



**REALIZZAZIONE DEL NUOVO SVINCOLO AUTOSTRADALE
DI SANTA TERESA VAL D'AGRO' DELL'AUTOSTRADA A18 MESSINA
CATANIA E CORRISPONDENTI COLLEGAMENTI ALLA VIABILITA' ORDINARIA**
CUP: F91B13000720001 CIG: 8059580FCD



PROGETTAZIONE

Mandataria:



PROGER S.p.A.
DIRETTORE TECNICO
Dott. Ing. Stefano PALLAVICINI

Mandante:



PROGIN S.p.A.
DIRETTORE TECNICO
Dott. Ing. Lorenzo INFANTE



DINAMICA s.r.l.
DIRETTORE TECNICO
Dott. Ing. Antonino SUTERA

PROJECT MANAGER DELL'R.T.I.:	RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
Dott. Ing. Carlo LISTORTI	Dott. Ing. Antonio GRIMALDI
PROJECT MANAGER ASSISTANT:	Dott. Ing. Salvatore RUSSO
PROGETTAZIONE INFRASTRUTTURALE:	Dott. Ing. Lorenzo INFANTE
	Dott. Ing. Michele PIRRO
PROGETTAZIONE STRUTTURALE:	Dott. Ing. Stefano PALLAVICINI
	Dott. Ing. Paolo IORIO
PROGETTAZIONE IMPIANTI TECNOLOGICI:	Dott. Ing. Enrico D'ARGENZIO
GEOLOGO:	Dott. Geol. Marco SANDRUCCI
RESPONSABILE GEOTECNICA:	Dott. Ing. Ylenia MASCARUCCI
ESPERTO IDROLOGIA ED IDRAULICA:	Dott. Ing. Umberto RICCI
COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:	Dott. Ing. Davide FERLAZZO
RESPONSABILE INTERFERENZE E ESPROPRI:	Geom. Antonino CHILLE'
RESPONSABILE DELLA QUALITA':	Dott. Ing. Jacopo BENEDETTI
GIOVANE PROFESSIONISTA:	Dott. Ing. Domenico DICUONZO

PROGETTO DEFINITIVO

**OPERE D'ARTE MAGGIORI
CAVALCAVIA VIA SPAGNOLO - CV02
Relazione di calcolo**

Questo elaborato è di proprietà della Proger S.p.A. pertanto non può essere riprodotto né integralmente, né in parte senza l'autorizzazione scritta della stessa. Da non utilizzare per scopi diversi da quelli per cui è stato fornito.

Commessa
P20062

Nome File
D0303-SRL01_01

Codice Elaborato
D 03 03 S RL 01

Rev
01

Scalo

REVISIONI	00	25/01/2021	EMISSIONE	MAROTTA	IORIO	INFANTE
	01	10/05/2021	RECEPIMENTO OSSERVAZIONI CAS	MAROTTA	IORIO	INFANTE
	REV.	DATA	MOTIVAZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO

RESPONSABILE DELLE INTEGRAZIONI
DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

R.U.P.: Dott. Ing. Onofrio CRISAFULLI
Supp. R.U.P.: Dott. Ing. Adriano GRASSI

VISTI/APPROVAZIONI:

Nuovo svincolo autostradale di Santa Teresa Di Riva
 Autostrada A18 Messina-Catania

RELAZIONE DI CALCOLO

1	PREMESSA	1
2	DOCUMENTI E NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1
	2.1 Normativa di riferimento	1
	2.2 Documenti di riferimento	1
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	2
	3.1.1 Carpenteria in acciaio	2
	3.1.2 Elementi in c.a.	2
	3.2 Resistenze di progetto	2
	3.2.1 Carpenteria metallica	2
	3.2.2 Calcestruzzo C35/45.....	2
	3.2.3 Calcestruzzo per magrone di fondazione C12/15	3
	3.2.4 Calcestruzzo pali C28/35	3
	3.2.5 Calcestruzzo fondazioni ed elevazioni spalle C32/40	4
	3.2.6 Armatura B450C	4
4	CONDIZIONI GEOTECNICHE.....	4
	4.1 Definizione delle unità geotecniche intercettate	4
	4.2 Parametri geotecnici di progetto	4
	4.3 Rapporto momento-taglio in testa pali	5
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	6
6	DESCRIZIONE DELL'OPERA E SCELTE TIPOLOGICHE.....	9
7	MODELLI DI CALCOLO E METODO DI ANALISI	12
	7.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo	12
	7.2 Analisi dei carichi	13
	7.2.1 Peso proprio della struttura (G1).....	13
	7.2.2 Carichi permanenti portati (G2).....	13
	7.2.3 Variazione termica (E3)	14
	7.2.4 Azioni variabili da traffico (Q1)	14
	7.2.5 Azione del vento (Q5)	15
	7.2.6 Azione di frenamento ed avviamento (Q3).....	16
	7.3 COMBINAZIONI DI CARICO	16
	7.3.1 Gruppi di carico.....	16
	7.3.2 Coefficienti parziali e di combinazione	17
	7.3.3 Combinazioni agli SLU.....	18
	7.3.4 Combinazione agli SLE.....	19
	7.4 Modello di calcolo statico e sismico	19
	7.5 Fasi di calcolo	21
	7.6 Metodo di analisi globale e classificazione delle sezioni.....	22
	7.7 Modelli a mensola per la verifica delle spalle	25
	7.7.1 Condizioni statiche.....	25
	7.7.2 Condizioni sismiche	25
	7.8 SCARICO IMPALCATO SUGLI APPOGGI.....	27



