

S.S. 398 "Via Val di Cornia"
Bretella di collegamento tra l'Autostrada Tirrenica A12
e il Porto di Piombino
LOTTO 1 - Svincolo di Geodetica-Gagno

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **FI2**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
Dott. Ing. Nando Granieri
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:
MANDATARIA:

 Sintagma

 GEOTECHNICAL DESIGN GROUP

 ICARIA
società di ingegneria

Dott. Ing. N. Granieri
Dott. Arch. N. Kamenicky
Dott. Ing. V. Truffini
Dott. Arch. A. Bracchini
Dott. Ing. F. Durastanti
Dott. Geol. G. Cerquiglini
Geom. S. Scopetta
Dott. Ing. L. Sbrenna
Dott. Ing. E. Sellari
Dott. Ing. E. Bartolucci
Dott. Ing. L. Dinelli
Dott. Ing. L. Nani
Dott. Ing. F. Pambianco
Dott. Agr. F. Berti Nulli

Dott. Ing. D. Carlacchini
Dott. Ing. S. Sacconi
Dott. Ing. G. Cordua
Dott. Ing. V. De Gori
Dott. Ing. C. Consorti
Dott. Ing. F. Dominici

Dott. Ing. V. Rotisciani
Dott. Ing. F. Macchioni
Geom. C. Vischini
Dott. Ing. V. Piunno
Dott. Ing. G. Pulli
Geom. C. Sugaroni

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. Luca Nani
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A2445

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

IL R.U.P.

Dott. Ing. Antonio Scalamandrè

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

PROTOCOLLO

DATA

MARZO 2019



OPERE D'ARTE MAGGIORI
VIADOTTO CORNIA 2 (ferrovia)
Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture

CODICE PROGETTO

NOME FILE

T00-VI02-STR-RE01

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

DPFI12 E 1801

CODICE ELAB.

T00VI02STRRE01

A

-

A

Emissione

E. Ricci

E. Bartolucci

N. Granieri

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	8
3	MATERIALI	9
4	METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA	10
4.1	VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	10
4.1.1	Stato limite di resistenza.....	10
4.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....	10
4.2.1	Fessurazione	10
4.2.2	Tensioni di esercizio	13
5	MODELLO DI CALCOLO.....	14
5.1	CARATTERISTICHE DEGLI ELEMENTI MODELLATI	15
6	ANALISI DEI CARICHI.....	16
6.1	PESO PROPRIO DELL'IMPALCATO (G_1).....	16
6.2	SOVRACCARICO PERMANENTE (G_2).....	16
6.3	CARICHI MOBILI (Q_1).....	17
6.4	FRENATURA (Q_3).....	18
6.5	AZIONE DEL VENTO (Q_5).....	19
6.6	AZIONE SISMICA (E).....	21
6.6.1	Strategia di protezione sismica	21
6.6.2	Definizione dell'azione sismica.....	22
7	COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	27

8	RISULTATI DELLE ANALISI.....	30
8.1	ANALISI LINEARE DINAMICA.....	30
9	VERIFICA SPALLA 1.....	35
9.1	GEOMETRIA.....	35
9.2	AZIONI.....	36
9.3	RIEPIGOLO SOLLECITAZIONI – AZIONI ELEMENTARI.....	46
9.4	RIEPILOGO SOLLECITAZIONI – COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	48
9.4.1	Muro frontale.....	48
9.4.2	Plinto di fondazione.....	49
9.4.3	Pali.....	51
9.5	MURO FRONTALE.....	52
9.6	PLINTO DI FONDAZIONE.....	54
9.7	PALI 58	
9.7.1	Sollecitazioni di verifica.....	58
9.7.2	Verifiche.....	59
9.8	MURI ANDATORI SPALLA 1.....	62
9.8.1	Azioni.....	62
9.8.2	Sezioni di verifica.....	63
9.8.3	Sollecitazioni.....	64
9.8.4	Verifiche.....	65
10	VERIFICA TORRI PROVVISORIE.....	68
10.1	TORRE PROVVISORIA – TIPO 1.....	68

10.1.1 Geometria.....	68
10.1.2 Modello di calcolo	69
10.1.3 Azioni di calcolo	70
10.1.4 Verifiche	71
10.2 TORRE PROVVISORIA – TIPO 2	75
10.2.1 Geometria.....	75
10.2.2 Modello di calcolo	76
10.2.3 Azioni di calcolo	77
10.2.4 Verifiche	78

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Pianta fondazioni.....	5
Figura 2 – Profilo longitudinale.....	5
Figura 3 – Sezione trasversale impalcato	6
Figura 4 – Schema appoggi	7
Figura 5 – Caratteristiche sezione in appoggio.....	15
Figura 6 – Caratteristiche sezione corrente	15
Figura 7 – Descrizione del modello di carico 1 – da NTC2018.....	17
Figura 8 - Isolatore elastomerico	21
Figura 9 – Modo di vibrare N°1.....	33
Figura 10 – Modo di vibrare N°2	33
Figura 11 – Modo di vibrare N°3.....	34
Figura 12 – Sezioni trasversale.....	35
Figura 13 – Pianta fondazioni	35
Figura 14 – Momenti M11 e M22 (SLU) [kNm/m]	64

1 PREMESSA

Nel presente fascicolo si espongono i calcoli di dimensionamento delle sottostrutture del Viadotto Cornia 2, rientrante nell'ambito del Lotto 1 della S.S. 398 "Via Val di Cornia", Bretella di collegamento tra l'Autostrada Tirrenica A12 ed il porto di Piombino.

Per quanto riguarda il calcolo dell'impalcato e il calcolo geotecnico dei pali si rimanda alle specifiche relazioni allegate al presente progetto.

Il viadotto presenta due carreggiate distinte e separate, ciascuna delle quali costituita da un impalcato in semplice appoggio di luce pari a 70.0m, intesa come distanza media tra gli assi appoggi delle due spalle.

Le spalle sono di tipo a mensola con muri laterali, le fondazioni di tipo indiretto su pali di grande diametro Ø1200. Per l'esecuzione dell'impalcato si prevede la realizzazione di strutture provvisorie a sostegno dei conci prossimità della spalla e per consentire il varo dei conci centrali.

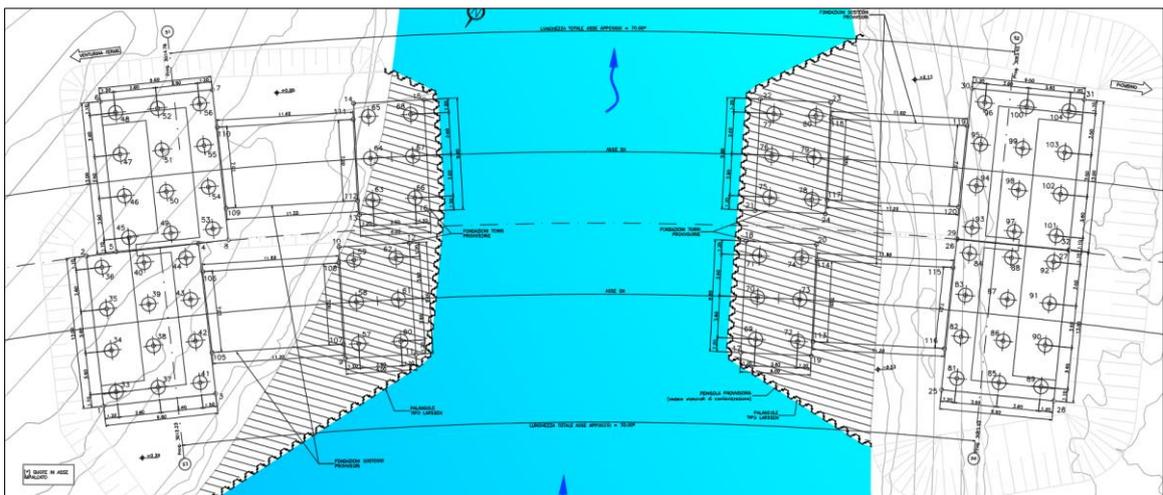


Figura 1 – Pianta fondazioni

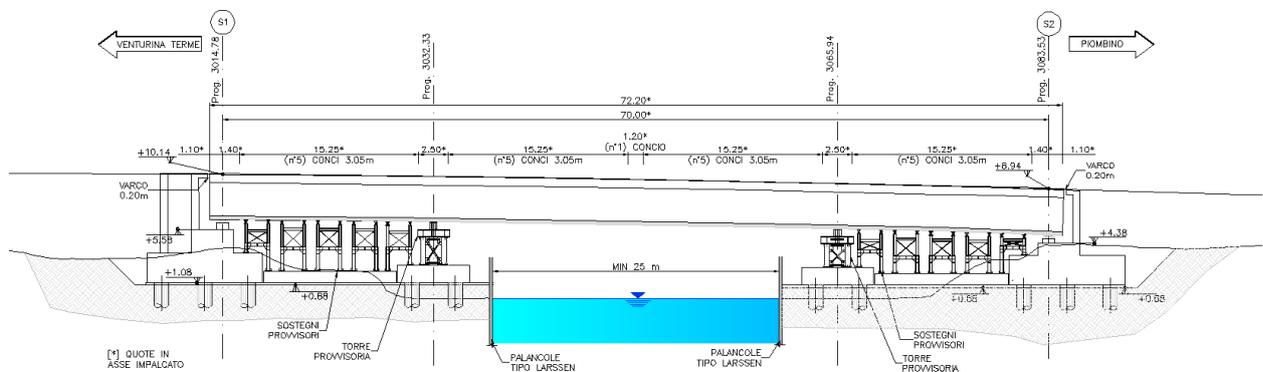


Figura 2 – Profilo longitudinale

L'impalcato è realizzato con conci di larghezza pari a 11.25m in asse sinistro e 11.45m in asse destro, altezza 4.00m e lunghezza pari a 3.05m per il generico concio, 2.50m per i conci di appoggio (sia su spalla che su pila provvisoria) e 1.20m per concio di sutura in mezzeria.

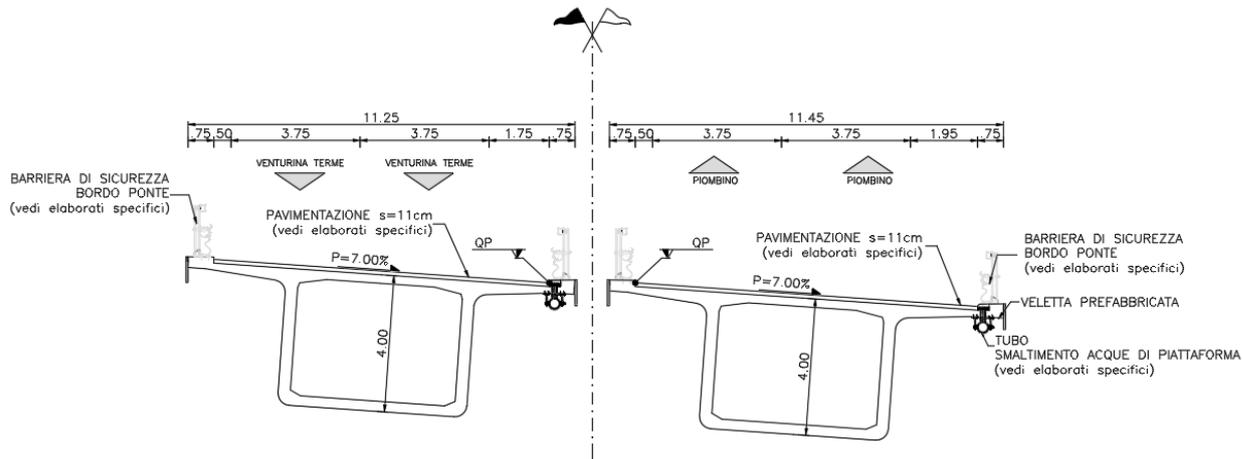


Figura 3 – Sezione trasversale impalcato

Il sistema di vincolo tra impalcato e sottostrutture prevede l'adozione di isolatori sismici elastomerici ad alto smorzamento (smorzamento equivalente pari a $\xi=10\%$) per garantire il totale isolamento tra i due sottosistemi; si rimanda al capitolo sulla protezione sismica per ulteriori indicazioni.

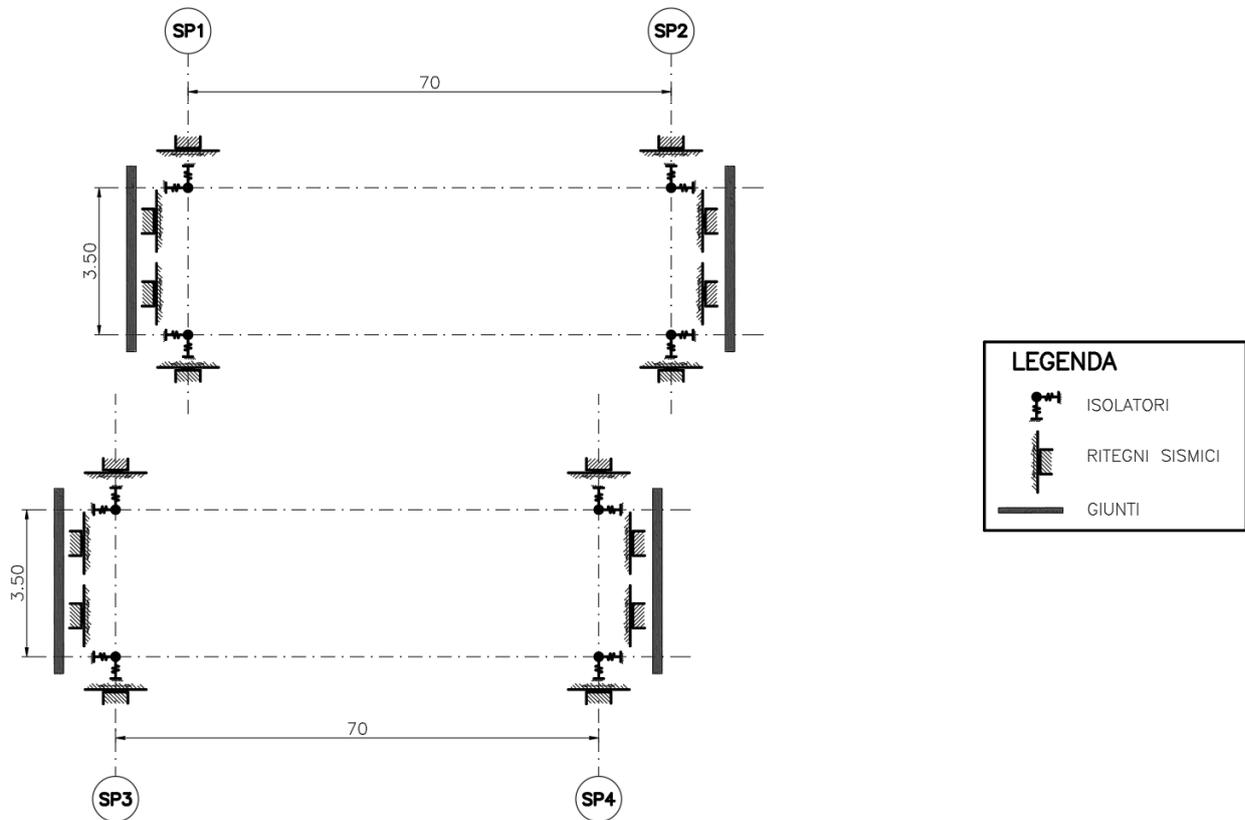


Figura 4 – Schema appoggi

La vita nominale di progetto VN, intesa come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali, è assunta pari a 50 anni.

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, si assume per l'opera in progetto una classe d'uso IV.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto del manufatto è stato redatto nel rispetto delle vigenti normative; si citano in particolare le seguenti:

- [N1] D.M. del 17 gennaio 2018: Norme tecniche per le costruzioni;
- [N2] EC 1-1-5: Azioni sulle strutture; Azioni in generale – Azioni termiche;
- [N3] EC 2-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo; Regole generali e regole per gli edifici;
- [N4] EC 2-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo; Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi;
- [N5] EC 8-1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica; Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- [N6] EC 8-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica; Ponti.

3 MATERIALI

È previsto l'impiego dei materiali di seguito descritti. Per maggiori informazioni si rinvia all'elaborato specifico.

CALCESTRUZZO PER SOTTOSTRUTTURE

Classe di resistenza calcestruzzo	C32/40			
caratteristiche del calcestruzzo				
resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	40	[MPa]	
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	33.2	[MPa]	
resistenza cilindrica media	f_{cm}	41.2	[MPa]	
resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	3.1	[MPa]	
resistenza caratteristica a trazione (fratt. 5%)	f_{ctk}	2.2	[MPa]	
modulo elastico istantaneo	E_{cm}	33,643	[MPa]	
Resistenze di calcolo				COEFFICIENTI
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.8	[MPa]	$\gamma_c = 1.5$
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.4	[MPa]	$\alpha_{cc} = 0.85$
Coefficiente di espansione termica lineare	α	1.00E-05	[°C ⁻¹]	

ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

Tipo di acciaio	B450C			
tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	[MPa]	
tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	[MPa]	
Resistenze di calcolo				COEFFICIENTI
Resistenza di progetto	f_{yd}	391.3	[MPa]	$\gamma_s = 1.15$
Modulo elastico	E_s	200000	[MPa]	

Per il calcestruzzo armato si assume $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$

4 METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA

I calcoli strutturali sono redatti in osservanza delle normative vigenti, con particolare riferimento al DECRETO MINISTERIALE del 17 gennaio 2018 "NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI", nel seguito brevemente NTC2018.

Il calcolo delle sollecitazioni è condotto in campo elastico lineare, utilizzando la teoria della Scienza delle Costruzioni.

Le verifiche sono eseguite con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite. Si effettuano le seguenti verifiche:

- Stato Limite Ultimo (SLU) - verifiche di resistenza;
- Stato Limite di Esercizio (SLE) - verifiche dello stato tensionale dei diversi elementi strutturali in combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni;
- Stato Limite di Esercizio (SLE) - verifiche di fessurazione in combinazioni frequente e quasi permanente delle azioni;

Laddove non diversamente specificato, le unità di misura adottate per azioni e sollecitazioni sono i kN per le forze e i kN m per i momenti; l'unità di misura per le tensioni è il MPa (N/mm^2); inoltre si assumono positivi gli sforzi/tensioni normali di trazione e i momenti che tendono le fibre inferiori.

4.1 VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

4.1.1 Stato limite di resistenza

La sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi è verificata confrontando la capacità di progetto in termini di resistenza R_d , funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono, con il corrispondente valore di progetto della domanda E_d , funzione dei valori di progetto delle azioni.

Le verifiche di resistenza a pressoflessione sono svolte secondo quanto indicato al paragrafo 4.1.2.3.4.2 di [N1].

Le verifiche di resistenza a taglio seguono il paragrafo 4.1.2.3.5 di [N1].

4.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

4.2.1 Fessurazione

Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2}$$

- stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

- $w_1 = 0,2$ mm
- $w_2 = 0,3$ mm
- $w_3 = 0,4$ mm

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella seguente:

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in esame si considera l'opera in condizioni ambientali aggressive.

Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella tabella sottostante sono indicate le prestazioni richieste per le diverse combinazioni delle azioni a seconda delle condizioni ambientali e della tipologia di armatura.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 , secondo quanto riportato nella Tabella sopra riportata.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,70 \cdot w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. ε_{sm} può essere calcolato tenendo conto dell'effetto del "tension stiffening" nel rispetto della limitazione:

$$\varepsilon_{sm} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con σ_s tensione nell'acciaio dell'armatura tesa (per sezione fessurata) nelle condizioni di carico considerate ed E_s è il modulo elastico dell'acciaio.

Pertanto, per le armature delle sottostrutture delle opere oggetto di verifica, si assumono i seguenti limiti di apertura delle fessure:

SLE-QP	$w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$
SLE-F	$w_d \leq w_2 = 0.3 \text{ mm.}$

4.2.2 Tensioni di esercizio

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

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\begin{aligned}\sigma_{c,max} &< 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \\ \sigma_{c,max} &< 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.}\end{aligned}$$

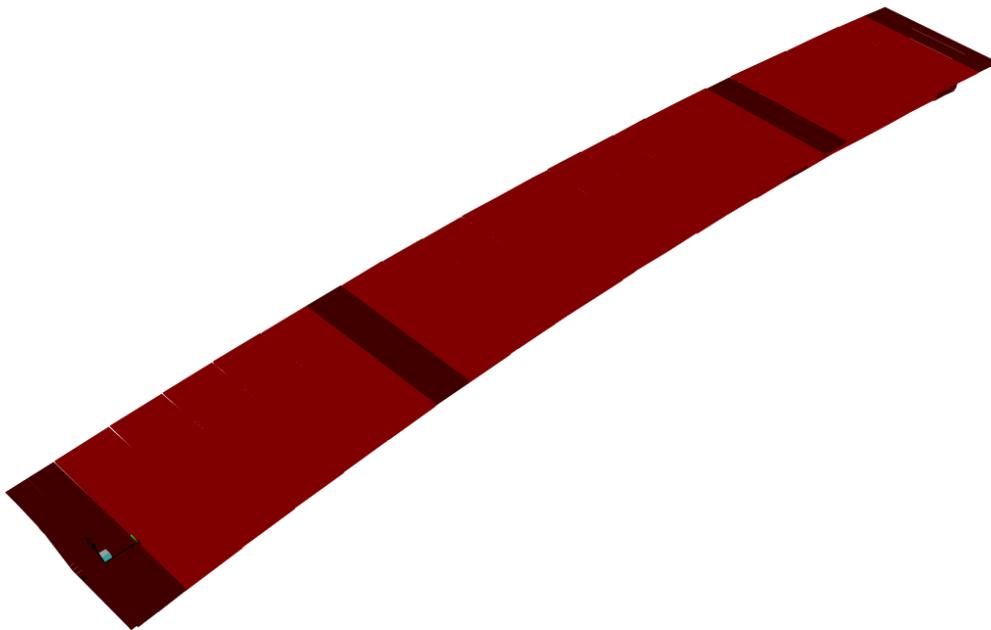
La tensione massima, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica delle azioni deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} < 0,8 f_{yk}$$

5 MODELLO DI CALCOLO

La struttura è analizzata mediante un modello agli elementi finiti riprodotto la reale geometria piano-altimetrica dell'opera.

Il modello, mostrato nel seguito, è stato sviluppato con il programma di calcolo agli elementi finiti "SAP2000".



Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo	
Titolo:	SAP2000 Plus 64-bit
Versione:	Version 20.0.0 Build 1384
Produttore-Distributore:	CSI Italia Srl
Dati utente finale:	BRENG srl Bridge Engineering
Codice Licenza:	*92JWN9DZGJ6Z**

5.1 CARATTERISTICHE DEGLI ELEMENTI MODELLATI

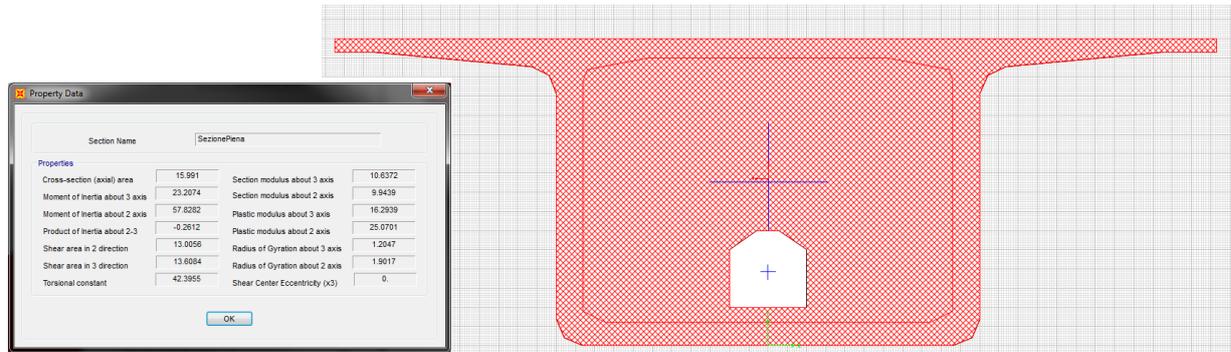


Figura 5 – Caratteristiche sezione in appoggio

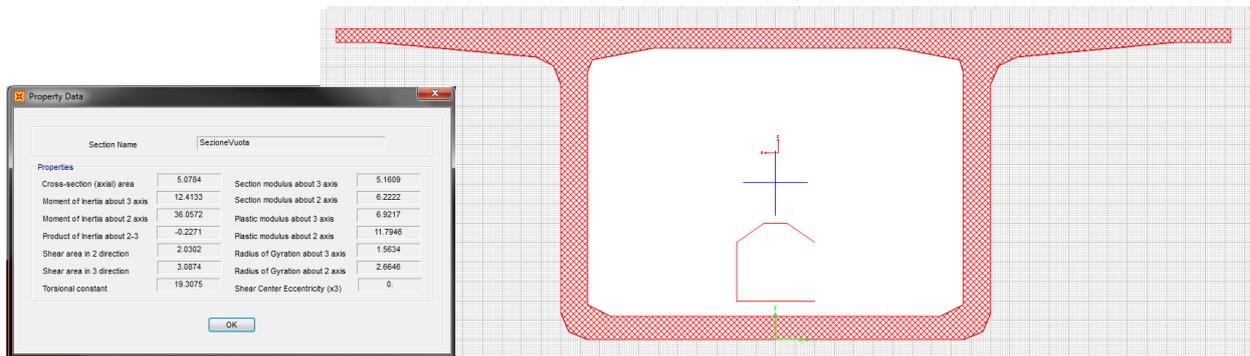


Figura 6 – Caratteristiche sezione corrente

6 ANALISI DEI CARICHI

Si riporta nel seguito una descrizione dei carichi considerati per il dimensionamento delle strutture in oggetto.

6.1 PESO PROPRIO DELL'IMPALCATO (G_1)

Carichi strutturali (G_1)	L/A [m/m ²]	H [m]	γ [kN/m ³]	[kN/m]
Sezione corrente	7.20		25.0	= 180
Sezione in appoggio	22.63		25.0	= 565.75

Il peso proprio dell'impalcato è valutato automaticamente dal programma di calcolo. Si adotta un coefficiente amplificativo pari a 1.05 per portare cautelativamente in conto il peso dei deviatori.

6.2 SOVRACCARICO PERMANENTE (G_2)

Il sovraccarico permanente è costituito dal peso del getto dei cordoli, dalla pavimentazione, dalle barriere di sicurezza e dai servizi.

	n []	L/A [m/m ²]	s [m]	γ [kN/m ³]	γ [kN/m]	[kN/m]
Pavimentazione		9.75	0.11	24		25.08
Cordoli	2	0.75	0.19	25		7.13
Barriere	2				1.5	3
Rete antiproiezione	2				1	1
Servizi	1				1	1
Velette	2	0.75	0.06	25		2.25
Pesi Propri Non Strutturali					G₂	41

6.3 CARICHI MOBILI (Q_1)

L'analisi dei carichi mobili viene effettuata in accordo alle indicazioni del decreto ministeriale del 14 gennaio 2018 [N1].

La sede stradale è composta da una piattaforma bitumata da 9.95m e da due cordoli non carrabili di 0.75m di larghezza ciascuno, per un totale di 11.45 m. La larghezza delle corsie convenzionali è pari a 3.00m, per un totale di tre corsie e una zona rimanente di larghezza pari a $9.95 - 3 \times 3.00 = 0.95\text{m}$, disposte in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto.

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

- corsia n.1 costituita da un automezzo convenzionale Q_{1k} di 600 kN dotato di 2 assi di 2 ruote ciascuno, distanti 1.20 m in senso longitudinale e con interasse delle ruote in senso trasversale di 2.00 m e un carico ripartito q_{1k} di 9 kN/m^2 ;
- corsia n.2, analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 400 kN (automezzo convenzionale Q_{2k}) e 2.5 kN/m^2 (carico ripartito q_{2k});
- corsia n.3, analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 200 kN (automezzo convenzionale Q_{3k}) e 2.5 kN/m^2 (carico ripartito q_{3k});
- zona rimanente, occupata da una colonna di carico $q_{rk} = 2.5 \text{ kN/m}^2$ nella zona di carreggiata non impegnata dai carichi precedenti.

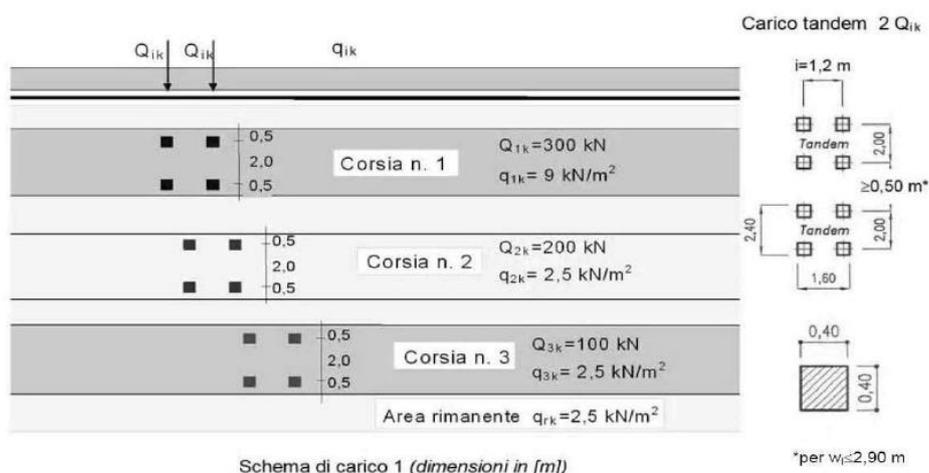


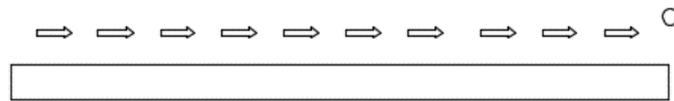
Figura 7 – Descrizione del modello di carico 1 – da NTC2018

Si considerano due differenti distribuzioni trasversali delle corsie di carico:

- Massimo momento flettente intorno all'asse longitudinale
- Massimo sforzo normale

6.4 FRENATURA (Q_3)

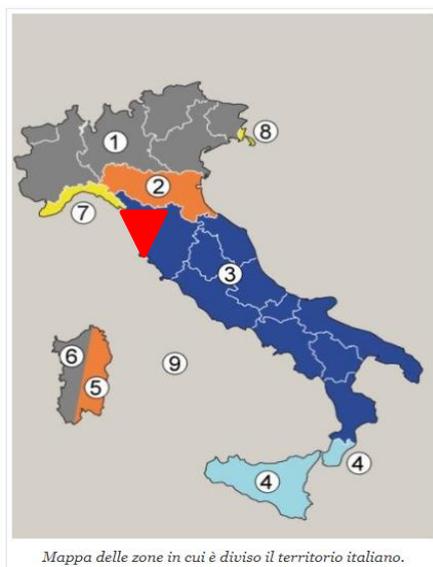
La forza di frenatura è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale numero 1, ed è applicata a livello della pavimentazione lungo l'asse longitudinale dell'impalcato. Si assume uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata. Si riporta la valutazione della forza con riferimento all'opera in oggetto.



Carico concentrato	Q_{1k}	300.0	[kN]
Carico distribuito	Q_{1k}	9.0	[kN/m ²]
Lunghezza totale impalcato	L	72.30	[m]
Azione di frenatura	Q_3	555.2	[kN]
Azione frenatura distribuita su soletta	$q = Q_3/L$	7.70	[kN/m]

6.5 AZIONE DEL VENTO (Q₅)

L'azione del vento è applicata in forma di carichi statici agenti ortogonalmente all'asse longitudinale dell'impalcato e/o nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi. Nella valutazione del piano verticale delle superfici investite si considera la presenza dei carichi transitanti, assumendo una parete rettangolare continua di altezza pari a 3 metri a partire dal piano stradale. Segue la valutazione dell'azione del vento secondo le indicazioni riportate al paragrafo 3.3 di [N1].



Zona		3	
Velocità base di riferimento al livello del mare (Tab. 3.3.I)	$v_{b,0}$	27	[m/s]
Parametro 2 (Tab. 3.3.I)	a_0	500	[m]
Parametro 3 (Tab. 3.3.I)	k_s	0.37	[]
Altitudine sul livello del mare	a_s	0	[m]
Coefficiente di altitudine	c_a	1.00	[]
Tempo di ritorno	T_r	50	[anni]
Coefficiente di ritorno	c_r	1	[]
Densità dell'aria	ρ	1.25	[kg/m ³]
Velocità base di riferimento	v_b	27.00	[m/s]
Velocità di riferimento	v_r	27.00	[m/s]
Pressione cinetica di riferimento	q_r	455.63	[N/m ²]
Cat. di esposizione (Tab. 3.3.III)		D	
Esposizione del sito		2 km	
Cat. di esposizione		I	
Cat. di esposizione (Tab. 3.3.II)	Cat	I	

Parametro 2 (Tab. 3.3.II)	K_r	0.17	
Parametro 3 (Tab. 3.3.II)	z_0	0.01	[m]
Parametro 4 (Tab. 3.3.II)	z_{min}	2	[m]
Altezza massima	z_{max}	15	[m]
Coefficiente di esposizione	$c_e(z_{max})$	3.03	[]
Coefficiente di topografia	c_t	1	[]
Coefficiente di pressione	c_p	1	[]
Coefficiente dinamico	c_d	1	[]
Pressione del vento	p_v	1.38	[kN/m ²]

Cautelativamente si assume una pressione del vento p_v pari a 1.5 kN/m².

6.6 AZIONE SISMICA (E)

6.6.1 Strategia di protezione sismica

La strategia di protezione sismica adottata prevede l'isolamento totale dell'impalcato dalle sottostrutture mediante l'adozione di isolatori elastomerici ad alto smorzamento.

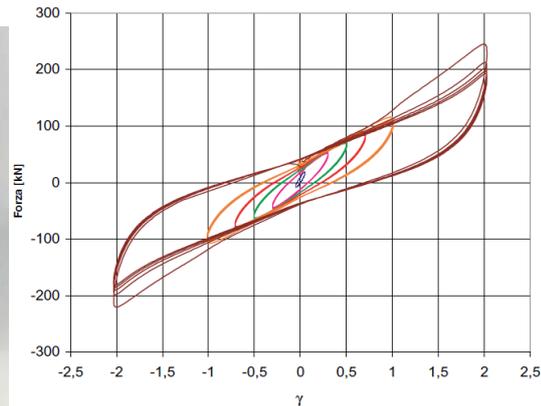


Figura 8 - Isolatore elastomerico

La presenza dell'isolatore elastomerico richiede, per un corretto comportamento dell'intero sistema strutturale, che sia la porzione di struttura al di sopra del sistema d'isolamento (sovrastuttura) sia quella al di sotto (sottostruttura) si mantengano sostanzialmente in campo elastico, anche per le azioni allo SLV, mentre i dispositivi sismici devono garantire le loro prestazioni anche per eventi sismici allo SLC. La struttura è pertanto progettata senza applicare le regole della gerarchia delle resistenze ed i dettagli costruttivi per la duttilità, applicando le regole valide per la progettazione "non sismica".

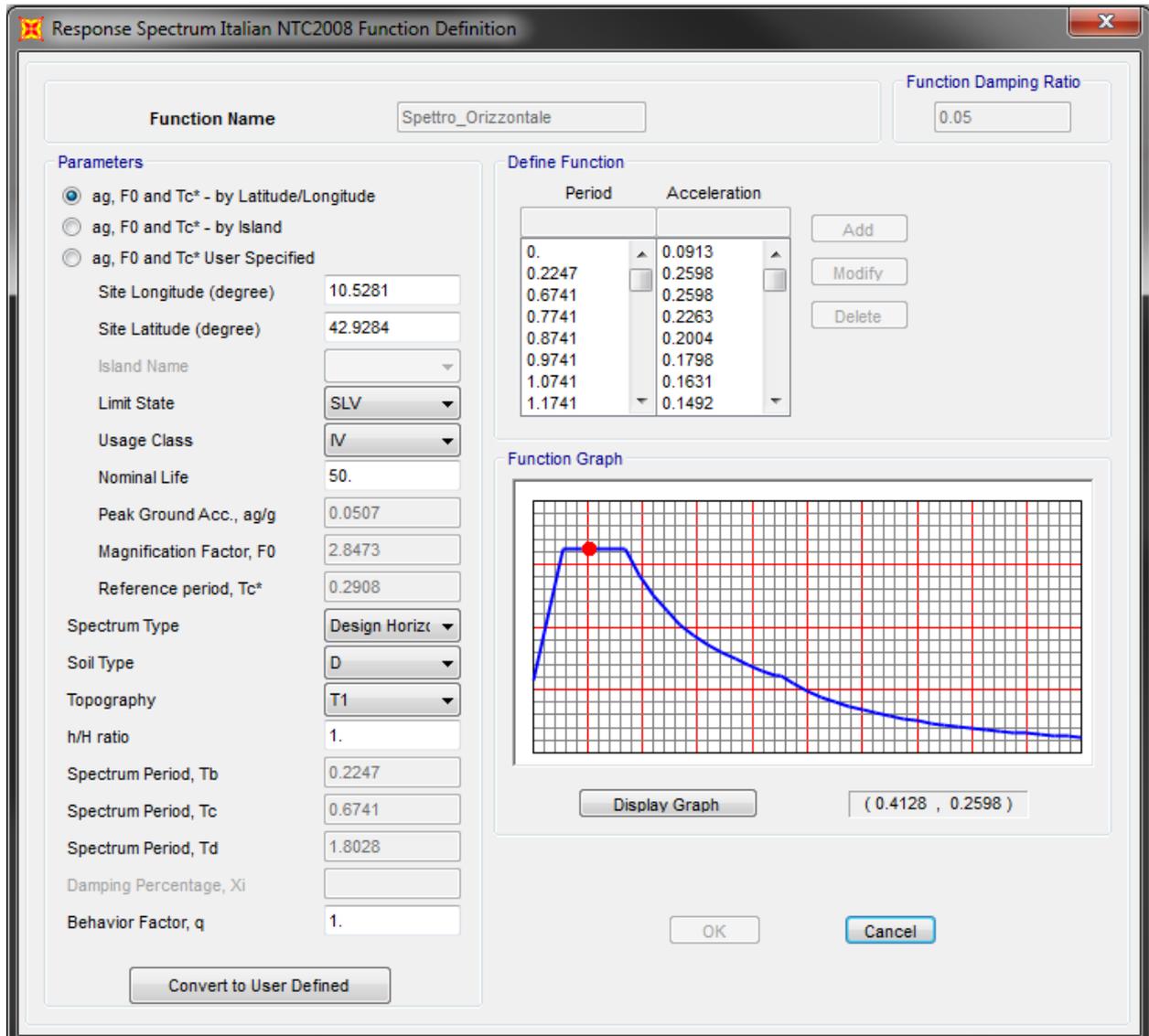
Gli isolatori elastomerici sono costituiti da strati di materiale elastomerico (gomma naturale o materiali artificiali idonei) alternati a piastre di acciaio, aventi prevalente funzione di confinamento dell'elastomero, e vengono disposti nella struttura in modo da sopportare le azioni e deformazioni orizzontali di progetto trasmesse mediante azioni parallele alla giacitura degli strati di elastomero ed i carichi permanenti ed accidentali verticali mediante azioni perpendicolari agli strati stessi. Sono caratterizzati da ridotta rigidezza orizzontale (per garantire il disaccoppiamento del moto orizzontale della struttura da quella del terreno), elevata rigidezza verticale (per sostenere i carichi verticali senza apprezzabili cedimenti) ed opportune capacità dissipative. La riduzione della risposta sismica orizzontale si ottiene sia incrementando il periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni di risposta e limitando dunque la massima forza orizzontale trasmessa sia incrementando le capacità dissipative della struttura nel suo complesso.

