - geologia applicata

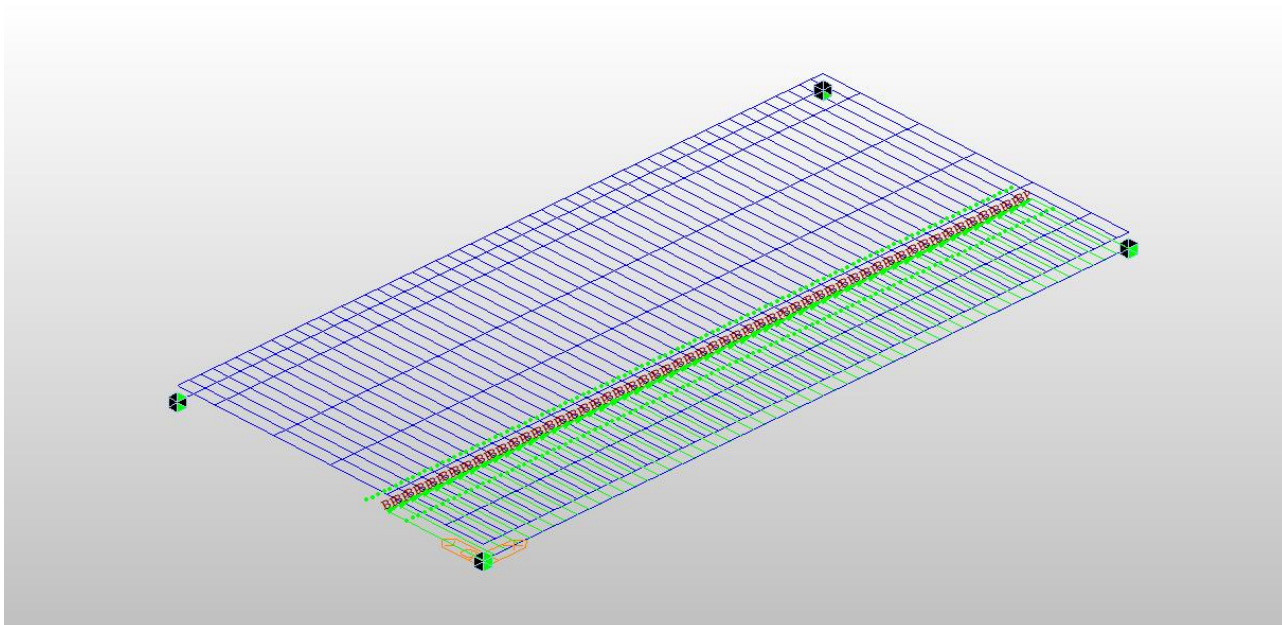

**ambiente**  
 ingegneria ambientale e laboratori

Pag.  
 45

*Linea di carico Azioni Mobili LM71 e SW2 binario dispari:*



*Linea di carico Azioni Mobili LM71 e SW2 binario pari:*



Mandataria

Mandanti

#### 4.5.7. Analisi dinamica

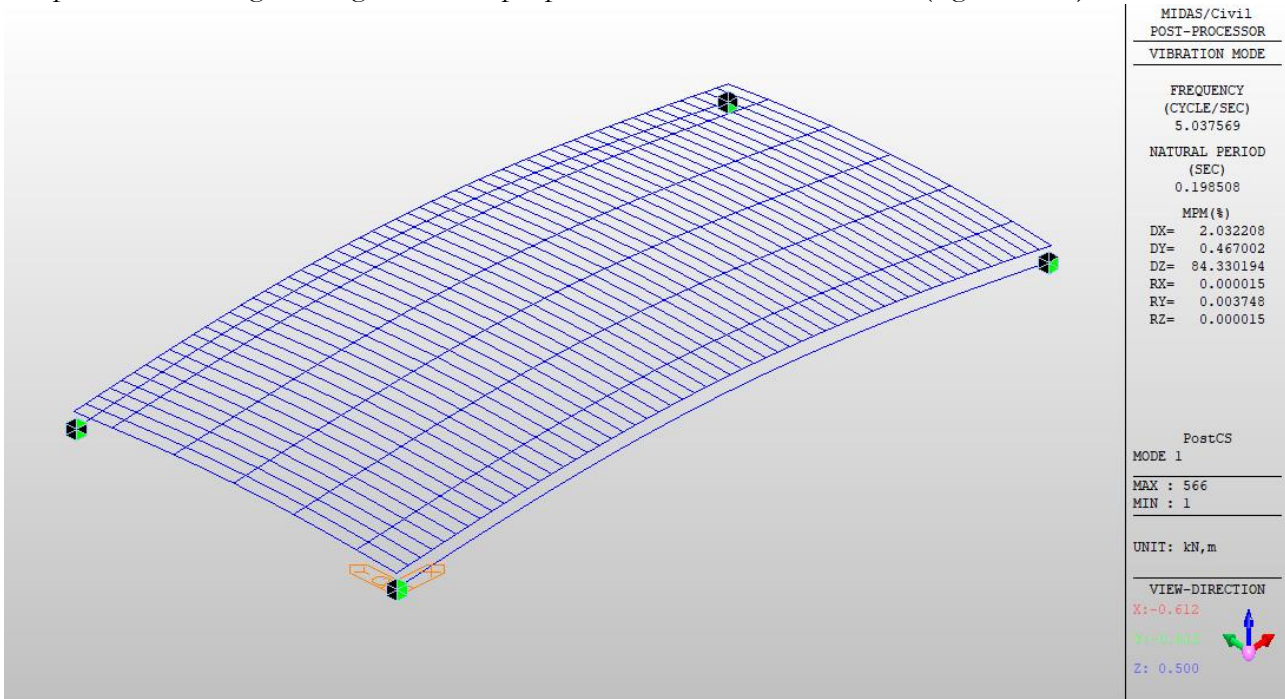
La risposta sismica della struttura è stata studiata anche attraverso l'analisi dinamica lineare. La normativa a tal proposito definisce quella che è la procedura da seguire per tale analisi:

- determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale)
- calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati
- combinazione di questi effetti

La procedura qui esposta è stata eseguita interamente utilizzando il modello Midas Civil già descritto nel precedente capitolo. Primo passo precedente all'analisi modale è stato quello di andare a definire quelle che sono le masse modali: la massa considerata nel modello di calcolo è composta dai carichi permanenti del ponte dai pesi permanenti portati, inoltre con riferimento alla condizione quasi permanente dei carichi è stato considerato anche il 20% della massa del carico verticale da traffico ferroviario.

##### 4.5.7.1. Analisi modale

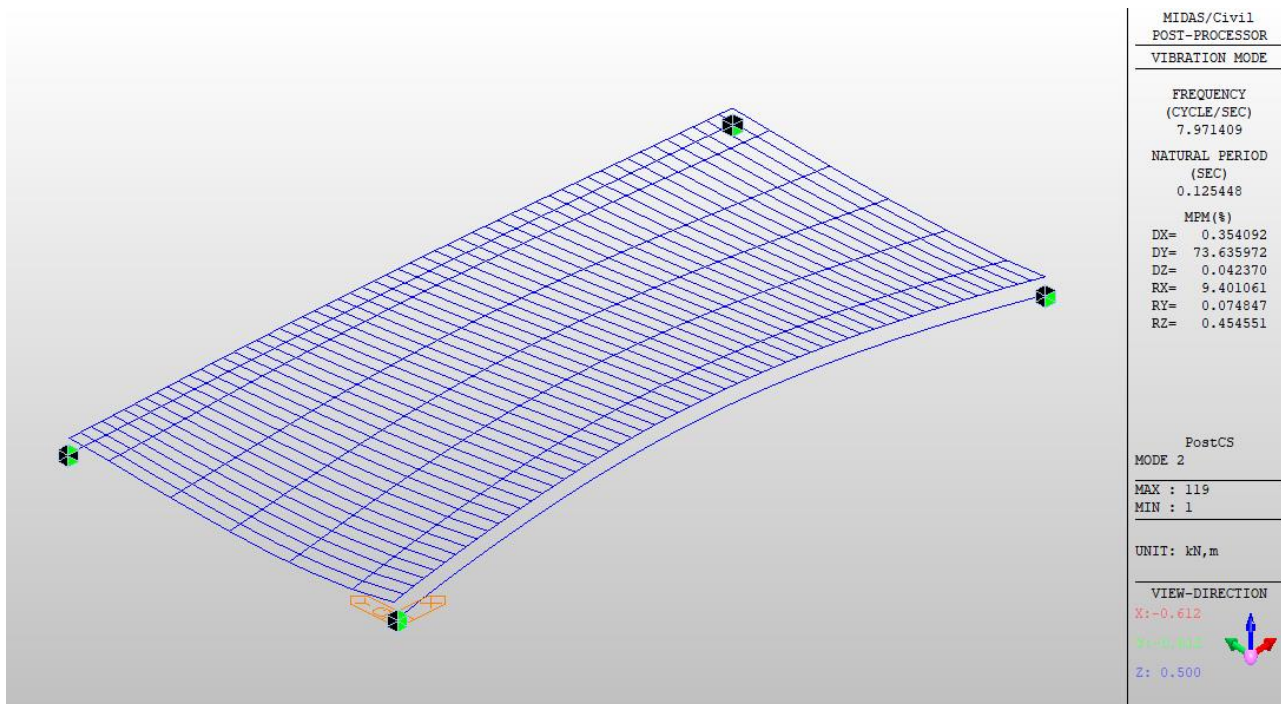
Si riportano nelle seguenti figure i modi propri caratteristici della struttura (eigenmodes):



ModeShape1

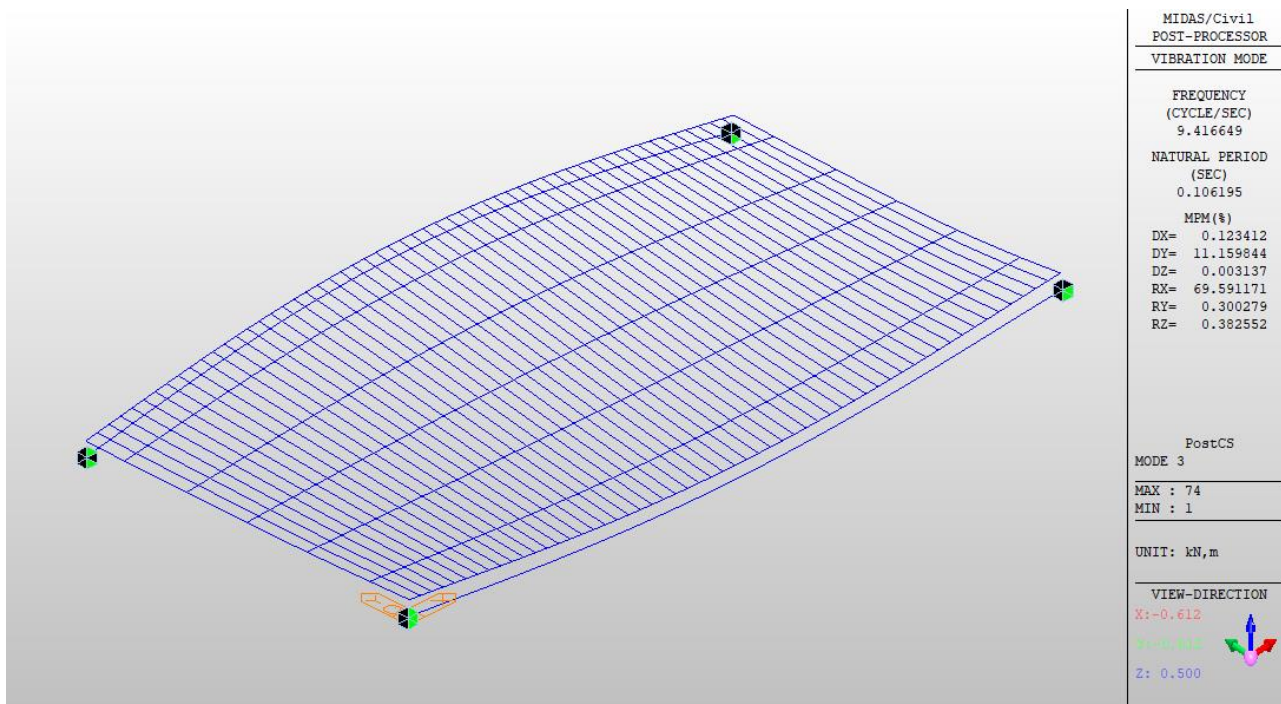
Primo modo proprio –  $T=0.198508$  s ( $f=5.037569$  Hz) – vista tridimensionale





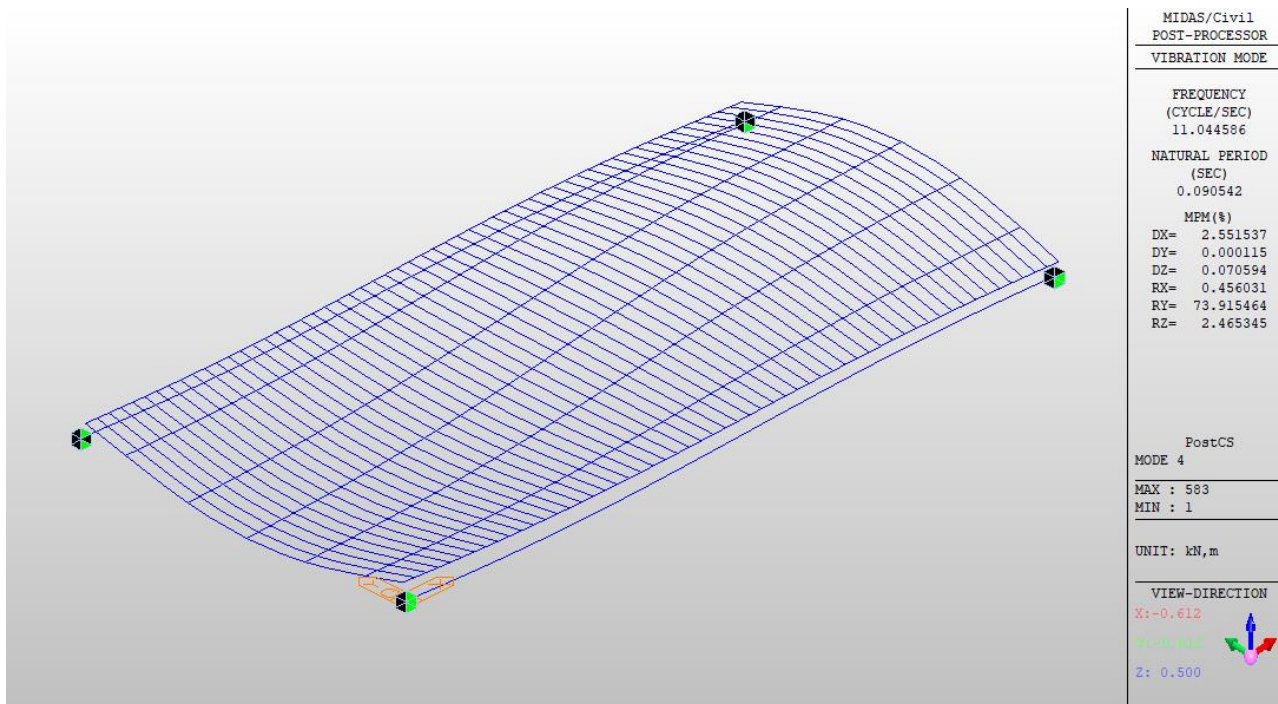
ModeShape2

Secondo modo proprio –  $T=0.125448$  s ( $f=7.971409$  Hz) – vista tridimensionale



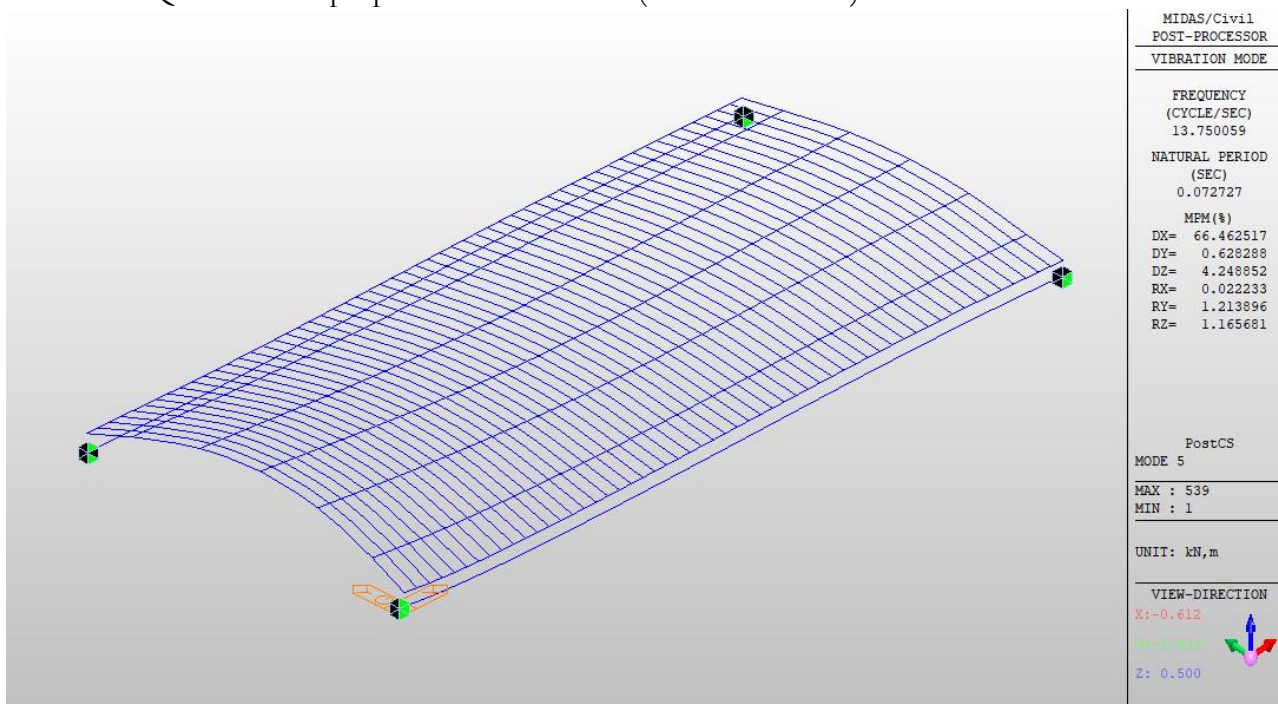
ModeShape3

Terzo modo proprio –  $T=0.106195$  s ( $f=9.416649$  Hz) – vista tridimensionale



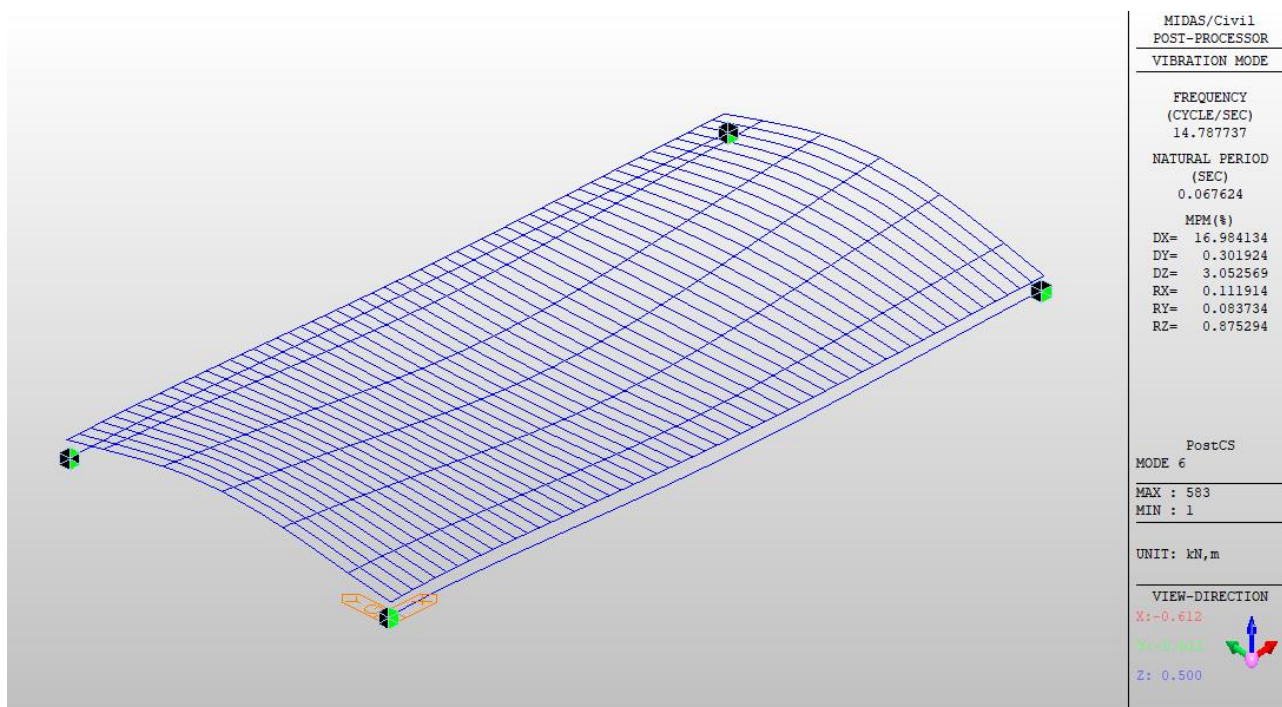
ModeShape4

Quarto modo proprio –  $T=0.090542$  s ( $f=11.044586$  Hz) – vista tridimensionale



ModeShape5

Quinto modo proprio –  $T=0.072727$  s ( $f=13.750059$  Hz) – vista tridimensionale



ModeShape6

Sesto modo proprio –  $T=0,067624$  s ( $f=14.787737$  Hz) – vista tridimensionale

Di seguito si riportano i periodi dei modi di vibrare fino al cinquantesimo modo e le rispettive masse partecipanti nelle tre direzioni. Per un'analisi sismica di questo tipo si devono considerare tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% (NTC2018- paragrafo 7.3.3.1).

EIGENVALUE ANALYSIS				
Mode No	Frequency		Period (sec)	Tolerance
	(rad/sec)	(cycle/sec)		
1	31.651980	5.037569	0.198508	2,27E-12
2	50.085.842	7.971.409	0.125448	3,63E-12
3	59.166554	9.416649	0.106195	0.0000e+000
4	69.395178	11.044586	0.090542	1,89E-12
5	86.394166	13.750059	0.072727	0.0000e+000
6	92.914089	14.787737	0.067624	2,11E-12
7	121.545157	19.344513	0.051694	3,69E-12
8	140.876894	22.421254	0.044601	5,50E-12
9	148.497534	23.634117	0.042312	3,30E-12
10	162.555839	25.871565	0.038652	0.0000e+000
11	184.800217	29.411868	0.034000	2,13E-12

12	201.377212	32.050179	0.031201	3,59E-12
13	218.302674	34.743950	0.028782	1,53E-12
14	239.850899	38.173456	0.026196	0.0000e+000
15	253.712063	40.379529	0.024765	6,78E-12
16	269.633120	42.913444	0.023303	2,00E-12
17	285.173626	45.386792	0.022033	1,79E-12
18	294.362860	46.849304	0.021345	0.0000e+000
19	321.111779	51.106527	0.019567	1,41E-12
20	327.313860	52.093619	0.019196	0.0000e+000
21	342.893821	54.573247	0.018324	2,48E-12
22	352.776482	56.146121	0.017811	2,34E-12
23	370.980965	59.043454	0.016937	4,23E-12
24	379.317205	60.370208	0.016564	2,02E-12
25	385.133157	61.295846	0.016314	7,85E-12
26	398.459194	63.416750	0.015769	5,50E-12
27	408.635498	65.036359	0.015376	1,74E-12
28	433.648066	69.017233	0.014489	6,19E-12
29	444.665370	70.770692	0.014130	1,47E-12
30	452.646921	72.040995	0.013881	7,10E-12
31	488.107706	77.684754	0.012873	3,66E-12
32	501.825947	79.868080	0.012521	0.0000e+000
33	509.987987	81.167109	0.012320	4,48E-12
34	512.583588	81.580212	0.012258	2,22E-12
35	524.086425	83.410945	0.011989	1,06E-11
36	533.469012	84.904230	0.011778	0.0000e+000
37	548.885549	87.357848	0.011447	1,93E-12
38	554.003735	88.172433	0.011341	5,69E-12
39	567.371082	90.299912	0.011074	0.0000e+000
40	570.320987	90.769404	0.011017	1,79E-12
41	573.962207	91.348922	0.010947	1,77E-12
42	576.993296	91.831335	0.010890	1,75E-12
43	605.802451	96.416455	0.010372	7,93E-12
44	610.893259	97.226682	0.010285	1,56E-11
45	618.623154	98.456933	0.010157	1,11E-10
46	629.914976	100.254082	0.009975	1,17E-11
47	634.439369	100.974162	0.009904	1,45E-12
48	638.141769	101.563417	0.009846	9,29E-11
49	650.174452	103.478478	0.009664	9,74E-08
50	662.859772	105.497409	0.009479	1,31E-07

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT

Mandataria

Mandanti

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	2.03	2.03	0.47	0.47	84.33	84.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.35	2.39	73.64	74.10	0.04	84.37	9.40	9.40	0.07	0.08	0.45	0.45
3	0.12	2.51	11.16	85.26	0.00	84.38	69.59	78.99	0.30	0.38	0.38	0.84
4	2.55	5.06	0.00	85.26	0.07	84.45	0.46	79.45	73.92	74.29	2.47	3.30
5	66.46	71.52	0.63	85.89	4.25	88.70	0.02	79.47	1.21	75.51	1.17	4.47
6	16.98	88.51	0.30	86.19	3.05	91.75	0.11	79.58	0.08	75.59	0.88	5.34
7	1.47	89.98	0.03	86.22	0.00	91.75	0.10	79.69	1.56	77.16	62.58	67.92
8	0.03	90.02	0.00	86.23	0.00	91.75	0.01	79.70	1.18	78.34	8.31	76.23
9	0.91	90.93	0.00	86.23	2.65	94.40	0.00	79.70	0.00	78.34	0.03	76.27
10	0.02	90.94	0.07	86.30	0.00	94.40	0.19	79.89	0.10	78.44	0.08	76.35
11	0.00	90.95	0.09	86.39	0.00	94.40	0.29	80.18	0.00	78.44	6.79	83.14
12	0.00	90.95	1.24	87.63	0.02	94.42	0.00	80.19	0.00	78.44	0.00	83.14
13	0.01	90.95	8.61	96.24	0.18	94.60	0.23	80.42	0.00	78.44	0.02	83.16
14	1.46	92.41	0.07	96.32	0.04	94.64	0.04	80.46	5.96	84.40	0.00	83.16
15	0.01	92.41	0.42	96.74	0.00	94.65	9.61	90.07	0.07	84.47	0.05	83.21
16	4.53	96.94	0.10	96.84	0.08	94.72	0.03	90.10	3.99	88.46	0.00	83.22
17	0.01	96.95	0.00	96.84	0.00	94.72	0.00	90.10	0.34	88.80	0.16	83.38
18	0.00	96.95	0.00	96.85	0.00	94.72	0.00	90.11	0.02	88.82	0.67	84.05
19	0.03	96.98	0.04	96.89	0.00	94.72	0.00	90.11	0.10	88.92	8.90	92.95
20	0.02	97.00	0.12	97.01	0.00	94.73	0.22	90.32	0.03	88.95	1.75	94.70
21	0.00	97.01	0.04	97.05	0.00	94.73	0.50	90.83	0.01	88.96	0.02	94.72
22	0.18	97.19	0.00	97.05	0.02	94.74	0.00	90.83	0.02	88.98	0.03	94.75
23	0.00	97.19	0.17	97.22	0.00	94.74	0.52	91.35	0.00	88.98	0.00	94.75
24	0.00	97.19	0.02	97.24	0.00	94.74	0.01	91.36	0.00	88.98	0.01	94.77
25	0.01	97.20	0.00	97.24	0.04	94.78	0.00	91.36	0.00	88.98	0.00	94.77
26	0.00	97.20	0.01	97.25	0.00	94.78	0.01	91.37	0.00	88.98	0.49	95.25
27	0.04	97.24	0.03	97.28	2.13	96.92	0.00	91.37	0.00	88.99	0.00	95.25
28	0.00	97.24	1.23	98.51	0.07	96.99	0.06	91.44	0.00	88.99	0.02	95.27
29	0.00	97.25	0.00	98.51	0.00	96.99	0.00	91.44	0.00	89.00	0.24	95.51
30	0.19	97.44	0.32	98.83	0.18	97.17	0.02	91.46	0.00	89.00	0.00	95.51
31	0.39	97.83	0.00	98.83	0.02	97.18	0.00	91.46	0.01	89.00	0.00	95.51
32	0.00	97.83	0.00	98.83	0.00	97.18	0.00	91.46	0.04	89.05	0.00	95.51
33	0.00	97.83	0.03	98.86	0.00	97.18	0.84	92.30	0.02	89.06	0.00	95.51
34	0.00	97.83	0.01	98.86	0.00	97.18	0.25	92.55	0.07	89.13	0.00	95.52
35	0.00	97.84	0.00	98.86	0.00	97.18	0.01	92.56	2.88	92.02	0.00	95.52
36	0.00	97.84	0.01	98.87	0.00	97.18	1.45	94.01	0.04	92.06	0.01	95.53
37	0.00	97.84	0.00	98.87	0.00	97.18	0.00	94.01	0.00	92.06	0.00	95.53
38	0.00	97.84	0.00	98.87	0.00	97.18	0.00	94.01	0.39	92.44	0.29	95.82
39	0.14	97.98	0.08	98.95	0.08	97.27	0.03	94.04	0.00	92.44	0.03	95.85