7.9	Criteri generali per le verifiche strutturali per le spalle	28
7.9.1	Verifiche allo SLU	29
7.9.2	Verifiche allo SLE	29
8	RISULTATI DELLE ANALISI.....	30
8.1	Risposta modale	30
8.2	Analisi lineare per carichi verticali	31
8.2.1	Diagrammi delle sollecitazioni allo stato limite ultimo.	31
8.2.2	Diagrammi degli spostamenti allo stato limite di esercizio	35
9	VERIFICHE STRUTTURALI	37
9.1	Verifiche strutturali sovrastruttura	37
9.2	Verifica delle spalle	43
9.2.1	Muro frontale.....	43
9.2.2	Muro paraghiaia	46
9.2.3	Muri laterali	48
9.2.4	Plinto di fondazione	49
9.2.5	Pali di fondazione	52
10	ISOLATORI, APPOGGI E GIUNTI.....	53

1 PREMESSA

La presente relazione riporta il dimensionamento del cavalcavia dell'asse principale dello svincolo di interconnessione autostradale di Santa Teresa Di Riva dell'autostrada A18Messina – Catania previste nel P.E. e corrispondenti collegamenti alla viabilità ordinaria.

In particolare nel presente documento sono stati affrontati i seguenti aspetti:

- breve richiamo delle condizioni geotecniche del sito;
- descrizione delle opere in progetto;
- dimensionamento e verifiche strutturali e geotecniche delle opere.

Il viadotto è localizzato nel tratto compreso tra la pk 0+185.532 e la pk 0+160.92.

2 DOCUMENTI E NORMATIVA DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa di riferimento

Nell'eseguire il dimensionamento delle opere di cui alla presente relazione, si è fatto riferimento alla seguente normativa tecnica:

[N_01] D.M. 17.01.2018 Norme tecniche per le costruzioni.

[N_02] Circolare n. 7 del 21/01/2019. "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. del 17/01/2018.

2.2 Documenti di riferimento

Nella redazione del presente elaborato si è fatto riferimento ai seguenti documenti:

[D_01] D0105-GRL01-00: Relazione geotecnica generale

[D_02] D0105-GRL01-00÷D0105-GRL02-00: Profilo geotecnico.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Nella redazione del progetto esecutivo si è fatto riferimento ai materiali specificati di seguito. Per i controlli si fa riferimento a quanto previsto dal DM 14/01/2018

3.1.1 Carpenteria in acciaio

- Travi principali: S355
- Altri elementi di carpenteria (elementi secondari, piastre, imbottiture): S355

La tensione di snervamento nelle prove meccaniche nonché il CEV nell'analisi chimica dovranno essere nei limiti delle UNI ENV 10025.

Le tolleranze dimensionali per lamiere e profilati devono rispettare i limiti prescritti dalla UNI ENV 10029, classe di tolleranza minima prescritta: classe A

3.1.2 Elementi in c.a.

Tabella 1-Calcestruzzi

Elemento	Classe
Calcestruzzo per getto di soletta	C35/45
Calcestruzzo per magrone di fondazione	C12/15
Calcestruzzo per elevazioni spalle	C32/40
Calcestruzzo plinto di fondazione e pali	C28/35

Acciaio per armatura B450C controllato in stabilimento saldabile con proprietà meccaniche secondo UNI EN ISO 15630-1: 2004.