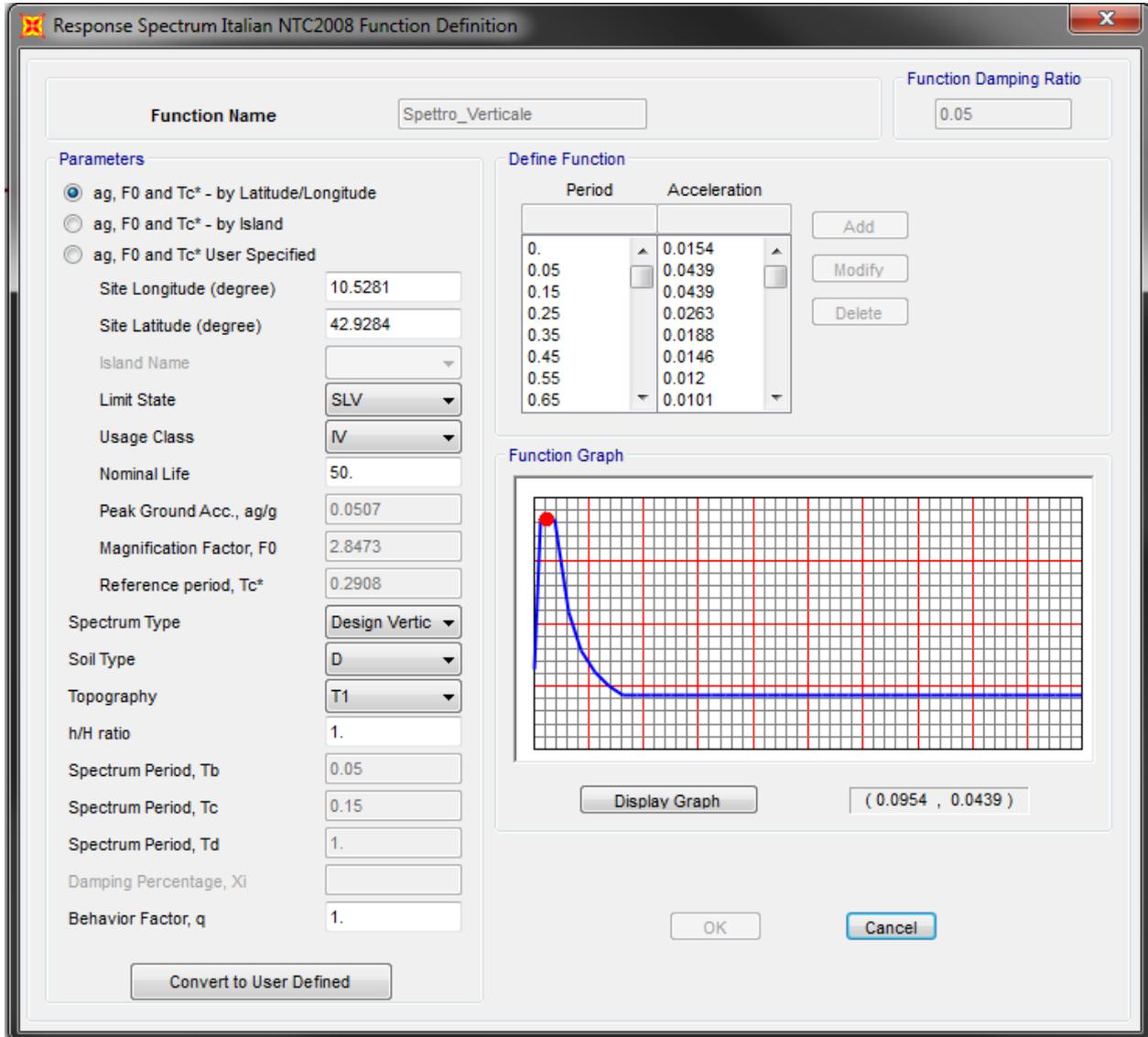
6.6.2 Definizione dell'azione sismica

La valutazione dell'azione sismica è condotta assumendo i seguenti parametri:

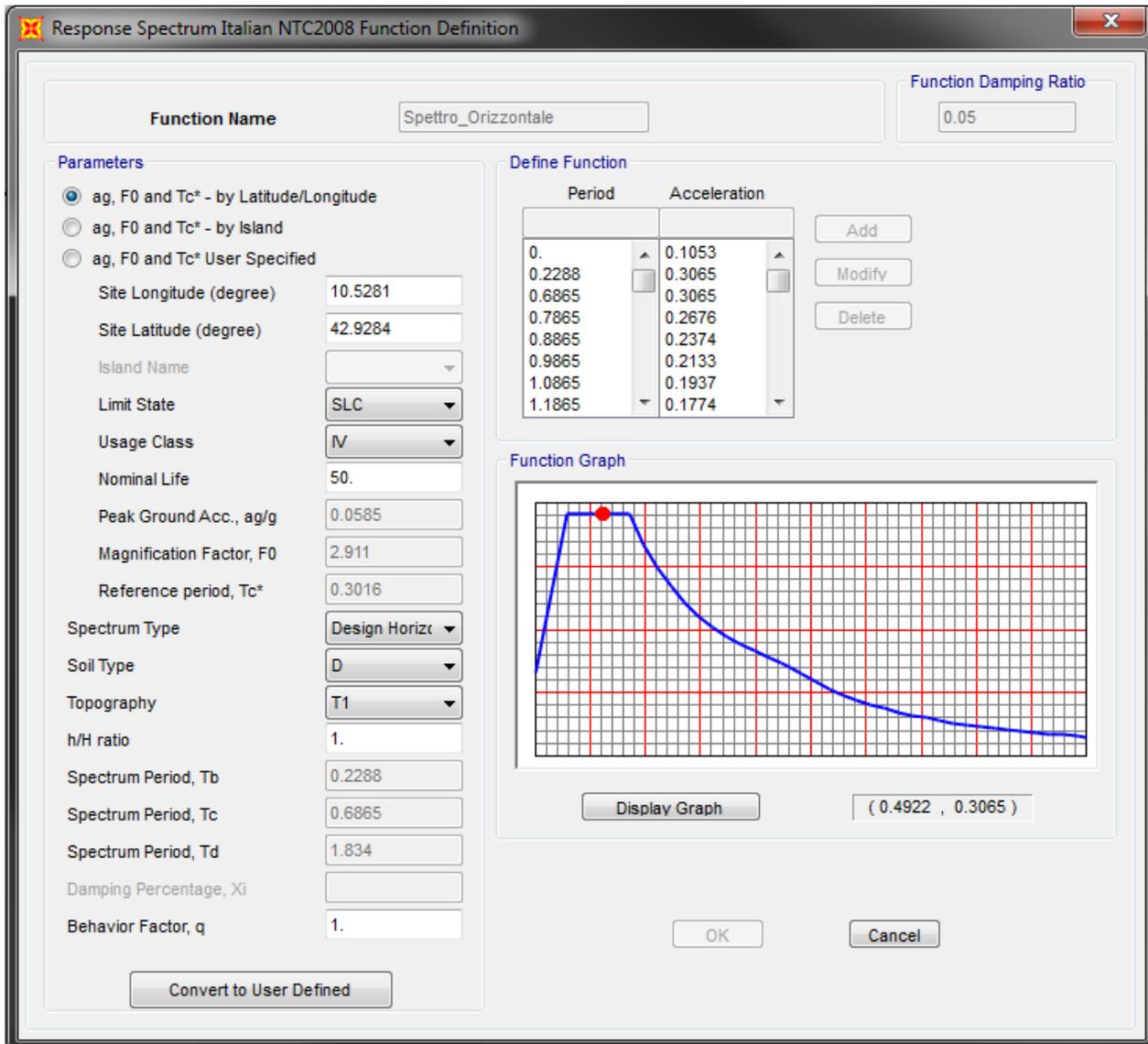
- Vita nominale $V_N=50$ anni;
- Classe d'uso IV (coefficiente d'uso 2);
- Categoria topografica T1;
- Categoria sottosuolo D.

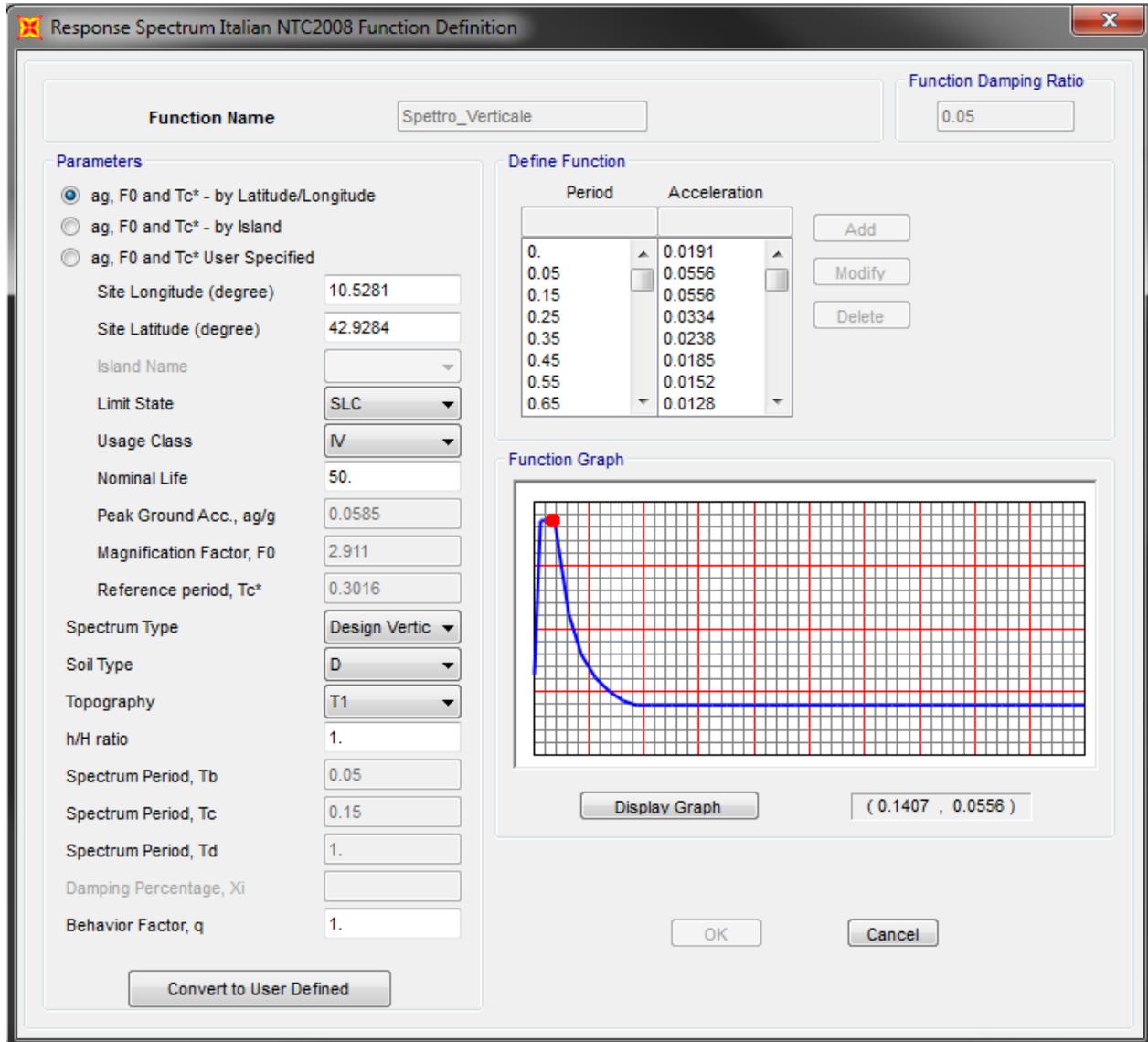
Lo spettro di progetto elastico per le componenti orizzontali e verticali è riportato nelle figure seguenti per lo stato limite SLV.





Lo spettro di progetto elastico per le componenti orizzontali e verticali è riportato nelle figure seguenti per lo stato limite SLC.





7 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Si riportano di seguito le combinazioni delle azioni elementari come prescritte nelle Norme Tecniche vigenti.

- 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 (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

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

- 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:

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

In presenza di azioni sismiche:

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

dove:

G_1 valore caratteristico delle azioni da peso proprio;

G_2 valore caratteristico delle azioni da carichi permanenti portati;

Q_{k1} valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

Q_{ki} valore caratteristico delle azioni variabili tra loro indipendenti;

P valore caratteristico delle deformazioni impresse;

$\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_P$ coefficienti parziali per le azioni;

ψ_{0i} coefficienti di comb. per le verifiche allo stato limite ultimo.

E = azione sismica.

Si considerano 3 direzioni principali secondo cui si effettuano le combinazioni sismiche:

$$A_{Ex} + 0,30A_{Ey} + 0,30A_{Ez}$$

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si considerano le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV. A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi 1, 2a e 2b.

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

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

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

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

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

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_P=1$.

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

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

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

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

8 RISULTATI DELLE ANALISI

Si riportano dapprima i risultati dell'analisi modale, seguono le sollecitazioni per i diversi elementi strutturali.

8.1 ANALISI LINEARE DINAMICA

Nell'analisi modale si considerano tutti i modi con massa partecipante significativa e comunque si ha una massa partecipante totale maggiore dell'85%.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios													
StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Unitless	Sec	Unitless											
1	2.4099	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	2.3831	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	1.5185	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
4	0.7455	0.00	0.00	0.73	1.00	1.00	0.73	0.27	0.00	0.00	0.27	0.00	1.00
5	0.2318	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.73	0.00	0.00	0.00	0.27	0.00	1.00
6	0.2010	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.73	0.00	0.43	0.00	0.27	0.43	1.00
7	0.0944	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.73	0.00	0.00	0.00	0.27	0.43	1.00
8	0.0904	0.00	0.00	0.06	1.00	1.00	0.79	0.13	0.00	0.00	0.40	0.43	1.00
9	0.0578	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.79	0.00	0.00	0.00	0.40	0.43	1.00
10	0.0524	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.79	0.00	0.09	0.00	0.40	0.53	1.00
11	0.0510	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.79	0.00	0.00	0.00	0.40	0.53	1.00
12	0.0383	0.00	0.00	0.03	1.00	1.00	0.82	0.07	0.00	0.00	0.47	0.53	1.00
13	0.0318	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.82	0.00	0.00	0.00	0.47	0.53	1.00
14	0.0302	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.82	0.00	0.03	0.00	0.47	0.56	1.00
15	0.0274	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.82	0.00	0.00	0.00	0.47	0.56	1.00
16	0.0246	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.82	0.00	0.00	0.00	0.47	0.56	1.00
17	0.0231	0.00	0.00	0.01	1.00	1.00	0.82	0.02	0.00	0.00	0.49	0.56	1.00
18	0.0208	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.82	0.00	0.00	0.00	0.49	0.56	1.00
19	0.0201	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.82	0.00	0.00	0.00	0.49	0.56	1.00
20	0.0184	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.82	0.00	0.02	0.00	0.49	0.58	1.00
21	0.0168	0.00	0.00	0.01	1.00	1.00	0.83	0.02	0.00	0.00	0.51	0.58	1.00
22	0.0166	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.83	0.00	0.00	0.00	0.51	0.58	1.00
23	0.0154	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.83	0.00	0.01	0.00	0.51	0.59	1.00
24	0.0151	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.83	0.00	0.00	0.00	0.51	0.59	1.00
25	0.0134	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.83	0.00	0.00	0.00	0.51	0.59	1.00
26	0.0133	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.83	0.00	0.00	0.00	0.51	0.59	1.00
27	0.0124	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.83	0.00	0.00	0.00	0.51	0.59	1.00

28	0.0117	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.83	0.00	0.00	0.00	0.51	0.59	1.00
29	0.0116	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.83	0.00	0.01	0.00	0.51	0.59	1.00
30	0.0113	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.01	0.00	0.00	0.52	0.59	1.00
31	0.0109	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.52	0.60	1.00
32	0.0108	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.52	0.60	1.00
33	0.0103	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.52	0.60	1.00
34	0.0101	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.52	0.60	1.00
35	0.0092	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.52	0.60	1.00
36	0.0092	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.52	0.60	1.00
37	0.0091	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.52	0.60	1.00
38	0.0091	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.52	0.60	1.00
39	0.0090	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.52	0.60	1.00
40	0.0089	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.52	0.60	1.00
41	0.0087	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.52	0.60	1.00
42	0.0085	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.52	0.60	1.00
43	0.0085	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.52	0.60	1.00
44	0.0080	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.52	0.60	1.00
45	0.0073	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.52	0.60	1.00
46	0.0073	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.52	0.60	1.00
47	0.0073	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.52	0.60	1.00
48	0.0072	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.52	0.60	1.00
49	0.0072	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.52	0.60	1.00
50	0.0072	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.52	0.60	1.00
51	0.0071	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.52	0.60	1.00
52	0.0071	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.01	0.00	0.00	0.54	0.60	1.00
53	0.0071	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.01	0.00	0.54	0.61	1.00
54	0.0060	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.54	0.61	1.00
55	0.0059	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.54	0.61	1.00
56	0.0059	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.54	0.61	1.00
57	0.0057	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.54	0.61	1.00
58	0.0055	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.54	0.61	1.00
59	0.0054	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.54	0.61	1.00
60	0.0054	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.54	0.61	1.00
61	0.0054	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.54	0.61	1.00
62	0.0049	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.54	0.61	1.00
63	0.0046	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.54	0.61	1.00
64	0.0043	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.54	0.61	1.00
65	0.0042	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.54	0.61	1.00