40	0.10	98.07	0.00	98.95	0.00	97.27	0.14	94.18	0.09	92.54	0.37	96.22
41	0.04	98.11	0.05	99.00	0.01	97.28	0.33	94.50	0.05	92.58	0.43	96.65
42	0.07	98.18	0.01	99.00	0.00	97.28	0.08	94.58	0.47	93.06	0.27	96.91
43	0.00	98.19	0.08	99.08	0.45	97.73	0.01	94.59	0.00	93.06	0.00	96.91
44	0.00	98.19	0.00	99.08	0.00	97.73	0.00	94.60	0.05	93.11	0.00	96.91
45	0.00	98.19	0.00	99.08	0.00	97.73	0.00	94.60	0.09	93.20	0.35	97.26
46	0.00	98.19	0.00	99.09	0.01	97.74	0.00	94.60	0.00	93.20	0.00	97.26
47	0.00	98.19	0.00	99.09	0.00	97.74	0.00	94.60	0.00	93.20	0.00	97.26
48	0.00	98.19	0.00	99.09	0.00	97.74	0.00	94.60	0.00	93.20	0.00	97.26
49	0.13	98.32	0.00	99.09	0.00	97.74	0.00	94.60	0.03	93.23	0.00	97.27
50	0.01	98.33	0.00	99.09	0.00	97.74	0.00	94.60	0.00	93.23	0.03	97.30
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
1	14.95	14.95	3.43	3.43	618.97	618.97	0.00	0.00	1.12	1.12	0.01	0.01
2	2.60	17.55	541.58	545.02	0.31	619.28	808.44	808.44	22.33	23.45	175.38	175.39
3	0.91	18.46	82.08	627.10	0.02	619.31	5984.43	6792.86	89.59	113.03	147.60	322.99
4	18.77	37.22	0.00	627.10	0.52	619.82	39.22	6832.08	22051.98	22165.02	951.22	1274.22
5	488.82	526.05	4.62	631.72	31.19	651.01	1.91	6833.99	362.15	22527.17	449.76	1723.98
6	124.92	650.96	2.22	633.94	22.41	673.42	9.62	6843.62	24.98	22552.15	337.72	2061.70
7	10.84	661.80	0.23	634.17	0.01	673.43	8.83	6852.44	466.65	23018.81	24144.26	26205.96
8	0.25	662.05	0.03	634.19	0.02	673.45	1.05	6853.50	352.86	23371.66	3207.84	29413.80
9	6.72	668.77	0.00	634.19	19.42	692.87	0.00	6853.50	0.02	23371.68	13.06	29426.86
10	0.12	668.89	0.49	634.69	0.03	692.90	16.66	6870.15	29.09	23400.78	31.08	29457.93
11	0.00	668.89	0.67	635.36	0.01	692.91	24.95	6895.10	0.05	23400.83	2620.55	32078.48
12	0.00	668.89	9.15	644.51	0.13	693.03	0.43	6895.53	0.00	23400.83	0.11	32078.59
13	0.06	668.95	63.35	707.86	1.35	694.39	20.19	6915.72	1.14	23401.97	8.27	32086.86
14	10.70	679.65	0.55	708.41	0.27	694.66	3.11	6918.83	1778.96	25180.92	0.55	32087.41
15	0.04	679.69	3.12	711.53	0.03	694.69	826.69	7745.52	20.49	25201.41	19.37	32106.78
16	33.29	712.98	0.75	712.28	0.57	695.27	2.91	7748.43	1190.11	26391.53	1.47	32108.25
17	0.05	713.03	0.00	712.28	0.00	695.27	0.04	7748.47	101.14	26492.66	61.08	32169.32
18	0.03	713.07	0.00	712.28	0.00	695.27	0.11	7748.58	6.27	26498.93	258.96	32428.28
19	0.19	713.26	0.33	712.61	0.00	695.27	0.04	7748.62	29.34	26528.28	3435.26	35863.55
20	0.17	713.43	0.86	713.47	0.01	695.28	18.78	7767.39	9.45	26537.72	674.91	36538.46
21	0.04	713.46	0.32	713.80	0.00	695.28	43.38	7810.77	2.60	26540.33	9.35	36547.81
22	1.36	714.82	0.01	713.80	0.13	695.40	0.01	7810.78	7.00	26547.33	11.06	36558.86
23	0.03	714.85	1.22	715.03	0.00	695.41	44.85	7855.63	0.12	26547.45	0.25	36559.12
24	0.00	714.85	0.17	715.20	0.00	695.41	0.72	7856.35	0.07	26547.52	4.94	36564.05
25	0.06	714.91	0.00	715.20	0.28	695.69	0.04	7856.39	0.24	26547.76	0.18	36564.23
26	0.00	714.91	0.06	715.26	0.00	695.69	1.12	7857.51	0.02	26547.78	187.97	36752.20
27	0.29	715.20	0.20	715.46	15.66	711.35	0.02	7857.53	1.46	26549.24	0.03	36752.23
28	0.02	715.22	9.06	724.52	0.53	711.88	5.57	7863.10	1.29	26550.53	7.17	36759.40

29	0.01	715.23	0.03	724.55	0.01	711.89	0.02	7863.12	0.36	26550.90	92.77	36852.17
30	1.42	716.65	2.33	726.88	1.29	713.18	1.62	7864.74	0.67	26551.57	0.07	36852.24
31	2.86	719.51	0.00	726.88	0.13	713.32	0.00	7864.74	2.02	26553.59	0.67	36852.90
32	0.03	719.54	0.00	726.88	0.00	713.32	0.01	7864.74	12.52	26566.11	0.00	36852.90
33	0.00	719.54	0.19	727.07	0.00	713.32	72.59	7937.34	4.68	26570.79	0.36	36853.26
34	0.00	719.54	0.05	727.12	0.00	713.32	21.25	7958.58	21.65	26592.44	1.74	36855.01
35	0.03	719.57	0.00	727.12	0.00	713.32	0.85	7959.43	859.94	27452.38	0.07	36855.08
36	0.00	719.58	0.06	727.18	0.00	713.32	125.08	8084.52	11.71	27464.08	5.49	36860.57
37	0.00	719.58	0.00	727.18	0.00	713.32	0.00	8084.52	0.33	27464.42	0.11	36860.68
38	0.01	719.59	0.00	727.18	0.00	713.32	0.06	8084.58	115.10	27579.52	110.74	36971.42
39	1.02	720.60	0.56	727.74	0.61	713.94	2.49	8087.07	0.00	27579.52	10.85	36982.28
40	0.72	721.32	0.03	727.77	0.01	713.95	11.77	8098.84	27.80	27607.32	142.15	37124.43
41	0.27	721.59	0.34	728.11	0.05	713.99	27.99	8126.83	13.52	27620.84	166.21	37290.64
42	0.54	722.13	0.04	728.15	0.03	714.03	6.85	8133.68	141.38	27762.22	102.57	37393.21
43	0.02	722.15	0.59	728.74	3.27	717.30	0.70	8134.38	0.11	27762.33	0.13	37393.34
44	0.02	722.17	0.00	728.74	0.00	717.30	0.31	8134.69	14.97	27777.30	0.02	37393.36
45	0.02	722.19	0.01	728.75	0.02	717.32	0.07	8134.76	27.20	27804.50	134.70	37528.06
46	0.00	722.19	0.02	728.78	0.05	717.37	0.02	8134.78	0.00	27804.50	0.07	37528.13
47	0.00	722.19	0.00	728.78	0.00	717.37	0.00	8134.78	0.04	27804.55	0.00	37528.13
48	0.00	722.19	0.01	728.78	0.00	717.38	0.04	8134.82	0.00	27804.55	0.08	37528.21
49	0.96	723.16	0.00	728.79	0.00	717.38	0.00	8134.82	8.89	27813.44	1.75	37529.96
50	0.06	723.22	0.00	728.79	0.00	717.38	0.00	8134.82	0.80	27814.23	13.02	37542.97

#### 4.5.7.2. Definizione dello spettro di risposta

All'interno del programma è stato definito lo spettro di risposta della struttura, il quale è stato già caratterizzato e riportato all'interno del capitolo dell'analisi dei carichi. Lo spettro di risposta è assegnato tramite una function del tipo *respose spectrum*.

#### 4.5.7.3. Regole di combinazioni degli effetti

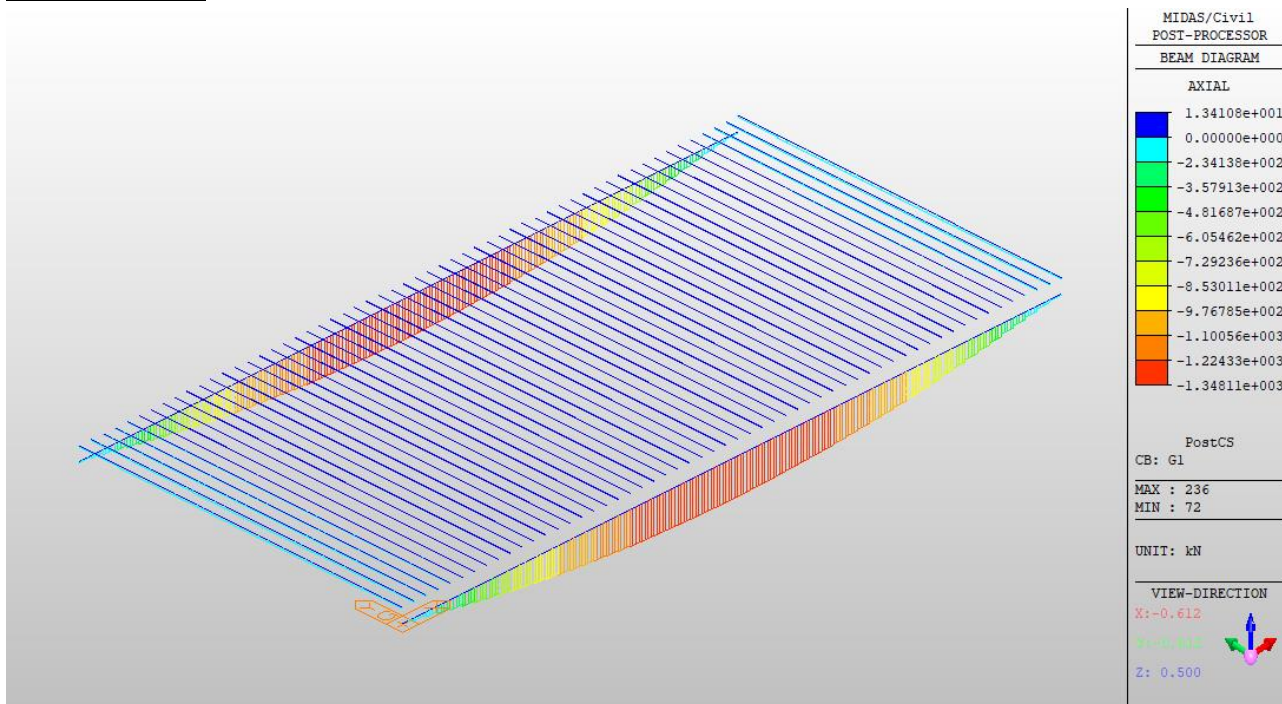
Si è definita in Midas Civil una combinazione degli effetti di tipo CQC relativi ai singoli modi per le tre direzioni.

## 4.6. Sollecitazioni

Di seguito si riportano a titolo di esempio alcuni diagrammi delle sollecitazioni degli elementi costituenti l'impalcato per varie condizioni di carico. Le sollecitazioni utilizzate nelle verifiche sono ottenute considerando l'effetto massimo delle combinazioni di carico sopra esposte.

### 4.6.1. Carichi permanenti

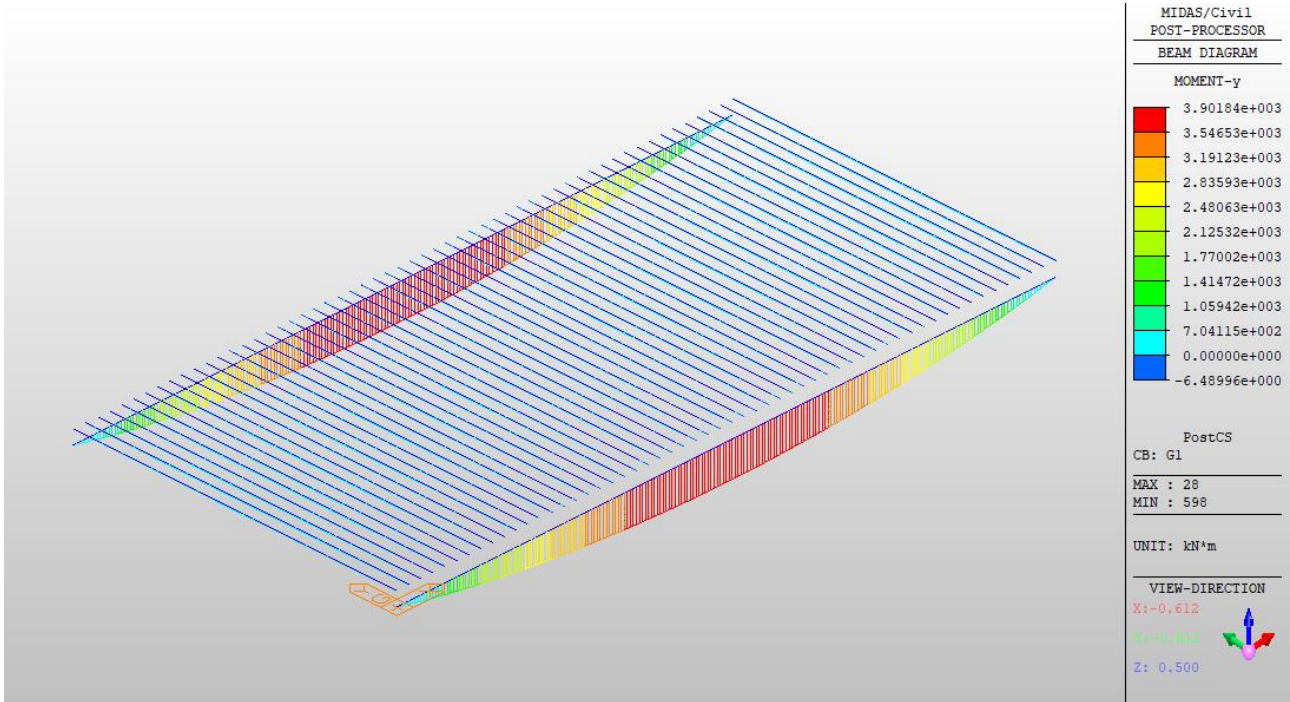
Sforzo normale:



BeamDiagNPermanenti



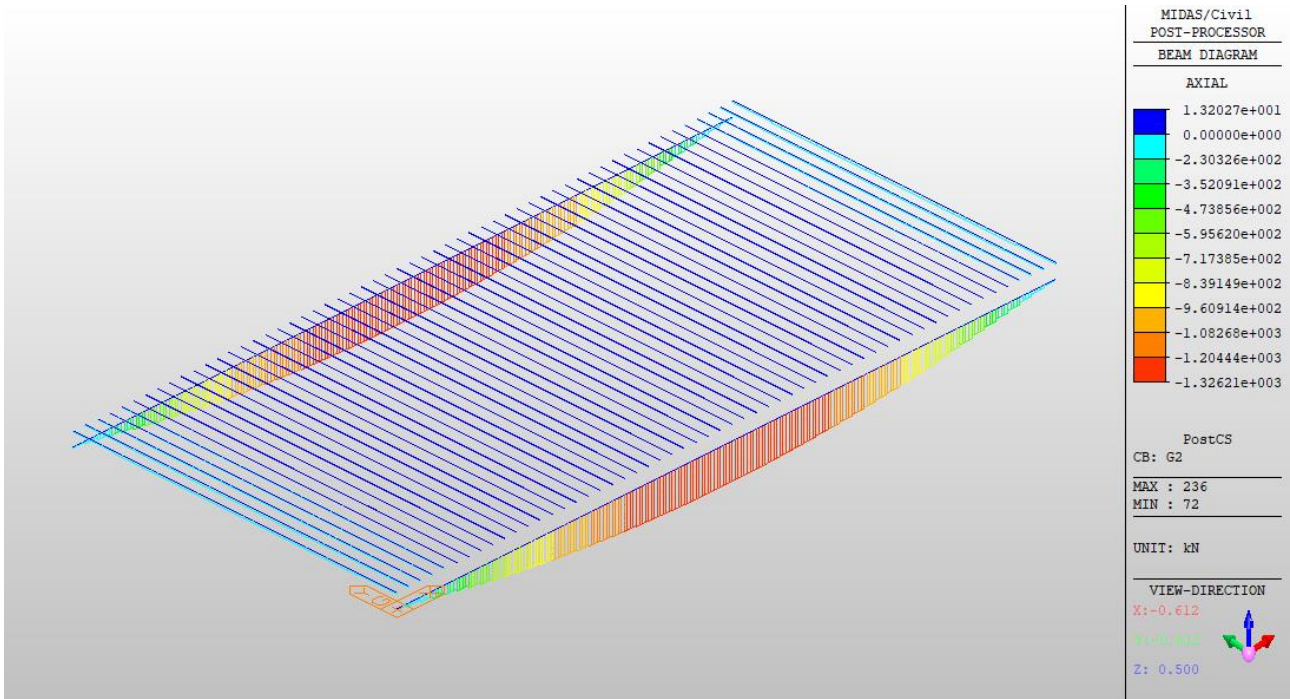
Momento flettente:



BeamDiagMyPermanenti

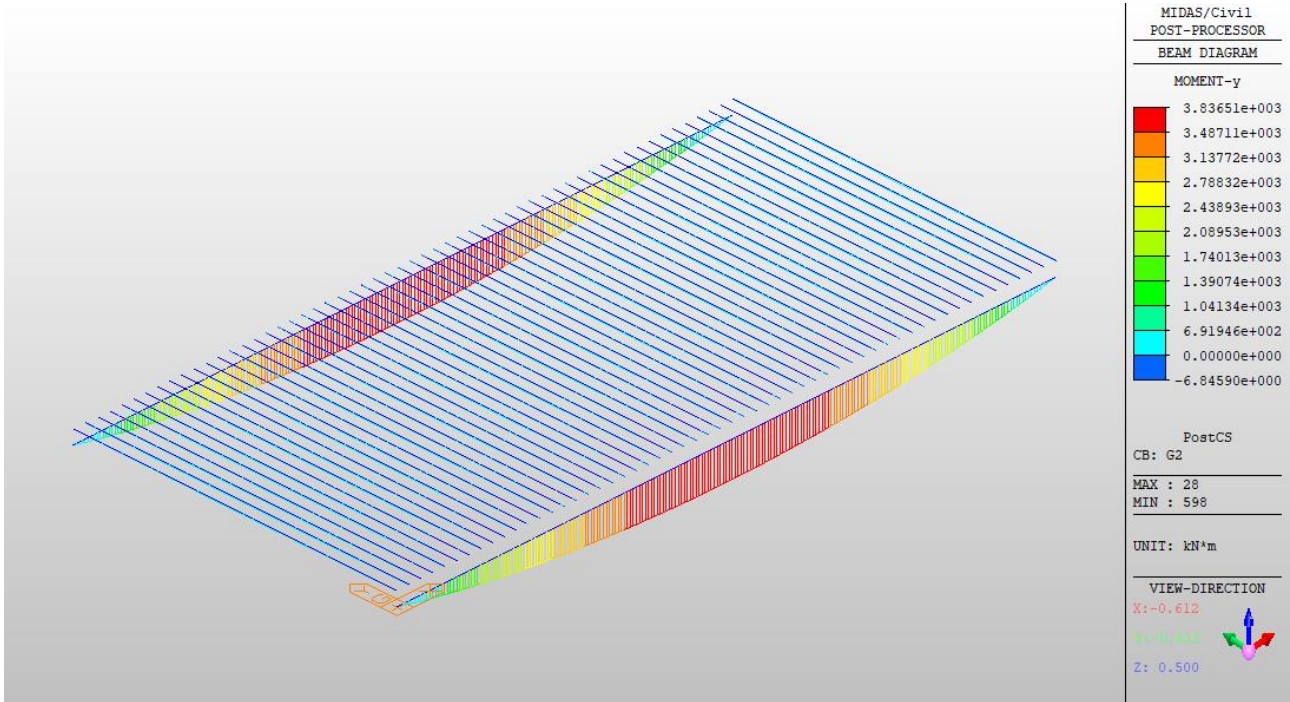
**4.6.2. Carichi permanenti portati**

Sforzo normale:



BeamDiagNpermanentiportati

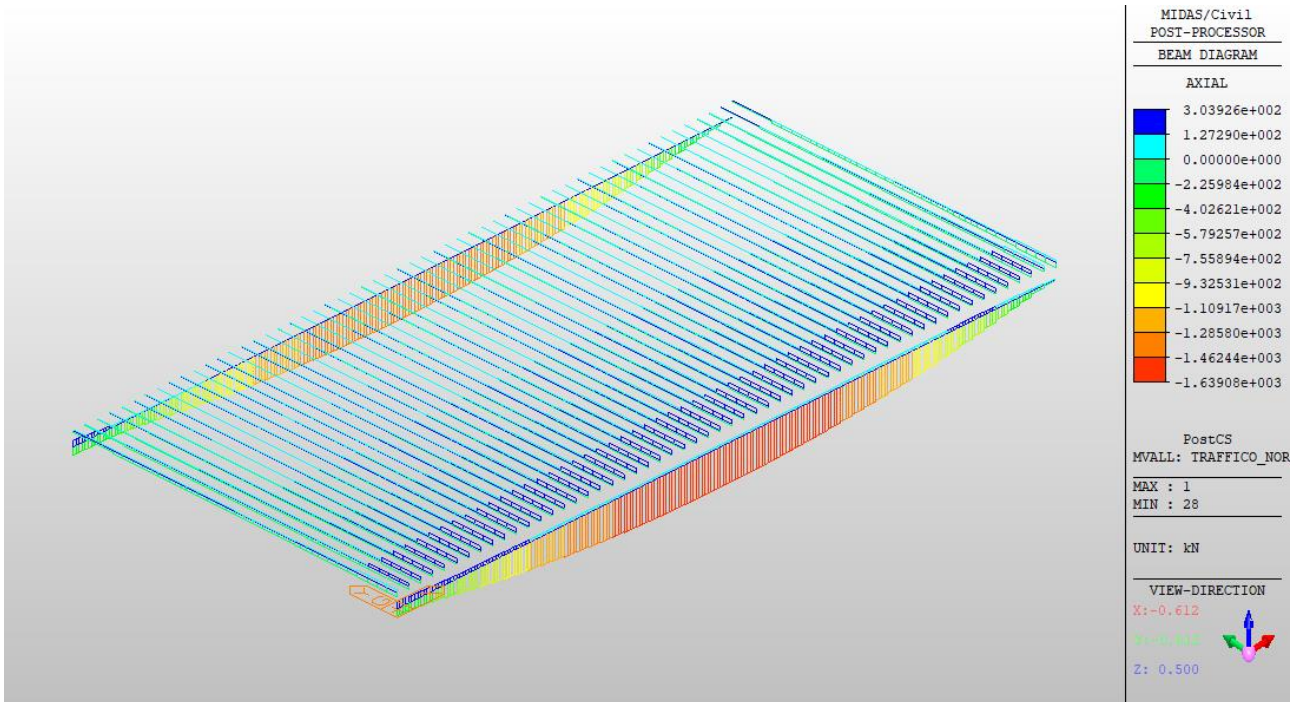
Momento flettente:



BeamDiagMyPermanentiportati

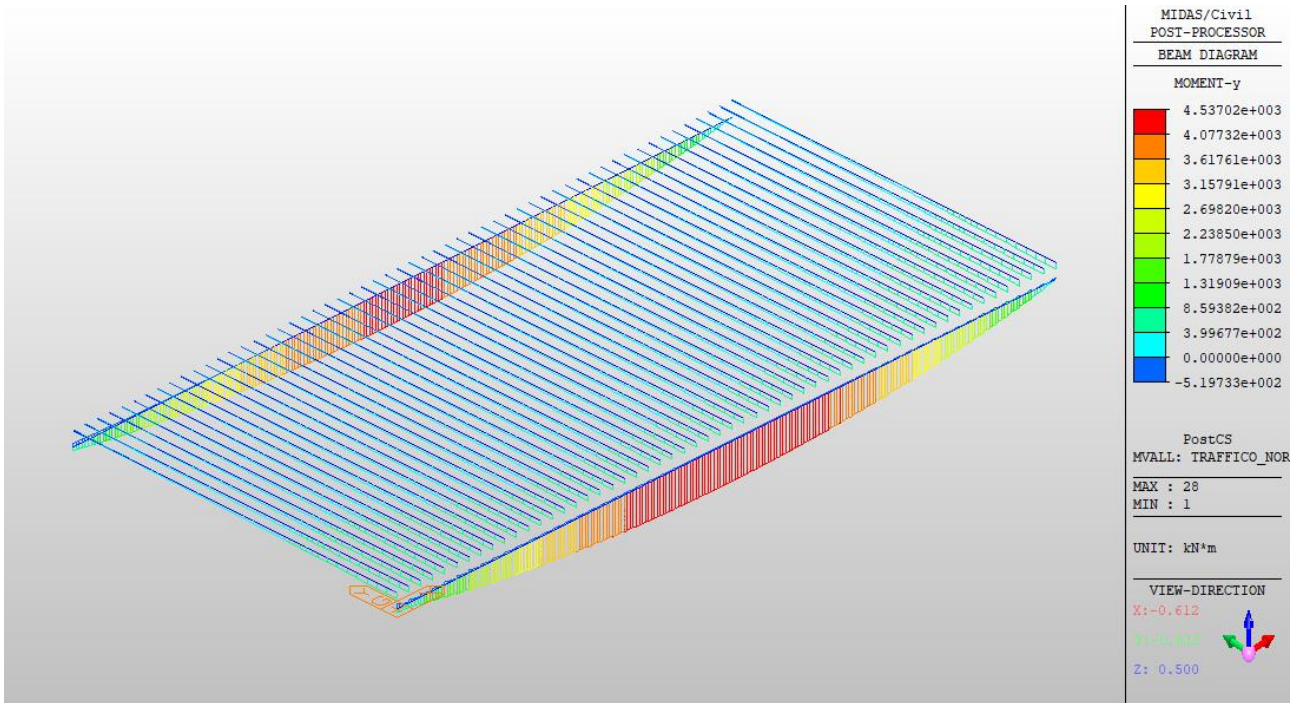
**4.6.3. Traffico normale caso 1**

Sforzo normale:



BeamDiagNtrafficonormaleC1

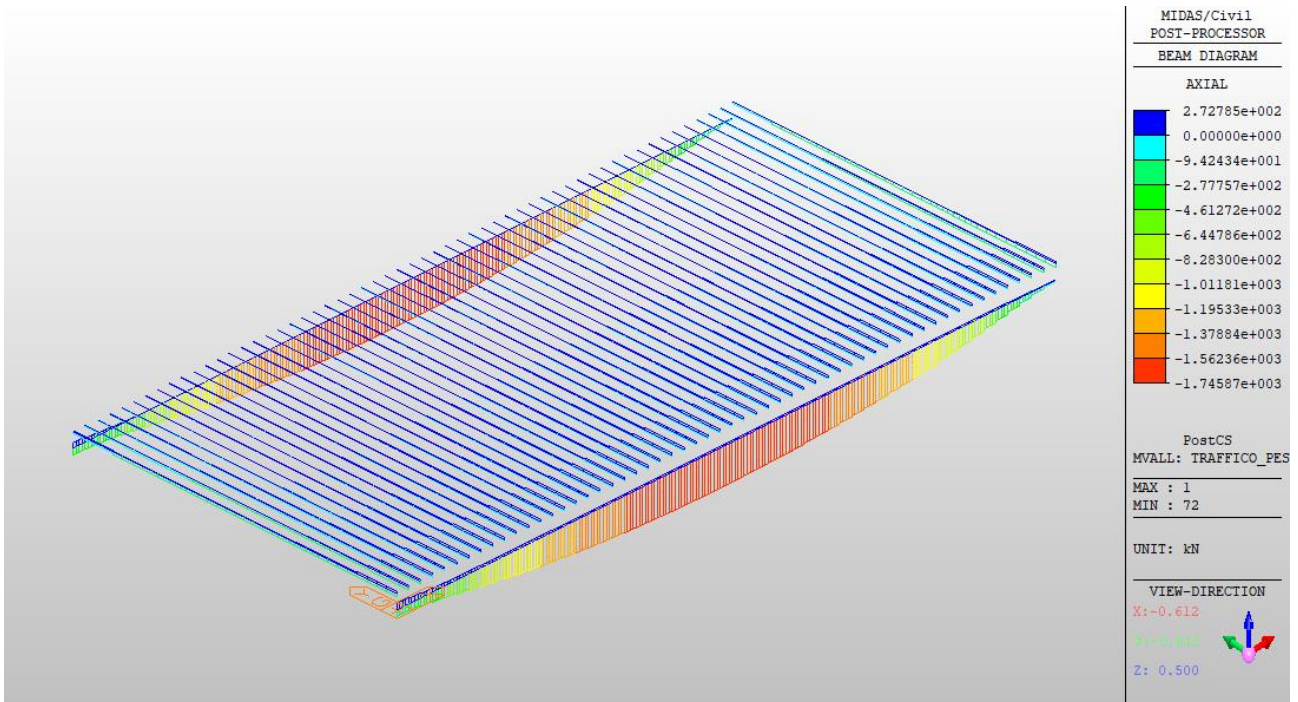
Momento flettente:



BeamDiagMytrafficonormaleC1

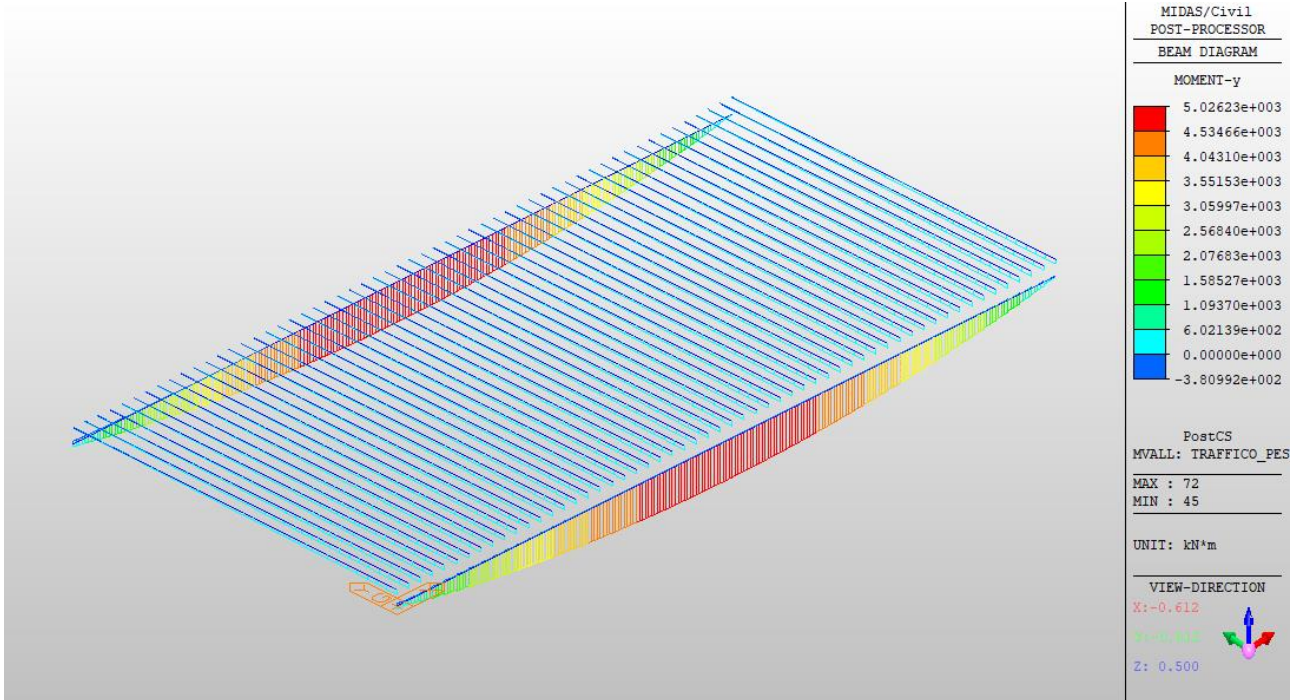
**4.6.4. Traffico pesante**

Sforzo normale:



BeamDiagNtraffico pesante

Momento flettente:



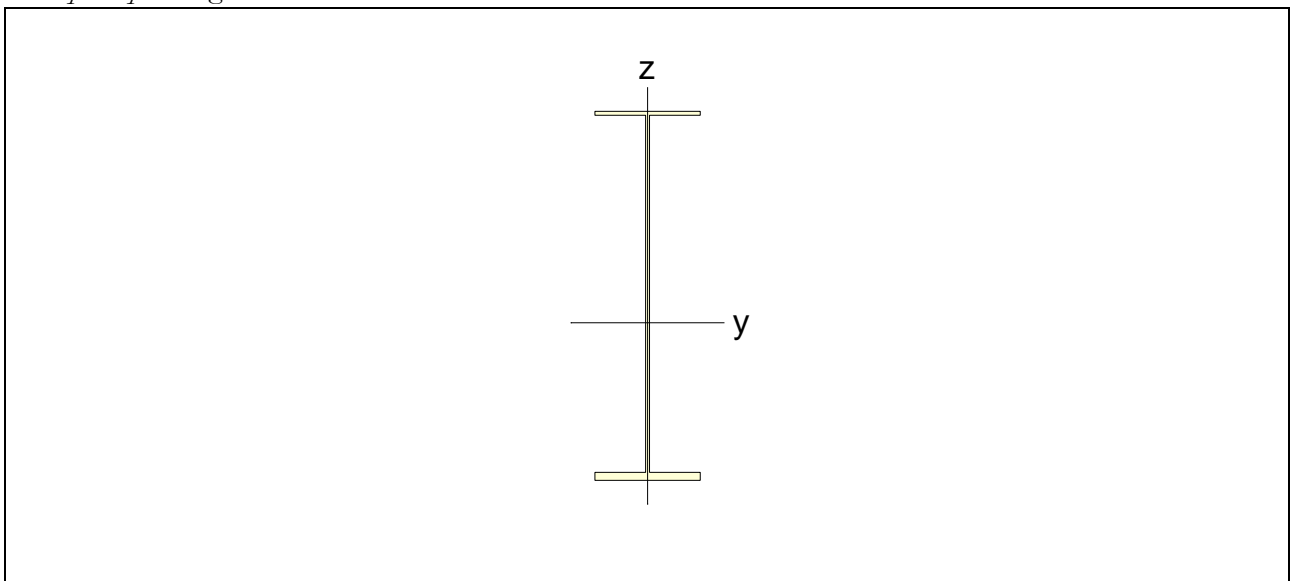
BeamDiagMytrafficoPesante

**4.7. VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI**

**4.7.1. Geometria e classificazione della sezione**

Si riporta di seguito la geometria e la classificazione delle sezioni.

*Travi principali longitudinali*



Mandataria

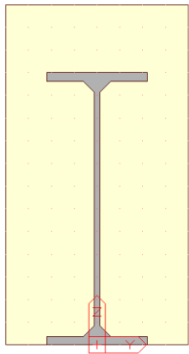


Mandanti



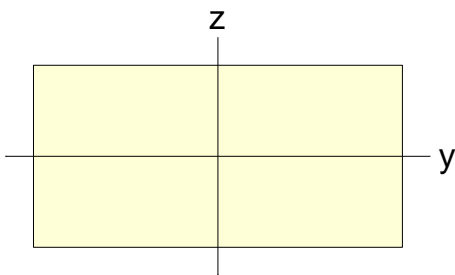
A (m <sup>2</sup> )	Asy (m <sup>2</sup> )	Asz (m <sup>2</sup> )	z (+) (m)	z (-) (m)
0.153	0.060	0.084	1.604	1.196
Ixx (m <sup>4</sup> )	Iyy (m <sup>4</sup> )	Izz (m <sup>4</sup> )	y (+) (m)	y (-) (m)
0.000	0.180	0.004	0.400	0.400

*Traversi*

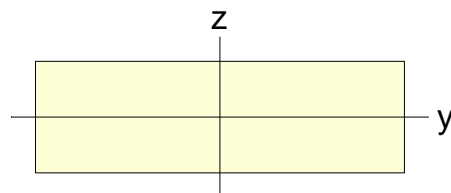


A (m <sup>2</sup> )	Asy (m <sup>2</sup> )	Asz (m <sup>2</sup> )	z (+) (m)	z (-) (m)
0.061	0.004	0.034	0.392	0.358
Ixx (m <sup>4</sup> )	Iyy (m <sup>4</sup> )	Izz (m <sup>4</sup> )	y (+) (m)	y (-) (m)
0.001	0.003	0.001	0.200	0.200

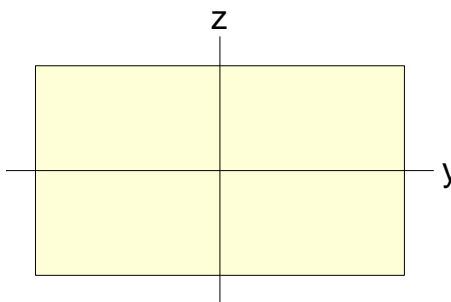
*Sezioni di impalcato con peso nullo, utilizzate per tenere in conto la rigidità dell'impalcato in direzione longitudinale*



A (m <sup>2</sup> )	Asy (m <sup>2</sup> )	Asz (m <sup>2</sup> )	z (+) (m)	z (-) (m)
1.140	0.950	0.950	0.375	0.375
Ixx (m <sup>4</sup> )	Iyy (m <sup>4</sup> )	Izz (m <sup>4</sup> )	y (+) (m)	y (-) (m)
0.148	0.053	0.219	0.760	0.760



A (m <sup>2</sup> )	Asy (m <sup>2</sup> )	Asz (m <sup>2</sup> )	z (+) (m)	z (-) (m)
1.860	1.550	1.550	0.375	0.375
Ixx (m <sup>4</sup> )	Iyy (m <sup>4</sup> )	Izz (m <sup>4</sup> )	y (+) (m)	y (-) (m)
0.282	0.087	0.953	1.240	1.240



A (m <sup>2</sup> )	Asy (m <sup>2</sup> )	Asz (m <sup>2</sup> )	z (+) (m)	z (-) (m)
0.990	0.825	0.825	0.375	0.375
Ixx (m <sup>4</sup> )	Iyy (m <sup>4</sup> )	Izz (m <sup>4</sup> )	y (+) (m)	y (-) (m)
0.120	0.046	0.144	0.660	0.660

#### 4.7.2. Verifiche di resistenza

Le verifiche di resistenza riportati nei paragrafi sottostanti sono condotte in conformità con gli eurocodici; esse vengono eseguite dal programma di calcolo Midas Civil a seguito della determinazione delle sollecitazioni.

Mandataria

Mandanti

#### 4.7.3. Verifiche a fatica

Secondo quanto esposto nel documento “RFI DTC SI PS MA IFS 001 A” è possibile ricondurre la verifica a fatica ad una verifica convenzionale di resistenza, confrontando il delta ideale convenzionale di tensione di progetto  $\Delta\sigma_{E,d}$ , descritto nel seguito, con la classe del particolare  $\Delta\sigma_c$ .

Il delta di tensione convenzionale di calcolo è dato da:

$$\Delta\sigma_{E,d} = \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71}$$

Per essere in sicurezza nei riguardi della fatica dovrà verificarsi la seguente condizione:

$$\Delta\sigma_{E,d} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

esprimibile con identica forma anche in termini di tensioni tangenziali:

$$\Delta\tau_{E,d} \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf}}$$

Dove:

- $\lambda$  è un fattore di correzione i cui valori numerici sono definiti in seguito.
- $\Delta\sigma_{71}$  è la differenza di tensione tra i valori estremi e dovuti a sovraccarico teorico di calcolo adottato per il ponte (LM71) posto nella posizione più sfavorevole;
- $\Delta\sigma_c$  è la resistenza alla fatica corrispondente a  $2 \times 10^6$  cicli da ricavare sulle curve SN corrispondenti al particolare strutturale esaminato (Figure 1.5-1 e 1.5-3);
- $\Phi_2$  è il coefficiente di incremento dinamico del sovraccarico teorico valutato mediante la seguente formula:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,82 \quad \text{con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67$$

dove  $L_\Phi$  rappresenta la lunghezza “caratteristica” in metri.

Il fattore di correzione è dato dalla seguente formula:

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \quad \text{ma} \quad \lambda \leq \lambda_{\max}$$

Dove:

- $\lambda_1$  è un fattore che, per differenti tipi di travature, porta in conto l'effetto di danneggiamento dovuto al traffico e dipende dalla lunghezza di influenza caratteristica dell'elemento da verificare;
- $\lambda_2$  è un fattore che porta in conto il volume di traffico (definito in 2.2);
- $\lambda_3$  è un fattore che porta in conto la vita di progetto del ponte (definito in 2.3);
- $\lambda_4$  è un fattore da applicarsi quando l'elemento strutturale è caricato da più di un binario (definito in 2.4).

#### 4.7.4. Verifiche sui traversi

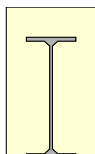
Si riportano di seguito le verifiche sul traverso più sollecitato identificabile dal modello come l'elemento n.89.

### Property

#### 1. Material

Concrete	C30/37	
fck	30000,00	kN/m <sup>2</sup>
Ec	32836568,03	kN/m <sup>2</sup>
Poisson's Ratio	0,20	
Weight Density	2,55	kN/m <sup>3</sup>
Nonlinear Property	Whitney Rectangular	
Steel	S275	
fu	430000,00	kN/m <sup>2</sup>
fy	275000,00	kN/m <sup>2</sup>
Es	210000000,00	kN/m <sup>2</sup>
Nonlinear Property	Elastic-Only	

#### 2. Section



#### I . General

Area	0,060622726	m <sup>2</sup>
Shear Area (y)	0,003964429	m <sup>2</sup>
Shear Area (z)	0,03414895	m <sup>2</sup>
Ixx	0,000512996	m <sup>4</sup>
Iyy	0,003076143	m <sup>4</sup>

Mandataria

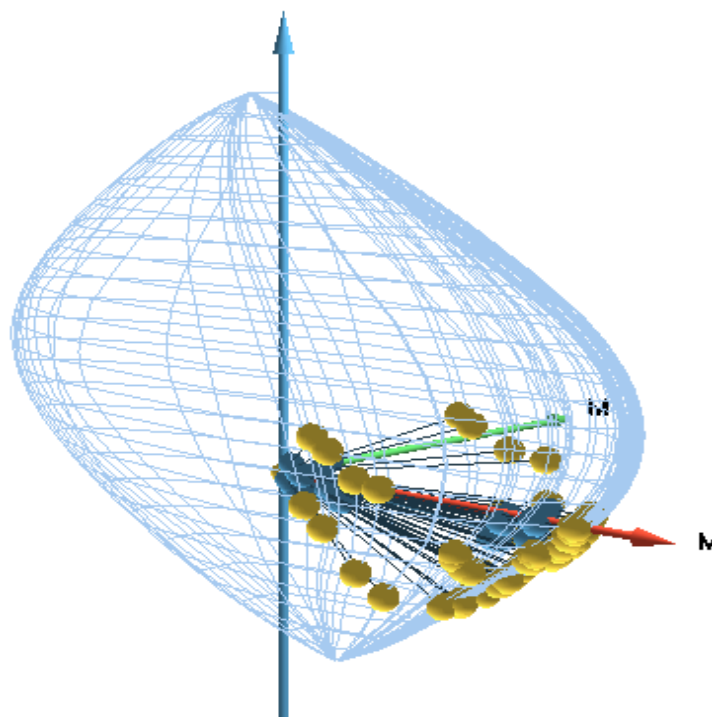
Mandanti







63	SLU_SW2_T-_Gr.3(max)_89_J	-222,65	933,42	72,00	-50,24	-50,24	8,17
64	SLU_SW2_T-_Gr.3(min)_89_J	123,99	129,62	40,05	-101,88	-101,88	-5,40

**P-Mx-My Curve**


Load Comb Name	Ratio		
	P-My	P-Mz	P-My/Mz
SLU_LM71e+_T+_Gr.1(max)_89_I	0,908	0,929	0,908
SLU_LM71e+_T+_Gr.1(min)_89_I	0,196	0,192	0,195













OK	75	13	0	Trave longitudinale	26+	0.40000	0.40000	1.000	1.000	-4991.7	16538.6	16538.6	40.5456	214.364	388.432	-	-
	0.858	0.043				S275	255000	0.40000	0.40000	1.000	1.000	29212.2	0.00000	28537.8	2451.89	7066.77	13057.5
OK	72	15	0	Trave longitudinale mezz	26+	0.40000	0.40000	1.000	1.000	-5057.0	16752.2	16752.2	32.7795	272.657	144.975	-	-
	0.865	0.039				S275	255000	0.40000	0.40000	1.000	1.000	29212.2	0.00000	28537.8	2451.89	7066.77	13057.5

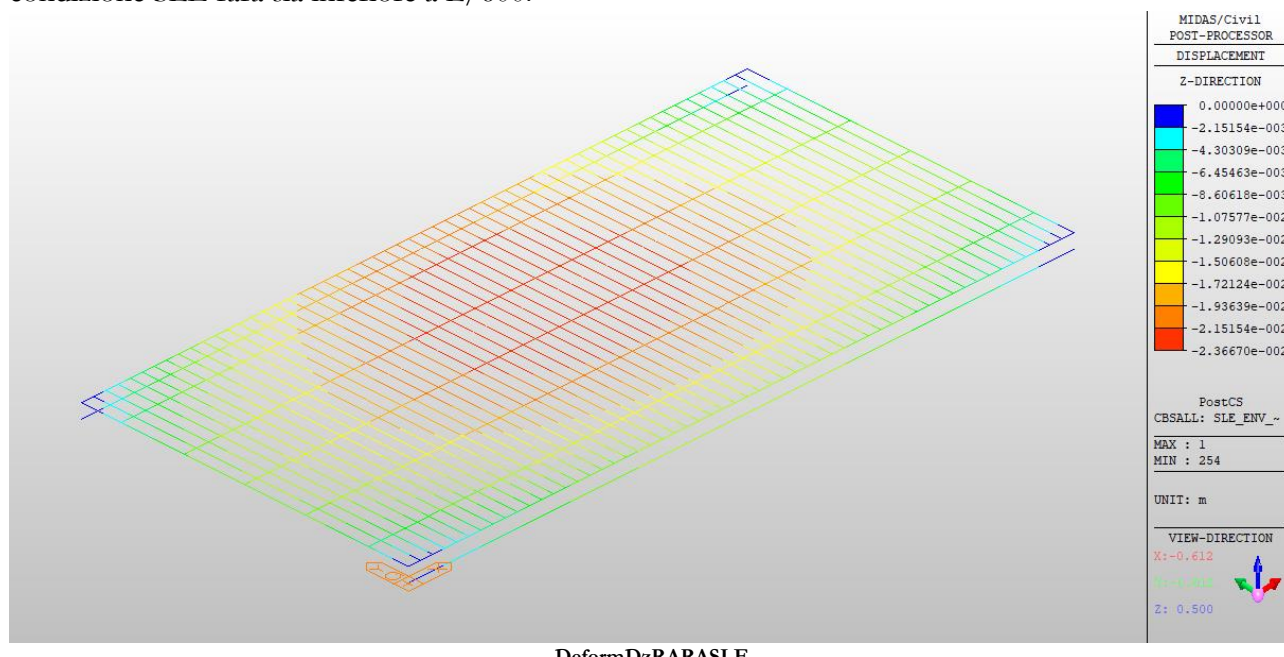
## 4.8. Deformabilità dell'impalcato

### 4.8.1. Verifiche di deformabilità dell'impalcato

Le verifiche di deformabilità riportate di seguito sono condotte secondo quanto indicato in *RFI DTC SI PS MA IFS 001 A* al paragrafo 2.5.1.8.3.2.2. La valutazione dei parametri di deformazione dell'impalcato è eseguita utilizzando la combinazione rara degli SLE.

### 4.8.2. Verifiche di inflessione nel piano verticale

Si verifica di seguito che l'inflessione massima dovuta al transito dei treni di carico LM71 e SW/2 in condizione SLE rara sia inferiore a  $L/600$ .



DeformDzRARASLE

$$L/600=0.0366\text{m}>0.023667\text{m} \text{ Verificato}$$

Lo spostamento orizzontale, conseguente all'inflessione per carichi verticali, del piano di posa del ballast non può eccedere a 8 mm.

#### 4.8.3. *Inflessione orizzontale dell'impalcato*

L'inflessione dell'impalcato nel piano orizzontale è stata valutata sulla base dei risultati ottenuti mediante il modello relativamente al treno di carico LM 71, all'azione del vento e del serpeggio nonché agli effetti prodotti da una variazione termica lineare pari a  $\pm 10^{\circ}\text{C}$  fra i due lati dell'impalcato.

I parametri limite di deformazione che sono controllati sono:

-variazione angolare maggiore di quella fornita nella seguente tabella funzione della velocità di progetto della linea

-raggio di curvatura orizzontale maggiore di quello fornito nella seguente tabella funzione della velocità di progetto della linea.

Velocità [km/h]	Variazione Angolare massima	Raggio minimo di curvatura	
		Singola campata	Più campate
$V \leq 120$	0,0035 rd	1700 m	3500 m
$120 < V \leq 200$	0,0020 rd	6000 m	9500 m
$200 < V$	0,0015 rd	14000 m	17500 m

Nel caso di impalcato a semplice appoggio il raggio di curvatura è dato dalla seguente espressione:

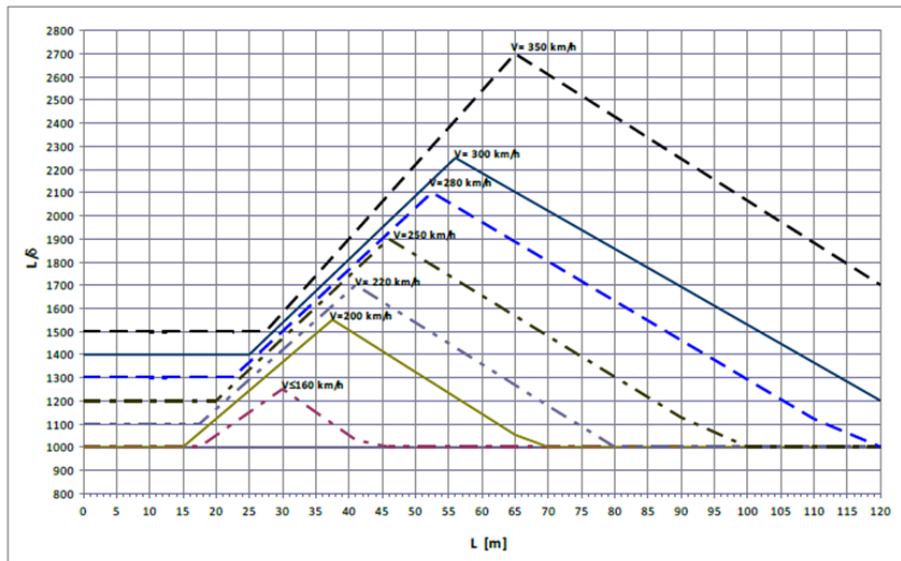
$$R = \frac{L^2}{8\delta_h}$$

$$R = 22^2 / (8 * 2.03617 * 10^{-2}) = 2971\text{m} > 1700\text{m} \rightarrow \text{Verificato}$$

Rotazione massima da modello pari a  $0.000265\text{rad} < 0.0035\text{rad} \rightarrow \text{Verificato}$

#### 4.8.4. *Comfort dei passeggeri*

Il comfort di marcia per i passeggeri è controllato limitando i valori della freccia verticale calcolata in asse al binario, considerando il modello di carico LM71 con il relativo incremento dinamico e con il coefficiente di adattamento  $\alpha$ . I limiti di deformabilità vengono definiti in funzione della velocità di progetto massima della linea e la luce della campata secondo il seguente grafico (da Fig. 5.2.1.8.3.2.2-2 - RFI DTC SI PS MA IFS 001 B).



Si riportano di seguito le verifiche per il comfort dei passeggeri.

Dal grafico riportato per il nostro caso di progetto si segue la curva di  $V < 160 \text{ km/h}$ , entrando con la luce di 22m si ottiene un rapporto limite di  $L/\delta$  pari a 1100.

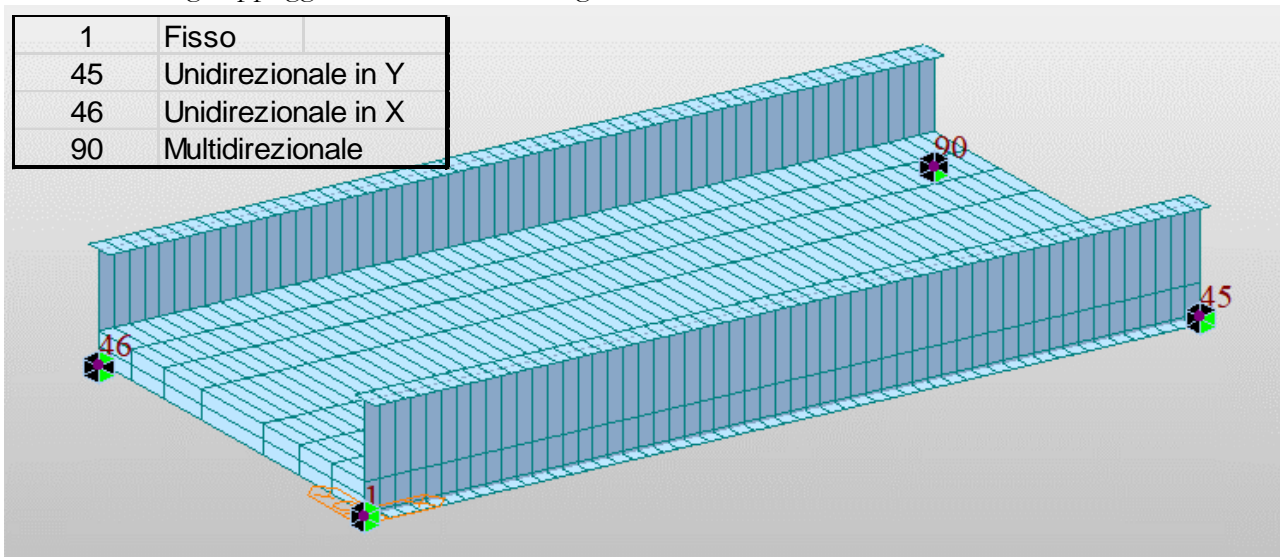
Dal modello dell'impalcato la deformazione massima prodotta dal passaggio del treno di carico LM71 è pari a 0.01882m.

$$L/\delta_{LM71} = 1169 > 1100 * 0.7 = 770 \rightarrow \text{Verificato}$$

#### 4.9. Azioni sugli appoggi

Le risultanti sugli appoggi sono elencate nel seguito con riferimento allo schema sottostante.