3.2 Resistenze di progetto

3.2.1 Carpenteria metallica

Acciaio da carpenteria Analisi elastica S.L.U. (Rif.p.to 4.2.3. e tab.4.2.V del D.M. 14.01.2018)

$$\gamma_m = 1.05$$

Acciaio S355

$$f_{yd} = 338 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per spessori } \leq 40 \text{ mm.}$$

$$f_{yd} = 319 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per spessori } 40 \text{ mm. } \leq s \leq 80 \text{ mm.}$$

Bulloni (rif p.to 4.2.8.1.1 e 11.3.4.6. del D.M. 14.01.2018)

Giunzioni ad attrito sabbiate

$$\mu = 0.45 \quad \text{coefficiente d'attrito (sabbiatura)}$$

$$\gamma_{M3} = 1.25 \quad \text{coefficiente di sicurezza}$$

3.2.2 Calcestruzzo C35/45

$$R_{ck} = 45 \text{ MPa}$$

resistenza caratteristica cubica a 28 giorni

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 43 \text{ MPa}$$

resistenza cilindrica valore medio

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.21 \text{ MPa}$$

resistenza media a trazione semplice (assiale)

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.25 \text{ MPa}$$

resistenza caratteristica a trazione

$E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 34077 \text{ MPa}$ modulo elastico
 $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$ peso per unità di volume

Resistenze di progetto allo SLU

$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 19.8 \text{ MPa}; \gamma_c = 1.50$ resistenza di progetto a compressione
 $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.50 \text{ MPa}$ resistenza di progetto a trazione

Resistenze di progetto allo SLE

$\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 21.0 \text{ MPa}$ tensione limite in combinazione caratteristica (rara)
 $\sigma_{c,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 15.8 \text{ MPa}$ tensione limite in combinazione quasi permanente
 $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.68 \text{ MPa}$ tensione limite di fessurazione (trazione)

3.2.3 Calcestruzzo per magrone di fondazione C12/15

$R_{ck} = 15 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
 $f_{ck} = 12 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
 $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 20 \text{ MPa}$ resistenza cilindrica valore medio
 $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 1.57 \text{ MPa}$ resistenza media a trazione semplice (assiale)
 $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.10 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica a trazione
 $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 27085.18 \text{ MPa}$ modulo elastico
 $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$ peso per unità di volume

Resistenze di progetto allo SLU

$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 6.8 \text{ MPa}; \gamma_c = 1.50$ resistenza di progetto a compressione
 $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 0.73 \text{ MPa}$ resistenza di progetto a trazione

Resistenze di progetto allo SLE

$\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 7.2 \text{ MPa}$ tensione limite in comb. caratteristica (rara)
 $\sigma_{c,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 5.4 \text{ MPa}$ tensione limite in comb. quasi permanente
 $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 1.31 \text{ MPa}$ tensione limite di fessurazione (trazione)

3.2.4 Calcestruzzo pali C28/35

$R_{ck} = 35 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
 $f_{ck} = 28 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
 $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 36 \text{ MPa}$ resistenza cilindrica valore medio
 $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.77 \text{ MPa}$ resistenza media a trazione semplice (assiale)
 $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.93 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica a trazione
 $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 32308 \text{ MPa}$ modulo elastico
 $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$ peso per unità di volume

Resistenze di progetto allo SLU

$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 15.87 \text{ MPa}; \gamma_c = 1.50$ resistenza di progetto a compressione
 $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.29 \text{ MPa}$ resistenza di progetto a trazione

Resistenze di progetto allo SLE

$\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 16.8 \text{ MPa}$ tensione limite in comb. caratteristica (rara)
 $\sigma_{c,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 12.6 \text{ MPa}$ tensione limite in comb. quasi permanente
 $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.31 \text{ MPa}$ tensione limite di fessurazione (trazione)

3.2.5 Calcestruzzo fondazioni ed elevazioni spalle C32/40

$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
$f_{ck} = 32 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40 \text{ MPa}$	resistenza cilindrica valore medio
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.02 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione semplice (assiale)
$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.12 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a trazione
$E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 33346 \text{ MPa}$	modulo elastico
$\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$	peso per unità di volume
<u>Resistenze di progetto allo SLU</u>	
$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18.1 \text{ MPa}; \gamma_c = 1.50$	resistenza di progetto a compressione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.41 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a trazione
<u>Resistenze di progetto allo SLE</u>	
$\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 19.2 \text{ MPa}$	tensione limite in comb. caratteristica (rara)
$\sigma_{c,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$	tensione limite in comb. quasi permanente
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.52 \text{ MPa}$	tensione limite di fessurazione (trazione)

3.2.6 Armatura B450C

• $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica di snervamento
• $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a rottura
• $E_s = 210000 \text{ MPa}$	modulo elastico
Resistenza di progetto allo SLU	
• $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ MPa}; \gamma_s = 1.15$	resistenza di progetto a compressione
Resistenza di progetto allo SLE	
• $\sigma_{s,r} = 0.80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$	tensione limite in combinazione caratteristica (rara)

4 CONDIZIONI GEOTECNICHE

Nel presente capitolo si riporta una breve sintesi delle condizioni geotecniche delle opere in esame. Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione geotecnica generale [D_01].