66	0.0041	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.54	0.61	1.00
67	0.0039	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.54	0.61	1.00
68	0.0036	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.54	0.61	1.00
69	0.0036	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.54	0.61	1.00
70	0.0036	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.54	0.61	1.00
71	0.0035	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.54	0.61	1.00
72	0.0035	0.00	0.00	0.05	1.00	1.00	0.89	0.15	0.08	0.00	0.69	0.69	1.00
73	0.0035	0.00	0.00	0.03	1.00	1.00	0.92	0.09	0.12	0.00	0.78	0.81	1.00
74	0.0029	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.92	0.00	0.00	0.00	0.78	0.81	1.00
75	0.0028	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.92	0.00	0.00	0.00	0.78	0.81	1.00
76	0.0023	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.92	0.00	0.00	0.00	0.78	0.81	1.00
77	0.0023	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.92	0.00	0.00	0.00	0.78	0.81	1.00
78	0.0023	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.92	0.00	0.00	0.00	0.78	0.81	1.00
79	0.0022	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.92	0.00	0.00	0.00	0.78	0.81	1.00
80	0.0022	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.92	0.00	0.00	0.00	0.78	0.81	1.00
81	0.0013	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.92	0.00	0.00	0.00	0.78	0.81	1.00
82	0.0013	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.92	0.00	0.00	0.00	0.78	0.81	1.00
83	0.0001	0.00	0.00	0.04	1.00	1.00	0.96	0.11	0.09	0.00	0.89	0.91	1.00
84	0.0001	0.00	0.00	0.04	1.00	1.00	1.00	0.11	0.09	0.00	1.00	1.00	1.00

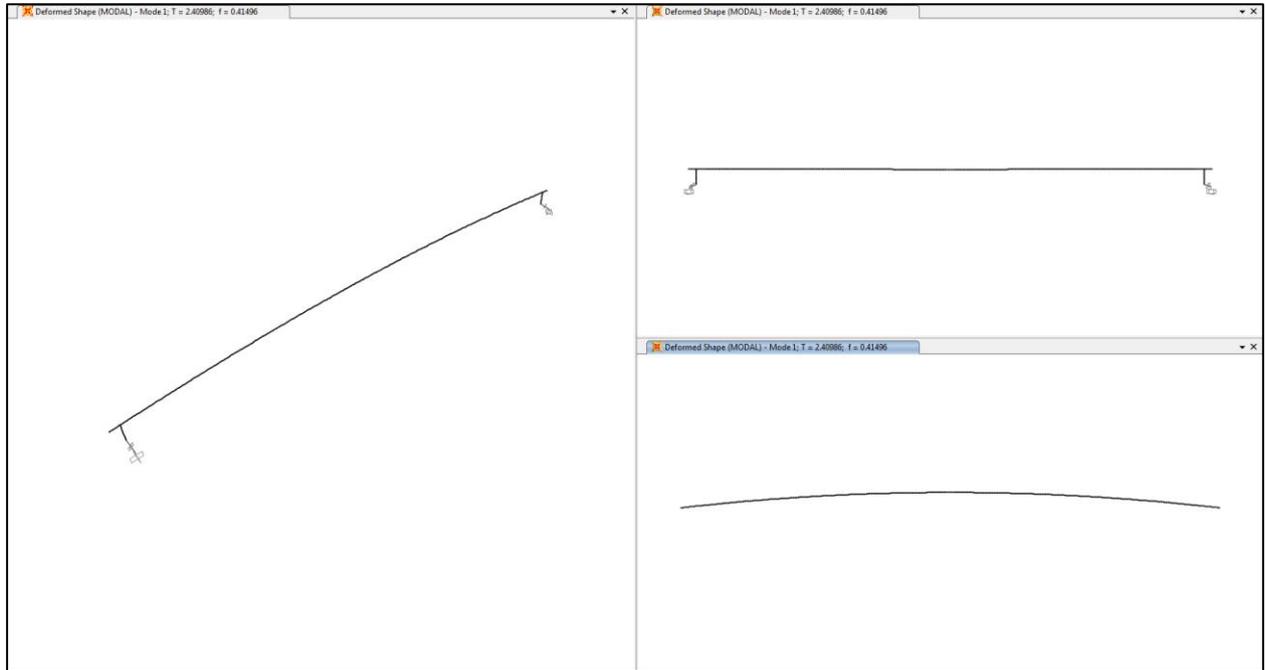


Figura 9 – Modo di vibrare N°1

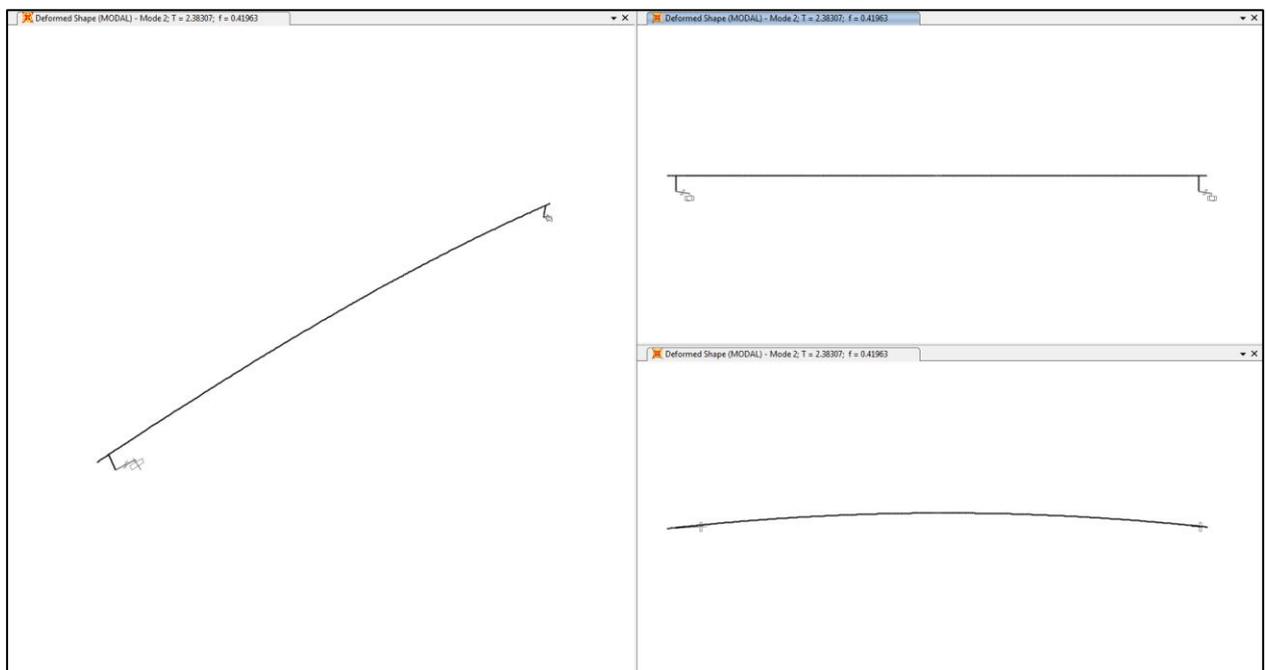


Figura 10 – Modo di vibrare N°2

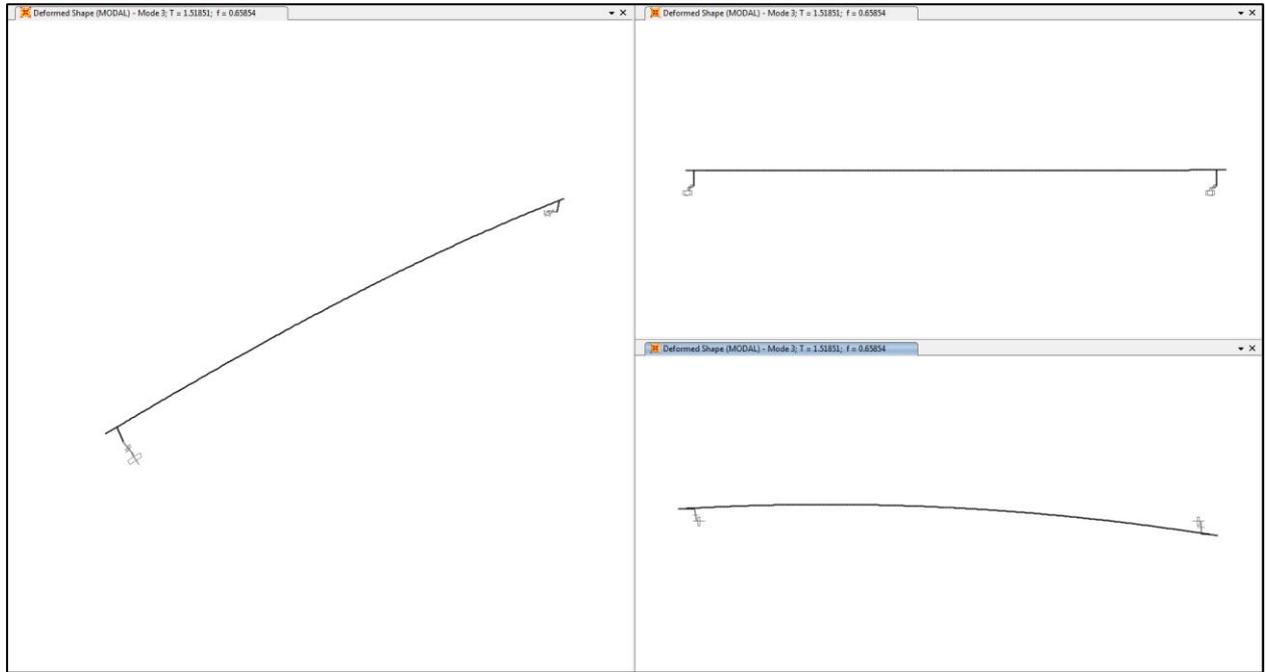


Figura 11 – Modo di vibrare N°3

9 VERIFICA SPALLA 1

Le verifiche fanno riferimento alla spalla 1 che, a parità di geometria, ha altezza maggiore.

9.1 GEOMETRIA

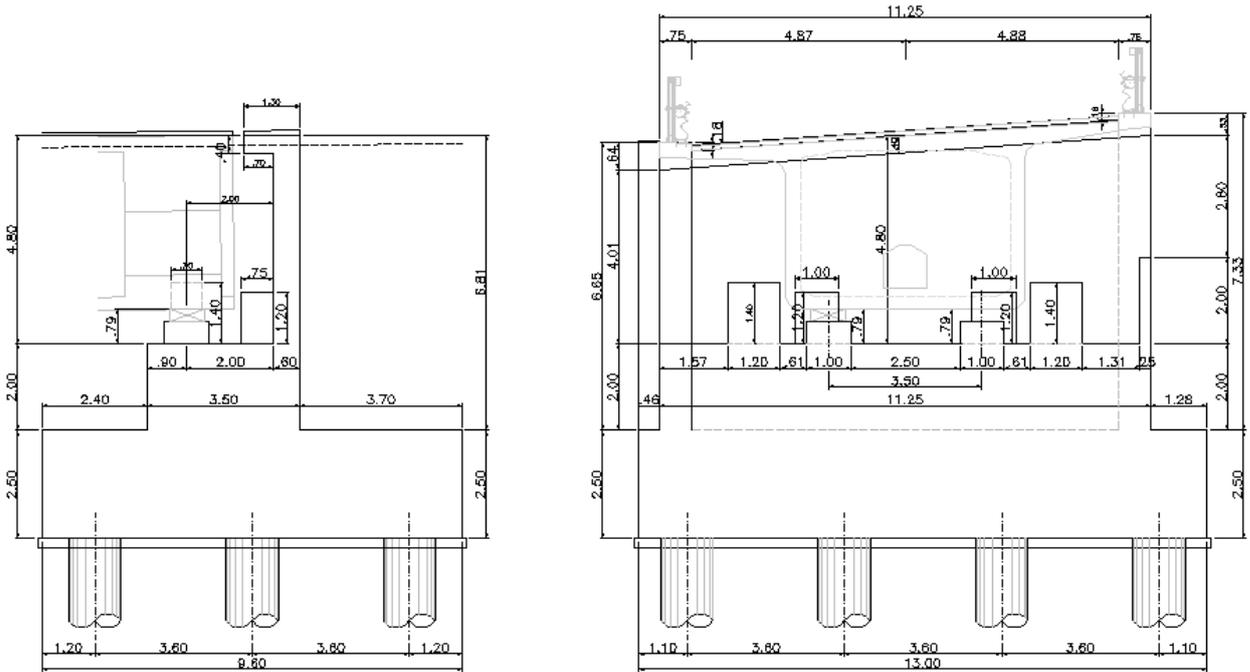


Figura 12 – Sezioni trasversale

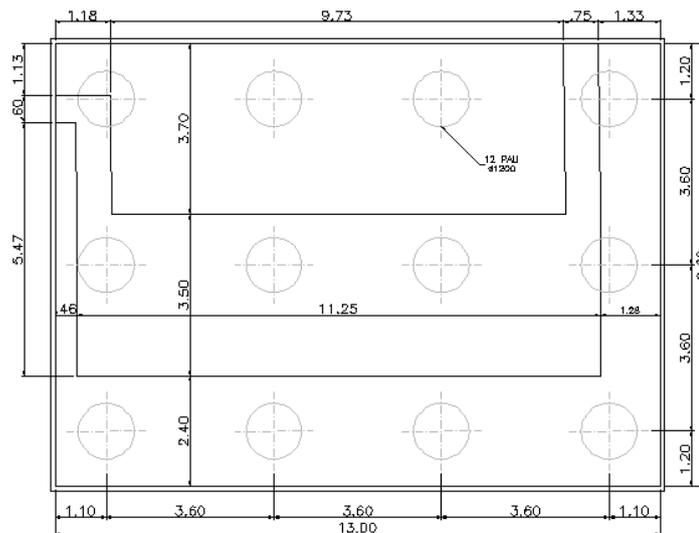


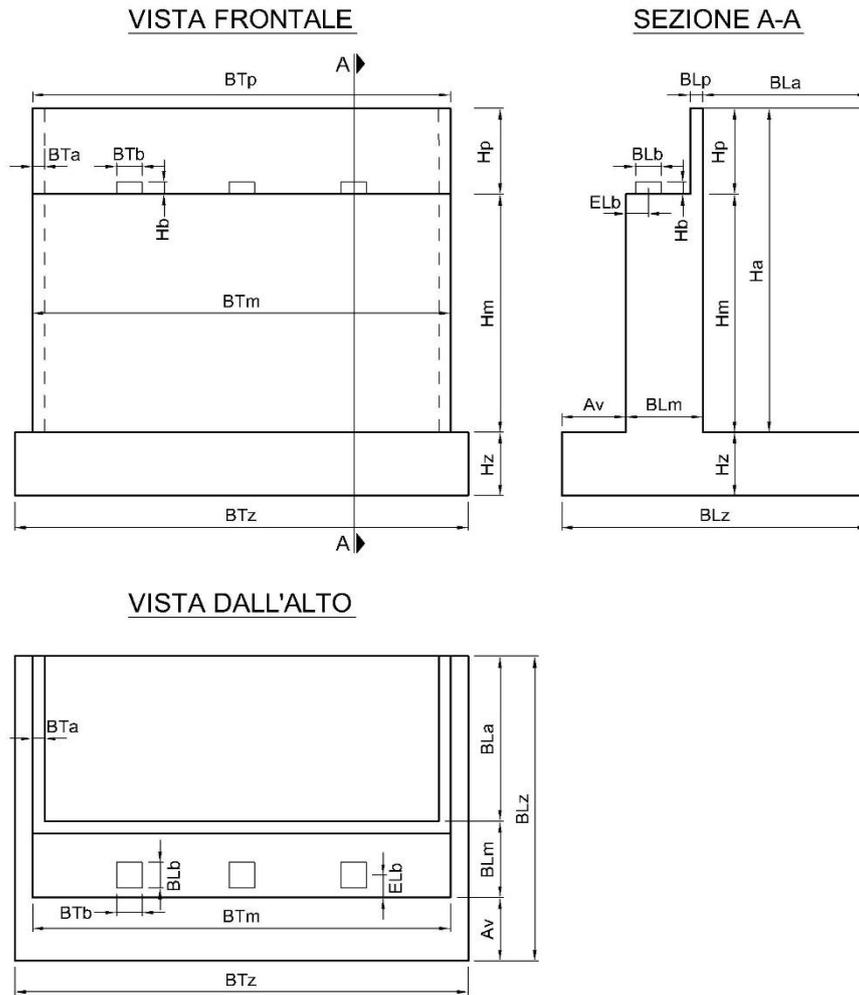
Figura 13 – Pianta fondazioni

9.2 AZIONI

aggetto valle muro

A_v [m]

2.4



ANALISI DEI CARICHI E DELLE SOLLECITAZIONI

AZIONI VERTICALI PROVENIENTI DALLA SPALLA

Peso proprio spalla

Paraghiaia

spessore	b_{Lp} [m]	0.60
altezza	h_p [m]	4.80
lunghezza	b_{Tp} [m]	11.95
peso	W_p [kN]	860
eccentricità muro	e_{Lm} [m]	-1.45
momento muro frontale	M_{Tm} [kNm]	-1248
eccentricità fondazione	e_{Lz} [m]	-0.80
momento intradosso zattera	M_{Tz} [kNm]	-688

Muro frontale

spessore	b_{Lm} [m]	3.50
altezza	h_m [m]	2.00
lunghezza	b_{Tm} [m]	11.94
peso	W_m [kN]	2090
eccentricità fondazione	e_{Lz} [m]	0.65
momento intradosso zattera	M_{Tz} [kNm]	1358
altezza totale	H_{tot} [m]	9.30

Muri andatori

spessore medio	b_{Ta} [m]	0.75
larghezza	b_{La} [m]	3.70
altezza	h_a [m]	6.80
numero		1
peso	W_a [kN]	472
eccentricità fondazione	e_{Lz} [m]	-2.95
momento intradosso zattera	M_{Tz} [kNm]	-1392

Zattera di fondazione

spessore	h_z [m]	2.50
larghezza	b_{Lz} [m]	9.60
lunghezza	b_{Tz} [m]	13.00
peso	W_f [kN]	7800

Terreno di rinterro

peso specifico	γ	[kN/m ³]	19.0
larghezza	b_{Lr}	[m]	3.70
lunghezza	b_{Tr}	[m]	10.44
altezza	h_r	[m]	6.80
peso	W_r	[kN]	4991
eccentricità fondazione	e_{Lz}	[m]	-2.95
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kNm]	-14723

Sovraccarichi permanenti portati

peso pavimentazione	spp	[kN/m ²]	3.0
larghezza	b_L	[m]	3.70
lunghezza	b_T	[m]	11.94
peso	W	[kN]	133
eccentricità fondazione	e_{Lz}	[m]	-2.95
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kNm]	-391

Sovraccarichi variabili sulla spalla

peso carichi variabili		[kN/m ²]	20
larghezza	b_L	[m]	3.70
lunghezza	b_T	[m]	11.94
peso	W	[kN]	884
eccentricità fondazione	e_{Lz}	[m]	-2.95
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kNm]	-2607