1	Fisso
45	Unidirezionale in Y
46	Unidirezionale in X
90	Multidirezionale



	Nodi	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
	1	WY	-31,873174	-114,646831	-25,374122
	46	WY	31,873174	0	25,374122
	1	T+20	0	0	0
	46	T+20	0	0	0
	1	Avviamento_BP	-597,10756	17,674471	-11,664915
	46	Avviamento_BP	-326,89244	0	-7,235085
	1	Braking (LM71-SW/0)_BP	361,88337	-10,7118	7,069645
	46	Braking (LM71-SW/0)_BP	198,11663	0	4,3849
	1	Braking (SW/2)_BP	633,295897	-18,745651	12,371879
	46	Braking (SW/2)_BP	346,704103	0	7,673575
	1	Serpeggio	-13,314972	-72,536441	-3,165856
	46	Serpeggio	13,314972	0	3,165856
	1	Deragliamento Caso 1	-242,117964	-118,85791	306,428985
	46	Deragliamento Caso 1	242,117964	0	1013,571015
	1	Deragliamento Caso 2	-280,374411	-137,638347	199,293381
	46	Deragliamento Caso 2	280,374411	0	987,906619
	1	Barriera antirumore	0	0	110
	46	Barriera antirumore	0	0	110
	1	T-20	0	0	0
	46	T-20	0	0	0
	1	T-NonUniforme	-18,239655	-8,954013	-0,693817
	46	T-NonUniforme	18,239655	0	0,693817
	1	Avviamento_BD	343,98321	26,064485	7,885199
	46	Avviamento_BD	580,01679	0	11,014801
	1	Braking (LM71-SW/0)_BD	-208,474673	-15,796658	-4,778909
	46	Braking (LM71-SW/0)_BD	-351,525327	0	-6,675637
	1	Braking (SW/2)_BD	-364,830677	-27,644151	-8,36309
	46	Braking (SW/2)_BD	-615,169323	0	-11,682364
	1	RS_X(RS)	507,044321	58,541913	90,377491
	46	RS_X(RS)	458,484441	0	91,633712
	1	RS_Y(RS)	99,969094	670,6878	96,591996
	46	RS_Y(RS)	170,514132	0	99,326298
	1	Traffico_normale_caso_a(all)	-487,283469	-239,211891	1222,26025
	46	Traffico_normale_caso_a(all)	487,283469	0	1158,0545
	1	Traffico_pesante(all)	-441,936562	-216,950672	1268,626125
	46	Traffico_pesante(all)	441,936562	0	1328,44425
	1	G1	0	0	1002,506492
	46	G1	0	0	1002,506492
	1	G2	0	0	971,3
	46	G2	0	0	971,3

## 5. SPALLE

### 5.1. ANALISI DEI CARICHI

#### 5.1.1. Peso proprio della spalla e pesi permanenti portati

Si riporta di seguito il calcolo dell'azione permanente del peso proprio della spalla.

Altezza muro frontale ( $H_5$ ) =	3,23 m
Altezza plinto di fondazione ( $H_{1,2,3,4}$ ) =	2,30 m
Altezza complessiva della spalla ( $H$ ) =	6,73 m
Lunghezza longitudinale plinto di fondazione ( $L_{x,plinto}$ ) =	11,50 m
Larghezza trasversale plinto di fondazione ( $L_{y,plinto}$ ) =	15,60 m
Larghezza trasversale muro frontale ( $L_{y,5}$ ) =	14,70 m
Lunghezza longitudinale muro frontale ( $L_{x,5}$ ) =	1,90 m
Lunghezza longitudinale pulvino ( $L_{p,x}$ ) =	0,00 m
Lunghezza trasversale pulvino ( $L_{p,y}$ ) =	0,00 m
Spessore pulvino ( $H_p$ ) =	0,00 m
Lunghezza longitudinale pannello paraghiaia ( $L_{x,8}$ ) =	0,50 m
Larghezza trasversale pannello paraghiaia ( $L_{y,8}$ ) =	14,70 m
Altezza pannello paraghiaia ( $H_8$ ) =	1,20 m
Lunghezza longitudinale muri andatori =	7,05 m
Lunghezza trasversale muri andatori =	1,00 m

PESO PROPRIO SPALLA - GEOMETRIA							
Descrizione	quantità	LX [m]	LY [m]	H [m]	Volume [m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso [kN]
PLATEA DI FONDAZIONE		11,50	15,60	2,30	412,62	25,00	10315,50
MURO FRONTALE		1,90	14,70	3,23	90,21	25,00	2255,35
PULVINO		0,00	0,00	0,00	0,00	25,00	0,00
RITEGNI SISMICI LATERALI	1,00				cad. [kN] →	2,00	2,00
RITEGNI SISMICI LONGITUDINALI						25,00	0,00
APPARECCHI D'APPOGGIO	13,00				cad. [kN] →	2,00	26,00
MURO ANDATORE (Y<0)		7,05	1,00	4,43	31,23	25,00	780,79
MURO ANDATORE (Y>0)		7,05	1,00	4,43	31,23	25,00	780,79
PANNELLO PARAGHIAIA		0,50	14,70	1,20	8,82	25,00	220,50
RITEGNO SISMICO		1,90	0,35	0,35	0,23	25,00	5,82
MURO PARAGHIAIA ANDATORE (Y<0)						25,00	0,00
MURO PARAGHIAIA ANDATORE (Y>0)						25,00	0,00
MARTELLO						25,00	0,00

TOTALE [kN] 14386,74

Il peso totale della spalla.

$$G_{1,spalla} = 14386.74 \text{ kN}$$

Il peso del terrapieno agente sulla zattera di fondazione è:

$$PP_{\text{terrapieno}} = 20 \cdot 4.43 \cdot 7.05 \cdot 12.7 = 7932.8 \text{ kN}$$

Tra i carichi permanenti portati si considera il peso della sovrastruttura ferroviaria in testa alla spalla. Da Manuale di Progettazione RFI il peso della massicciata e dell'armamento nel caso in esame di tracciato in rettilineo può essere stimato a partire da un peso di volume di 18 kN/m<sup>3</sup>, applicato sull'impronta del ballast, per un'altezza media tra piano ferro ed estradosso sub-ballast pari a 0,80 m.

$$G_2 \text{ testa spalla} = 18 \cdot 0.8 \cdot 3 \cdot 7.05 = 304,6 \text{ kN}$$

### 5.1.2. Spinta statica del terreno

Le spinte del terreno e del sovraccarico possono essere calcolate, in assenza di falda, come:

$$F_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot k \cdot H^2 \cdot L$$

$$F_q = \Delta q \cdot k \cdot H \cdot L$$

$\gamma_t$  = peso specifico del terreno;

L = larghezza della spalla;

$\Delta q$  = sovraccarico a tergo della spalla;

k = coefficiente di spinta.

Nel caso in esame, poiché la fondazione della spalla è su pali, si considera che a monte dell'opera gli spostamenti del muro non siano tali da poter mobilitare lo stato limite del terreno. Si assume quindi come valore di k per il calcolo della spinta orizzontale il coefficiente di spinta a riposo  $k_0$ .

$$k_0 = 1 - \sin \varphi'$$

L'angolo di attrito terreno-struttura  $\delta$  è valutato secondo quanto prescritto dal Manuale di Progettazione al cap. 3.8.1.3:

$\beta = 0.0^\circ$  (inclinazione piano campagna a monte)

$\varphi' = 38^\circ$  (angolo di attrito del rilevato ferroviario a monte)

L'angolo di attrito muro-terreno viene assunto con il valore suggerito normalmente in letteratura:

$$\delta = 2 \cdot \varphi' / 3 = 25,33^\circ$$

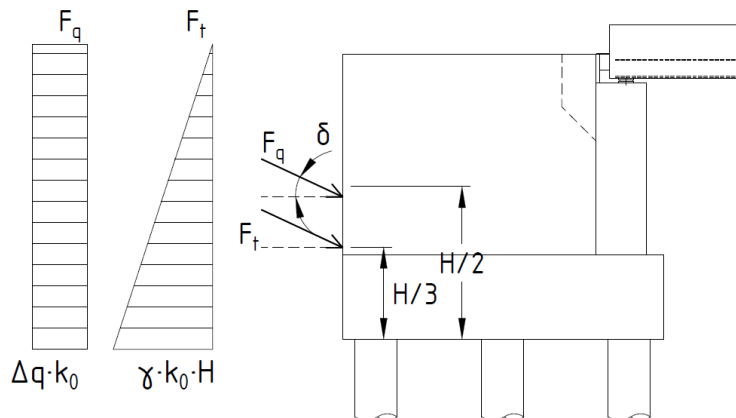
La spinta del terreno può essere scomposta quindi nella direzione verticale z e nella direzione orizzontale y e come segue:

$$F_{t,y} = F_t \cdot \cos(\delta)$$

$$F_{t,z} = F_t \cdot \sin(\delta)$$

$$F_{q,y} = F_q \cdot \cos(\delta)$$

$$F_{q,z} = F_q \cdot \sin(\delta)$$



Le spinte calcolate con i criteri illustrati facendo variare i coefficienti parziali M1 e M2 sono le seguenti:

TERRENO DEL RILEVATO FERROVIARIO			
$\phi'$	angolo di attrito del terreno di monte		38,0 °
$\tan\phi'$	tang. Dell'angolo di resistenza al taglio del terreno di monte		0,781
$\gamma_{\phi'} M1$	coefficiente Parziale di $\tan\phi'$ per la cond. M1		1,00
$\gamma_{\phi'} M2$	coefficiente Parziale di $\tan\phi'$ per la cond. M2		1,25
$\phi' M1$	angolo di attrito per la cond. M1		38,00 °
$\phi' M2$	angolo di attrito per la cond. M2		32,01 °
$\gamma$	peso per unità di volume del terreno		20,0 kN/m <sup>3</sup>
$\delta$ esercizio M1	angolo di attrito terra-muro per le cond. Di esercizio M1		25,3 °
$\delta$ esercizio M2	angolo di attrito terra-muro per le cond. Di esercizio M2		21,3 °
$\beta$	inclinazione rispetto alla verticale del paramento		0,0 °
$i$	inclinazione rispetto all'orizzontale della sup. del terrapieno		0,0 °
$k_0 M1$	coefficiente di spinta a riposo cond. M1 $k_0=(1-\sin\phi)$		0,384
$k_0 M2$	coefficiente di spinta a riposo cond. M2 $k_0=(1-\sin\phi)$		0,470
$k_a M1$	coeff. Di spinta attiva Coulomb cond. M1		0,2168
$k_a M2$	coeff. Di spinta attiva Coulomb cond. M2		0,2744
$c'$	coesione del terreno a monte		0,00 kPa
SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONE D'ESERCIZIO		cond. con $k_0$	cond. con $k_a$
SPINTE STATICHE TERRENO RILEVATO SU SPALLA	Spinta del terreno soprafalda in condizione M1	2715,62 kN	1531,77 kN
	Componente orizzontale	2454,47 kN	1384,46 kN
	Componente verticale	1161,97 kN	655,42 kN
SPINTE STATICHE TERRENO RILEVATO SU SPALLA	Spinta del terreno soprafalda in condizione M2	3320,76 kN	1939,12 kN
	Componente orizzontale	3093,13 kN	1806,19 kN
	Componente verticale	1208,31 kN	705,58 kN

### 5.1.3. Sovraccarichi da traffico ferroviario sul rilevato a tergo della spalla

In aggiunta si considera la spinta dovuta alla presenza del sovraccarico gravante sul cuneo di spinta a monte della spalla.

Come suggerito al §5.2.2.2.1.5. di NTC'18 si assume che il sovraccarico agisca a livello del piano di regolamento (posto a circa 0,80 m al di sotto del piano del ferro) su rilevato a tergo della spalla e sia uniformemente distribuito su una larghezza di 3,0 m.

La spinta  $F_q$  è data da una componente di sovraccarico permanente portato ( $\Delta q_{G2}$ ) relativo al peso della sovrastruttura (massicciata e armamento) e da una componente di sovraccarico accidentale dovuta al traffico ferroviario ( $\Delta q_Q$ ).

Il sovraccarico permanente a monte del manufatto è quindi:

$$\Delta q_{G2} = 18,8 \cdot 0,8 = 14,4 \text{ kPa}$$

Per il sovraccarico variabile si assumono gli schemi di carico da traffico ferroviario definiti al §5.2.3 di NTC'18, considerando l'eventuale contemporaneità di più treni sull'opera.

Per il modello di carico da "traffico normale" si considera a monte della spalla il carico distribuito di due treni LM71, pari a 80 kN/m che produce gli effetti più sfavorevoli, avendo considerato la configurazione a quattro assi applicata sull'impalcato. Per il modello di carico da "traffico pesante" si considerano a monte il transito del treno SW2 sul primo binario e il treno LM71 sul secondo, considerando quindi un carico lineare di 150 kN/m per il treno SW2 e 80 kN/m per il LM71.



$\Delta q_{G2}$	14,4 kPa
$\Delta q_Q$ (traffico normale)	53,3 kPa
$\Delta q_Q$ (traffico pesante)	76,7 kPa

Si riportano nel seguito le spinte da sovraccarico a monte della spalla.

		$\Delta q_{G2}$	$\Delta q$ (traffico normale)	$\Delta q$ (traffico pesante)
		14,4 kPa	53,3 kPa	76,7 kPa
		cond. con $k_0$	cond. con $k_0$	cond. con $k_0$
SPINTE SOVRACCARICO SU SPALLA	Spinta del terreno soprafalda in condizione M1	581,05 kN	1077,37 kN	2017,55 kN
	Componente orizzontale	525,18 kN	973,76 kN	1823,53 kN
	Componente verticale	248,62 kN	460,99 kN	863,28 kN
SPALLA	Spinta del terreno soprafalda in condizione M2	710,53 kN	1317,45 kN	2467,13 kN
	Componente orizzontale	661,83 kN	1227,14 kN	2298,02 kN
	Componente verticale	258,54 kN	479,37 kN	897,70 kN

#### 5.1.4. Azioni orizzontali da traffico (Frenatura/Avviamento)

L'azione orizzontale da frenatura e avviamento dei modelli di carico è stata valutata a partire dai carichi più gravosi indicati in NTC18 per i due modelli di carico considerato:

$$Fren/Avv\_su\_spalla\_traffico\_normale = 33kN/m \cdot 7.05m = 232.65kN$$

$$Fren/Avv\_su\_spalla\_traffico\_pesante = 35kN/m \cdot 7.05m = 246.75kN$$

#### 5.1.5. Azione sismica

L'azione sismica di base è stata definita sulla base del comune di appartenenza del sito di realizzazione dell'opera (Capannori, LU).

In accordo alla Tabella 2.5.1.1.1-1 del Manuale di Progettazione, si considera la seguente Vita Nominale:

$$V_N \geq 50 \text{ anni}$$

Dalla Tabella 2.5.1.1.2-1 del Manuale, si ricava la classe d'uso dell'opera in esame, la C III, per la quale il coefficiente d'uso risulta:

$$C_U = 1.5$$

Ne consegue un periodo di riferimento per la valutazione delle azioni sismiche sulla struttura:

$$P_{VR} = 10\%$$

$$T_R = 712 \text{ anni}$$

Per il sottosuolo in questione si ha:

Categoria di sottosuolo: C

Condizione topografica: T1

Il periodo di ritorno per lo Stato Limite di salvaguardia della vita (SLV) è:

$$V_R = V_N \cdot C_U \geq 75 \text{ anni}$$

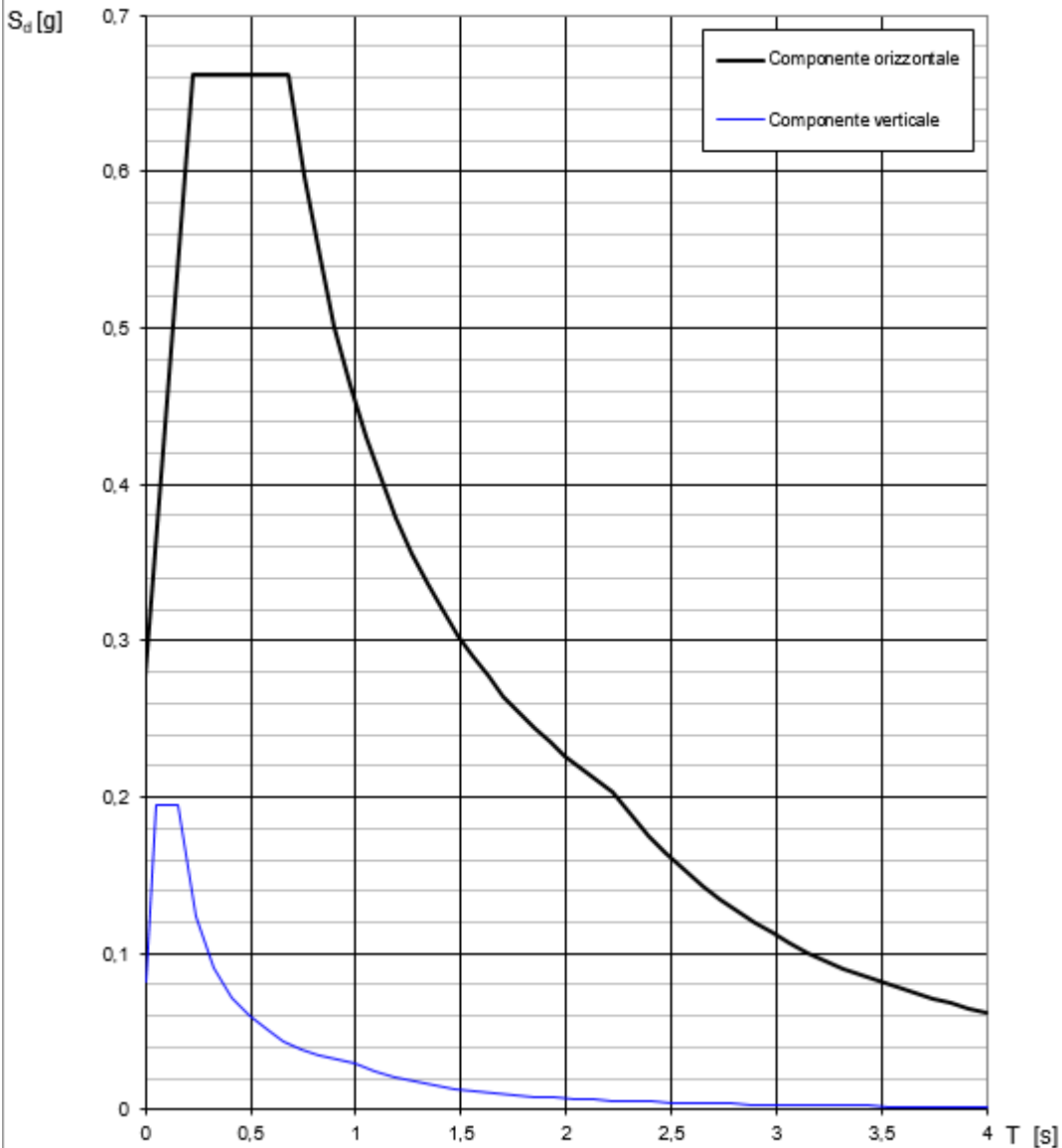
Infine, si considera un fattore di struttura come suggerito da NTC'18 al paragrafo 7.9.5.6.2 sulla base del collegamento con l'impalcato. Nel caso in esame si analizza la spalla con apparecchio di appoggio fisso.

Si ha quindi:

Fattore di struttura: 1

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri\_NTCver.1.0.3.

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limit SLV**



La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

I parametri per la determinazione dei punti dello spettro di risposta orizzontale:

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,154 g
$F_o$	2,389
$T_c$	0,298 s
$S_s$	1,479
$C_c$	1,566
$S_T$	1,000
$q$	1,000

**Parametri dipendenti**

$S$	1,479
$\eta$	1,000
$T_B$	0,155 s
$T_C$	0,466 s
$T_D$	2,215 s

I parametri per la determinazione dei punti dello spettro di risposta verticale sono:

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_{gv}$	0,081 g
$S_s$	1,000
$S_T$	1,000
$q$	1,000
$T_B$	0,050 s
$T_C$	0,150 s
$T_D$	1,000 s

**Parametri dipendenti**

$F_v$	1,265
$S$	1,000
$\eta$	1,000

### 5.1.6. Sovrappinta sismica del terreno

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. Essendo la spalla rigida e completamente vincolata, nel terreno non si raggiungono le condizioni di equilibrio limite. Si applica quindi la teoria di Wood, secondo la quale la sovrappinta sismica è data da una distribuzione di sovrappressioni costante con la profondità.

La risultante è quindi applicata a metà altezza della spalla ( $H/2$ ).

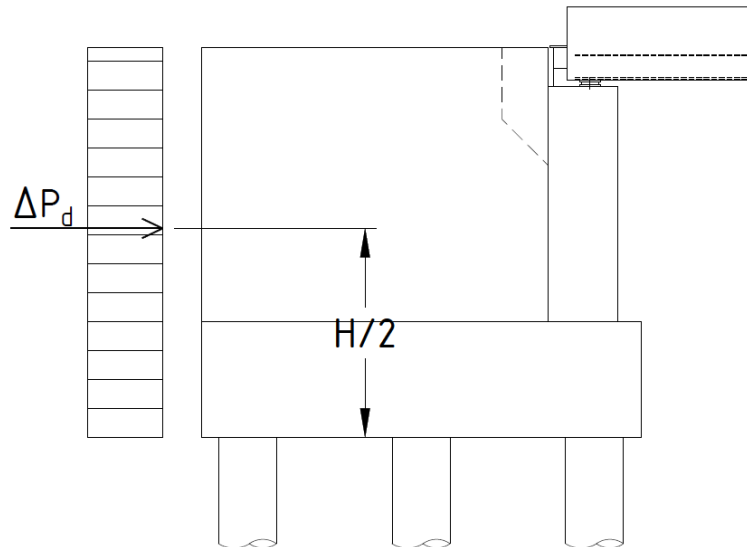


Figura 5-1 Schema per il calcolo degli effetti della sovrappinta sismica (teoria di Wood)

Le formule impiegate sono le seguenti:

- Per il valore dell'incremento di spinta in condizioni sismiche si ha:

$$\Delta P_d = (a_g/g) \cdot S \cdot \gamma_d \cdot H^2$$

In cui:

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

$S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche del sito:

$$S = S_S \cdot S_T = 1.480$$

Per l'opera in esame risulta:

$$a_g/g = 0.154$$

Si riportano di seguito i coefficienti sismici orizzontale e verticale assunti per il calcolo della sovrappinta sismica del sito indagato suggeriti dal Manuale di Progettazione RFI:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0,2278$$

$\beta_m = 1$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima (per opere non in grado di subire spostamenti).

$$a_{max} = S \cdot a_g$$

$a_{max}$  = accelerazione massima attesa al sito;

Mentre per il coefficiente sismico verticale risulta:

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0,1139$$

Nella tabella seguente vengono riassunti i parametri assunti per l'analisi sismica e i valori di sovraspinta calcolati.

SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE					
	categoria del sottosuolo				C
$F_0$	fattore per l'amplif. Spettr. maa. Su sito di rif. Rigido				2,3890
$a_g$	acc orizz mass attesa su sito di rif rigido				0,154 g
$S_S$	coeff per l'effetto dell'amplif stratigrafica				1,479
$S_T$	coeff per l'effetto dell'amplif topografica				1
$S$	fattore della categoria del suolo				1,479
$\beta_m$	coeff di riduzione dell'acc max attesa al sito				1
$a_{max}$	acc orizz massima attesa al sito				0,227766 g
	coeff maggiorativo				1
$k_h$	coeff sismico orizzontale				0,22777
$k_v$	coeff sismico verticale	$\pm$			0,11388
$\psi$	inclinazione rispetto all'orizz del par del muro				0 °
$\varepsilon$	inclinazione rispetto all'orizz della sup del terrapieno				0 °
$\theta$	angolo sismico terreno asciutto	(+)	11,6 °	(-)	14,4 °
$\theta$	angolo sismico terreno sommerso (alta permeabilità)	(+)	19,1 °	(-)	23,8 °

La sovraspinta sismica totale è quindi:

$$\Delta P_d = 3033.0 \text{ kN}$$

### 5.1.7. Forze inerziali dovute al sisma

In fase sismica si devono considerare le azioni orizzontali e verticali agenti sulla spalla dovute all'inerzia delle parti in calcestruzzo del terrapieno compreso tra i muri andatori. Le risultanti orizzontali e verticali sono rispettivamente pari a:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

I coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  sono come esposto al paragrafo precedente.

SPINTE INERZIALI		
$F_{h,1} = k_h \cdot W_1$	inerzia orizzontale platea	1828,54 kN
$F_{v,1} = k_v \cdot W_1$	inerzia verticale platea	914,27 kN
$F_{h,5} = k_h \cdot W_5$	inerzia orizzontale Muro frontale	513,69 kN
$F_{v,5} = k_v \cdot W_5$	inerzia verticale muro frontale	256,85 kN
$F_{h,6} = k_h \cdot W_6$	inerzia orizzontale Muro andatore ( $y < 0$ )	177,84 kN
$F_{v,6} = k_v \cdot W_6$	inerzia verticale Muro andatore ( $y < 0$ )	88,92 kN
$F_{h,7} = k_h \cdot W_7$	inerzia orizzontale Muro andatore ( $y > 0$ )	177,84 kN
$F_{v,7} = k_v \cdot W_7$	inerzia verticale Muro andatore ( $y > 0$ )	88,92 kN
$F_{h,8} = k_h \cdot W_8$	inerzia orizzontale muro paraghiaia	50,22 kN
$F_{v,8} = k_v \cdot W_8$	inerzia verticale muro paraghiaia	25,11 kN
$F_{h,App} = k_h \cdot W_{app}$	inerzia orizzontale muro paraghiaia	5,01 kN
$F_{v,App} = k_v \cdot W_{app}$	inerzia verticale muro paraghiaia	2,51 kN
$F_{h,terr} = k_h \cdot W_{terr}$	inerzia orizzontale terrapieno sopra platea	1934,86 kN
$F_{v,terr} = k_v \cdot W_{terr}$	inerzia verticale terrapieno sopra platea	967,43 kN

### 5.1.8. Azione del vento sulle barriere in testa alla spalla

Sul lato esterno della spalla si considera la presenza di barriere antirumore e l'azione del vento agente su di esse. Si considerano barriere di altezza 5 metri con fondazione posta a 0.9 metri dalla testa del muro andatore esterno.

Il peso della barriera antirumore è di 45 kN/m e si considera applicato sull'estremità del muro andatore esterno.

La pressione del vento è la seguente:

$$p_v = 0.949 \text{ kPa}$$

Si considera un incremento dovuto al passaggio dei convogli di 0,40 kPa.

Il carico del vento agente sulla spalla è quindi:

$$F_{vento} = (0.949 + 0.4) \cdot (5 + 0.9 + 4.43) = 13.9 \text{ kN/m}$$

$$M_{vento} = 13.9 \cdot (5.0 + 0.9/2) - 20 \cdot (0.5) = 31.1 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

### 5.1.9. Azioni da impalcato

Le reazioni agli appoggi sulla spalla con appoggi fissi sono indicati al paragrafo 4.9.

### 5.1.10. Azioni sul paraghiaie – Azione verticale da traffico ferroviario

Il paraghiaie, oltre alle note azioni provocate dalla spinta orizzontale del terreno e del sovraccarico, può essere sollecitato localmente dai carichi concentrati verticali e orizzontali trasmessi dagli assi del convoglio.

Spinta statica del terreno (G1)	
$S_{terr}$	5,5 kN/m
$bS_{terr}$	0,8 m
$m_{terr}$	4,4 kNm/m
Sovraccarico da ballast (G2)	
$\Delta_{ballast}$	14,4 kPa
$S_{ballast}$	6,6 kN/m
$b(S_{ballast})$	0,60 m
$m_{ballast}$	4,0 kNm/m

Si considera un carico verticale  $N$  (pari ad un asse del modello di carico LM71), distribuito su un'impronta di dimensioni  $a \times b$  applicata sul bordo del paraghiaia come da figura seguente.