4.1 Definizione delle unità geotecniche intercettate

Lungo il tracciato dalle indagini eseguite sono state intercettate le seguenti unità geotecniche:

- Unità S: sabbie medie e sabbie ghiaiose.

4.2 Parametri geotecnici di progetto

Per le unità interferenti con le opere si assumono i seguenti valori dei parametri caratteristici.

Unità S: sabbie medie e sabbie ghiaiose

$\gamma = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \div 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 35 \div 38^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$V_s = 150 \div 500 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 40 \div 480 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
$E_o = 110 \div 1200 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

4.3 Rapporto momento-taglio in testa pali

Per la valutazione dello sforzo nei pali (effetto della deformabilità a taglio degli stessi pali) e del momento flettente agente in testa al palosi è utilizzato un parametro α [m] definito come rapporto tra momento e taglio in testa al palo nell'ipotesi di rotazione impedita. In particolare lo sforzo normale nei pali è quindi calcolato come segue:

$$N_i = \frac{N_{Ed}}{n} \pm \frac{(M_{Ed} + \sum_i M_i(S_{Ed}))d_i}{\sum_i d_i^2}$$

Le azioni di taglio sono suddivise equamente tra i pali, mentre il momento agente a quota testa pali è direttamente proporzionale al taglio mediante un coefficiente α (espresso in metri):

Il coefficiente α dipende principalmente dalle caratteristiche di rigidità relative palo-terreno e, generalmente, fornisce un valore del momento sollecitante conservativo. Il valore adottato è riportato nella seguente tabella.

$$M_i(V_{Ed}) = \alpha \frac{V_{Ed}}{n}$$

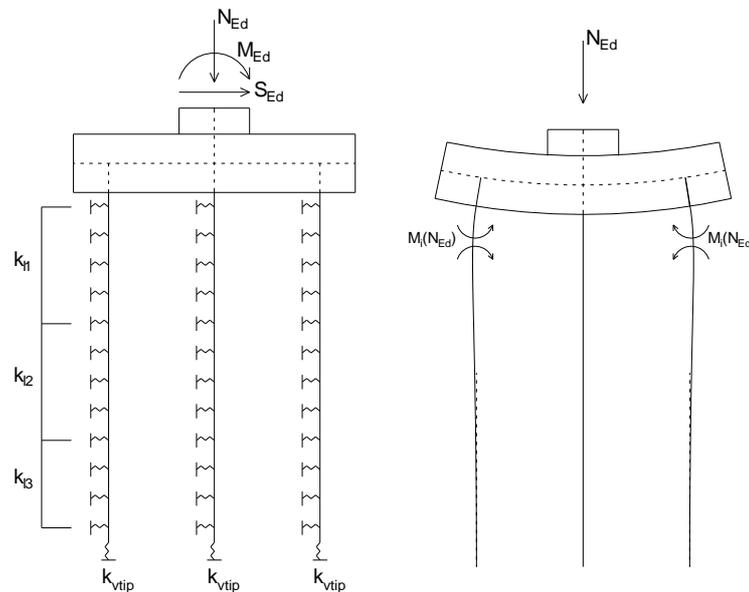


Figura 3 - Modello del plinto su pali ed effetto flessionale su pali dovuto al carico assiale agente sul plinto (a destra)