AZIONI VERTICALI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO

Geometria impalcato

numero travi	n_t		1
luce campata di riva	L	[m]	72.2
coefficiente di influenza verticale	α_v		0.5
eccentricità muro	e_{Lm}	[m]	0.90
eccentricità fondazione	e_{Lz}	[m]	1.50

Carichi permanenti strutturali

peso proprio trave medio	ppt	[kN/m]	225.4
peso proprio soletta/trave	pps	[kN/m]	0.00

reazione totale	W_{pp} [kN]	8138
momento muro di paramento	M_{Tm} [kNm]	6917
momento intradosso zattera	M_{Tz} [kNm]	12207

Carichi permanenti portati

permanenti portati/trave	spp [kN/m]	41.0
reazione totale	W_{spp} [kN]	1480
momento muro di paramento	M_{Tm} [kNm]	1258
momento intradosso zattera	M_{Tz} [kNm]	2220

Carichi mobili (Q_{ik} e q_{ik})

larghezza carreggiata	w [m]	9.95	
eccentricità asse carreggiata	e_T [m]	0	
numero corsie convenzionali	n_L	3	
larghezza di una corsia	w_c [m]	3	
larghezza zona rimanente	w_R [m]	0.95	
componente da massimizzare		max N e MT	max ML
CARICO ASSE (TS)			
carico asse corsia 1	Q_{1K} [kN]	300	300
carico asse corsia 2	Q_{2K} [kN]	200	200
carico asse corsia 3	Q_{3K} [kN]	100	0
CARICO DISTRIBUITO (UDL)			
UDL corsia 1	q_{1K} [kN/m ²]	9	9
UDL corsia 2	q_{2K} [kN/m ²]	2.5	2.5
UDL corsia 3	q_{3K} [kN/m ²]	2.5	2.5
UDL altre corsie	q_{iK} [kN/m ²]	2.5	0
ecc corsia 1	[m]	3.475	3.475
ecc corsia 2	[m]	0.475	0.475
ecc corsia 3	[m]	-2.525	
ecc corsia 4	[m]	-4.50	
M UDL 1	[kNm/m]	93.8	93.8
M UDL 2	[kNm/m]	3.6	3.6
M UDL 3	[kNm/m]	-18.9	0.0
M UDL 4	[kNm/m]	-10.7	0.0
M UDL	[kNm]	2446.2	3515.7
M TS1	[kNm]	2085	2085
M TS2	[kNm]	190	190
M TS3	[kNm]	-505	0

M TS	[kNm]	1770	2275
Reazione verticale	N [kN]	2802	2516
Momento trasversale muro frontale	M_{Tm} [kNm]	2382	2139
Momento trasversale fondazione	M_{Tz} [kNm]	4203	3774
Momento longitudinale	M_L [kNm]	4216	5791
coefficiente di combinazione	ψ_0	0.55	0.54

AZIONI ORIZZONTALI PROVENIENTI DALLA SPALLA

Spinta del cuneo di terreno

parametri geotecnici	M2		
coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_{\phi'}$		1.25
angolo di attrito del terreno - valore caratteristico	ϕ'_k [deg]		35
angolo di attrito del terreno - valore di progetto	ϕ'_d [deg]		29
angolo di attrito terreno-parete	δ [deg]		0.0
coefficiente di spinta in quiete	K0		0.5113
componente orizzontale del coefficiente di spinta	K0h		0.5113
altezza di terreno non spingente	h [m]		0
spinta terreno su muro	S_m [kN]		2682
eccentricità muro	e_{vm} [m]		2.27
momento muro frontale	M_{Tm} [kNm]		6079
spinta terreno su muro+fondazione	S_z [kN]		5016
eccentricità fondazione	e_{vz} [m]		3.10
forza di attrito terreno su muro+fondazione	N_z [kN]		0
eccentricità fondazione	e_{Tz} [m]		-4.8
momento intradosso zattera	M_{Tz} [kNm]		15550

Sovraccarichi permanenti portati

carico uniforme	q [kN/m ²]		3.0
spinta terreno su muro	S_m [kN]		125
eccentricità muro	e_{vm} [m]		3.4
momento muro frontale	M_{Tm} [kNm]		424
spinta terreno su muro+fondazione	S_z [kN]		170
eccentricità fondazione	e_{vz} [m]		4.7
forza di attrito terreno su muro+fondazione	N_z [kN]		0
eccentricità fondazione	e_{Tz} [m]		-4.8
momento intradosso zattera	M_{Tz} [kNm]		793

Sovraccarichi variabili sulla spalla

carico uniforme	q	[kN/m ²]	20
spinta terreno su muro	S _m	[kN]	831
eccentricità muro	e _{vm}	[m]	3.4
momento muro frontale	M _{Tm}	[kNm]	2825
spinta terreno su muro+fondazione	S _z	[kN]	1136
eccentricità fondazione	e _{vz}	[m]	4.7
forza di attrito terreno su muro+fondazione	N _z	[kN]	0
eccentricità fondazione	e _{Tz}	[m]	-4.8
momento intradosso zattera	M _{Tz}	[kNm]	5284

AZIONI ORIZZONTALI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO

Attrito dei vincoli

tipologia appoggio longitudinale			ISOLATORE
sforzo normale permanente	N _{pp}	[kN]	8138
sforzo normale permanente non strutturale	N _{spp}	[kN]	1480
sforzo normale variabile	N _q	[kN]	2802
coefficiente di attrito	μ		0.1
attrito carichi permanenti	V _{L,pp}	[kN]	630.0
attrito carichi permanenti non strutturali	V _{L,spp}	[kN]	0.0
attrito carichi variabili	V _q	[kN]	0
altezza baggiolo	h _b	[m]	0.75
eccentricità muro	e _{vm}	[m]	2.8
momento muro frontale carichi permanenti	M _{Tm,pp}	[kN]	1733
momento muro frontale permanenti non strutturali	M _{Tm,spp}	[kN]	0
momento muro frontale carichi variabili	M _{Tm,q}	[kN]	0
eccentricità fondazione	e _{vz}	[m]	5.3
momento intradosso zattera carichi permanenti	M _{Tz,pp}	[kN]	3308
momento intradosso zattera permanenti non strutturali	M _{Tz,spp}	[kN]	0
momento intradosso zattera carichi variabili	M _{Tz,q}	[kN]	0

Azione di frenamento o accelerazione

azione di frenamento e accelerazione	V _L	[kN]	277
lunghezza totale impalcato	L _{tot}	[m]	72.2
coefficiente di influenza orizzontale	α _h		0.50
eccentricità muro	e _{vm}	[m]	2.8
momento muro frontale	M _{Tm}	[kN]	763
eccentricità fondazione	e _{vz}	[m]	5.3

momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kN]	1457
----------------------------	----------	------	-------------

Vento trasversale

pressione del vento	q_w	[kN/m ²]	1.50
altezza superficie investita	h_w	[m]	7.61
lunghezza totale impalcato	L	[m]	72.2
coefficiente di influenza orizzontale	α_h		0.50
azione trasversale del vento	V_T	[kN]	412
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	2.8
momento muro frontale	M_{Lm}	[kN]	1133
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	5.3
momento intradosso zattera	M_{Lz}	[kN]	2163

AZIONI SISMICHE

Valutazione dell'azione sismica

PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

vita nominale	V_N	anni	50
Classe d'uso			IV
coefficiente d'uso	C_U		2
periodo di riferimento per l'azione sismica	V_R	anni	100
Stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV			
probabilità di superamento nel periodo di riferimento	P_{VR}		10%
Periodo di ritorno dell'azione sismica	T_R	anni	949

PARAMETRI CHE DEFINISCONO L'AZIONE SISMICA

latitudine	LAT		
longitudine	LON		
accelerazione orizzontale massima al sito	a_g	[m/s ²]	0.497
coefficiente di amplificazione spettrale massima	F_0		2.847
periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	T_C^*	[s]	0.291

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI STRATIGRAFICHE

Categoria di sottosuolo			D
coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_s		1.80
coefficiente di sottosuolo	C_c		2.32

Categoria topografica		T1
coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1.00
$S_S \times S_T$	S	1.800
coefficiente di smorzamento viscoso	ξ	10%
$\sqrt{10/(5+\xi)}$	η	0.82

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE

Componenti orizzontali

periodo di inizio tratto a v = cost	T_C	s	0.67
periodo di inizio tratto ad a = cost	T_B	s	0.22
periodo di inizio tratto a s = cost	T_D	s	1.80

Componenti verticali

coefficiente di amplificazione spettrale massima	F_V		0.87
periodo di inizio tratto a v = cost	T_C	s	0.15
periodo di inizio tratto ad a = cost	T_B	s	0.05
periodo di inizio tratto a s = cost	T_D	s	1.00

PARAMETRI DI ANALISI

accelerazione orizzontale massima al sito	a_{max}	[m/s ²]	0.895
fattore di struttura	q		1
coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_m		1.00
coefficiente sismico orizzontale	$k_h = \beta_m \times a_{max} / g$		0.091
coefficiente sismico verticale	$k_v = \pm k_h/2$		0.046

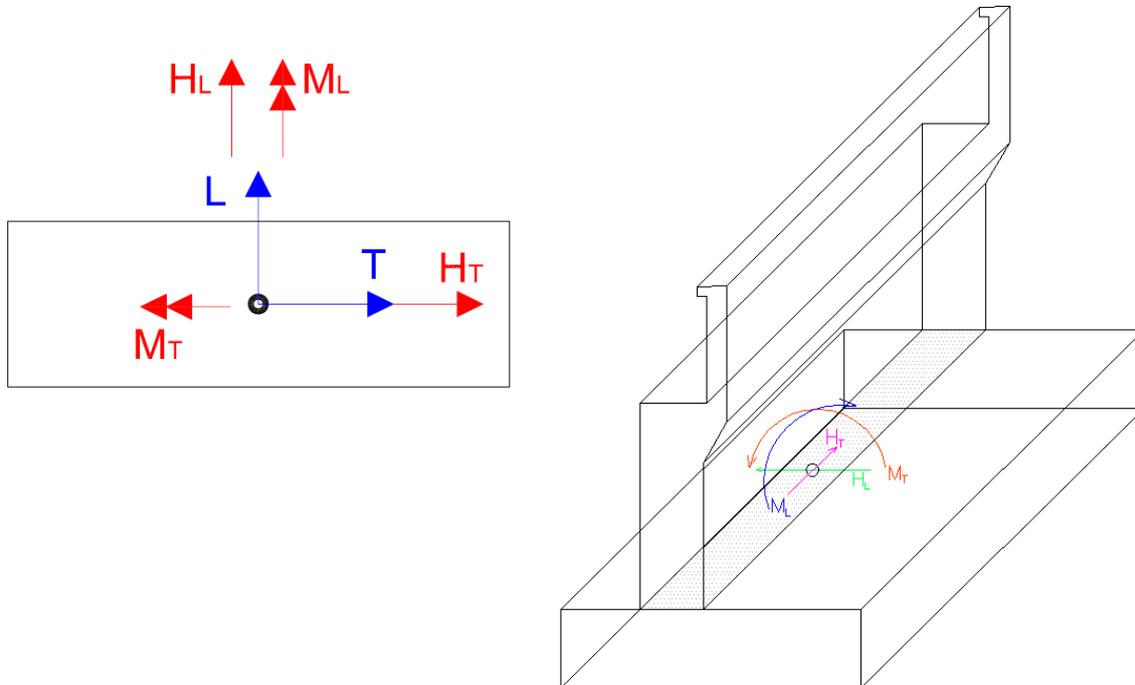
Impalcato

peso proprio impalcato + carichi permanenti portati	p	[kN/m]	266
peso totale impalcato	W_{tot}	[kN]	19236
periodo fondamentale longitudinale	T_L	[s]	2.54
accelerazione spettrale longitudinale	S_{eL}	[m/s ²]	0.4
forza sismica longitudinale su spalla	F_L	[kN]	400
coefficiente di influenza longitudinale	α_{hL}		0.50
coefficiente di influenza trasversale	α_{hT}		0.50
periodo fondamentale trasversale	T_T	[s]	2.54
accelerazione spettrale trasversale	S_{eT}	[m/s ²]	0.4
forza sismica trasversale su spalla	F_T	[kN]	400
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	2.8

momento muro frontale	M_{Tm}	[kN]	1100
momento muro frontale	M_{Lm}	[kN]	1100
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	5.3
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kN]	2100
momento intradosso zattera	M_{Lz}	[kN]	2100
Paraghiaia			
peso	W_p	[kN]	860
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	79
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	4.4
momento muro frontale	$M_{Tm} =$ M_{Lm}	[kN]	345
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	6.9
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	542
Muro frontale			
peso	W_p	[kN]	2090
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	191
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	1.0
momento muro frontale	$M_{Tm} =$ M_{Lm}	[kN]	191
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	3.5
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	667
Muri andatori			
peso	W_p	[kN]	472
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	43
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	1.0
momento muro frontale	$M_{Tm} =$ M_{Lm}	[kN]	43
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	3.5
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	151
Zattera di fondazione			
peso	W_p	[kN]	7800
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	712
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	1.3
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	890
Terreno di rinterro			
peso	W_p	[kN]	4991
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	455
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	3.4
momento muro frontale	$M_{Tm} =$ M_{Lm}	[kN]	1549

eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	4.7	
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	2118	
Cuneo di terreno			1+k_v	1-k_v
			1.046	0.95
metodo di analisi			Mononobe-Okabe	
angolo di attrito del terreno	φ'_k	[deg]	29	29
angolo di attrito terreno-parete	δ	[deg]	0	0
angolo sismico	θ	[deg]	4.99	5.46
coefficiente di spinta attiva	K_a		0.3988	0.4046
componente orizzontale del coefficiente di spinta	K_{ah}		0.3988	0.4046

9.3 RIEPIGOLO SOLLECITAZIONI – AZIONI ELEMENTARI



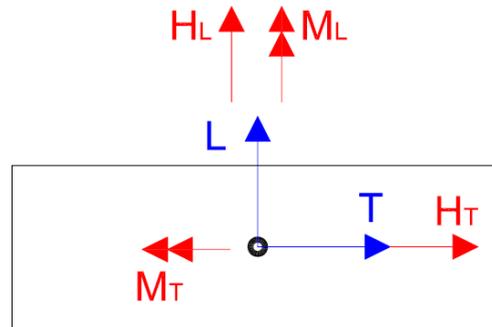
BASE MURO FRONTALE

STATICA		N [kN]	VL [kN]	VT [kN]	ML [kNm]	MT [kNm]
peso proprio spalla	g1	2950	0	0	0	-1248
spinte terreno di rinterro	g4	0	2682	0	0	6079
spinta sovraccarichi permanenti	g5	0	125	0	0	424
spinta sovraccarichi variabili	q2	0	831	0	0	2825
carichi permanenti strutturali impalcato	r1	8138	0	0	0	6917
carichi permanenti portati su impalcato	r2	1480	0	0	0	1258
attrito dei vincoli	r3	0	630	0	0	1733
carichi mobili su impalcato - max N e MT	r4	2802	0	0	4216	2382
carichi mobili su impalcato - max ML	r5	2516	0	0	5791	2139
frenatura / accelerazione	f	0	277	0	0	763
vento trasversale	w	0	0	412	1133	0
	totale	17886	4545	412	11140	23271

INTRADOSSO ZATTERA

STATICA		N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
peso proprio spalla	g1	11222	0	0	0	-722
peso proprio terreno di rinterro	g2	4991	0	0	0	-14723
sovraccarichi permanenti su spalla	g3	133	0	0	0	-391
spinte terreno di rinterro	g4	0	5016	0	0	15550
spinta sovraccarichi permanenti	g5	0	170	0	0	793
sovraccarichi variabili su spalla	q1	884	0	0	0	-2607
spinta sovraccarichi variabili	q2	0	1136	0	0	5284
carichi permanenti strutturali su impalcato	r1	8138	0	0	0	12207
carichi permanenti portati su impalcato	r2	1480	0	0	0	2220
attrito dei vincoli	r3	0	630	0	0	3308
carichi mobili su impalcato - max N e M _T	r4	2802	0	0	4216	4203
carichi mobili su impalcato - max M _L	r5	2516	0	0	5791	3774
frenatura / accelerazione	f	0	277	0	0	1457
vento trasversale	w	0	0	412	2163	0
	totale	32165	7230	412	12170	30353

9.4 RIEPILOGO SOLLECITAZIONI – COMBINAZIONE DELLE AZIONI



9.4.1 Muro frontale

STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Sollecitazioni base muro frontale

combinazione	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1	12568	2971	0	0	14083
2	15370	3248	412	5349	17228
3	14100	3664	247	2986	17742
4	14100	2971	412	3439	15386
M_{T,max}	14100	3664	247	2986	17742

STATO LIMITE ULTIMO

Sollecitazioni base muro frontale

combinazione A1-M1	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1	16967	4010	0	0	19012
2	20749	4426	618	7392	23372
3	19036	5050	371	4133	24305
4	19036	4010	618	4813	20771
M_{T,max}	19036	5050	371	4133	24305

combinazione A2-M2	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1	12568	3436	0	0	15163
2	15790	3797	536	6322	18893
3	14330	4517	321	3536	20333
4	14330	3436	536	4125	16661
M_{T,max}	14330	4517	321	3536	20333

combinazione sismica 1 + k _v	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
S _L	13141	3442	337	955	15830

S_T	13141	3087	1125	3185	14579
$M_{T,max}$	13141	3442	337	955	15830

combinazione sismica	1 - k_v	N [kN]	V_L [kN]	V_T [kN]	M_L [kNm]	M_T [kNm]
S_L		11995	3269	337	955	14792
S_T		11995	2855	1125	3185	13410
$M_{T,max}$		11995	3269	337	955	14792

9.4.2 Plinto di fondazione

STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Sollecitazioni intradosso zattera

combinazione	N [kN]	V_L [kN]	V_T [kN]	M_L [kNm]	M_T [kNm]
1	25963	4956	0	0	15529
2	28765	5233	412	6380	21189
3	28379	5903	247	3604	19628
4	27495	4956	412	4469	17828
$M_{T,max}$	28765	5233	412	6380	21189

STATO LIMITE ULTIMO

Sollecitazioni intradosso zattera

combinazione A1-M1	N [kN]	V_L [kN]	V_T [kN]	M_L [kNm]	M_T [kNm]
1	35050	6690	0	0	20964
2	38833	7106	618	8937	28823
3	38444	8112	371	5060	26769
4	37119	6690	618	6358	24067
$M_{T,MAX}$	38833	7106	618	8937	28823

combinazione A2-M2	N [kN]	V_L [kN]	V_T [kN]	M_L [kNm]	M_T [kNm]
1	25963	5816	0	0	18241
2	29185	6177	536	7661	24968
3	28874	7294	321	4339	24366
4	27725	5816	536	5464	20885
$M_{T,MAX}$	29185	6177	536	7661	24968

combinazione sismica	1 + k_v	N [kN]	V_L [kN]	V_T [kN]	M_L [kNm]	M_T [kNm]

S _L		27148	6149	564	1940	18507
S _T		27148	5641	1880	6468	16483
M_{T,MAX}		27148	6149	564	1940	18507
combinazione sismica	1 - k_v	N [kN]	V_L [kN]	V_T [kN]	M_L [kNm]	M_T [kNm]
S _L		24778	5831	564	1940	17624
S _T		24778	5214	1880	6468	15264
M_{T,MAX}		24778	5831	564	1940	17624

9.4.3 Pali

Per il calcolo delle sollecitazioni sui pali ci si faccia riferimento alla "Relazione geotecnica e di calcolo fondazioni".