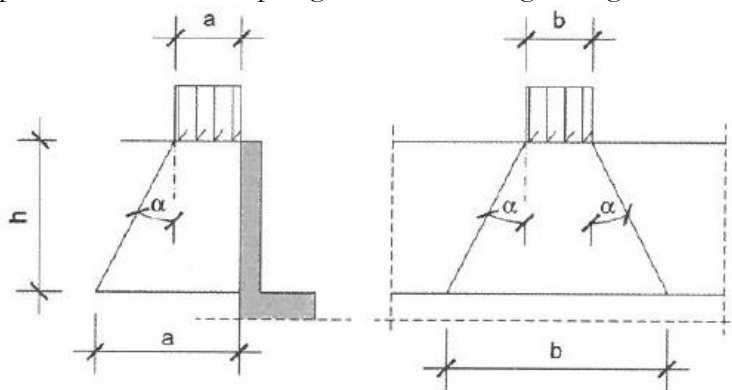


Figura 5-2-Distribuzione del carico applicato al bordo del paraghiaia

La distribuzione delle pressioni sul paraghiaie e i valori di spinta e momento provocati sono ricavati mediante i metodi presenti in letteratura (Cavalieri):

Spinta sovraccarico dell'asse ( $Q_{asse}$ )	
Carico asse (N)	250,0 kN
Area di impronta del carico	
a	1,6 m
b	1,835 m
Inclinazione diffusione del carico (tg)	0,25 (1:4)
$S_N$	68,52 kN
$M_N$	44,18 kNm
$b_{eff}$ (larghezza collaborante del muro)	3,335 m
$s_N$	22,21 kN/m
$m_N$	14,57 kNm/m

L'azione di frenatura è considerata a favore di sicurezza trasmessa dal modello di carico in corrispondenza del muro come indicato dalla Circolare di NTC'08.

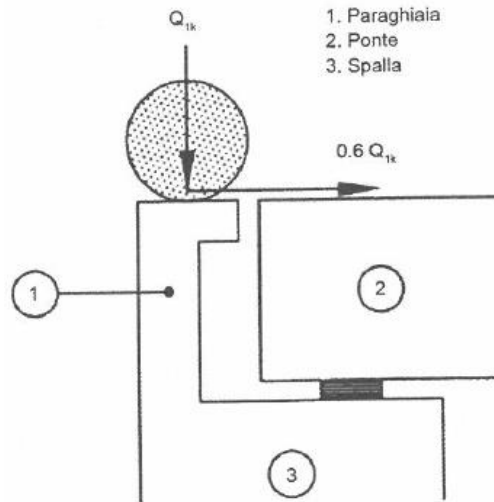


Figura 5-3 Carichi da traffico su paraghiaie DM. 14 gennaio 2008

Frenatura ( $Q_f$ )	
$S_f$ (60%N)	150 kN
$M_f$	180 kNm
$b_{eff}$	4,235 m
$s_f$	35,42 kN/m
$m_f$	42,50 kNm/m

### 5.1.11. Carichi sui marciapiedi

I carichi accidentali sul marciapiede in testa alla spalla è schematizzato, come suggerito da NTC'18, mediante un carico uniformemente ripartito del valore di  $10 \text{ kN/m}^2$ . La larghezza del marciapiede è di 1.5m. Si assume quindi in testa al muro andatore esterno un carico di  $15 \text{ kN/m}$ .

Questo carico non deve considerarsi contemporaneo al transito dei convogli ferroviari. Non si applica l'incremento dinamico.



## 5.2. COMBINAZIONI DEI CARICHI E CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche di sicurezza strutturali e geotecniche sono state condotte utilizzando le combinazioni di carico definite in ottemperanza alle NTC08, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.2.3. Di seguito sono mostrati i coefficienti parziali di sicurezza utilizzati allo SLU ed i coefficienti di combinazione adoperati per i carichi variabili nella progettazione delle strutture da ponte.

### 5.2.1. Combinazioni delle azioni

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ce}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\Psi$  delle azioni

Azioni		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	$g_{r1}$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$g_{r2}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	$g_{r3}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$g_{r4}$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione SLU e SLE	0,80 0,0	0,0 0,0	0,0 0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

<sup>(1)</sup> 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

<sup>(2)</sup> Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

La contemporaneità di treni sull'opera viene considerata seguendo quanto indicato dalla tabella 5.2.III di NTC18.

Tab. 5.2.III - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante <sup>(2)</sup>
		caso a <sup>(1)</sup>	caso b <sup>(2)</sup>	
1	Primo	1,0 (LM 71"+SW/0)	-	1,0 SW/2
2	Primo	1,0 (LM 71"+SW/0)	-	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71"+SW/0)	-	1,0 (LM 71"+SW/0)
≥3	Primo	1,0 (LM 71"+SW/0)	0,75 (LM 71"+SW/0)	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71"+SW/0)	0,75 (LM 71"+SW/0)	1,0 (LM 71"+SW/0)
	Altri	-	0,75 (LM 71"+SW/0)	-

<sup>(1)</sup> LM71 "+ SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

<sup>(2)</sup> Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Le azioni dovute al transito dei convogli vengono combinate considerando i gruppi di combinazione dei carichi dovuti al traffico ferroviario indicati in tabella 5.2.IV delle NTC18. Si fa riferimento in particolare al Gruppo 3 per massimizzare sulla spalla la massima azione longitudinale dell'impalcato.

Tab. 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

(1) Includendo tutti i valori (F; a; etc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1.0), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1,2 e 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

Le verifiche della spalla sono state effettuate secondo l'Approccio 1 definito nelle NTC'18, che prevede differenti coefficienti di sicurezza amplificativi per le azioni (A) e riduttivi per i materiali (M) a seconda del tipo di verifica che si effettua.

Per le verifiche strutturali (resistenza muro di testata, muro paraghiaia, plinto di fondazione, verifiche strutturali dei pali) si è utilizzata la combinazione di coefficienti:

Combinazione 1:  $A1 + M1 + R1$

Per quanto riguarda le verifiche geotecniche è stata utilizzata la combinazione di coefficienti seguente:

Combinazione 2:  $A2 + M2 + R2$

Nel calcolo delle spinte statiche in esercizio dovute al terreno ed al sovraccarico accidentale sono stati utilizzati parametri del terreno M1 per le combinazioni STR, e parametri del terreno M2 per le combinazioni GEO.

In presenza di azione sismica le spinte del terreno (calcolate in condizioni di riposo) e le sovraspinte sismiche (calcolate con la teoria di Wood), sono state calcolate con parametri del terreno ridotti M1, per le combinazioni SLV-STR, M2 per le combinazioni SLV-GEO.

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici sono riportati nella tabella seguente:

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Le spinte sono calcolate a partire dai parametri M1. Per tenere in considerazione dei diversi parametri M2 vengono applicati dei coefficienti c pari a:

$$c = \frac{k_{M2}}{k_{M1}}$$

(M1,k0)	k0_M1	k0_M2	ka_M1	ka_M2
Spinta statica terreno	1,00	1,22	0,56	0,69
Spinta sovraccarico	1,00	1,22	0,56	0,69
Spinta sismica	1,00	1,22	0,56	0,69

Le tabelle seguenti spiegano le combinazioni di carico considerate e i coefficienti applicati per ciascun caso di carico:

NOME COMBO	Stato Limite	Combinazione coeff. Parziali (A1+M1)/(A2+M2)	Tipo di traffico	Modello di carico	Gruppo di carico	Azione massima	DIREZIONE SISMA	
01-SLU-STR	SLU	A1+M1	traffico normale	Binario 1	1,0(LM71+SW0)	gr1	VERTICALE/LATERALE	
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			
02-SLU-STR	SLU	A1+M1	traffico pesante	Binario 1	SW2	gr1	VERTICALE/LATERALE	
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			
03-SLU-STR	SLU	A1+M1	traffico normale	Binario 1	1,0(LM71+SW0)	gr3	LONGITUDINALE	
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			
04-SLU-STR	SLU	A1+M1	traffico pesante	Binario 1	SW2	gr3	LONGITUDINALE	
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			
05-SLU-STR	SLU	A1+M1	traffico normale	Binario 1	1,0(LM71+SW0)	-	LATERALE/VENTO	
				Binario 2	-			
06-SLU-GEO	SLU	A2+M2	traffico normale	Binario 1	1,0(LM71+SW0)	gr1	VERTICALE/LATERALE	
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			
07-SLU-GEO	SLU	A2+M2	traffico pesante	Binario 1	SW2	gr1	VERTICALE/LATERALE	
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			
08-SLU-GEO	SLU	A2+M2	traffico normale	Binario 1	1,0(LM71+SW0)	gr3	LONGITUDINALE	
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			
09-SLU-GEO	SLU	A2+M2	traffico pesante	Binario 1	SW2	gr3	LONGITUDINALE	
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			
10-SLU-GEO-ka	SLU	A2+M2	traffico normale	Binario 1	1,0(LM71+SW0)	gr1	VERTICALE/LATERALE	
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			
11-SLU-GEO-ka	SLU	A2+M2	traffico pesante	Binario 1	SW2	gr1	VERTICALE/LATERALE	
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			
12-SLU-GEO-ka	SLU	A2+M2	traffico normale	Binario 1	1,0(LM71+SW0)	gr3	LONGITUDINALE	
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			
13-SLU-GEO-ka	SLU	A2+M2	traffico pesante	Binario 1	SW2	gr3	LONGITUDINALE	
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			
14-SLV-STR	SLV	A1+M1	traffico normale	Binario 1	1,0(LM71+SW0)	-	-	X
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			Ex+0,3Ey+0,3Ez
15-SLV-STR	SLV	A1+M1	traffico normale	Binario 1	1,0(LM71+SW0)	-	-	-X
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			-Ex+0,3Ey+0,3Ez
16-SLV-STR	SLV	A1+M1	traffico normale	Binario 1	1,0(LM71+SW0)	-	-	Y
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			Ey+0,3Ex+0,3Ez
17-SLV-STR	SLV	A1+M1	traffico normale	Binario 1	1,0(LM71+SW0)	-	-	-Y
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			-Ey+0,3Ex+0,3Ez
18-SLV-STR	SLV	A1+M1	traffico normale	Binario 1	1,0(LM71+SW0)	-	-	Z
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			Ez+0,3Ex+0,3Ey
19-SLV-STR	SLV	A1+M1	traffico normale	Binario 1	1,0(LM71+SW0)	-	-	-Z
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			-Ez+0,3Ex+0,3Ey
20-SLV-GEO	SLV	A2+M2	traffico normale	Binario 1	1,0(LM71+SW0)	-	-	X
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			Ex+0,3Ey+0,3Ez
21-SLV-GEO	SLV	A2+M2	traffico normale	Binario 1	1,0(LM71+SW0)	-	-	-X
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			-Ex+0,3Ey+0,3Ez
22-SLV-GEO	SLV	A2+M2	traffico normale	Binario 1	1,0(LM71+SW0)	-	-	Y
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			Ey+0,3Ex+0,3Ez
23-SLV-GEO	SLV	A2+M2	traffico normale	Binario 1	1,0(LM71+SW0)	-	-	-Y
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			-Ey+0,3Ex+0,3Ez
24-SLV-GEO	SLV	A2+M2	traffico normale	Binario 1	1,0(LM71+SW0)	-	-	Z
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			Ez+0,3Ex+0,3Ey
25-SLV-GEO	SLV	A2+M2	traffico normale	Binario 1	1,0(LM71+SW0)	-	-	-Z
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			-Ez+0,3Ex+0,3Ey
26-SLV-GEO-ka	SLV	A2+M2	traffico normale	Binario 1	1,0(LM71+SW0)	-	-	X
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			Ex+0,3Ey+0,3Ez
27-SLV-GEO-ka	SLV	A2+M2	traffico normale	Binario 1	1,0(LM71+SW0)	-	-	-X
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			-Ex+0,3Ey+0,3Ez
28-SLV-GEO-ka	SLV	A2+M2	traffico normale	Binario 1	1,0(LM71+SW0)	-	-	Y
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			Ey+0,3Ex+0,3Ez
29-SLV-GEO-ka	SLV	A2+M2	traffico normale	Binario 1	1,0(LM71+SW0)	-	-	-Y
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			-Ey+0,3Ex+0,3Ez
30-SLV-GEO-ka	SLV	A2+M2	traffico normale	Binario 1	1,0(LM71+SW0)	-	-	Z
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			Ez+0,3Ex+0,3Ey
31-SLV-GEO-ka	SLV	A2+M2	traffico normale	Binario 1	1,0(LM71+SW0)	-	-	-Z
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			-Ez+0,3Ex+0,3Ey
32-SLE-RARA	SLE-RARA	-	traffico normale	Binario 1	1,0(LM71+SW0)	gr1	VERTICALE/LATERALE	
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			
33-SLE-RARA	SLE-RARA	-	traffico pesante	Binario 1	SW2	gr1	VERTICALE/LATERALE	
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			
34-SLE-FREQ	SLE-FREQ	-	traffico normale	Binario 1	1,0(LM71+SW0)	gr4	VERTICALE/LATERALE	
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			
35-SLE-FREQ	SLE-FREQ	-	traffico pesante	Binario 1	SW2	gr4	VERTICALE/LATERALE	
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			
36-SLE-QPERM	SLE-QPERM	-		Binario 1	1,0(LM71+SW0)	gr4	VERTICALE/LATERALE	
				Binario 2	1,0(LM71+SW0)			

		01-SLU-STR	02-SLU-STR	03-SLU-STR	04-SLU-STR	05-SLU-STR-VENTO	06-SLU-GEO	07-SLU-GEO	08-SLU-GEO	09-SLU-GEO	10-SLU-GEO-ka	11-SLU-GEO-ka	12-SLU-GEO-ka	13-SLU-GEO-ka	
G1_Spalla (Peso proprio)	Spilla	1,35	1,35	1,00	1,00	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
G2_Testa_Spalla		1,50	1,50	0,00	0,00	1,50	1,30	1,30	0,00	0,00	1,30	1,30	0,00	0,00	
PP_Terrapieno		1,35	1,35	1,00	1,00	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
Qv_testa_spalla_traffico normale		1,45	-	1,45	-	-	1,25	-	1,25	-	1,25	-	1,25	-	
Qv_testa_spalla_traffico pesante		-	1,45	-	1,45	-	-	1,25	-	1,25	-	1,25	-	1,25	
Frenatura_su_spalla_traffico normale		0,725	-	1,45	-	-	0,625	-	1,25	-	0,625	-	1,25	-	
Frenatura_su_spalla_traffico pesante		-	0,725	-	1,45	-	-	0,625	-	1,25	-	0,625	-	1,25	
SISMA_Z_terrapieno_su_platea		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
SISMA_X		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
SISMA_Y		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
SISMA_Z		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Vento_Barriere_Spalla		0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	1,50	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78
Q_marcia piede		-	-	-	-	-	1,05	-	-	-	-	-	-	-	-
Spinta Statica Terreno		Spinte sul rilevato a tergo	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,220	1,220	1,220	1,220	0,69	0,69	0,69	0,69
Spinta_Sovracarico_traffico normale			1,45	-	1,45	-	-	1,525	-	1,525	-	0,8625	-	0,8625	-
Spinta_Sovracarico_traffico pesante	-		1,45	-	1,45	-	-	1,525	-	1,525	-	0,8625	-	0,8625	
Spinta_sismica	-		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
G1_impalcato	Impalcato	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
G2_impalcato		1,50	1,50	1,50	1,50	1,5	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	
Qv_impalcato_traffico normale		1,45	-	1,45	-	-	1,25	-	1,25	-	1,25	-	1,25	-	
Fren/Avv_impalcato_traffico normale		0,725	-	1,45	-	-	0,625	-	1,25	-	0,625	-	1,25	-	
Qcentr_impalcato_traffico normale		1,45	-	0,725	-	-	1,25	-	0,625	-	1,25	-	0,625	-	
Qsepr_impalcato_traffico normale		1,45	-	0,725	-	-	1,25	-	0,625	-	1,25	-	0,625	-	
Qecc.carico_impalcato_traffico normale		1,45	-	1,45	-	-	1,25	-	1,45	-	1,25	-	1,25	-	
Qsopraele_impalcato_traffico normale		1,45	-	0,725	-	-	1,25	-	0,625	-	1,25	-	0,625	-	
Qv_impalcato_traffico pesante		-	1,45	-	1,45	-	-	1,25	-	1,25	-	1,25	-	1,25	
Fren/Avv_impalcato_traffico pesante		-	0,725	-	1,45	-	-	0,625	-	1,25	-	0,625	-	1,25	
Qcentr_impalcato_traffico pesante		-	1,45	-	0,725	-	-	1,25	-	0,625	-	1,25	-	0,625	
Qsepr_impalcato_traffico pesante		-	1,45	-	0,725	-	-	1,25	-	0,625	-	1,25	-	0,625	
Qecc.carico_impalcato_traffico pesante		-	1,45	-	1,45	-	-	1,25	-	1,25	-	1,25	-	1,25	
Qsopraele_impalcato_traffico pesante		-	1,45	-	0,725	-	-	1,25	-	0,625	-	1,25	-	0,625	
ΔT costante		0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78
ΔT non uniforme		0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78
Vento_Impalcato		0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	1,50	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78
SISMA_Impalcato_X		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SISMA_Impalcato_Y		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SISMA_Impalcato_Z		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Deragliamento_Caso_1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Deragliamento_Caso_2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Tabella 5-1 Coefficienti delle azioni per le combinazioni allo SLU

		14-SLV-STR	15-SLV-STR	16-SLV-STR	17-SLV-STR	18-SLV-STR	19-SLV-STR	20-SLV-GEO	21-SLV-GEO	22-SLV-GEO	23-SLV-GEO	24-SLV-GEO	25-SLV-GEO	26-SLV-GEO-ka	27-SLV-GEO-ka	28-SLV-GEO-ka	29-SLV-GEO-ka	30-SLV-GEO-ka	31-SLV-GEO-ka
G1_Spalla (Peso proprio)	Spalla	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G2_Testa_Spalla		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
PP_Terrapieno		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Qv_testa_spalla_traffico normale		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Qv_testa_spalla_traffico pesante																			
Frenatura_su_spalla_traffico normale		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Frenatura_su_spalla_traffico pesante																			
SISMA_Z_terrapieno_su_platea		0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1
SISMA_X		1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30
SISMA_Y		0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30
SISMA_Z		0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1
Vento_Barric_Spalla		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Q_marcapiede		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Spinta Statica Terreno	Spinte sul rilevato a tergo	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	
Spinta_Sovracarico_traffico normale		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Spinta_Sovracarico_traffico pesante		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Spinta_sismica	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	
G1_impalcato	Impalcato	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
G2_impalcato		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
Qv_impalcato_traffico normale		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	
Fren/Avv_impalcato_traffico normale		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	
Qcentr_impalcato_traffico normale		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	
Qsep_impalcato_traffico normale		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	
Qeccarico_impalcato_traffico normale		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	
Qsopraele_impalcato_traffico normale		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	
Qv_impalcato_traffico pesante		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Fren/Avv_impalcato_traffico pesante		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Qcentr_impalcato_traffico pesante		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Qsep_impalcato_traffico pesante		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Qeccarico_impalcato_traffico pesante		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Qsopraele_impalcato_traffico pesante		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
ΔT costante																			
ΔT non uniforme																			
Vento_Impalcato		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SISMA_Impalcato_X	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	
SISMA_Impalcato_Y	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	
SISMA_Impalcato_Z	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	
Deragliamento_Caso_1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Deragliamento_Caso_2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Tabella 5-2 Coefficienti delle azioni per le combinazioni allo SLV

		32-SLE- RARA	33-SLE- RARA	34-SLE- FREQ	35-SLE- FREQ	36-SLE- QPERM	37- ECCEZIO NALE	38- ECCEZIO NALE
G1_Spalla (Peso proprio)	Spalla	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G2_Testa_Spalla		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
PP_Terrapieno		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Qv_testa_spalla_traffico normale		1,00	-	0,80	-	-	1,00	1,00
Qv_testa_spalla_traffico pesante		-	1,00	-	0,80	-	-	-
Frenatura_su_spalla_traffico normale		1,00	-	0,80	-	-	-	-
Frenatura_su_spalla_traffico pesante		-	1,00	-	0,80	-	-	-
SISMA_Z_terrapieno_su_platea		-	-	-	-	-	-	-
SISMA_X		-	-	-	-	-	-	-
SISMA_Y		-	-	-	-	-	-	-
SISMA_Z		-	-	-	-	-	-	-
Vento_Bariere_Spalla		0,60	0,60	-	-	-	-	-
Q_mardapiede		-	-	-	-	-	-	-
Spinta Statica Terreno		Spinte sul nilevato a tergo	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Spinta_Sovraccarico_traffico normale	1,00		-	0,80	-	-	1,00	1,00
Spinta_Sovraccarico_traffico pesante	-		1,00	-	0,80	-	1,00	1,00
Spinta_sismica	-		-	-	-	-	-	-
G1_impalcato	Impalcato	1,00	-	1,00	-	1,00	1,00	1,00
G2_impalcato		1,00	-	1,00	-	1,00	1,00	1,00
Qv_impalcato_traffico normale		1,00	-	0,80	-	-	-	-
Fren/Avv_impalcato_traffico normale		1,00	-	0,80	-	-	-	-
Qcentr_impalcato_traffico normale		1,00	-	0,80	-	-	-	-
Qserp_impalcato_traffico normale		1,00	-	0,80	-	-	-	-
Qeccarico_impalcato_traffico normale		1,00	-	0,80	-	-	-	-
Qsopraele_impalcato_traffico normale		1,00	-	0,80	-	-	-	-
Qv_impalcato_traffico pesante		-	1,00	-	0,80	-	-	-
Fren/Avv_impalcato_traffico pesante		-	1,00	-	0,80	-	-	-
Qcentr_impalcato_traffico pesante		-	1,00	-	0,80	-	-	-
Qserp_impalcato_traffico pesante		-	1,00	-	0,80	-	-	-
Qeccarico_impalcato_traffico pesante		-	1,00	-	0,80	-	-	-
Qsopraele_impalcato_traffico pesante		-	1,00	-	0,80	-	-	-
ΔT costante		0,60	0,60	-	-	-	-	-
ΔT non uniforme		0,60	0,60	-	-	-	0,50	0,50
Vento_Impalcato		0,60	0,60	-	-	-	-	-
SISMA_Impalcato_X		-	-	-	-	-	-	-
SISMA_Impalcato_Y		-	-	-	-	-	-	-
SISMA_Impalcato_Z		-	-	-	-	-	-	-
Deragliamento_Caso_1	-	-	-	-	-	1,00	-	
Deragliamento_Caso_2	-	-	-	-	-	-	1,00	

Tabella 5-3 Coefficienti delle azioni per le combinazioni allo SLE ed eccezionali



### 5.3. MODELLO DI CALCOLO

Le sollecitazioni di progetto vengono determinate mediante lo sviluppo di un modello agli elementi finiti elaborato con il codice di calcolo SAP2000. Il modello si compone di 1490 nodi, 1422 elementi Area di tipo Shell-Thick di spessore 2.3m, 1.9 m e 1 m rispettivamente per platea, muro frontale e muri andatori. Il calcestruzzo è di classe C30/37.

Sul muro frontale, all'altezza del piano degli appoggi, vengono applicate le forze scaricate dall'impalcato sui punti della mesh coincidenti con la posizione degli appoggi.

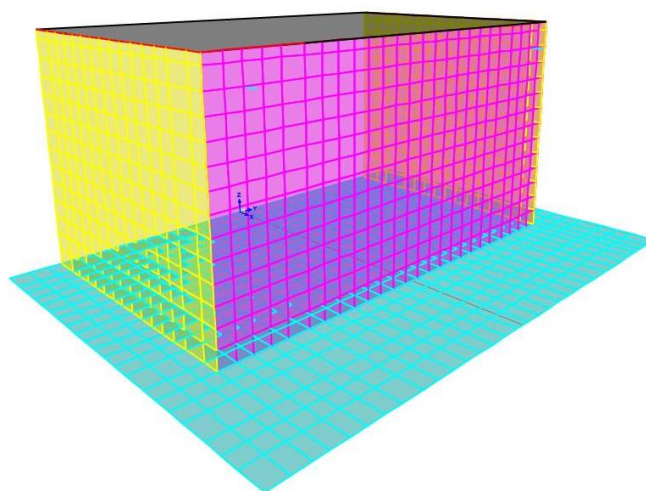


Figura 5-4 Vista 3D del modello agli elementi finiti della spalla

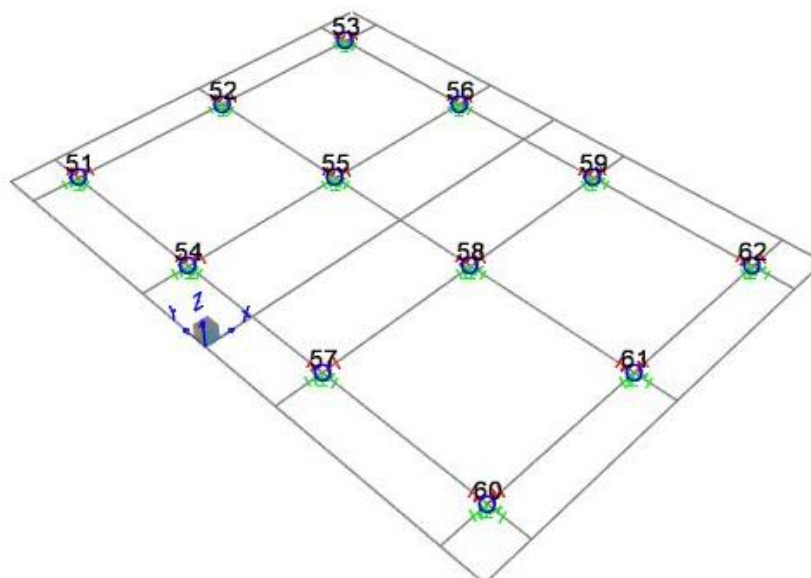


Figura 5-5- Vista dei vincoli in pianta

Sui punti rappresentanti i pali alla base della platea si inseriscono delle molle nelle tre direzioni X, Y, Z, che modellano l'interazione palo-terreno.

Le costanti di reazione delle molle sono state valutate con dei metodi disponibili in letteratura e vengono riassunte nel prospetto seguente.

<b>Kz</b>	39.700	kN/m
<b>Kx,y</b>	168.900	kN/m
<b>Krot.(x,y)</b>	8.920.000	kN/rad.

Si riportano di seguito alcune immagini del modello ed alcune distribuzioni di sollecitazioni flessionali e taglianti allo stato limite ultimo sulla platea di fondazione e sulle pareti.