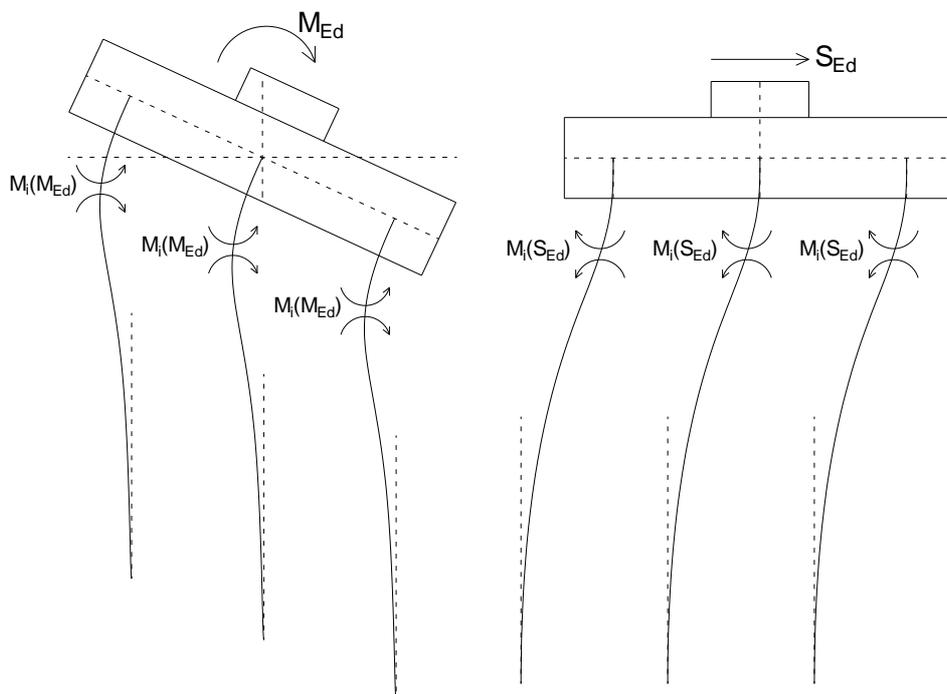


Figura 4 - Effetto flessionale sui pali dovuti al momento flettente (a sinistra) e al taglio (a destra) agenti sul plinto

5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Il valore dell'accelerazione orizzontale massima in condizioni sismiche è stato definito in accordo con le norme vigenti [NTC – 2018 - § 3.2]. Secondo tali norme, l'entità dell'azione sismica è innanzitutto funzione della sismicità dell'area in cui viene costruita l'opera e del periodo di ritorno dell'azione sismica.

L'opera viene progettata in funzione di una vita nominale pari a 100 anni relativa a “costruzioni con livelli di prestazioni elevati” e rientra nella classe d'uso IV relativa a “reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5/11/2001, n. 6792”. Moltiplicando la vita nominale per il coefficiente di classe d'uso si valuta il periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 100 \cdot 2 = 100 \text{ anni}$$

In funzione dello stato limite rispetto al quale viene verificata l'opera si definisce una probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento. Per il progetto dell'opera in esame si farà essenzialmente riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), a cui è associata una PVR pari al 10% [NTC 2018– Tabella 3.2.I]. Nota la probabilità di superamento nel periodo di riferimento è possibile valutare il periodo di ritorno TR, come previsto nell'allegato A alle norme tecniche per le costruzioni, secondo la seguente espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{100}{\ln(1 - 0.10)} = 1898 \text{ anni}$$

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k, dipendente dall'accelerazione massima al sito ag in condizioni rocciose e topografia orizzontale; tale parametro è uno dei tre indicatori che

caratterizza la pericolosità sismica del sito ed è tanto più alto tanto più è ampio il periodo di ritorno al quale si riferisce.

Nello specifico, la Normativa attribuisce al generico sito una pericolosità sismica mediante la definizione dei seguenti tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nel caso in esame, per la determinazione dei parametri di pericolosità sismica da utilizzare per le analisi, si è fatto riferimento al comune di Santa Teresa di Riva, di cui nel seguito si riporta la classificazione sismica nazionale nell'ambito del quale lo stesso ricade:



Figura 1–Localizzazione del punto di riferimento per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica nel reticolo della Classificazione sismica nazionale

Con riferimento allo stato limite di Verifica SLV, si determinano pertanto per il punto in esame, e per un periodo di ritorno dell'azione sismica $T_R = 1898$ anni, i seguenti parametri di pericolosità sismica:

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C [s]
SLO	120	0.1277	2.3616	0.3119
SLD	201	0.1634	2.3885	0.3228
SLV	1898	0.4198	2.4759	0.4036
SLC	3900	0.4653	2.4808	0.4178

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende infine necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, si può fare

riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo e categorie topografiche di riferimento

Relativamente alla definizione della categoria di sottosuolo sismica, sono state reperite indagini sismiche Masw, i cui risultati sono riportati nella Relazione geologica e idrogeologica. Quindi per i terreni, dalle indagini sismiche attualmente disponibili, si attribuisce una **Categoria di sottosuolo C** - *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.*

La topografia dell'area e delle zone circostanti permettono di definire, la **Categoria topografica T1** - Superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media < 15°.