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime utilizzate per la verifica strutturale.

SLU: combinazione SLU (A1+M1)

$$T_{\max} = 677 \text{ kN,}$$

$$N_{\min} = 2134 \text{ kN,}$$

$$M_{y_{\min}} = 4000 \text{ kNm}$$

SLE: combinazione SLE 3:

$$T_{\max} = 492 \text{ kN,}$$

$$N_{\min} = 1583 \text{ kN,}$$

$$M_{\max} = 1412 \text{ kNm.}$$

9.5 MURO FRONTALE

Verifica a presso-flessione

geometria sezione

larghezza sezione	bTm	[m]	11.9
altezza sezione	bLm	[m]	3.5

armatura compressa

strato 1

diametro armatura	ϕ	[mm]	20
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		59
copriferro di calcolo strato 1	c'_1	[mm]	71
area armatura compressa strato 1	A'_{s1}	[mm ²]	18535

strato 2

diametro armatura	ϕ	[mm]	0
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		59
copriferro di calcolo strato 2	c'_2	[mm]	71
area armatura compressa strato 2	A'_{s2}	[mm ²]	0

area armatura compressa	A'_s	[mm ²]	18535
rapporto geometrico di armatura	ρ'_s		0.04%

armatura tesa

strato 1

diametro armatura	ϕ	[mm]	26
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		59
copriferro di calcolo strato 1	c_1	[mm]	74
area armatura tesa strato 1	A_{s1}	[mm ²]	31325

strato 2

diametro armatura	ϕ	[mm]	0
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		59
copriferro di calcolo strato 2	c_2	[mm]	74
area armatura tesa strato 2	A_{s2}	[mm ²]	0

area armatura tesa	A_s	[mm ²]	31325
rapporto geometrico di armatura	ρ_s		0.07%
altezza utile	d	[mm]	3426

sollecitazioni massime

	N_{MAX}		
sforzo normale massimo	N_{MAX}	[kN]	19036

momento flettente longitudinale	M_L	[kNm]	4133
momento flettente trasversale	M_T	[kNm]	24305
momento flettente resistente longitudinale	$M_{L,Rd}$	[kNm]	139184
momento flettente resistente trasversale	$M_{T,Rd}$	[kNm]	73356
Verifica			SI

N_{MIN}			
sforzo normale minimo	N_{MIN}	[kN]	11995
momento flettente longitudinale	M_L	[kNm]	955
momento flettente trasversale	M_T	[kNm]	14792
momento flettente resistente longitudinale	$M_{L,Rd}$	[kNm]	98903
momento flettente resistente trasversale	$M_{T,Rd}$	[kNm]	61713
Verifica			SI

M_{TMAX}			
sforzo normale minimo	N_{MIN}	[kN]	19036
momento flettente longitudinale	M_L	[kNm]	4133
momento flettente trasversale	M_{TMAX}	[kNm]	24305
momento flettente resistente longitudinale	$M_{L,Rd}$	[kNm]	139184
momento flettente resistente trasversale	$M_{T,Rd}$	[kNm]	73356
Verifica			SI

Verifica a taglio

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

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

larghezza sezione	b_w	[mm]	11940
altezza sezione	h	[mm]	3500
altezza utile sezione	d	[mm]	3426
armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	31325
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l		0.001
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	[MPa]	0.46
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	33
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	11113
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	5050

verificato

9.6 PLINTO DI FONDAZIONE

Verifica a flessione

grandezze di progetto

calcestruzzo

resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	[MPa]	18.8
deformazione ultima per compressione	ε_{cu}		0.0035

acciaio

tensione caratteristica di snervamento	f_{yd}	[MPa]	391
deformazione allo sverramento	ε_{sy}		0.0019

geometria sezione

larghezza sezione	b_{Tz}	[m]	13.0
altezza sezione	h_z	[m]	2.5

armatura superiore

strato 1

diámetro armatura	ϕ	[mm]	26
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		65
copriferro di calcolo strato 1	c'_1	[mm]	79
area armatura superiore strato 1	A'_{s1}	[mm ²]	34510

strato 2

diámetro armatura	ϕ	[mm]	0
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		65
copriferro di calcolo strato 2	c'_2	[mm]	79
area armatura superiore strato 2	A'_{s2}	[mm ²]	0
area armatura superiore	A'_s	[mm ²]	34510
rapporto geometrico di armatura	ρ'_s		0.11%

armatura inferiore

strato 1

diámetro armatura	ϕ	[mm]	26
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		65
copriferro di calcolo strato 1	c_1	[mm]	79
area armatura inferiore strato 1	A_{s1}	[mm ²]	34510

strato 2

diámetro armatura	ϕ	[mm]	20
interasse barre	$i\phi$	[mm]	400
numero barre	$n\phi$		32
copriferro di calcolo strato 2	c_2	[mm]	119

area armatura inferiore strato 2	A_{s2}	[mm ²]	10053
area armatura inferiore	A_s	[mm ²]	44564
rapporto geometrico di armatura	ρ_s		0.14%
altezza utile	d	[mm]	2412
copriferro superiore di calcolo	d'	[mm]	79
parametro stress-block	λ		0.8
distanza estradosso sezione-asse neutro	y_n	[mm]	158
posizione asse neutro rottura bilanciata	y_{Bn}	[mm]	1563
			Rottura duttile
momento resistente	M_{Rd}	[kNm]	40744
momento sollecitante	M_{Ed}	[kNm]	17997

verifica

Verifica a taglio

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	13000
altezza sezione	h	[mm]	2500
altezza utile sezione	d	[mm]	2412
armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	44564
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l		0.001
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	[MPa]	0
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	33
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	8128
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	3731

verificato

Verifica a fessurazione senza calcolo diretto

grandezze di progetto

valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	[mm]	0.2
diametro armatura longitudinale	ϕ	[mm]	26
interasse barre	$i\phi$	[mm]	65

tabelle C4.1.II e III della Circ. alle NTC08

limite di tensione dell'acciaio	σ_s	[MPa]	160
---------------------------------	------------	-------	-----

sollecitazioni massime

sforzo normale minimo	N_{MIN}	[kN]	0
momento flettente massimo	M_{MAX}	[kNm]	12697

geometria sezione

larghezza sezione	BLz	[m]	13.0
altezza sezione	hz	[m]	2.5

armatura tesa

strato 1

diametro armatura	ϕ	[mm]	26
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		65
copriferro di calcolo strato 1	c'_1	[mm]	79
area armatura superiore strato 1	A'_{s1}	[mm ²]	34510

strato 2

diametro armatura	ϕ	[mm]	20
interasse barre	$i\phi$	[mm]	400
numero barre	$n\phi$		32
copriferro di calcolo strato 2	c'_2	[mm]	119
area armatura superiore strato 2	A'_{s2}	[mm ²]	10053
area armatura superiore	A'_s	[mm ²]	44564
rapporto geometrico di armatura	ρ'_s		0.14%

armatura compressa

strato 1

diametro armatura	ϕ	[mm]	26
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		65
copriferro di calcolo strato 1	c_1	[mm]	79
area armatura inferiore strato 1	A_{s1}	[mm ²]	34510

strato 2

diametro armatura	ϕ	[mm]	0
interasse barre	$i\phi$	[mm]	400
numero barre	$n\phi$		33
copriferro di calcolo strato 2	c_2	[mm]	79
area armatura inferiore strato 2	A_{s2}	[mm ²]	0
area armatura inferiore	A_s	[mm ²]	34510
rapporto geometrico di armatura	ρ_s		0.11%
coefficiente di omogeneizzazione	n		15
distanza estradosso sezione-asse neutro	y_n	[mm]	367
momento di inerzia sezione ideale	J_{id}	[mm ⁴]	2.450E+12
modulo di resistenza sezione ideale	W_{id}	[mm ³]	1.193E+09
tensione massima acciaio	σ_s	[MPa]	160

verifica

9.7 PALI

9.7.1 Sollecitazioni di verifica

Per il calcolo delle sollecitazioni sui pali ci si faccia riferimento alla "Relazione geotecnica e di calcolo fondazioni".

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime utilizzate per la verifica strutturale.

SLU: combinazione SLU (A1+M1)

$$T_{\max} = 677 \text{ kN,}$$

$$N_{\min} = 2134 \text{ kN,}$$

$$M_{y_{\min}} = 4000 \text{ kNm}$$

SLE: combinazione SLE 3:

$$T_{\max} = 492 \text{ kN,}$$

$$N_{\min} = 1583 \text{ kN,}$$

$$M_{\max} = 1412 \text{ kNm.}$$

9.7.2 Verifiche

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

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

Titolo: _____

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 60 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 32
- Diametro barre: 3.2 [cm]
- Copriferro (baric.): 10 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

- Rettan.re
- a T
- Rettangoli
- Circolare
- Coord.

Sezio...

Metodo di calcolo

- S.L.U. +
- S.L.U. -
- Metodo n

Tipo flessione

- Retta
- Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 2134 4583 kN

M_{xEd} 4000 1412 kNm

M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

- Centro
- Baricentro cls
- Coord.[cm]

xN 0 yN 0

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 4,711 kN m

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200,000 N/mm ²	f_{cd}	18.81
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.7333
		τ_{cl}	2.114

Calcoli:

- σ_c -18.81 N/mm²
- σ_s 391.3 N/mm²
- ϵ_c 3.5 ‰
- ϵ_s 5.941 ‰
- d 110 cm
- x 40.78 x/d 0.3707
- δ 0.9034

Verifica a taglio

diametro palo	\emptyset	[mm]	1200
area cerchio	A_{\emptyset}	[mm ²]	1130973
base equivalente al rettangolo	b_W	[mm]	1080
altezza utile equivalente al rettangolo	d	[mm]	876
area rettangolo equivalente	A_R	[mm ²]	946080
classe del calcestruzzo	R_{ck}	[MPa]	40
resistenza a compressione ridotta	f_{cd}	[MPa]	11.1
resistenza a trazione di progetto	f_{yd}	[MPa]	435

taglio compressione

forza assiale di progetto	N_{Ed}	[kN]	2134
tensione media di compressione	σ_{cp}	[MPa]	1.9
coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c		1.09
resistenza di calcolo a "taglio compressione"	V_{Rcd}	[kN]	5113

taglio trazione

	$\cot \theta$		1.0
inclinazione puntone	θ	[deg]	45
		[rad]	0.79
inclinazione staffe	α	[deg]	90
		[rad]	1.57
diametro barre staffe	\emptyset	[mm]	14
numero bracci	n		2
area staffa	A_{SW}	[mm ²]	307.9
passo	s	[mm]	100
resistenza di calcolo a "taglio trazione"	V_{Rsd}	[kN]	1055
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1055

verifica

**Verifica a fessurazione senza calcolo diretto
 grandezze di progetto**

valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	[mm]	0.2
diametro armatura longitudinale	ϕ	[mm]	24
interasse barre	$i\phi$	[mm]	152

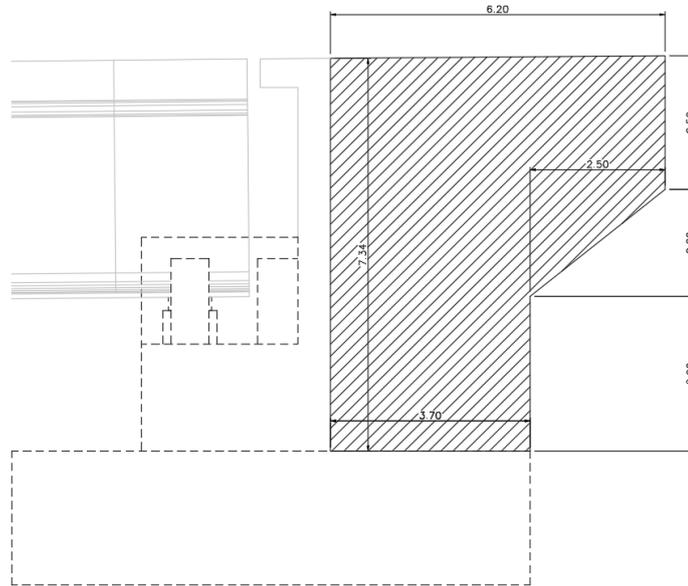
tabelle C4.1.II e III della Circ. alle NTC08

limite di tensione dell'acciaio	σ_s	[MPa]	160
---------------------------------	------------	-------	-----

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Sezione circolare cava:** Raggio esterno 60 [cm], Raggio interno 0 [cm], N° barre uguali 32, Diametro barre 3.2 [cm], Copriferro (baric.) 10 [cm].
- Materiali:** B450C (E_{su} 67.5‰, f_{yd} 391.3 N/mm², E_s 200,000 N/mm², E_s/E_c 15, E_{syd} 1.957‰, σ_{s,adm} 255 N/mm²) and C32/40 (ε_{c2} 2‰, ε_{cu} 3.5‰, f_{cd} 18.81, f_{cc}/f_{cd} 0.8, σ_{c,adm} 12.25, τ_{co} 0.7333, τ_{c1} 2.114).
- Calcolo:** σ_c -8.481 N/mm², σ_s 123.9 N/mm², ε_s 0.6193‰, d 110 cm, x 55.73, x/d 0.5067, δ 1.
- Altri parametri:** N_{Ed} 2134, M_{xEd} 4000, M_{yEd} 0, N° barre 0, Vertici 52, N° iterazioni 4.

9.8 MURI ANDATORI SPALLA 1



9.8.1 Azioni

Combinazione fondamentale

$$\varphi = 35^\circ$$

$$K_a = 0.271$$

$$\gamma = 18 \times K_a \times 1.35 \quad \text{kN/m}^3$$

$$q = 20 \times K_a \times 1.50 \quad \text{kN/m}^3$$

Combinazione sismica

$$\varphi = 35^\circ$$

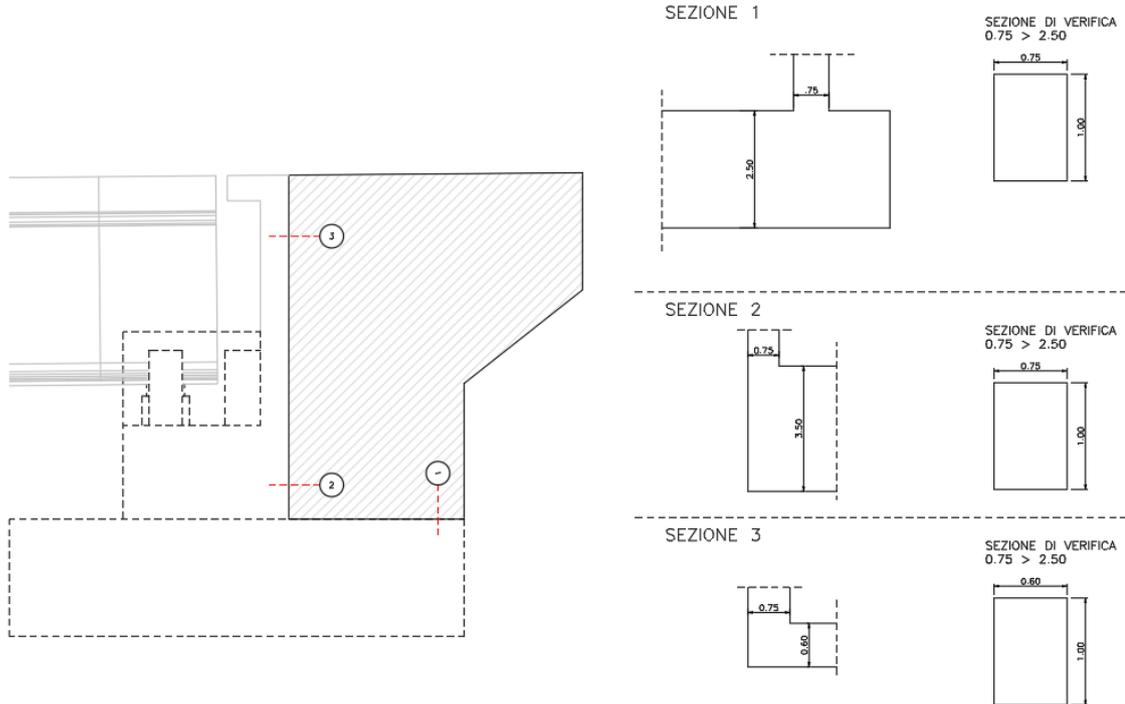
$$K_{as} = 0.408$$

$$\gamma = 18 \times K_{as} \quad \text{kN/m}^3$$

$$q = 0$$

$$K_h = 0.0918 \text{ g}$$

9.8.2 Sezioni di verifica



9.8.3 Sollecitazioni

Si riportano le sollecitazioni nelle direzioni principali

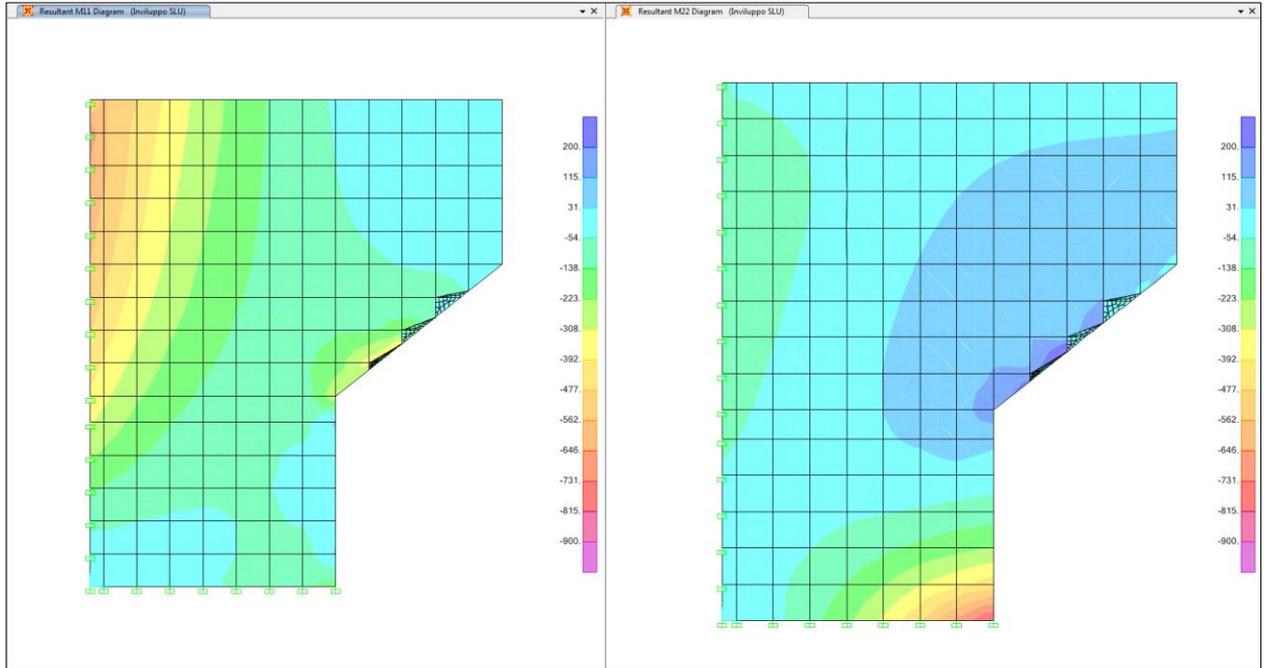
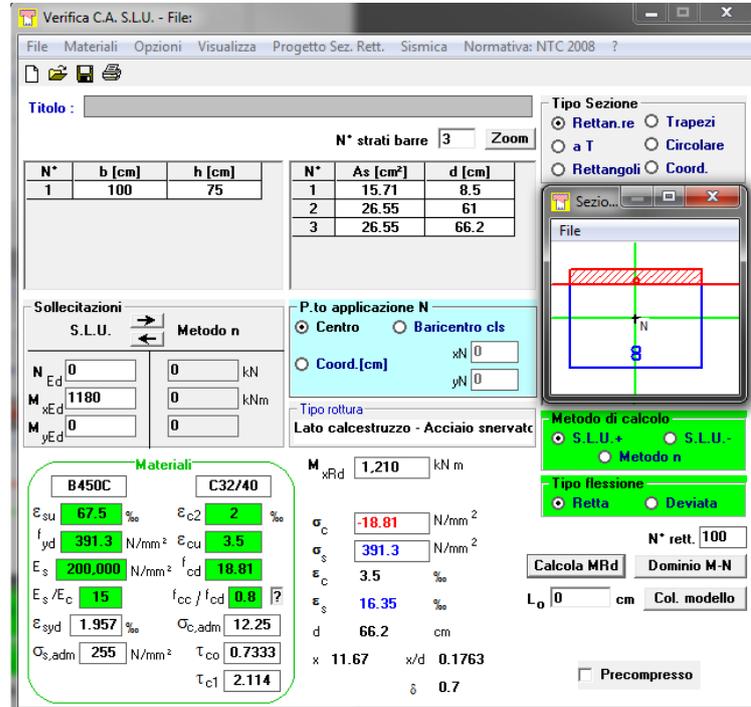