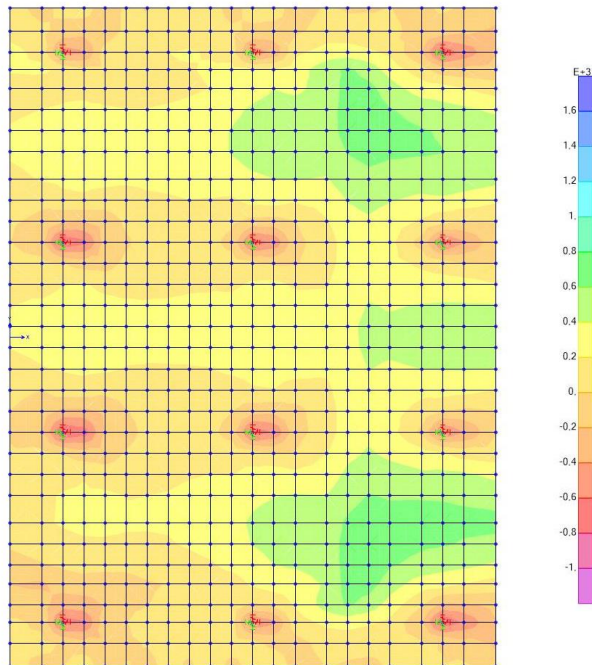


Figura 5-6- Momento Flettente 2-2 longitudinale in Combo SLU-STR-01

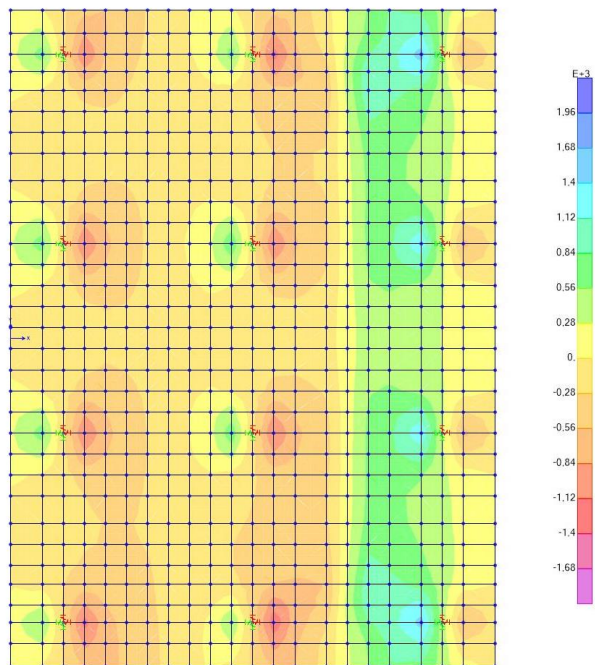


Figura 5-7 Taglio 1-3 longitudinale in combo SLU-STR-01

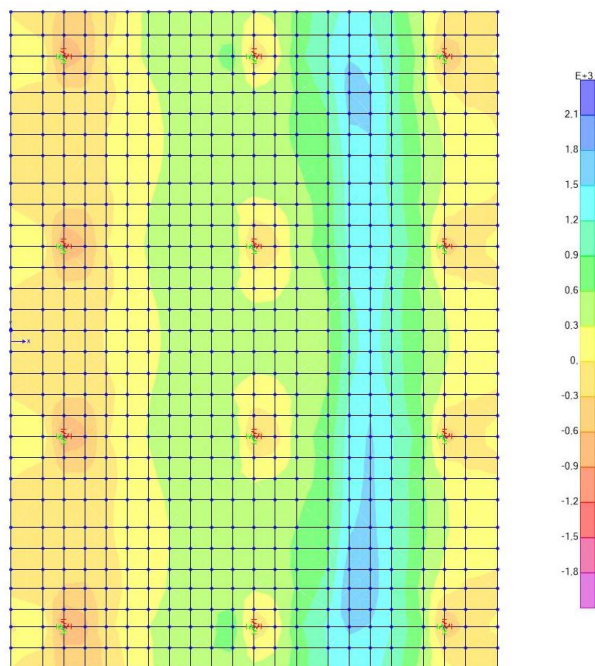


Figura 5-8- Momento flettente M1-1 trasversale in combo SLU-STR-01

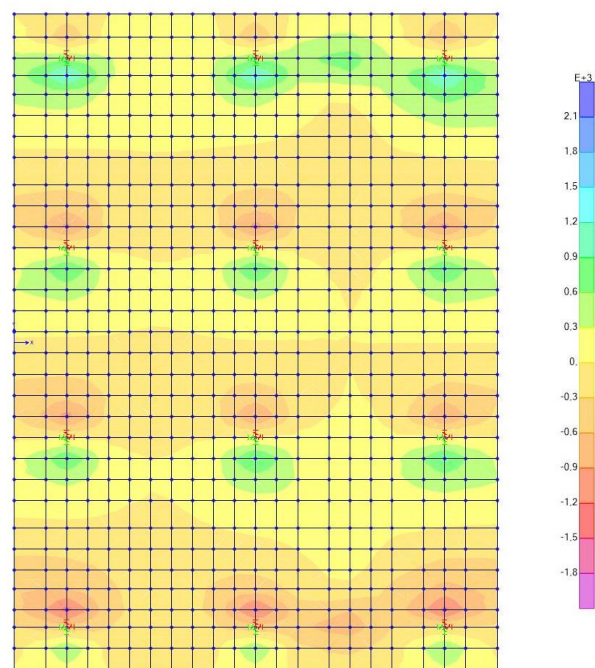


Figura 5-9- Taglio V2-3 trasversale in combo SLU-STR-01

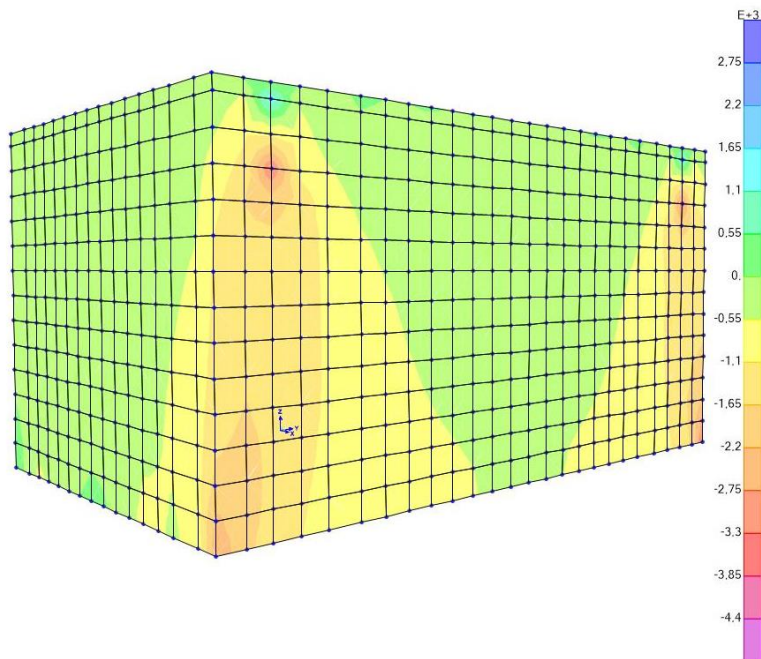


Figura 5-10 Sforzo normale sui muri F2-2 (N) in combo 01-SLU-STR

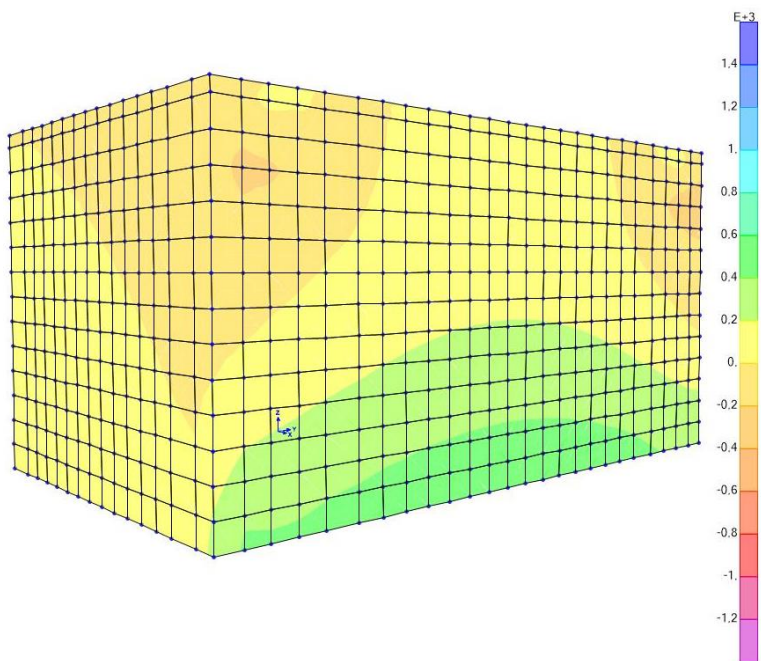


Figura 5-11- Taglio V2-3 (longitudinale) in combo 14-SLV-STR

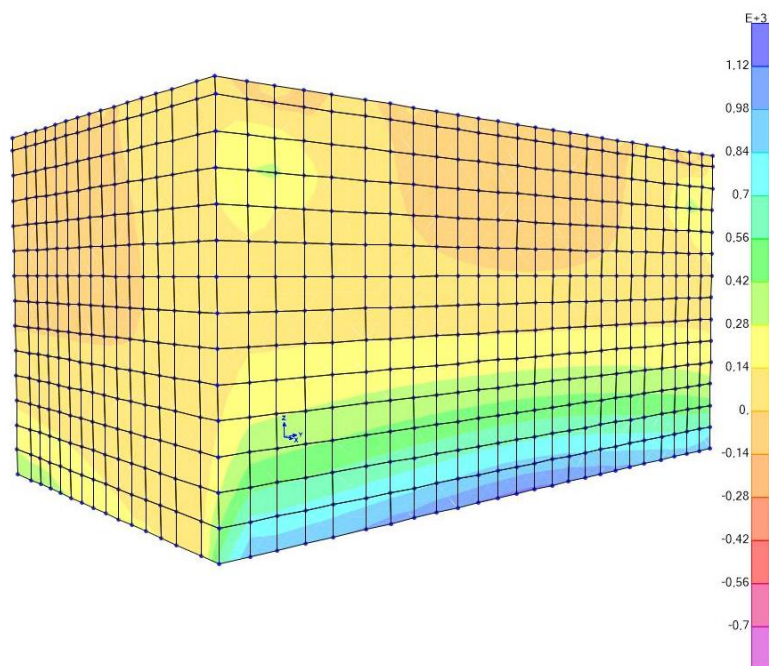


Figura 5-12- Momento M2-2 (ribaltante) in combo 14-SLV-STR

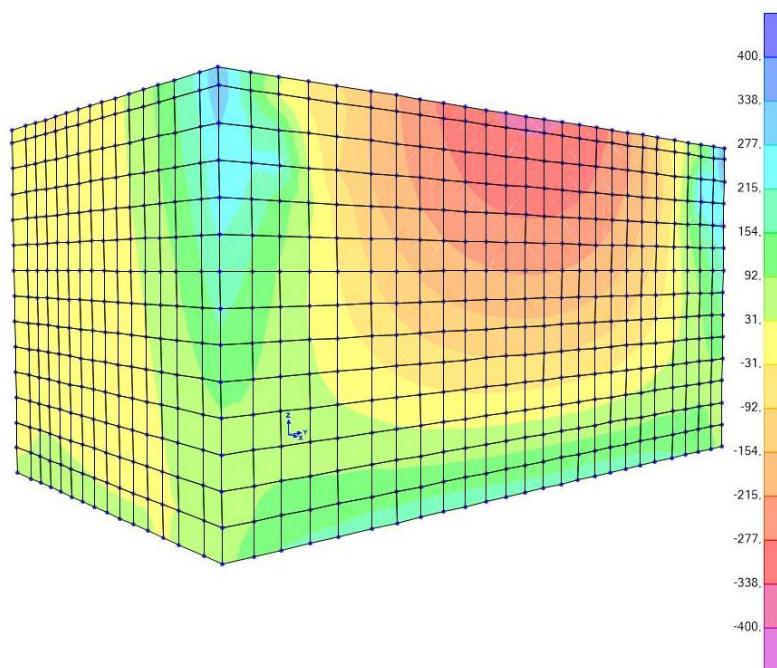


Figura 5-13 Momento M1-1 (trasversale) in combo 01-SLU-STR

#### 5.4. SOLLECITAZIONI DI PROGETTO SULLA PLATEA DI FONDAZIONE

Vengono riportate le massime reazioni ottenute sui pali utili per le verifiche geotecniche secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3) utili ai fini delle verifiche sui pali.

Sollecitazioni di progetto - SLU-STR							
	COMBINAZIONE	PALO	N [kN]	V <sub>x</sub> [kN]	V <sub>y</sub> [kN]	My (long.) [kN*m]	Mx (trasv.) [kN*m]
N max (COMPR)	02-SLU-STR	53	3545,2	-475,2	-179,1	-941,0	-38,0
N max (TRAZ)	-	-	-	-	-	-	-
V <sub>x</sub> max (long)	02-SLU-STR	61	3488,3	-805,8	-66,8	-2135,6	624,7
My max (long.)	05-SLU-STR-VENTO	53	2991,3	-286,0	-78,3	155,8	-51,4
Mx max (trasv)	02-SLU-STR	62	3522,2	-804,9	-176,2	-1158,3	753,8

Sollecitazioni di progetto - SLV-STR							
	COMBINAZIONE	PALO	N [kN]	V <sub>x</sub> [kN]	V <sub>y</sub> [kN]	My (long.) [kN*m]	Mx (trasv.) [kN*m]
N max (COMPR)	18-SLV-STR	59	2325,1	-705,9	-22,2	-1292,5	47,4
N max (TRAZ)	-	-	-	-	-	-	-
V <sub>x</sub> max (long)	15-SLV-STR	61	2208,8	-841,7	-4,1	-2521,2	236,7
My max (long.)	14-SLV-STR	53	2264,2	-602,5	-17,8	-952,9	-351,3
Mx max (trasv)	17-SLV-STR	62	2231,3	-783,7	-110,8	-1388,1	665,0

Sollecitazioni di progetto - SLE							
	COMBINAZIONE	PALO	N [kN]	V <sub>x</sub> [kN]	V <sub>y</sub> [kN]	My (long.) [kN*m]	Mx (trasv.) [kN*m]
N max (COMPR)	33-SLE-RARA	53	2584,1	-343,2	-125,1	-649,8	-42,4
N max (TRAZ)	-	-	-	-	-	-	-
V <sub>x</sub> max (long)	33-SLE-RARA	61	2544,5	-574,5	-46,4	-1507,3	443,6
My max (long.)	33-SLE-RARA	60	2508,7	-573,7	31,6	-1623,8	457,9
Mx max (trasv)	33-SLE-RARA	62	2568,2	-573,9	-122,9	-801,9	536,7

## 5.5. VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali vengono effettuate a mezzo di SectionCut, definite precedentemente all'interno del modello di calcolo. Si riportano di seguito la posizione delle Section Cut considerate per ciascuna combinazione di carico.

TABLE: Section Cuts 1 - General					
CutName	GlobalX	GlobalY	B	H	Color
Text	m	m	m	m	
SCUT_PL_LONG_1	8,50	5,40	1	2,3	Magenta
SCUT_PL_LONG_2	8,50	-5,38	1	2,3	Yellow
SCUT_PL_LONG_3	1,25	2,25	1	2,3	Grey
SCUT_PL_LONG_4	1,25	-2,25	1	2,3	Blue
SCUT_PL TRASV_1	8,00	5,90	1	2,3	Red
SCUT_PL TRASV_2	8,50	-5,85	1	2,3	Magenta
SCUT_PL TRASV_3	8,00	-5,85	1	2,3	Yellow
SCUT_PL TRASV_4	8,00	5,90	1	2,3	Grey
SCUT_PL TRASV_5	1,25	6,75	1	2,3	Green

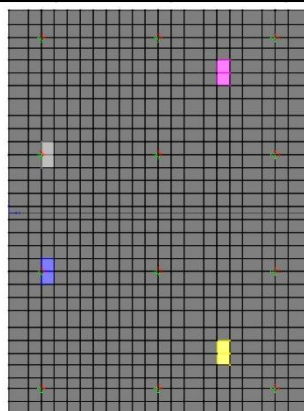


Figura 5-14 Section cut sulla platea per le sollecitazioni longitudinali

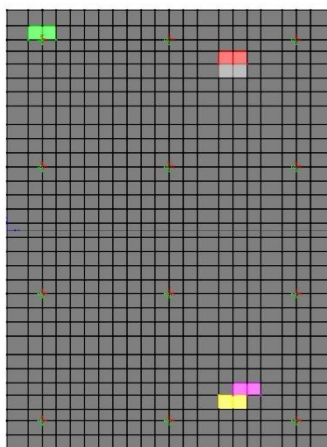






Figura 5-15 Section cut sulla platea per le sollecitazioni trasversali



TABLE: Section Cuts 1 - General						
CutName	GlobalX	GlobalY	B	H	Color	
Text	m	m	m	m		
SCUT_FRONT_1	8,00	-0,25	1	1,9		
SCUT_FRONT_2	8,00	0,25	1	1,9		
SCUT_FRONT_3	8,00	-0,25	1	1,9		
SCUT_FRONT_4	8,00	6,35	1			

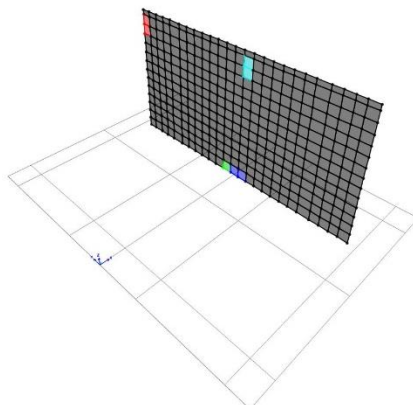








Figura 5-16 Section cut sul muro frontale

TABLE: Section Cuts 1 - General						
CutName	GlobalX	GlobalY	B	H	Color	
Text	m	m	m	m		
SCUT_AND_Y<0_1	7,42	-6,35	1,25	1		
SCUT_AND_Y<0_2	0,67	-6,35	1,25	1		
SCUT_AND_Y<0_3	8,00	-6,35	1	1		
SCUT_AND_Y>0_1	7,42	6,35	1,25	1		
SCUT_AND_Y>0_2	0,67	6,35	1,25	1		
SCUT_AND_Y>0_3	8,00	6,35	1	1		

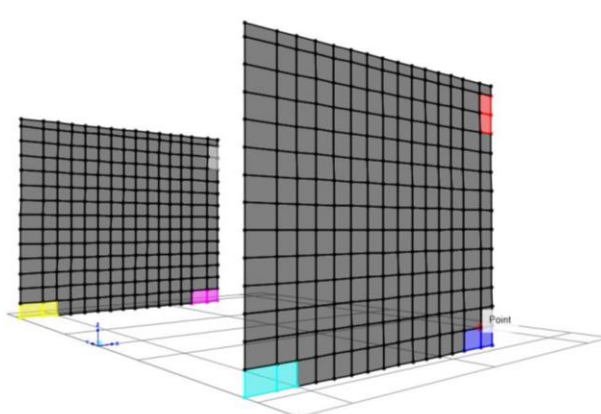
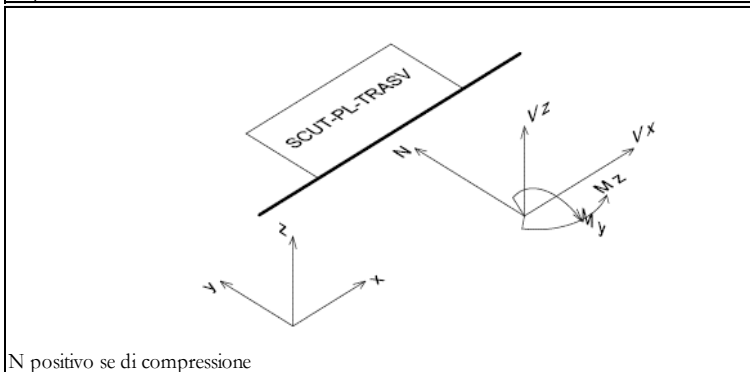
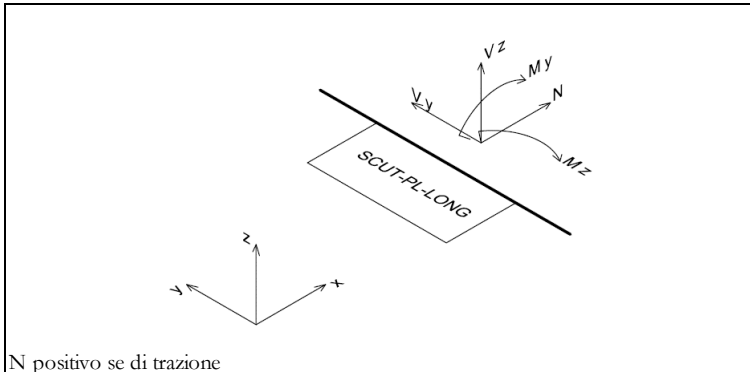


Figura 5-17 Section cut sui muri andatori

### 5.5.1. Verifiche del plinto di fondazione

#### 5.5.1.1. Plinto - Sollecitazioni di progetto

Di seguito sono riportate le massime sollecitazioni ottenute applicando tutte le combinazioni di carico e utilizzate per le verifiche flessionali del plinto di fondazione.



PRESSOFLESSIONE - SECTION-CUT PIU' SOLLECITATA

SECTION CUT	COMBINAZIONE		N [kN]	My [kN*m]	Mz [kN*m]
SCUT_PL_LONG_3	05-SLU-STR-VENTO	MAX	0,2	-917,5	0,2
SCUT_PL_LONG_3	05-SLU-STR-VENTO	MIN	-300,7	-1806,0	-18,0
SCUT_PL TRASV_4	02-SLU-STR	MAX	-62,2	-25,0	709,5
SCUT_PL TRASV_2	02-SLU-STR	MIN	-69,5	21,3	-700,4

TAGLIO - SECTION-CUT PIU' SOLLECITATA

SECTION CUT	COMBINAZIONE		N [kN]	Vz [kN]	Vy [kN]
SCUT_PL_LONG_4	02-SLU-STR	MAX	-442,4	1647,0	12,3
SCUT_PL_LONG_2	37-ECCEZIONALE	MIN	-139,7	580,9	46,3
SCUT_PL TRASV_5	02-SLU-STR	MAX	29,1	982,6	-117,3
SCUT_PL TRASV_3	02-SLU-STR	MIN	161,6	-154,7	85,2

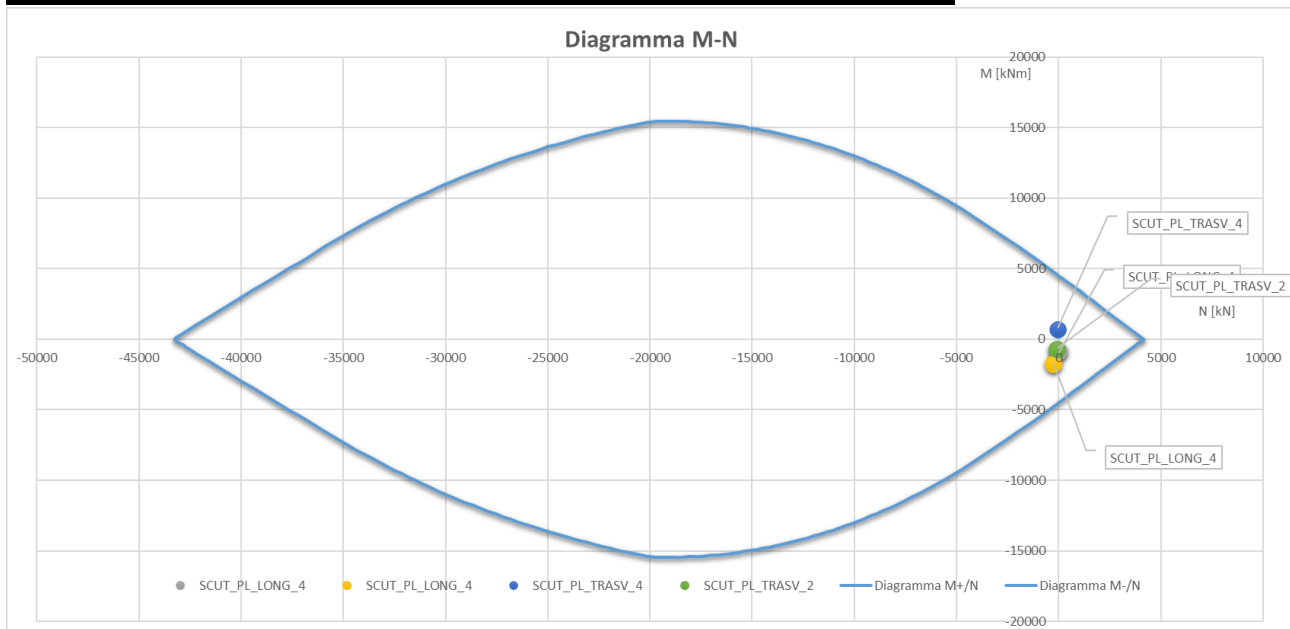
FESSURAZIONE - SECTION-CUT PIU' SOLLECITATA			
SECTION CUT	COMBINAZIONE	N [kN]	Mmax [kN*m]
SCUT_PL_LONG_2	35-SLE-FREQ	-192,7	-1211,6
SCUT_PL TRASV_2	35-SLE-FREQ	-86,1	-493,1
SCUT_PL_LONG_1	36-SLE-QPERM	-97,6	-864,6
SCUT_PL TRASV_1	36-SLE-QPERM	-63,4	-375,1

5.5.1.2. *Plinto - Verifiche a pressoflessione*

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo effettuate sulle Section Cut della platea più sollecitate. Il copriferro delle barre (ricoprimento) è di 4 cm. Le armature longitudinali sono:

- $\Phi 26/10''$  superiori
- $\Phi 26/10''$  inferiori

DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE			
Base = B =	<b>100,00</b>	cm	
Altezza = H =	<b>230,00</b>	cm	
Copriferro = c =	<b>6,40</b>	cm	
Altezza utile = d =	<b>223,6</b>	cm	
	n. barre	diametro [mm]	Area
Armatura zona tesa = Aft =	<b>10</b>	<b>26</b>	= 5,31 53,09 cmq
Armatura zona compressa = Afc =	<b>10</b>	<b>26</b>	= 5,31 53,09 cmq



Limitazioni d'armatura		
$\rho$	$\rho_{min}$	$\rho > \rho_{min}$
0,46%	0,1%	ok
$\Phi$	$\Phi_{max}$	$\Phi < \Phi_{min}$
26	230	ok

### 5.5.1.3. Plinto - Verifiche a taglio

Si riportano i valori di taglio massimo ottenuti sulle Section Cut della platea.