Nel caso in esame si è dunque ottenuto per lo stato limite SLV:

Latitudine	<input type="text" value="37.949"/>	Longitudine	<input type="text" value="15.371"/>	Santa Teresa di Riva (ME)
	37° 56' 56.4" N		15° 22' 15.6" E	<input type="button" value="Maps"/>
Vita nominale (anni)	<input type="text" value="100"/>	Classe d'uso	<input type="text" value="IV"/>	Cu 2
Stato Limite	<input type="text" value="SLV"/>	Cat. Sottosuolo	<input type="text" value="C"/>	Cat. topografica <input type="text" value="T1"/>

ag (g)	<input type="text" value="0.4198"/>
F0	<input type="text" value="2.4759"/>
T*c	<input type="text" value="0.4036"/>
Ss	<input type="text" value="1.0764"/>
St	<input type="text" value="1"/>
Cc	<input type="text" value="1.4165"/>

6 DESCRIZIONE DELL'OPERA E SCELTE TIPOLOGICHE

Il cavalcavia dell'asse principale è costituito da un impalcato ad una campata continuo di luce in asse appoggi pari a 24.50 m.

La sezione trasversale dell'impalcato presenta una larghezza complessiva di 9.70 m con cordoli per 1.70 m per lato e pavimentazione di ampiezza pari a 6.52 m.

L'impalcato è a struttura mista in acciaio – calcestruzzo ed è costituito da due travi longitudinali principali saldate di altezza variabile lungo la luce da un minimo di 1.35 m nelle zone di appoggio ad un massimo di 2.50 nella zona di mezzeria. Esse sono poste ad un interasse pari alla larghezza dell'impalcato, ovvero 9.70 m.

I trasversi sono disposti ad un interasse di 3 m lungo lo sviluppo longitudinale del cavalcavia, tranne che per i trasversi di testata che si trovano ad un interasse di 2.70 m.

La sezione dei trasversi è costante e di altezza complessiva pari a 4.90 m.

Invece le travi principali sono suddivise in 2 conci in direzione longitudinale. In particolare, nei due appoggi di estremità è presente il concio di tipo A, mentre nella zona di mezzeria il concio di tipo B.

Di seguito si riporta una tabella di riepilogo dei conci utilizzati e delle rispettive lunghezze:

Tabella 2 - Caratteristiche dello spartito del ponte

Tipologia Concio	Numero concio	Posizione	Lunghezza
A	1	Appoggio	9.00m
B	2	Mezzeria	6.50m

Le caratteristiche geometriche delle 2 tipologie di conci utilizzate, realizzate in acciaio ad alta resistenza S355, sono riepilogate nella tabella a seguire.

Tabella 3 - Caratteristiche geometriche delle nervature principali

Concio	Hmin	Hmax	Bsup	tsup	Binf	tinf	ta
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
A	1350	2420	600	24	600	24	16
B	2420	2500	600	28	600	28	18

La soletta in calcestruzzo è gettata su predalles tralicciate e presenta uno sbalzo laterale di 2.7 m di luce. Il pacchetto complessivo soletta + predalles presenta un ingombro medio pari a 0.25 m.

Nelle figure seguenti si riportano pianta, profilo e sezioni trasversali dell'opera in esame. Si rimanda agli elaborati grafici per maggiori dettagli.