Figura 14 – Momenti M11 e M22 (SLU) [kNm/m]

9.8.4 Verifiche

9.8.4.1 Sezione 1



Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	750
altezza utile sezione	d	[mm]	662
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		2.5
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	10
interasse armature trasversali	s	[mm]	40
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	196
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	435
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.8
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$ctg \theta$		1.0
	θ	[DEG]	45
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	1272
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.4
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	2802
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1272
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	1190

verificato

9.8.4.2 Sezione 2

Verifica C.A. S.L.U. - File: Sezione1

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

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	15.71	8.5
			2	26.55	68.5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 550 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 685.2 kNm
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 27.92 ‰
 d 68.5 cm
 x 7.631 x/d 0.1114 δ 0.7

Materiali: B450C C32/40
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.81 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333 τ_{c1} 2.114

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

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b _w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	750
altezza utile sezione	d	[mm]	685
numero armature trasversali	n° Ø		2.5
diametro armature trasversali	Ø	[mm]	10
interasse armature trasversali	s	[mm]	40
area dell'armatura trasversale a taglio	A _{sw}	[mm²]	196
resistenza di progetto	f _{yd}	[MPa]	435
resistenza a compressione del cls	f _{cd}	[MPa]	18.8
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	ctg θ		1.0
	θ	[DEG]	45
tensione di compressione calcestruzzo	σ _{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α _c		1.00
resistenza a taglio trazione	V _{Rsd}	[kN]	1316
resistenza a compressione del cls ridotta	f _{cd} '	[MPa]	9.4
resistenza a taglio compressione	V _{Rcd}	[kN]	2900
resistenza a taglio	V _{Rd}	[kN]	1316
sforzo di taglio massimo	V _{Ed}	[kN]	420

verificato

9.8.4.3 Sezione 3

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

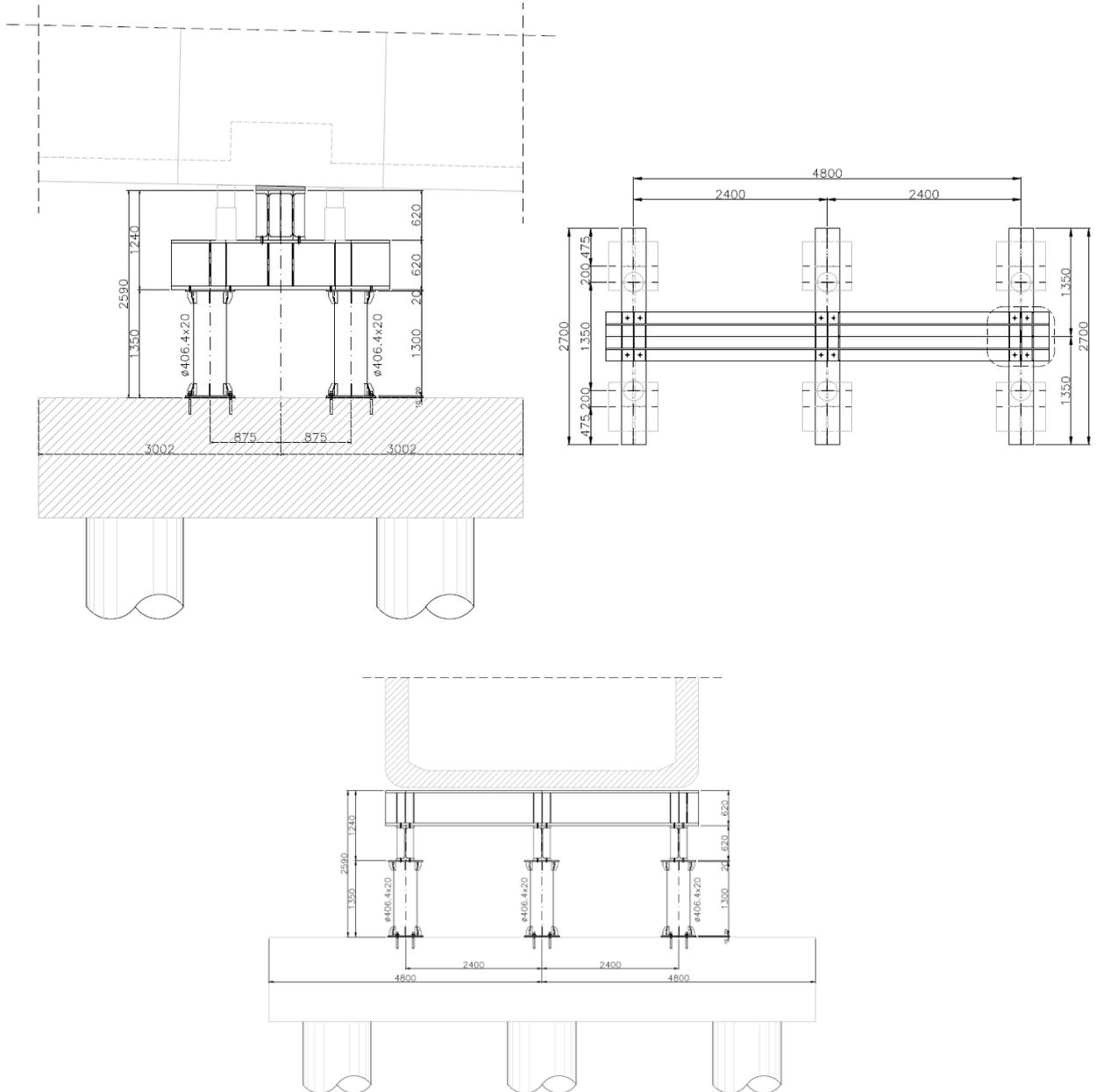
larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	600
altezza utile sezione	d	[mm]	550
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		2.5
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	10
interasse armature trasversali	s	[mm]	40
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	196
resistenza di progetto	$f_{y,d}$	[MPa]	435
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.8
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$ctg \theta$		1.0
	θ	[DEG]	45
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	1056
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.4
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	2328
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1056
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	560

verificato

10 VERIFICA TORRI PROVVISORIE

10.1 TORRE PROVVISORIA – TIPO 1

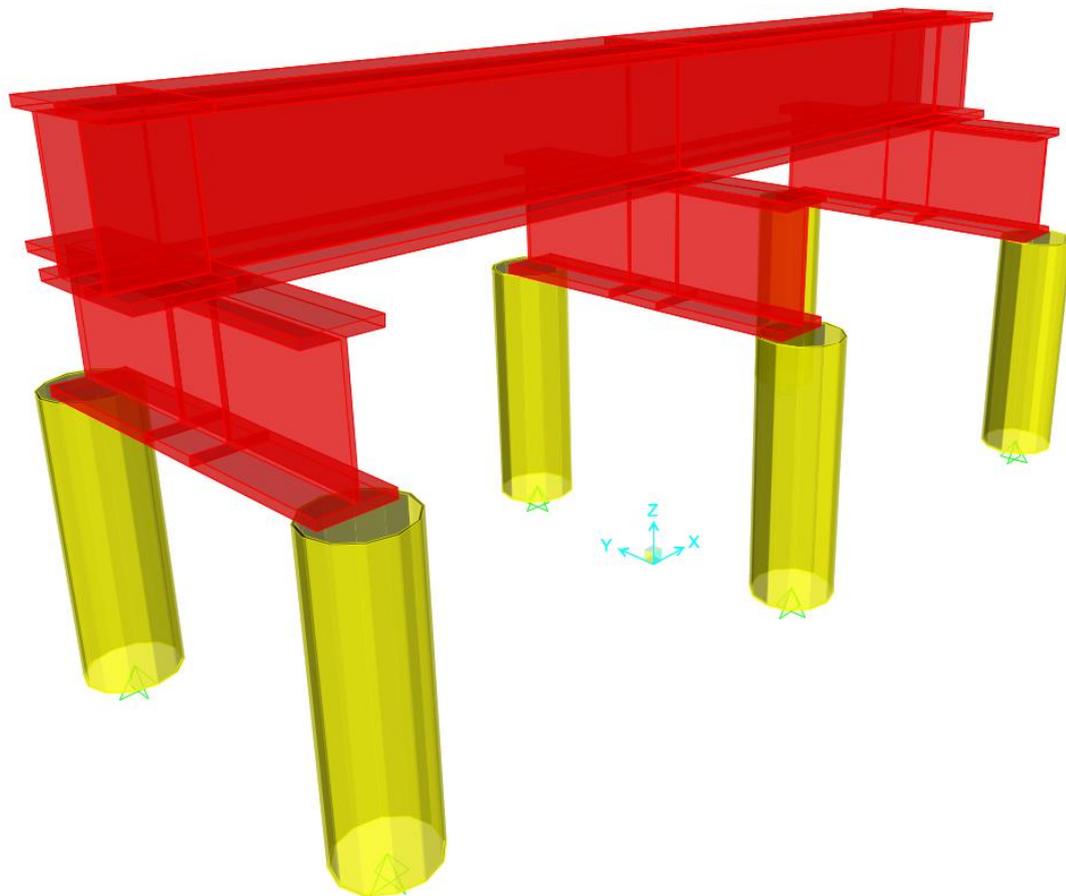
10.1.1 Geometria



10.1.2 Modello di calcolo

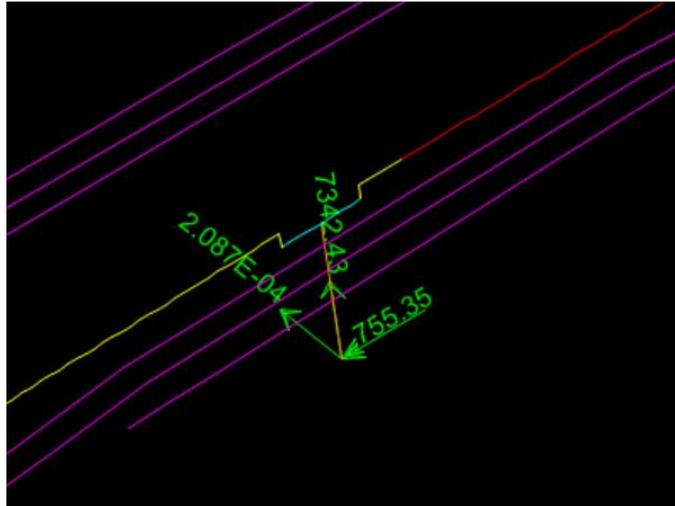
La struttura è analizzata mediante un modello agli elementi finiti riproducente la reale geometria piano-altimetrica dell'opera.

Il modello, mostrato nel seguito, è stato sviluppato con il programma di calcolo agli elementi finiti "SAP2000"



10.1.3 Azioni di calcolo

Le azioni utilizzate nel calcolo sono quelle ricavate dal modello globale utilizzato per l'analisi delle fasi costruttive.



Le azioni sono applicate al modello distribuite sulle travi superiori.

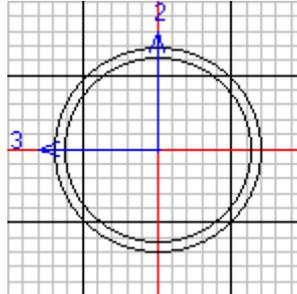
10.1.4 Verifiche

Le verifiche sono effettuate automaticamente attraverso il modulo *Steel Frame Design* del software SAP2000.



Si riporta in maggior dettaglio le verifiche degli elementi maggiormente sollecitati.

10.1.4.1 Colonna



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 151	X Mid: -2.400	Combo: SLU	Design Type: Column
Length: 1.300	Y Mid: 0.875	Shape: fI_406.4X20	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 1.300	Z Mid: 0.830	Class: Class 1	Rolled : No

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=0.950

Aeff=0.024	eNy=0.000	eNz=0.000		
A=0.024	Iyy=4.543E-04	iyy=0.137	Wel,yy=0.002	Weff,yy=0.002
It=9.086E-04	Izz=4.543E-04	izz=0.137	Wel,zz=0.002	Weff,zz=0.002
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.406	Wpl,yy=0.003	Av,y=0.015
E=210000000.0	fy=355000.000	fu=510000.000	Wpl,zz=0.003	Av,z=0.015

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
1.300	-1869.516	-8.380E-05	-160.546	6.446E-05	123.497	0.000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7))

D/C Ratio: 0.387 = 0.228 + sqrt[(0.000)^2 + (0.159)^2] < 0.950 OK
= (Ned/NRd) + sqrt[(My,Ed/My,Rd)^2 + (Mz,Ed/Mz,Rd)^2] (EC3)

6.2.1(7))

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd
	Force	Capacity	Capacity
Axial	-1869.516	8208.353	8208.353

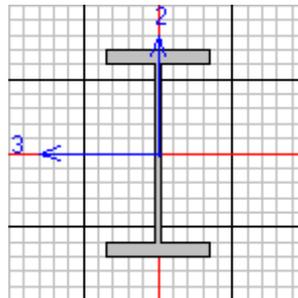
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	8208.353	8914.965	1960933.802	363270.789	1.000

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	557180.003	0.124	0.489	1.000	8208.353
MajorB (y-y)	c	0.490	557180.003	0.124	0.489	1.000	8208.353
Minor (z-z)	c	0.490	363270.789	0.154	0.501	1.000	8208.353
MinorB (z-z)	c	0.490	363270.789	0.154	0.501	1.000	8208.353
Torsional TF	c	0.490	363270.789	0.154	0.501	1.000	8208.353

MOMENT DESIGN

		Med	Med, span	Mm, Ed	Meq, Ed		
		Moment	Moment	Moment	Moment		
Major (y-y)		-8.380E-05	-8.380E-05	-4.190E-05	-5.028E-05		
Minor (z-z)		-160.546	-160.546	-80.273	-96.328		
		Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd		
		Capacity	Capacity	Capacity	Capacity		
Major (y-y)		1010.488	1010.488	1010.488	1010.488		
Minor (z-z)		1010.488	1010.488	1010.488	1010.488		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.061	0.449	1.000	1.750	285741.192
		kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors		0.590	0.356	0.354	0.594		
SHEAR DESIGN							
		Ved	Ted	Vc, Rd	Stress	Status	
		Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check	
Major (z)		6.446E-05	0.000	3017.000	0.000	OK	
Minor (y)		123.497	0.000	3017.000	0.041	OK	
		Vpl, Rd	Eta	LambdabarW			
Reduction		3017.000	1.000	0.000			

10.1.4.2 Trave



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 193	X Mid: -2.400	Combo: SLU	Design Type: Beam
Length: 0.727	Y Mid: -0.511	Shape: HE600M	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 0.000	Z Mid: 1.790	Class: Class 1	Rolled : No

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLf=0.750	D/C Lim=0.950

Aeff=0.036	eNy=0.000	eNz=0.000		
A=0.036	Iyy=0.002	iyy=0.255	We1, yy=0.008	Weff, yy=0.008

MANDATARIA



MANDANTE



ICARIA
società di ingegneria

It=1.356E-05 Izz=1.896E-04 izz=0.073 Wel, zz=0.001 Weff, zz=0.001
Iw=1.594E-05 Iyz=0.000 h=0.620 Wpl, yy=0.009 Av, y=0.024
E=210000000.0 fy=355000.000 fu=510000.000 Wpl, zz=0.002 Av, z=0.011

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted
0.000	-123.497	-198.830	0.000	-1850.030	-7.170E-05	1.186E-04

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq 4.2.38(y))
D/C Ratio: 0.068 = 0.068 < 0.950 OK
= (My, Ed/Mn, y, Rd) (NTC Eq 4.2.38(y))

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc, Rd Capacity	Nt, Rd Capacity	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag
Axial	-123.497	12083.524	12083.524	12083.524	13123.728	902061.295	902061.295	1.000

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	b	0.340	9140407.077	0.037	0.473	1.000
MajorB (y-y)	b	0.340	9140407.077	0.037	0.473	1.000
Minor (z-z)	c	0.490	743385.833	0.131	0.492	1.000
MinorB (z-z)	c	0.490	743385.833	0.131	0.492	1.000
Torsional TF	c	0.490	902061.295	0.119	0.487	1.000

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med, span Moment	Mm, Ed Moment	Meq, Ed Moment
Major (y-y)	-198.830	-198.830	473.165	-607.564
Minor (z-z)	0.000	5.226E-05	2.620E-05	3.141E-05

	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity
Major (y-y)	2909.952	2676.535	2909.952	2909.952
Minor (z-z)	649.155	649.155	649.155	

LTB	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
	d	0.760	0.085	0.460	1.000	1.941	422171.379

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	0.530	0.359	0.731	0.599

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Ted Torsion	Vc, Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	1850.030	1.186E-04	2213.560	0.836	OK
Minor (y)	7.170E-05	1.186E-04	4762.863	0.000	OK