Le armature a taglio sono:

- $\Phi 12/20''$

## VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC '18

Dati di input			
<b>1) Sollecitazioni</b>			
Taglio Massimo sollecitante		$V_{Ed}$	1647,04 kN
Combinazione corrispondente			02-SLU-STR
		$\gamma_{Rd} =$	1
		$V_{Ed} = V * \gamma_{Rd} =$	1647,04 kN
<b>2) Armature longitudinali</b>			
Numero di barre e diametro armatura tesa	n.	10	$\phi$ 26 mm
Area armatura longitudinale tesa			$A_{s,long}$ 5306,6 mm <sup>2</sup>
<b>3) Parametri sezione</b>			
Larghezza minima della sezione in zona tesa		$b_w$	1000 mm
Altezza della sezione		H	2300 mm
Copriferro		c	64 mm
Altezza utile della sezione		d	2236 mm
Forza assiale dovuta ai carichi o alla precompressione		$N_{Ed}$	442,37 kN
<b>4) Caratteristiche cls</b>			
Tipologia di calcestruzzo			C30/37
Coefficiente riduttivo della resistenza del calcestruzzo		$\gamma_c$	1,5
Resistenza a compressione cilindrica		$f_{ck}$	30 MPa
Resistenza a compressione di progetto		$f_{cd}$	17,00 MPa
<b>5) Caratteristiche dell'acciaio</b>			
Tipologia di acciaio			B450C
Coefficiente riduttivo della resistenza dell'acciaio		$\gamma_s$	1,15
Tensione di snervamento caratteristica		$f_{yk}$	450 MPa
Tensione di snervamento di progetto		$f_{yd}$	391,30 MPa

### Verifica a taglio di elementi senza armature trasversali - §4.1.2.1.3.1

$v_{min}$	0,2838
k	1,2991
$\rho_1$	0,0024
$\sigma_{cp}$	0,1923 N/mm <sup>2</sup>
$V_{Rd}$	735,1
Verifica ( $V_{Rd} > V_{cd}$ )	no

NECESSARIA ARMATURA A TAGLIO

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti al taglio - §4.1.2.1.3.2**

Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo	$f'_{cd}$	8,5000 MPa
Coeff. Maggiorativo per (pre)compressione	$\alpha_c$	1,0107
Braccio delle forze interne	$z$	mm
Diametro delle staffe	$\phi_{st}$	12 mm
Numero di bracci staffe	$n_b$	5
Passo delle staffe	$s$	200 mm
Quantitativo di staffe a metro	$\Lambda_{sw,s}$	2826,00 mm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>
Inclinazione staffe	$a$	90 °
Inclinazione puntone	$\theta$	45 °

**Verifiche di armatura minima a taglio secondo - §4.1.6.1.1**

Resistenza a taglio del puntone di cls	$V_{Rcd}$	8643,81 kN
Resistenza a taglio del tirante di acciaio	$V_{Rsd}$	2225,36 kN
Resistenza a taglio di progetto = min (VRsd,VRcd) > Ved	$V_{Rd}$	2225,36 kN

Verifica ( $V_{Rd} > V_{ed}$ ) ok

**Limitazioni di armatura delle pareti - §7.4.6.2.4**

$\rho > 0,2 \%$	<span style="background-color: #c8e6c9; padding: 2px;">ok</span>
$\Phi > s_{parete}/10$	<span style="background-color: #c8e6c9; padding: 2px;">ok</span>
Q.tà legature > 9/m <sup>2</sup>	<span style="background-color: #c8e6c9; padding: 2px;">ok</span>

5.5.1.4. *Plinto - Verifiche a punzonamento*

**VERIFICA A PUNZONAMENTO**

<b>1) Dati di input</b>			
Riferimenti normativi	§6,4 EC2 + §4.1.2.3.5.4 NTC'18		
Tipologia strutturale	PALO DI FONDAZIONE DI BORDO		
Forma del palo	CIRCOLARE		
<b>Caratteristiche meccaniche dei materiali</b>			
<b>Calcestruzzo</b>			
Tipologia di calcestruzzo			C30/37
Resistenza caratteristica a compressione	$R_{ck}$		37 MPa
Resistenza a compressione cilindrica	$f_{ck}$		30,71 MPa
Resistenza a compressione di progetto	$f_{cd}$		17,40 MPa
Coefficiente riduttivo della resistenza del calcestruzzo	$\gamma_c$		1,5
<b>Acciaio</b>			
Tipologia di acciaio			B450C
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk}$		450 MPa
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd}$		391,30 MPa
Coefficiente riduttivo della resistenza dell'acciaio	$\gamma_s$		1,15
Coefficiente riduttivo per fessurazione del cls	$\nu$		0,5
<b>2) Dati geometrici del pilastro e della soletta</b>			
Diametro del palo	$\Phi$		1000 mm
Spessore della plate di fondazione	H		2300 mm
Copriferro (Ricoprimento armature)	cop		40 mm
Altezza capitello (se assente inserire 0)	$h_H$		0 mm
<b>3) Armature longitudinali del plinto</b>			
Diametro massimo armature tese longitudinali	$\phi_x$		26 mm
Diametro massimo armature tese trasversali	$\phi_y$		26 mm
Passo armature longitudinali	$s_x$		100 mm
Passo armature trsversali	$s_y$		100 mm
Altezza utile armature tese longitudinali	$d_x$		2247 mm
Altezza utile armature tese trasversali	$d_y$		2221 mm
Altezza utile media della piastra	d		2234 mm
Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa	$\rho_x$		0,00238
Rapporto geometrico di armatura trasversale tesa	$\rho_y$		0,00238
<b>3) Sollecitazioni</b>			
Reazione del palo più caricato	N		3545,20 kN
Momento flettente longitudinale	$M_x$		-38,00 kNm
Taglio longitudinale	$V_x$		-475,20 kN
Momento flettente trasversale	$M_y$		-941,00 kNm
Taglio trasversale	$V_y$		-179,00 kN
Combinazione			02-SLU-STR

#### 4) VERIFICA A PUNZONAMENTO, PIASTRA PRIVA DI ARMATURE

Contorno dell'area caricata dal palo	$u_0$	3142 mm
Distanza diametro palo-perimetro di verifica ( $\leq 2d$ )	$dd$	4468 mm
Perimetro di verifica di base	$u_1$	6519 mm
Coeff. riduttivo k	k	1,30
	$\rho_l$	0,00238
	$\sigma_{cp}$	0,00 MPa
	$k_1$	0,10
	$C_{Rd,c}$	0,12
	$v_{min}$	0,29
	$v_{min} + k_1\sigma_{cp}$	0,29
	$v_{Rd,c} (*)$	0,302 MPa
Eccentricità del carico applicato	e	-0,907 m
Maggiorazione della $\tau$ di punz. Dovuta a flessione	$\beta$	0,9998
Forza tagliante applicata di progetto per carico eccentrico	$v_{Ed}$	<b>0,504 MPa</b>
Resistenza di progetto a punzonamento	$v_{Rd,c}$	<b>0,302 MPa</b>
Verifica del punzonamento lungo il perimetro $u_0$	$v_{Ed} < v_{Rd,C}$	NO NECESSARIA ARMATURA A PUNZONAMENTO

#### 5) VERIFICA A PUNZONAMENTO, PIASTRA CON ARMATURE A TAGLIO

Diametro delle staffe	$\phi_{st}$	12 mm
Numero di bracci staffe	$n_b$	5
Passo delle staffe	s	200 mm
Armatura a taglio presente	$A_{sw,s}$	2826 mm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>
Passo radiale dell'armatura a taglio di punzonamento	$s_r$	200 mm
Resistenza di progetto efficace dell'armatura a taglio punzonamento	$f_{ywd,ef}$	391,3 MPa
Angolo compreso tra l'armatura a taglio e il piano della piastra	$\alpha$	90 °
Resistenza di progetto a punzonamento (perimetro $u_0$ )	$v_{Rd,cs}$	<b>2,87 MPa</b>
Resistenza di progetto a punzonamento (perimetro $u_1$ )	$v_{Rd,cs}$	<b>1,50 MPa</b>
Verifica del punzonamento lungo il perimetro $u_0$	$v_{Ed} < v_{Rd,cs}$	OK
Verifica del punzonamento lungo il perimetro $u_1$	$v_{Ed} < v_{Rd,cs}$	OK



5.5.1.5. *Plinto - Verifiche a fessurazione*

Si riportano le verifiche allo Stato Limite di fessurazione.

Le combinazioni in esame sono quelle di tipo frequente e quasi permanente. In condizioni ambientali ordinarie e per armatura poco sensibile, per la combinazione frequente si verifica che sia soddisfatta la seguente condizione:

$$w_d < w_3 = 0.4mm$$

Si ripete la verifica per la combinazione quasi permanente:

$$w_d < w_2 = 0.3mm$$

## VERIFICA A STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Platea		
<b>SLE-FREQUENTE <math>\rightarrow w_3=0,4\text{mm}</math></b>		
N sollecitante solo se di trazione	$N_{Ed}$	0,00 kN
M sollecitante	$M_{Ed}$	1211,63 kNm
	COMBO	35-SLE-FREQ
Base	b	1000 [mm]
Altezza	h	2300 [mm]
Ricoprimento barre longitudinali	c	40 [mm]
	d	2247 [mm]
	x	1012,6 [mm]
Diametro dei ferri longitudinali	$\emptyset$	26 [mm]
Numero dei ferri	n Fe	10
Area dell'armatura longitudinale	$A_s$	5309,3 [mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente per barre ad aderenza migliorata.	$\beta_1$	1
Coefficiente per azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute	$\beta_2$	0,5
	$\beta$	0,6769
	$E_s$	210000 [N/mm <sup>2</sup> ]
	$\sigma_s$	177,3 [N/mm <sup>2</sup> ]
$\geq 0.4$	$(1-\beta_1\beta_2\beta_2)$	0,7709
<b>Deformazione media unitaria = <math>\sigma_s (1-\beta_1\beta_2\beta_2)/E_s</math></b>	<b>esm</b>	<b>0,00065</b>
$\min((h-x)/2 ; c+7,5\emptyset)$	deff	235 [mm]
base calcestruzzo efficace	beff	970 [mm]
Area calcestruzzo efficace = deff * beff	$A_{c,eff}$	227950 [mm <sup>2</sup> ]
	k3	0,125
$A_s/A_{ceff}$	$\rho$	0,02329
	s	100 [mm]
barre ad aderenza migliorata	k2	0,4
distanza media fra le fessure = $2(c+s/10) + k_2k_3\emptyset/\rho$	$\Delta_{sm}$	155,8 [mm]
<b>apertura delle fessure = <math>1,7 \Delta_{sm} esm</math></b>	<b>wd</b>	<b>0,1724 [mm]</b>
<b>Verifica</b>	<b><math>w_d &lt; w_3</math></b>	<b>ok</b>
<b>SLE-QUASI PERMANENTE <math>\rightarrow w_2=0,3\text{mm}</math></b>		
N sollecitante solo se di trazione	$N_{Ed}$	0,00 kN
M sollecitante	$M_{Ed}$	-375,12 kNm
	COMBO	36-SLE-QPERM
	$\sigma_s$	-28,6 [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>Deformazione media unitaria = <math>\sigma_s (1-\beta_1\beta_2\beta_2)/E_s</math></b>	<b>esm</b>	<b>-0,0000817</b>
distanza media fra le fessure = $2(c+s/10) + k_2k_3\emptyset/\rho$	$\Delta_{sm}$	168,8 [mm]
<b>apertura delle fessure = <math>1,7 \Delta_{sm} esm</math></b>	<b>wd</b>	<b>-0,0234 [mm]</b>
<b>Verifica</b>	<b><math>w_d &lt; w_2</math></b>	<b>ok</b>

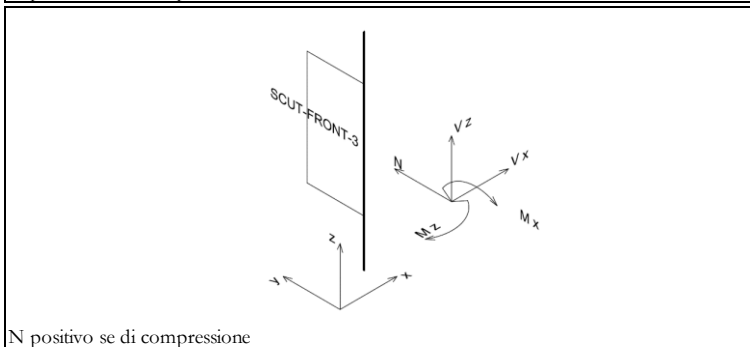
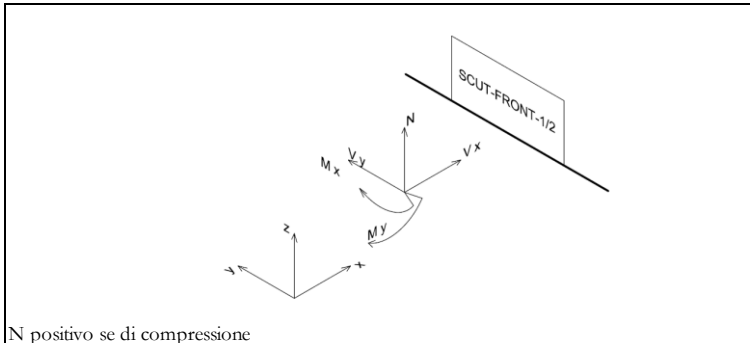
Mandataria

Mandanti

### 5.5.2. Verifiche del muro frontale

#### 5.5.2.1. Muro frontale - Sollecitazioni di progetto

Di seguito sono riportate le massime sollecitazioni ottenute applicando tutte le combinazioni di carico e utilizzate per le verifiche flessionali del plinto di fondazione.



Le sollecitazioni in direzione longitudinale sono le seguenti:

PRESSOFLESSIONE - SECTION-CUT PIU' SOLLECITATA					
SECTION CUT	COMBINAZIONE		N [kN]	M y [kN*m]	M x [kN*m]
SCUT_FRONT_2	05-SLU-STR-VENTO	MAX	312,0	-611,6	13,9
SCUT_FRONT_1	15-SLV-STR	MIN	230,4	-1417,5	-2,0

Le sollecitazioni in direzione trasversale sono le seguenti:

PRESSOFLESSIONE - SECTION-CUT PIU' SOLLECITATA					
SECTION CUT	COMBINAZIONE		N [kN]	M x [kN*m]	M z [kN*m]
SCUT_FRONT_3	14-SLV-STR	MAX	186,6	-5,5	316,3
SCUT_FRONT_4	04-SLU-STR	MIN	152,9	-56,6	-382,0

Per il taglio le azioni massime sono:

TAGLIO - SECTION-CUT PIU' SOLLECITATA					
SECTION CUT	COMBINAZIONE		N [kN]	V x [kN]	V y [kN]
SCUT_FRONT_2	05-SLU-STR-VENTO	MAX	312,0	-246,8	-45,8
SCUT_FRONT_1	15-SLV-STR	MIN	230,39	-609,6	-2,80

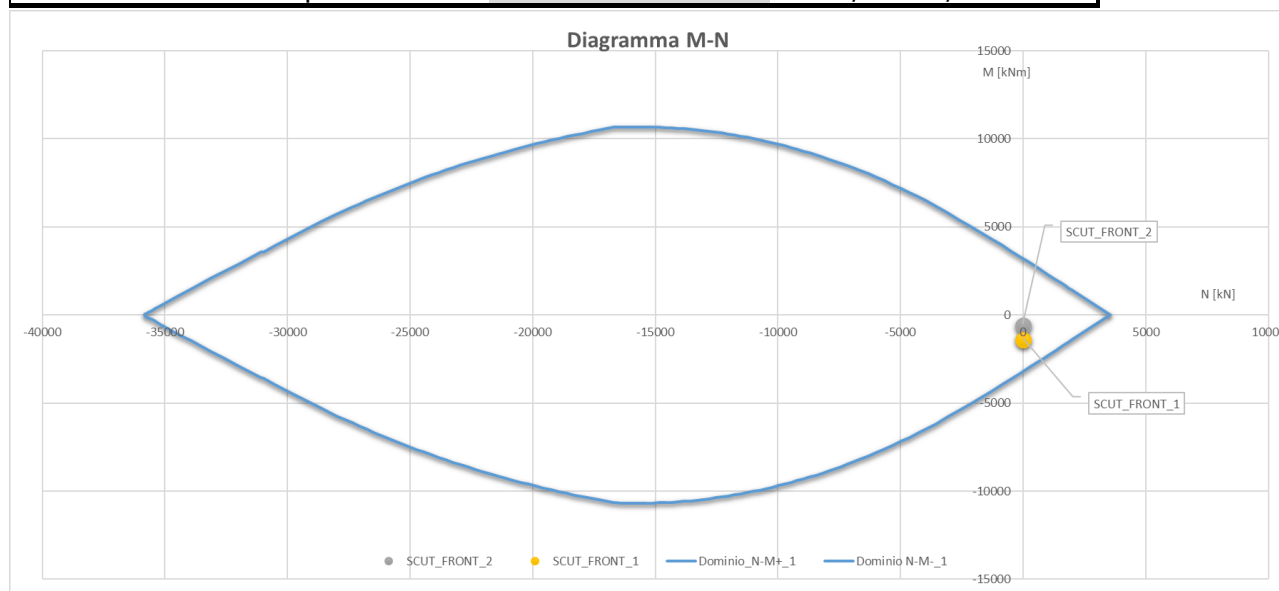
FESSURAZIONE - SECTION-CUT PIU' SOLLECITATA				
SECTION CUT	COMBINAZIONE		N [kN]	M y [kN*m]
SCUT_FRONT_2	34-SLE-FREQ	MAX	308,5	-682,6
SCUT_FRONT_1	35-SLE-FREQ	MIN	337,7	-775,6
SCUT_FRONT_2	36-SLE-QPERM	MAX	203,7	-444,7
SCUT_FRONT_1	36-SLE-QPERM	MIN	205,0	-446,7

### 5.5.2.2. Muro frontale - Verifiche a pressoflessione

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo delle Section Cut del muro frontale più sollecitate. Il copriferro delle barre (ricoprimento) è di 4 cm. Le armature longitudinali sono:

- Una fila di  $\Phi 24/10''$  zona tesa
- Una fila di  $\Phi 24/10''$  zona compressa

DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE			
Base = B =	<b>100,00</b>	cm	
Altezza = H =	<b>190,00</b>	cm	
Copriferro = c =	<b>4,00</b>	cm	
Altezza utile = d =	186	cm	
	n. barre	diametro [mm]	Area
Armatura zona tesa = Aft =	<b>10</b>	<b>24</b>	= 4,52 45,24 cmq
Armatura zona compressa = Afc =	<b>10</b>	<b>24</b>	= 4,52 45,24 cmq



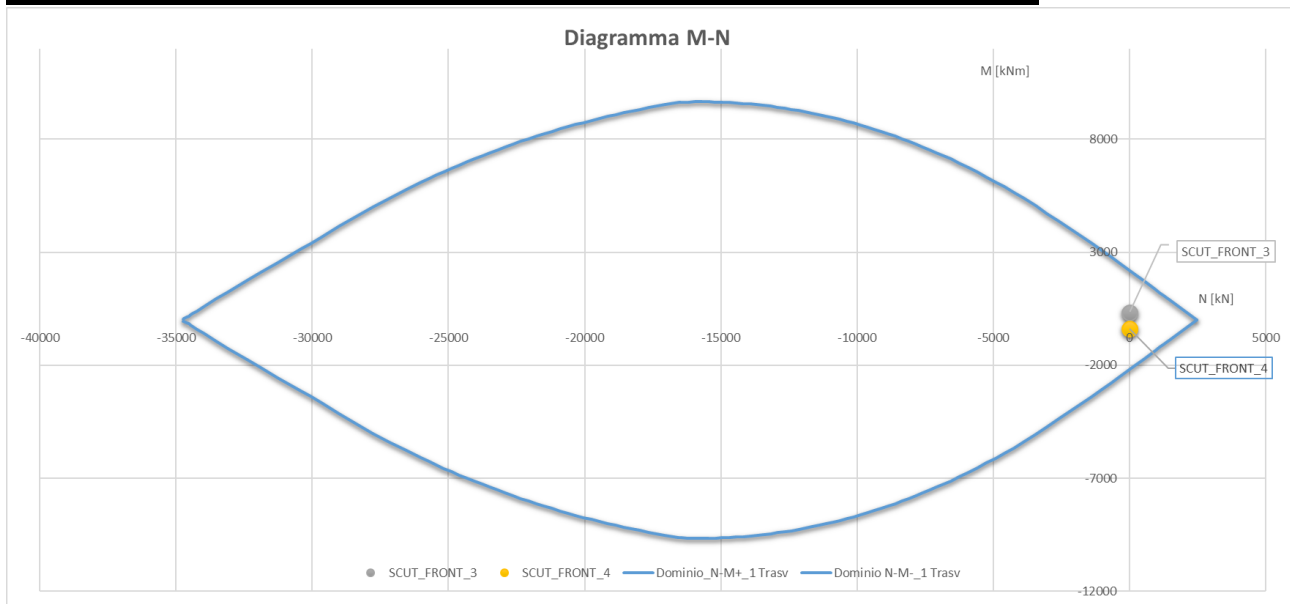
Limitazioni d'armatura		
$\rho$	$\rho_{min}$	$\rho > \rho_{min}$
0,48%	0,2%	ok

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo delle Section Cut del muro frontale più sollecitate in direzione trasversale.

Il copriferro delle barre (ricoprimento) è di 5 cm. Le armature longitudinali sono:

- Una fila di  $\Phi 20/10''$  zona tesa
- Una fila di  $\Phi 20/10''$  zona compressa

DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE					
Base = B =	<b>100,00</b>	cm			
Altezza = H =	<b>190,00</b>	cm			
Copriferro = c =	<b>6,00</b>	cm			
Altezza utile = d =	184	cm			
	n. barre	diametro [mm]	Area		
Armatura zona tesa = Aft =	<b>10</b>	<b>20</b>	= 3,14	31,42	cmq
Armatura zona compressa = Afc =	<b>10</b>	<b>20</b>	= 3,14	31,42	cmq



Limitazioni d'armatura		
$\rho$	$\rho_{min}$	$\rho > \rho_{min}$
0,33%	0,2%	ok

5.5.2.3. Muro frontale - Verifiche a taglio

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo delle Section Cut della platea più sollecitate a taglio elencate nel seguito.

Le armature a taglio sono:

- $\Phi 12/20''$

**VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC '18**

Dati di input				
<b>1) Sollecitazioni</b>				
Taglio Massimo sollecitante		$V_{Ed}$		609,62 kN
Combinazione corrispondente			15-SLV-STR	
		$\gamma_{Rd} =$		1
		$V_{Ed} = V * \gamma_{Rd} =$		609,62 kN
<b>2) Armature longitudinali</b>				
Numero di barre e diametro armatura tesa	n.	10	$\phi$	24 mm
Area armatura longitudinale tesa			$A_{s,long}$	4521,6 mm <sup>2</sup>
<b>3) Parametri sezione</b>				
Larghezza minima della sezione in zona tesa			$b_w$	1000 mm
Altezza della sezione			H	1900 mm
Copriferro			c	40 mm
Altezza utile della sezione			d	1860 mm
Forza assiale dovuta ai carichi o alla precompressione			$N_{Ed}$	230,39 kN
<b>4) Caratteristiche cls</b>				
Tipologia di calcestruzzo				C30/37
Coefficiente riduttivo della resistenza del calcestruzzo			$\gamma_c$	1,5
Resistenza a compressione cilindrica			$f_{ck}$	30 MPa
Resistenza a compressione di progetto			$f_{cd}$	17,00 MPa
<b>5) Caratteristiche dell'acciaio</b>				
Tipologia di acciaio				B450C
Coefficiente riduttivo della resistenza dell'acciaio			$\gamma_s$	1,15
Tensione di snervamento caratteristica			$f_{yk}$	450 MPa
Tensione di snervamento di progetto			$f_{yd}$	391,30 MPa

Verifica a taglio di elementi senza armature trasversali - §4.1.2.1.3.1	
	$v_{min}$ 0,2933
	k 1,3279
	$\rho_l$ 0,0024
	$\sigma_{cp}$ 0,1213 N/mm <sup>2</sup>
	$V_{Rd}$ 608,60
Verifica ( $V_{Rd} > V_{Ed}$ )	no
NECESSARIA ARMATURA A TAGLIO	

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti al taglio - §4.1.2.1.3.2**

Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo	$f'_{cd}$	8,5000 MPa
Coeff. Maggiorativo per (pre)compressione	$\alpha_c$	1,0071
Braccio delle forze interne	$z$	mm
Diametro delle staffe	$\phi_{st}$	12 mm
Numero di bracci staffe	$n_b$	5
Passo delle staffe	$s$	200 mm
Quantitativo di staffe a metro	$\Lambda_{sw,s}$	2826 mm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>
Inclinazione staffe	$a$	90 °
Inclinazione puntone	$\theta$	45 °

**Verifiche di armatura minima a taglio secondo - §4.1.6.1.1**

Resistenza a taglio del puntone di cls	$V_{Rcd}$	7165,25 kN
Resistenza a taglio del tirante di acciaio	$V_{Rsd}$	1851,15 kN
Resistenza a taglio di progetto = min (VRsd,VRcd) > Ved	$V_{Rd}$	1851,15 kN
Verifica ( $V_{Rd} > V_{ed}$ )		ok

**Limitazioni di armatura delle pareti - §7.4.6.2.4**

$\rho > 0,2 \%$		ok
$\Phi > s_{parete}/10$		ok
Q.tà legature > 9/m <sup>2</sup>		ok



5.5.2.4. *Muro frontale - Verifiche a fessurazione*

Si riportano le verifiche allo Stato Limite di Fessurazione.

Le combinazioni in esame sono quelle di tipo frequente e quasi permanente. In condizioni ambientali ordinarie e per armatura poco sensibile, per la combinazione frequente si verifica che sia soddisfatta la seguente condizione:

$$w_d < w_3 = 0.4mm$$

Si ripete la verifica per la combinazione quasi permanente:

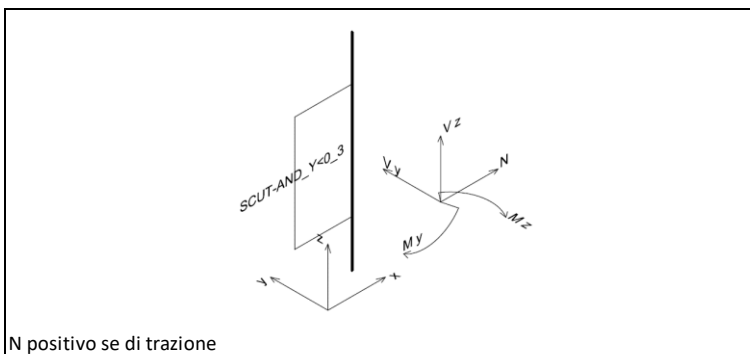
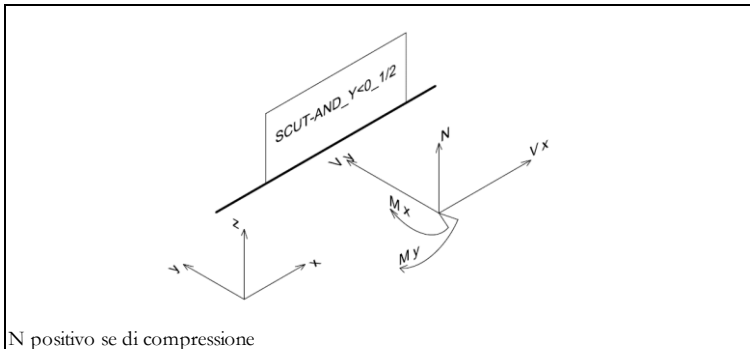
$$w_d < w_2 = 0.3mm$$

<b>Muro Frontale</b>		
<b>SLE-FREQUENTE →w<sub>3</sub>=0,4mm</b>		
N sollecitante solo se di trazione	Ned	0,00 kN
M sollecitante	Med	775,58 kNm
	COMBO	35-SLE-FREQ
Base	b	1000 [mm]
Altezza	h	1900 [mm]
Ricoprimento barre longitudinali	c	40 [mm]
	d	1848 [mm]
	x	837,6 [mm]
Diametro dei ferri longitudinali	Ø	24 [mm]
Numero dei ferri	n Fe	10
Area dell'armatura longitudinale	As	4523,9 [mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente per barre ad aderenza migliorata.	β <sub>1</sub>	1
Coefficiente per azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute	β <sub>2</sub>	0,5
	β	0,6769
	Es	210000 [N/mm <sup>2</sup> ]
	σ <sub>s</sub>	161,4 [N/mm <sup>2</sup> ]
>=0.4	(1-β <sub>1</sub> β <sub>2</sub> β <sub>2</sub> )	0,7709
Deformazione media unitaria= σ <sub>s</sub> (1-β <sub>1</sub> β <sub>2</sub> β <sub>2</sub> )/Es	<b>esm</b>	<b>0,0005924</b>
min((h-x)/2 ; c+7,5Ø)	deff	220 [mm]
base calcestruzzo efficace	beff	1000 [mm]
Area calcestruzzo efficace =deff *beff	Ac,eff	220000 [mm <sup>2</sup> ]
	k <sub>3</sub>	0,125
As/Aceff	ρ	0,02056
	s	100 [mm]
barre ad aderenza migliorata	k <sub>2</sub>	0,4
distanza media fra le fessure = 2(c+s/10) + k <sub>2</sub> k <sub>3</sub> Ø/ρ	Δ <sub>sm</sub> :	158,4 [mm]
apertura delle fessure = 1,7 Δ <sub>sm</sub> esm	<b>wd</b>	<b>0,1595 [mm]</b>
<b>Verifica</b>	<b>w<sub>d</sub>&lt;w<sub>3</sub></b>	<b>ok</b>
<b>SLE-QUASI PERMANENTE →w<sub>2</sub>=0,3mm</b>		
N sollecitante solo se di trazione	Ned	0,00 kN
M sollecitante	Med	446,71 kNm
	COMBO	36-SLE-QPERM
	σ <sub>s</sub>	92,9 [N/mm <sup>2</sup> ]
Deformazione media unitaria= σ <sub>s</sub> (1-β <sub>1</sub> β <sub>2</sub> β <sub>2</sub> )/Es	<b>esm</b>	<b>0,0003412</b>
distanza media fra le fessure = 2(c+s/10) + k <sub>2</sub> k <sub>3</sub> Ø/ρ	Δ <sub>sm</sub> :	158,4 [mm]
apertura delle fessure = 1,7 Δ <sub>sm</sub> esm	<b>wd</b>	<b>0,0919 [mm]</b>
<b>Verifica</b>	<b>w<sub>d</sub>&lt;w<sub>2</sub></b>	<b>ok</b>

### 5.5.3. Verifiche del muro andatore

#### 5.5.3.1. Muro andatore - Sollecitazioni di progetto

Di seguito sono riportate le sollecitazioni di calcolo utilizzate per le verifiche flessionali del muro andatore esterno, separando le SectionCut per la verifica delle armature in direzione longitudinale da quelle per le verifiche in direzione trasversale.