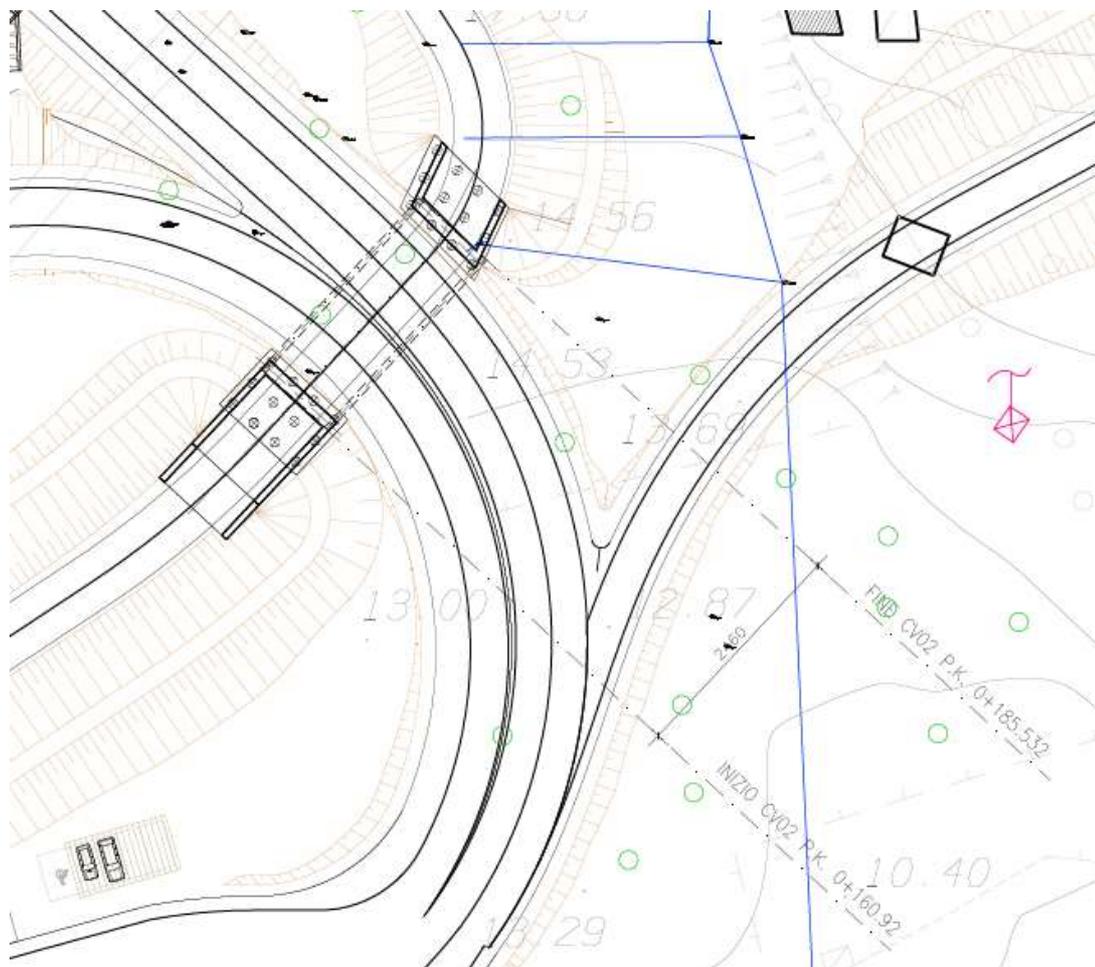


Figura 2 - Stralciamento planimetrico

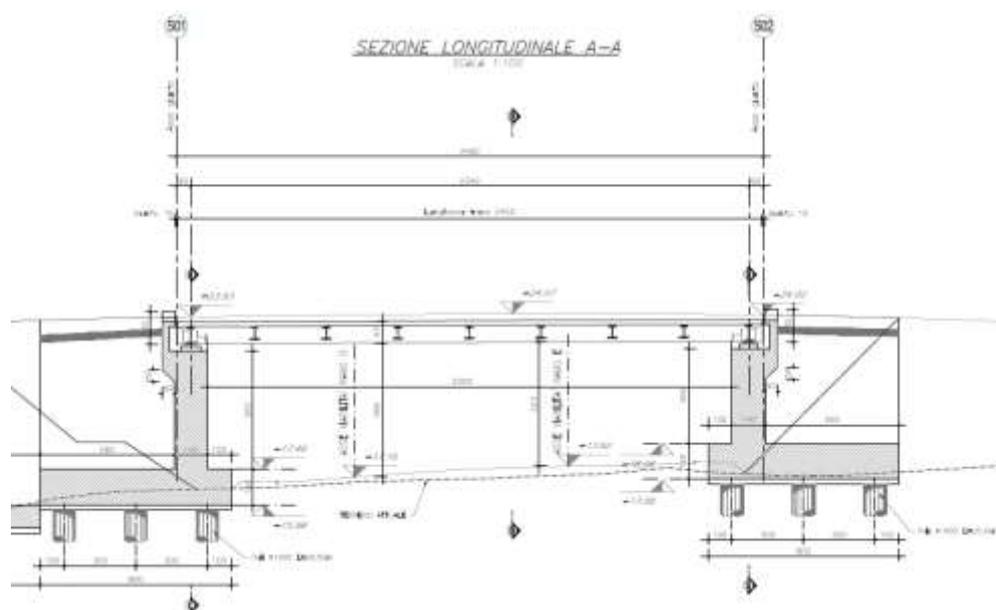


Figura 3 - Sezione longitudinale

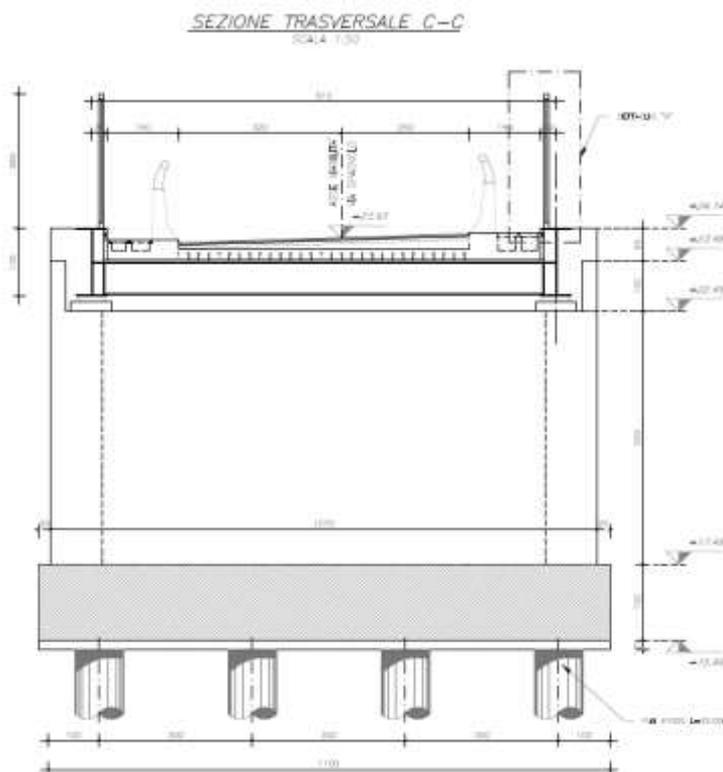


Figura 4 - Sezione trasversale

Il cavalcavia è dotato di un sistema di isolamento sismico dell'impalcato mediante dispositivi elastomerici agenti in direzione longitudinale e trasversale.

Le sottostrutture consistono in due spalle con fondazioni di tipo profondo su pali e su di esse gli isolatori.

L'opera è progettata per una vita nominale di 100 anni e ricade in classe d'uso IV.

Di seguito si riportano le principali caratteristiche geometriche delle sottostrutture.

Tabella 4 – Caratteristiche geometriche spalle

SPALLA

Altezza muro frontale: 5.00 m

Spessore muro frontale: 1.40 m

Altezza muro paraghiaia: 1.20 m

Spessore muro paraghiaia: 0.30 m

Spessore plinto di fondazione: 1.50 m

Lunghezza plinto di fondazione: 8.00 m

Larghezza plinto di fondazione: 11.00 m

Spessori muri laterali: 1.00 m

Pali: 12φ1000

7 MODELLI DI CALCOLO E METODO DI ANALISI

Le analisi sono state condotte mediante l'ausilio del MIDAS/CIVIL 2020. Il software è stato impiegato per la modellazione dell'intera opera, finalizzata all'analisi strutturale. Dal modello sono state dedotte, per le combinazioni di calcolo statiche e sismiche descritte in precedenza, le sollecitazioni complessive agenti