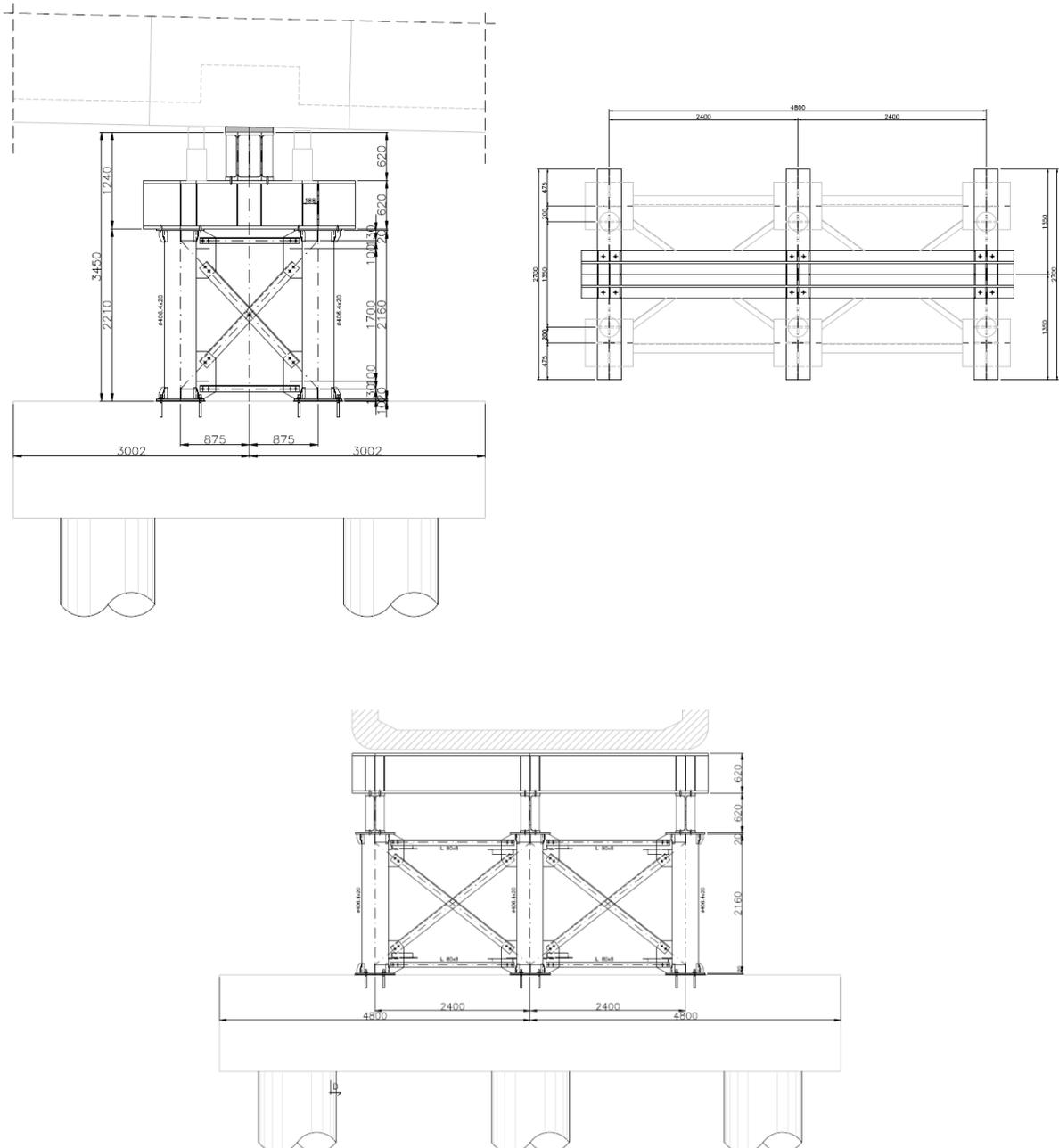
Reduction	Vpl, Rd	Eta	LambdabarW
	2213.560	1.000	0.293

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

Major (V2)	VMajor Left	VMajor Right
	1850.030	1847.330

10.2 TORRE PROVVISORIA – TIPO 2

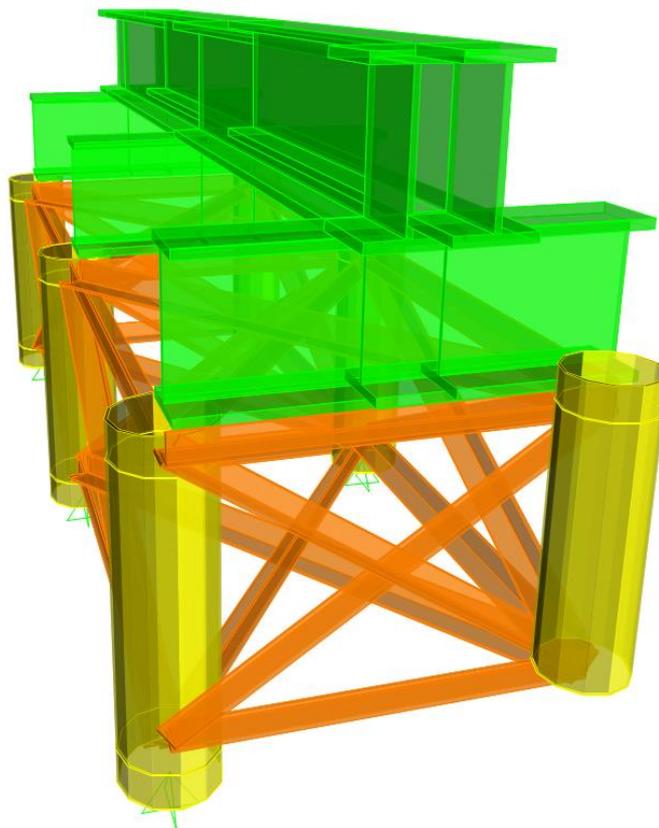
10.2.1 Geometria



10.2.2 Modello di calcolo

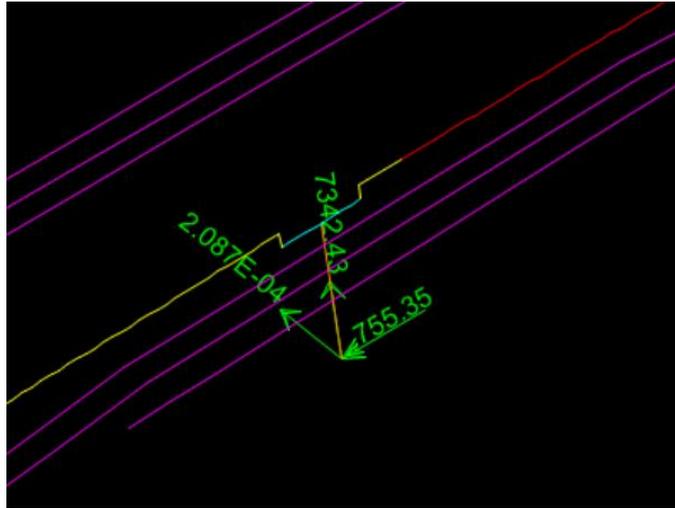
La struttura è analizzata mediante un modello agli elementi finiti riproducente la reale geometria piano-altimetrica dell'opera.

Il modello, mostrato nel seguito, è stato sviluppato con il programma di calcolo agli elementi finiti "SAP2000"



10.2.3 Azioni di calcolo

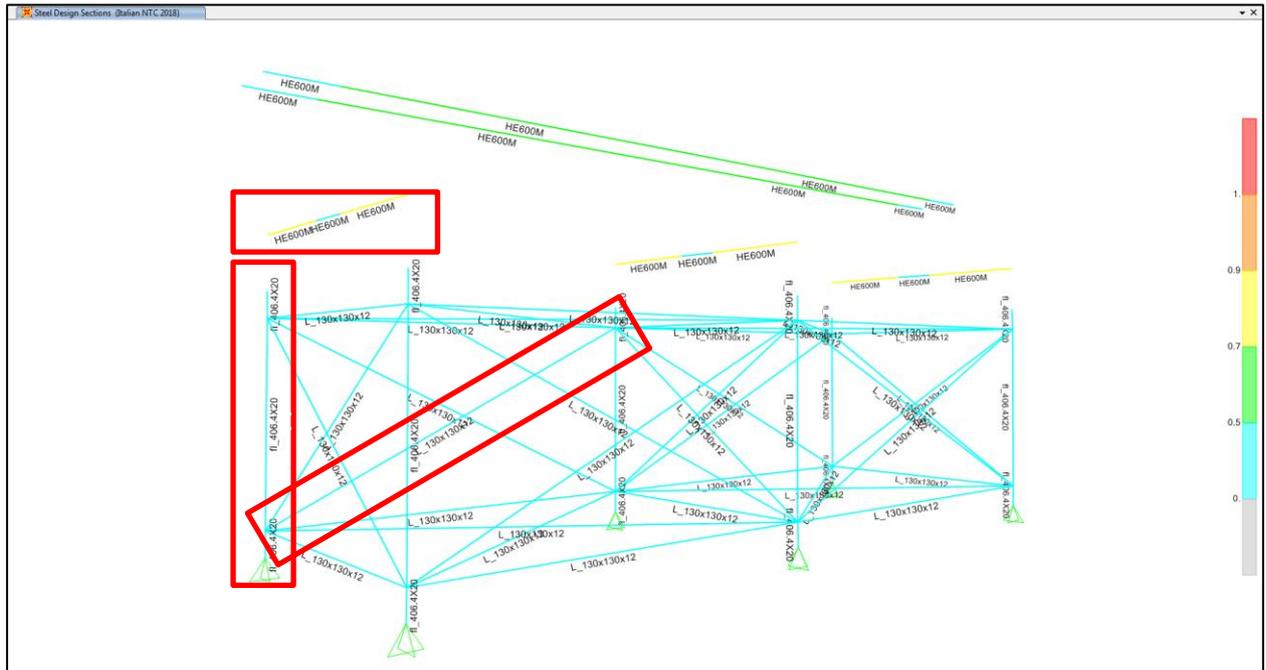
Le azioni utilizzate nel calcolo sono quelle ricavate dal modello globale utilizzato per l'analisi delle fasi costruttive.



Le azioni sono applicate al modello distribuite sulle travi superiori.

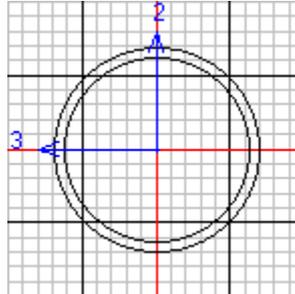
10.2.4 Verifiche

Le verifiche sono effettuate automaticamente attraverso il modulo *Steel Frame Design* del software SAP2000



Si riporta in maggior dettaglio le verifiche degli elementi maggiormente sollecitati.

10.2.4.1 Colonna



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 150 X Mid: -2.400 Combo: SLU Design Type: Column
Length: 1.180 Y Mid: 0.875 Shape: fI_406.4X20 Frame Type: DCH-MRF
Loc : 1.180 Z Mid: 0.740 Class: Class 1 Rolled : No

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No

GammaM0=1.05 GammaM1=1.05 GammaM2=1.25
An/Ag=1.00 RLLF=1.000 PLLF=0.750 D/C Lim=0.950

Aeff=0.024 eNy=0.000 eNz=0.000
A=0.024 Iyy=4.543E-04 iyy=0.137 Wel,yy=0.002 Weff,yy=0.002
It=9.086E-04 Izz=4.543E-04 izz=0.137 Wel,zz=0.002 Weff,zz=0.002
Iw=0.000 Iyz=0.000 h=0.406 Wpl,yy=0.003 Av,y=0.015
E=210000000.0 fy=355000.000 fu=510000.000 Wpl,zz=0.003 Av,z=0.015

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
1.180	-1930.162	-0.217	-117.542	3.088	93.336	-0.001

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7))

D/C Ratio: 0.351 = $0.235 + \sqrt{(0.000)^2 + (0.116)^2}$ < 0.950 OK
= $(N_{Ed}/N_{Rd}) + \sqrt{(M_{y,Ed}/M_{y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{z,Rd})^2}$ (EC3)

6.2.1(7))

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd
	Force	Capacity	Capacity
Axial	-1930.162	8208.353	8208.353

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	8208.353	8914.965	1960933.802	676267.030	1.000

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	676267.030	0.113	0.485	1.000 8208.353
MajorB (y-y)	c	0.490	676267.030	0.113	0.485	1.000 8208.353
Minor (z-z)	c	0.490	676267.030	0.113	0.485	1.000 8208.353
MinorB (z-z)	c	0.490	676267.030	0.113	0.485	1.000 8208.353
Torsional TF	c	0.490	676267.030	0.113	0.485	1.000 8208.353

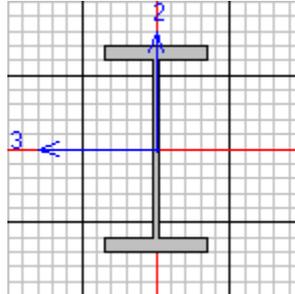
MOMENT DESIGN

MANDATARIA

MANDANTE

		Med	Med, span	Mm, Ed	Meq, Ed		
		Moment	Moment	Moment	Moment		
Major (y-y)		-0.217	-0.217	1.605	-1.970		
Minor (z-z)		-117.542	-117.542	-62.474	-73.487		
		Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd		
		Capacity	Capacity	Capacity	Capacity		
Major (y-y)		1010.488	1010.488	1010.488	1010.488		
Minor (z-z)		1010.488	1010.488	1010.488	1010.488		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.051	0.445	1.000	1.818	404938.051
		kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors		0.563	0.367	0.338	0.612		
SHEAR DESIGN							
		Ved	Ted	Vc, Rd	Stress	Status	
		Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check	
Major (z)		3.088	0.001	3017.000	0.001	OK	
Minor (y)		93.336	0.001	3017.000	0.031	OK	
		Vpl, Rd	Eta	LambdabarW			
Reduction		3017.000	1.000	0.000			

10.2.4.2 Trave



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 193	X Mid: -2.400	Combo: SLU	Design Type: Beam
Length: 0.727	Y Mid: -0.511	Shape: HE600M	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 0.000	Z Mid: 1.790	Class: Class 1	Rolled : No

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=0.950

Aeff=0.036	eNy=0.000	eNz=0.000		
A=0.036	Iyy=0.002	iyy=0.255	Wel,yy=0.008	Weff,yy=0.008
It=1.356E-05	Izz=1.896E-04	izz=0.073	Wel,zz=0.001	Weff,zz=0.001
Iw=1.594E-05	Iyz=0.000	h=0.620	Wpl,yy=0.009	Av,y=0.024
E=210000000.0	fy=355000.000	fu=510000.000	Wpl,zz=0.002	Av,z=0.011

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.000	-278.744	-245.709	-0.002	-1930.130	-0.436	-0.077

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)

D/C Ratio: 0.085 = 0.023 + 0.062 + 0.000 < 0.950 OK

$$= \frac{N_{ed}}{(\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1})} + k_{zy} \frac{(M_y, Ed + N_{ed} e_{Ny})}{(\chi_{LT} M_y, Rk / \gamma_{M1})} + k_{zz} \frac{(M_z, Ed + N_{ed} e_{Nz})}{(M_z, Rk / \gamma_{M1})}$$
(NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-278.744	12083.524	12083.524				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	12083.524	13123.728	902061.295	902061.295	1.000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0.340	9140407.077	0.037	0.473	1.000	12083.524
MajorB (y-y)	b	0.340	9140407.077	0.037	0.473	1.000	12083.524
Minor (z-z)	c	0.490	743385.833	0.131	0.492	1.000	12083.524
MinorB (z-z)	c	0.490	743385.833	0.131	0.492	1.000	12083.524
Torsional TF	c	0.490	902061.295	0.119	0.487	1.000	12083.524

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med, span Moment	Mm, Ed Moment	Meq, Ed Moment			
Major (y-y)	-245.709	-245.709	455.402	-595.625			
Minor (z-z)	-0.002	-0.002	0.156	-0.188			
	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity			
Major (y-y)	2909.952	2623.513	2909.952	2909.952			
Minor (z-z)	649.155	649.155	649.155				
LTB	Curve d	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
		0.760	0.084	0.459	1.000	1.987	432015.730
Factors	kyy	kyz	kzy	kzz			
	0.513	0.355	0.731	0.592			

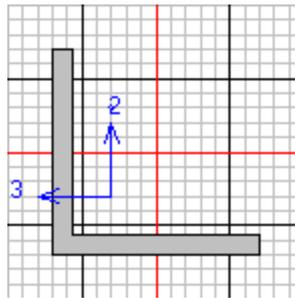
SHEAR DESIGN

	Ved Force	Ted Torsion	Vc, Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	1930.130	0.077	2213.560	0.872	OK
Minor (y)	0.436	0.077	4762.863	9.147E-05	OK
Reduction	Vpl, Rd	Eta	LambdabarW		
	2213.560	1.000	0.293		

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	1930.130	1927.430

10.2.4.3 Controvento



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 26	X Mid: -1.200	Combo: SLU	Design Type: Brace
Length: 2.674	Y Mid: 0.875	Shape: L_130x130x12	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 0.000	Z Mid: 0.740	Class: Class 4	Rolled : No

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=0.950

Aeff=0.003	eNy=0.000	eNz=0.000		
A=0.003	Iyy=4.798E-06	iyy=0.040	Wel, yy=5.155E-05	Weff, yy=5.155E-05
It=0.000	Izz=4.798E-06	izz=0.040	Wel, zz=5.155E-05	Weff, zz=5.155E-05
Iw=0.000	Iyz=-2.847E-06	h=0.130	Wpl, yy=9.286E-05	Av, y=0.002
E=210000000.0	fy=355000.000	fu=510000.000	Wpl, zz=9.286E-05	Av, z=0.002
Iyz=-2.847E-06	Imax=7.644E-06	imax=0.051	Wel, zz, maj=8.316E-05	
Rot= 45 deg	Imin=1.951E-06	imin=0.026	Wel, zz, min=3.736E-05	

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted
0.000	-43.595	0.000	0.000	-0.371	0.000	0.003

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)

$$D/C \text{ Ratio: } 0.125 = 0.109 + 0.016 + 0.000 < 0.950 \quad \text{OK}$$

$$= \frac{Ned}{(Chi_z NRk/GammaM1)} + kzy \frac{(My, Ed+NEd eNy)}{(Chi_LT My, Rk/GammaM1)} + kzz \frac{(Mz, Ed+NEd eNz)}{(Mz, Rk/GammaM1)} \quad \text{(NTC Eq C4.2.38)}$$

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-43.595	1006.171	1006.171				
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag		
	1006.171	1092.787	2165.986	1360.193	1.000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	b	0.340	2215.174	0.691	0.822	0.789	793.861
MajorB (y-y)	b	0.340	2215.174	0.691	0.822	0.789	793.861
Minor (z-z)	b	0.340	565.427	1.367	1.633	0.396	398.432
MinorB (z-z)	b	0.340	565.427	1.367	1.633	0.396	398.432
Torsional TF	b	0.340	1360.193	0.881	1.004	0.673	677.331

MOMENT DESIGN

	Med	Med, span	Mm, Ed	Meq, Ed
	Moment	Moment	Moment	Moment
Major (y-y)	0.000	0.248	0.000	0.186
Minor (z-z)	0.000	0.000	0.000	0.000
	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	17.428	17.428	17.428	15.328
Minor (z-z)	17.428	17.428	17.428	

LTB	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
	d	0.760	0.384	0.643	0.879	1.000	124.380

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	0.972	1.066	0.992	1.066

SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc, Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	0.371	0.003	304.511	0.001	OK
Minor (y)	0.000	0.003	304.511	0.000	OK

Vpl, Rd	Eta	LambdabarW
---------	-----	------------

Reduction	304.511	1.000	0.000
BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS			
	P	P	
	Comp	Tens	
Axial	-43.595	0.000	