Le sollecitazioni in direzione longitudinale sono le seguenti:

PRESSOFLESSIONE - SECTION-CUT PIU' SOLLECITATA					
SECTION CUT	COMBINAZIONE		N [kN]	Mx [kN*m]	My [kN*m]
SCUT_AND_Y>0_2	05-SLU-STR-VENTO	MAX	561,5	629,5	41,7
SCUT_AND_Y>0_1	16-SLV-STR	MIN	751,3	112,9	-18,2

Le sollecitazioni in direzione trasversale sono le seguenti:

PRESSOFLESSIONE - SECTION-CUT PIU' SOLLECITATA					
SECTION CUT	COMBINAZIONE		N [kN]	My [kN*m]	Mz [kN*m]
SCUT_AND_Y>0_3	04-SLU-STR	MAX	292,9	33,0	366,0
SCUT_AND_Y>0_3	18-SLV-STR	MIN	-71,7	8,9	169,8

Le azioni taglianti di progetto sono:

TAGLIO - SECTION-CUT PIU' SOLLECITATA					
SECTION CUT	COMBINAZIONE		N [kN]	Vx [kN]	Vy [kN]
SCUT_AND_Y>0_1	02-SLU-STR	MAX	-163,2	-109,9	1260,6
SCUT_AND_Y>0_2	15-SLV-STR	MIN	-260,1	-267,0	-384,5

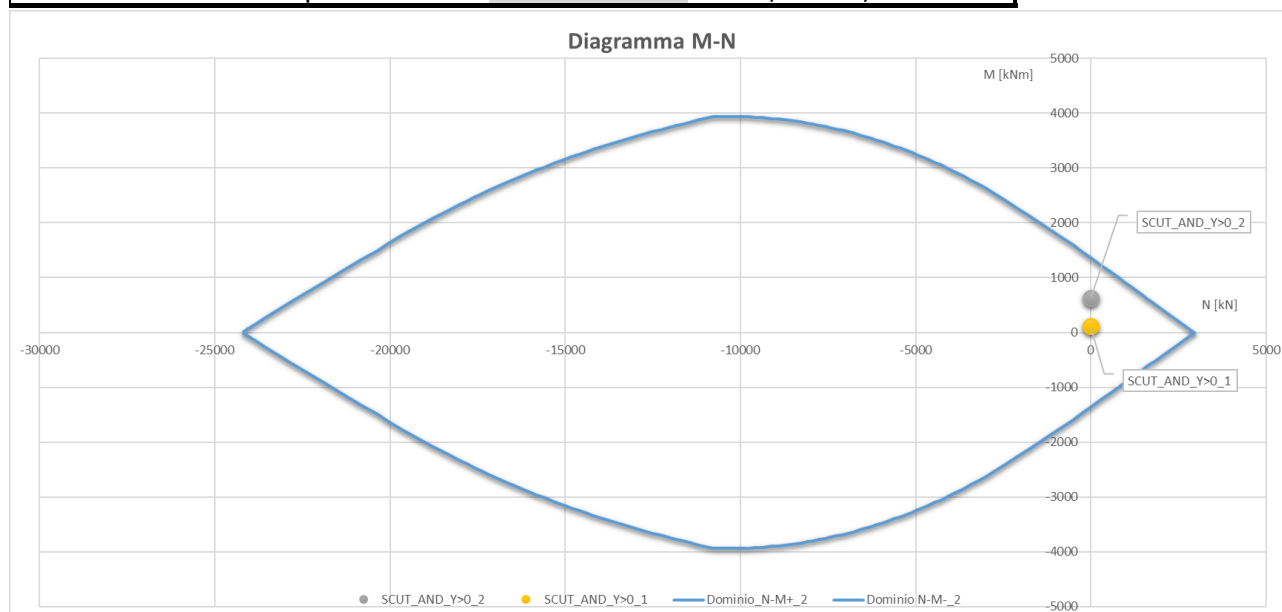
FESSURAZIONE - SECTION-CUT PIU' SOLLECITATA				
SECTION CUT	COMBINAZIONE		N [kN]	M X [kN*m]
SCUT_AND_Y>0_2	34-SLE-FREQ	MAX	-272,0	443,7
SCUT_AND_Y>0_1	34-SLE-FREQ	MIN	-115,5	145,3
SCUT_AND_Y>0_2	36-SLE-QPERM	MAX	-274,0	464,6
SCUT_AND_Y>0_1	36-SLE-QPERM	MIN	-117,3	141,0

5.5.3.2. Muro andatore - Verifiche a pressoflessione

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo delle Section Cut del muro andatore più sollecitate. Il copriferro delle barre (ricoprimento) è di 4 cm. Le armature longitudinali sono:

- Una fila di  $\Phi 20/10''$  zona tesa
- Una fila di  $\Phi 20/10''$  zona compressa

DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE					
Base = B =	<b>125,00</b>	cm			
Altezza = H =	<b>100,00</b>	cm			
Copriferro = c =	<b>4,00</b>	cm			
Altezza utile = d =	96	cm			
	n. barre	diametro [mm]	Area		
Armatura zona tesa = Aft =	<b>12</b>	<b>20</b>	= 3,14	37,70	cmq
Armatura zona compressa = Afc =	<b>12</b>	<b>20</b>	= 3,14	37,70	cmq



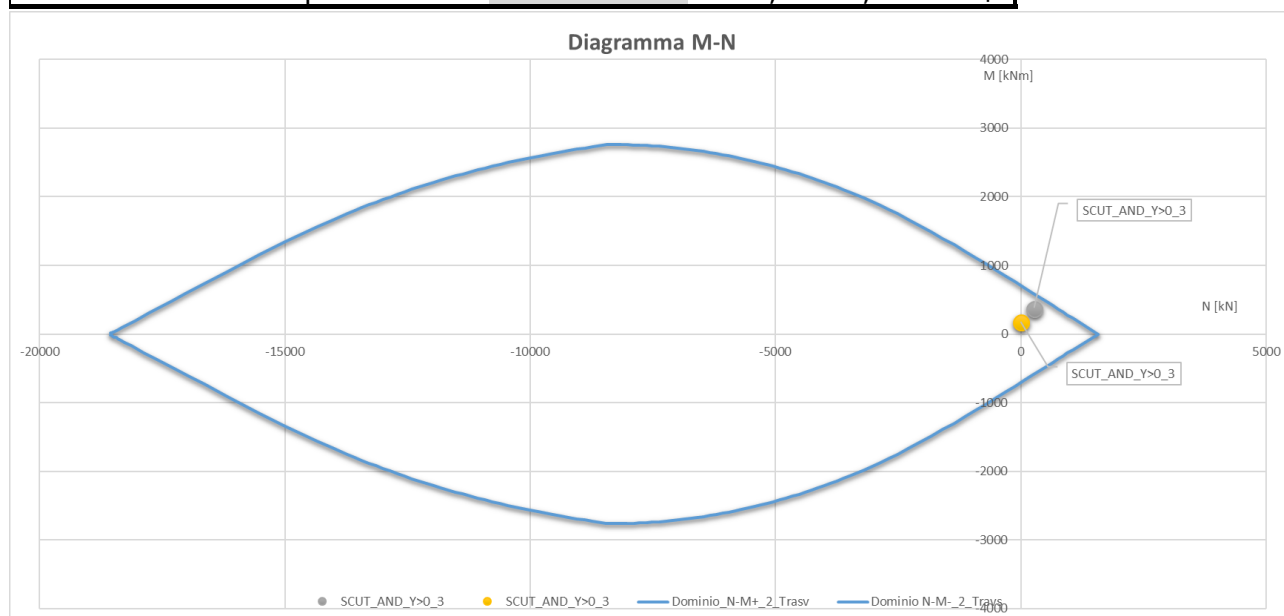
Limitazioni d'armatura		
$\rho$	$\rho_{min}$	$\rho > \rho_{min}$
0,60%	0,2%	ok

Si riporta la verifica effettuata in direzione trasversale.

Il copriferro delle barre (ricoprimento) è di 6 cm. Le armature trasversali sono:

- Una fila di  $\Phi 16/10''$  zona tesa
- Una fila di  $\Phi 16/10''$  zona compressa

DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE					
Base = B =	<b>100,00</b>	cm			
Altezza = H =	<b>100,00</b>	cm			
Copriferro = c =	<b>6,00</b>	cm			
Altezza utile = d =	94	cm			
		n. barre	diametro [mm]	Area	
Armatura zona tesa = Aft =	<b>10</b>	<b>16</b>	= 2,01	20,11	cmq
Armatura zona compressa = Afc =	<b>10</b>	<b>16</b>	= 2,01	20,11	cmq



Limitazioni d'armatura		
$\rho$	$\rho_{min}$	$\rho > \rho_{min}$
0,75%	0,2%	ok

### 5.5.3.3. Muro andatore - Verifiche a taglio

Si riportano le sollecitazioni attese agli stati limite considerati nelle Section Cut del muro andatore più sollecitate a taglio.

Le armature a taglio sono:

- $\Phi 8/10''$

## VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC '08

Dati di input				
<b>1) Sollecitazioni</b>				
Taglio Massimo sollecitante		$V_{Ed}$		1260,63 kN
Combinazione corrispondente				02-SLU-STR
		$\gamma_{Rd} =$		1
		$V_{Ed} = V * \gamma_{Rd} =$		1260,63 kN
<b>2) Armature longitudinali</b>				
Numero di barre e diametro armatura tesa	n.	12	$\phi$	20 mm
Area armatura longitudinale tesa			$A_{s,long}$	3768 mm <sup>2</sup>
<b>3) Parametri sezione</b>				
Larghezza minima della sezione in zona tesa			$b_w$	1250 mm
Altezza della sezione			H	1000 mm
Copriferro			c	40 mm
Altezza utile della sezione			d	960 mm
Forza assiale dovuta ai carichi o alla precompressione			$N_{Ed}$	163,25 kN
<b>4) Caratteristiche cls</b>				
Tipologia di calcestruzzo				C30/37
Coefficiente riduttivo della resistenza del calcestruzzo			$\gamma_c$	1,5
Resistenza a compressione cilindrica			$f_{ck}$	30 MPa
Resistenza a compressione di progetto			$f_{cd}$	17,00 MPa
<b>5) Caratteristiche dell'acciaio</b>				
Tipologia di acciaio				B450C
Coefficiente riduttivo della resistenza dell'acciaio			$\gamma_s$	1,15
Tensione di snervamento caratteristica			$f_{yk}$	450 MPa
Tensione di snervamento di progetto			$f_{yd}$	391,30 MPa

### Verifica a taglio di elementi senza armature trasversali - §4.1.2.1.3.1

$v_{min}$	0,3370
k	1,4564
$\rho_l$	0,0026
$\sigma_{cp}$	0,1306 N/mm <sup>2</sup>
$V_{Rd}$	440,32
Verifica ( $V_{Rd} > V_{Ed}$ )	no
NECESSARIA ARMATURA A TAGLIO	

Verifica elementi con armature trasversali resistenti al taglio - §4.1.2.1.3.2		
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo	$f'_{cd}$	8,5000 MPa
Coeff. Maggiorativo per (pre)compressione	$\alpha_c$	1,0074
Braccio delle forze interne	$z$	mm
Diametro delle staffe	$\phi_{st}$	8 mm
Numero di bracci staffe	$n_b$	10
Passo delle staffe	$s$	100 mm
Quantitativo di staffe a metro	$\Lambda_{sw,s}$	5024 mm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>
Inclinazione staffe	$\alpha$	90 °
Inclinazione puntone	$\theta$	45 °
Verifiche di armatura minima a taglio secondo - §4.1.6.1.1		
Resistenza a taglio del puntone di cls	$V_{Rcd}$	4624,11 kN
Resistenza a taglio del tirante di acciaio	$V_{Rsd}$	1698,55 kN
Resistenza a taglio di progetto = min (VRsd,VRcd) > Ved	$V_{Rd}$	1698,55 kN
Verifica ( $V_{Rd} > V_{ed}$ )		ok
Limitazioni di armatura delle pareti - §7.4.6.2.4		
$\rho > 0,2 \%$		ok
$\Phi > s_{parete}/10$		ok
Q.tà legature > 9/m <sup>2</sup>		ok

#### 5.5.3.4. Muro andatore - Verifiche a fessurazione

Si riportano le verifiche allo Stato Limite di fessurazione.

Le combinazioni in esame sono quelle di tipo frequente e quasi permanente. In condizioni ambientali ordinarie e per armatura poco sensibile, per la combinazione frequente si verifica che sia soddisfatta la seguente condizione:

$$w_d < w_3 = 0.4mm$$

Si ripete la verifica per la combinazione quasi permanente:

$$w_d < w_2 = 0.3mm$$



<b>Muro Andatore</b>		
<b>SLE-FREQUENTE <math>\rightarrow w_3=0,4\text{mm}</math></b>		
N sollecitante solo se di trazione	Ned	0,00 kN
M sollecitante	Med	443,70 kNm
	COMBO	34-SLE-FREQ
Base	b	1250 [mm]
Altezza	h	1000 [mm]
Ricoprimento barre longitudinali	c	40 [mm]
	d	950 [mm]
	x	446,1 [mm]
Diametro dei ferri longitudinali	$\emptyset$	20 [mm]
Numero dei ferri	n Fe	12
Area dell'armatura longitudinale	As	3769,9 [mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente per barre ad aderenza migliorata.	$\beta_1$	1
Coefficiente per azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute	$\beta_2$	0,5
	$\beta$	0,6769
	Es	210000 [N/mm <sup>2</sup> ]
	$\sigma_s$	212,5 [N/mm <sup>2</sup> ]
$\geq 0.4$	$(1-\beta_1\beta_2\beta_2)$	0,7709
Deformazione media unitaria= $\sigma_s (1-\beta_1\beta_2\beta_2)/E_s$	<b>esm</b>	<b>0,0007800</b>
$\min((h-x)/2 ; c+7,5\emptyset)$	deff	190 [mm]
base calcestruzzo efficace	beff	1000 [mm]
Area calcestruzzo efficace =deff *beff	Ac,eff	190000 [mm <sup>2</sup> ]
	k3	0,125
As/Aceff	$\rho$	0,01984
	s	104,1666667 [mm]
barre ad aderenza migliorata	k2	0,4
distanza media fra le fessure = $2(c+s/10) + k_2k_3\emptyset/\rho$	$\Delta_{sm}$ :	151,2 [mm]
apertura delle fessure = $1,7 \Delta_{sm} esm$	<b>wd</b>	<b>0,2005 [mm]</b>
<b>Verifica</b>	<b><math>w_d &lt; w_3</math></b>	<b>ok</b>
<b>SLE-QUASI PERMANENTE <math>\rightarrow w_2=0,3\text{mm}</math></b>		
N sollecitante solo se di trazione	Ned	0,00 kN
M sollecitante	Med	464,58 kNm
	COMBO	36-SLE-QPERM
	$\sigma_s$	222,5 [N/mm <sup>2</sup> ]
Deformazione media unitaria= $\sigma_s (1-\beta_1\beta_2\beta_2)/E_s$	<b>esm</b>	<b>0,0008168</b>
distanza media fra le fessure = $2(c+s/10) + k_2k_3\emptyset/\rho$	$\Delta_{sm}$ :	151,2 [mm]
apertura delle fessure = $1,7 \Delta_{sm} esm$	<b>wd</b>	<b>0,2100 [mm]</b>
<b>Verifica</b>	<b><math>w_d &lt; w_2</math></b>	<b>ok</b>

#### 5.5.4. Verifiche del muro paraghiaia

##### 5.5.4.1. Paraghiaia - Sollecitazioni di progetto

Le azioni sul muro paraghiaia vengono combinate secondo i coefficienti della Combinazione 01-SLU-STR.

Le sollecitazioni di progetto sono le seguenti:

COMBO SLU-STR	
$V_{G1}$	1,35
$V_{G2}$	1,5
$V_Q$	1,45
$(S_{terr} \gamma_{G1} + S_{ballast} \gamma_{G2} + S_N \gamma_Q + S_f \gamma_Q)$	
$V_{Ed}$	100,99 kN/m
$M_{Ed}$	94,71 kNm/m

COMBO SLV-STR	
$V_{G1}$	1
$V_{G2}$	1
$V_Q$	0,2
$(S_{terr} \gamma_{G1} + S_{ballast} \gamma_{G2} + S_N \gamma_Q + S_f \gamma_Q)$	
$V_{Ed}$	33,62 kN/m
$M_{Ed}$	25,78 kNm/m

COMBO SLE-FREQ	
$V_{G1}$	1,00
$V_{G2}$	1,00
$\psi_1$	0,80
$V_{Ed}$	58,27 kN/m
$M_{Ed}$	54,07 kNm/m

COMBO SLE-QPERM	
$V_{G1}$	1,00
$V_{G2}$	1,00
$\psi_2$	0,00
$V_{Ed}$	12,17 kN/m
$M_{Ed}$	8,41 kNm/m

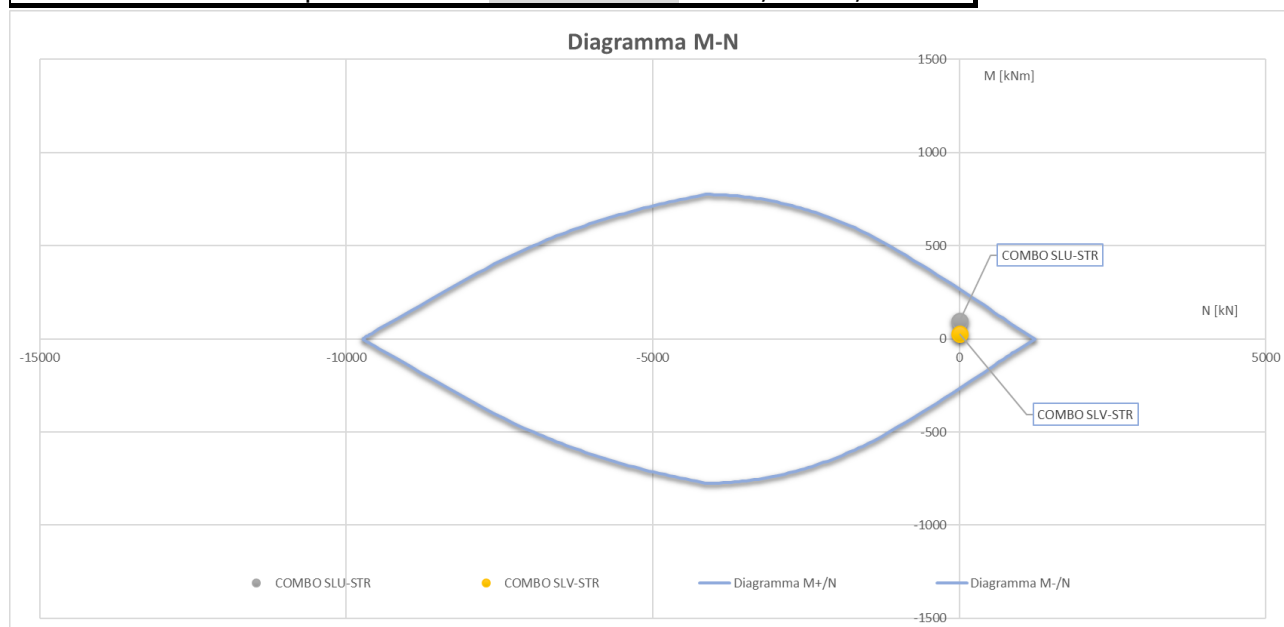
5.5.4.2. Paraghiaia - Verifiche a pressoflessione

Il momento di progetto è ottenuto allo SLU ed è pari a 94,71kNm/m.

Il copriferro delle barre (ricoprimento) è di 4 cm. Le armature longitudinali sono:

- Una fila di  $\Phi 20/20''$  zona tesa
- Una fila di  $\Phi 20/20''$  zona compressa

DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE			
Base = B =	<b>100,00</b>	cm	
Altezza = H =	<b>50,00</b>	cm	
Copriferro = c =	<b>4,00</b>	cm	
Altezza utile = d =	46	cm	
	n. barre	diametro [mm]	Area
Armatura zona tesa = Aft =	<b>5</b>	<b>20</b>	= 3,14 15,71 cmq
Armatura zona compressa = Afc =	<b>5</b>	<b>20</b>	= 3,14 15,71 cmq



Limitazioni d'armatura		
$\rho$	$\rho_{min}$	$\rho > \rho_{min}$
0,63%	0,1%	ok
$\Phi$	$\Phi_{max}$	$\Phi < \Phi_{min}$
20	50	ok

Armatura di ripartizione					
Armatura necessaria in zona tesa (20% $A_{s,long}$ )	3,142	<b>5</b>	<b>16</b>	2,01 10,053	ok
Armatura necessaria in zona tesa (20% $A_{s,long}$ )	3,142	<b>5</b>	<b>16</b>	2,01 10,053	ok

5.5.4.3. *Paraghiaia - Verifica a taglio*

Il taglio di progetto è ottenuto allo SLU ed è pari a 100.99 kN/m. Le armature a taglio sono:

- $\Phi 8/20''$

## VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC '18

Dati di input			
<b>1) Sollecitazioni</b>			
Taglio Massimo sollecitante		$V_{Ed}$	100,99 kN
Combinazione corrispondente		$\gamma_{Rd} =$	1
		$V_{Ed} = V * \gamma_{Rd} =$	100,99 kN
<b>2) Armature longitudinali</b>			
Numero di barre e diametro armatura tesa	n.	5	$\phi$ 20 mm
Area armatura longitudinale tesa			$A_{s,long}$ 1570 mm <sup>2</sup>
<b>3) Parametri sezione</b>			
Larghezza minima della sezione in zona tesa		$b_w$	1000 mm
Altezza della sezione		H	500 mm
Copriferro		c	40 mm
Altezza utile della sezione		d	460 mm
Forza assiale dovuta ai carichi o alla precompressione		$N_{Ed}$	0,00 kN
<b>4) Caratteristiche cls</b>			
Tipologia di calcestruzzo			C30/37
Coefficiente riduttivo della resistenza del calcestruzzo		$\gamma_c$	1,5
Resistenza a compressione cilindrica		$f_{ck}$	30 MPa
Resistenza a compressione di progetto		$f_{cd}$	17,00 MPa
<b>5) Caratteristiche dell'acciaio</b>			
Tipologia di acciaio			B450C
Coefficiente riduttivo della resistenza dell'acciaio		$\gamma_s$	1,15
Tensione di snervamento caratteristica		$f_{yk}$	450 MPa
Tensione di snervamento di progetto		$f_{yd}$	391,30 MPa

### Verifica a taglio di elementi senza armature trasversali - §4.1.2.1.3.1

$V_{min}$	0,4098
k	1,6594
$\rho_1$	0,0034
$\sigma_{cp}$	0,0000 N/mm <sup>2</sup>
$V_{Rd}$	198,90
Verifica ( $V_{Rd} > V_{ed}$ )	ok

NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO

### Armatura minima per pareti

Diametro delle staffe	$\phi_{st}$	8 mm
Numero di bracci staffe	$n_b$	5
Passo delle staffe	s	200 mm
Quantitativo di staffe a metro	$A_{sw,s}$	1256,00 mm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>
<b>Limitazioni di armatura delle pareti - §7.4.6.2.4</b>		
$\rho > 0,2 \%$		ok
$\Phi > s_{parete}/10$		ok
Q.tà legature $> 9/m^2$		ok

5.5.4.4. *Paraghiaia - Verifica a fessurazione*

Le sollecitazioni di progetto sono quelle calcolate agli Sati Limite Frequente e Quasi Permanente.

In condizioni ambientali ordinarie e per armatura poco sensibile, per la combinazione frequente si verifica che sia soddisfatta la seguente condizione:

$$w_d < w_3 = 0.4mm$$

Si ripete la verifica per la combinazione quasi permanente:

$$w_d < w_2 = 0.3mm$$

<b>Muro Paragliaia</b>		
<b>SLE-FREQUENTE →w<sub>3</sub>=0,4mm</b>		
N sollecitante solo se di trazione	Ned	0,00 kN
M sollecitante	Med	54,07 kNm
	COMBO	SLE-FREQ
Base	b	1000 [mm]
Altezza	h	500 [mm]
Ricoprimento barre longitudinali	c	40 [mm]
	d	450 [mm]
	x	222,1 [mm]
Diametro dei ferri longitudinali	Ø	20 [mm]
Numero dei ferri	n Fe	5
Area dell'armatura longitudinale	As	1570,8 [mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente per barre ad aderenza migliorata.	β <sub>1</sub>	1
Coefficiente per azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute	β <sub>2</sub>	0,5
	β	0,6769
	Es	210000 [N/mm <sup>2</sup> ]
	σ <sub>s</sub>	123,9 [N/mm <sup>2</sup> ]
>=0.4	(1-β <sub>1</sub> β <sub>2</sub> β <sub>2</sub> )	0,7709
Deformazione media unitaria= σ <sub>s</sub> (1-β <sub>1</sub> β <sub>2</sub> β <sub>2</sub> )/Es	<b>esm</b>	<b>0,0004548</b>
min((h-x)/2 ; c+7,5Ø)	deff	138,933536 [mm]
base calcestruzzo efficace	beff	1000 [mm]
Area calcestruzzo efficace =deff *beff	Ac,eff	138933,536 [mm <sup>2</sup> ]
	k <sub>3</sub>	0,125
As/Aceff	ρ	0,01131
	s	200 [mm]
barre ad aderenza migliorata	k <sub>2</sub>	0,4
distanza media fra le fessure = 2(c+s/10) + k <sub>2</sub> k <sub>3</sub> Ø/ρ	Δ <sub>sm</sub> :	208,4 [mm]
apertura delle fessure = 1,7 Δ <sub>sm</sub> esm	<b>wd</b>	<b>0,1612 [mm]</b>
<b>Verifica</b>	<b>w<sub>d</sub>&lt;w<sub>3</sub></b>	<b>ok</b>
<b>SLE-QUASI PERMANENTE →w<sub>2</sub>=0,3mm</b>		
N sollecitante solo se di trazione	Ned	0,00 kN
M sollecitante	Med	8,41 kNm
	COMBO	SLE-QPERM
	σ <sub>s</sub>	19,3 [N/mm <sup>2</sup> ]
Deformazione media unitaria= σ <sub>s</sub> (1-β <sub>1</sub> β <sub>2</sub> β <sub>2</sub> )/Es	<b>esm</b>	<b>0,0000707</b>
distanza media fra le fessure = 2(c+s/10) + k <sub>2</sub> k <sub>3</sub> Ø/ρ	Δ <sub>sm</sub> :	208,4 [mm]
apertura delle fessure = 1,7 Δ <sub>sm</sub> esm	<b>wd</b>	<b>0,0251 [mm]</b>
<b>Verifica</b>	<b>w<sub>d</sub>&lt;w<sub>2</sub></b>	<b>ok</b>

## 5.6. SPALLA - INCIDENZA ARMATURE

Incidenza Armature Spalla							
	Descrizione	n. barre a ml	Ø [mm]	Lunghezza totale barre a mq [m]	Peso singola barra [kg/ml]	Peso totale armatura a mq [kg]	
P L A T E A	Armatura longitudinale platea (maglia lato inf)	20	26	20,0	4,1680	83,36	
	Armatura longitudinale platea (maglia lato sup)	20	26	20,0	4,1680	83,36	
	Armatura interna ripartizione	20	26	20,0	4,1680	83,36	
		<b>n. spilli a mq</b>			<b>L spilli [m]</b>		
	Armatura trasversale platea	25	12	2,7	0,8880	59,94	
	Volume CLS soletta spalla [m³]				412,6		
	<b>Totale incidenza Platea [kg/m³]</b>				<b>134,8</b>		
F R O N T A L E	Armatura longitudinale muro frontale (lato interno)	10	24	10,0	3,5510	35,51	
	Armatura longitudinale muro frontale (lato esterno)	10	24	10,0	3,5510	35,51	
	Armatura di ripartizione (lato interno+lato esterno)	20	20	20,0	2,4660	49,32	
	Armatura interna ripartizione	20	20	20,0	2,4660	49,32	
		<b>n. spilli a mq</b>			<b>L spilli [m]</b>		
	Armatura trasversale muro frontale	25	12	2,30	0,8880	51,06	
	Volume CLS muro frontale [m³]				90,2		
	<b>Totale incidenza Muro Frontale [kg/m³]</b>				<b>116,2</b>		
A N D A T O R I	Armatura longitudinale muri andatori (lato interno)	10	20	9,6	2,4660	23,67	
	Armatura longitudinale muri andatori (lato esterno)	10	20	9,6	2,4660	23,67	
	Armatura di ripartizione (lato interno+lato esterno)	20	16	20,0	1,5780	31,56	
	Armatura interna ripartizione	20	20	20,0	2,4660	0,00	
	Armatura ala posteriore (% d'arca)					0,00	
		<b>n. spilli a mq</b>			<b>L spilli [m]</b>		
	Armatura trasversale muri andatori (lato interno)	100	8	1,4	0,3950	55,30	
	Volume CLS muro andatore [m³]				31,2		
	<b>Totale incidenza Muri Andatori [kg/m³]</b>				<b>134,2</b>		
P A R A G H I A	Armatura longitudinale paraghiaia (lato interno)	5	20	5,0	2,4660	12,33	
	Armatura longitudinale paraghiaia (lato esterno)	5	20	5,0	2,4660	12,33	
	Armatura di ripartizione (lato interno+lato esterno)	10	16	10,0	1,5780	15,78	
		<b>n. spilli a mq</b>			<b>L spilli [m]</b>		
	Armatura trasversale paraghiaia	25	8	0,9	0,3950	8,89	
		Volume CLS paraghiaia [m³]				8,8	
	<b>Totale incidenza paraghiaia [kg/m³]</b>				<b>98,7</b>		