sull'impalcato al fine di procedere con le verifiche di sicurezza previste dalle normative di riferimento. Dallo stesso modello sono state poi ricavate le sollecitazioni agenti sulle sottostrutture necessarie ai fini delle verifiche geotecniche del sistema terreno-fondazione e delle verifiche strutturali, entrambe riportate nella specifica relazione di calcolo e pertanto non contenute nel presente documento.

7.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Nell'ambito del presente paragrafo si riporta una descrizione delle caratteristiche dei software utilizzati per l'effettuazione delle analisi e verifiche strutturali esposte ai precedenti paragrafi.

Nello specifico, l'analisi del comportamento globale delle strutture d'impalcato è stato effettuato con l'ausilio del software **MIDAS/CIVIL 2020**, distribuito in Italia dalla **CSPFea** (Padova), di cui si possiede regolare licenza, identificata nello specifico da Key Serial Number n° 34219EF86526F342 intestata a PROGIN SPA – CENTRO DIREZIONALE DI NAPOLI ISOLA F4 - 80143 NAPOLI.

Per l'esecuzione di verifiche di sezioni in cemento armato si è invece utilizzato il software **PresFle+**, prodotto e distribuito dalla **Concrete srl** (Padova), di cui si possiede regolare licenza, identificata nello specifico da chiave USB n° **4552054**, intestata a PROGIN SPA - CENTRO DIREZIONALE DI NAPOLI ISOLA F4 - 80143 NAPOLI.

Infine si è ricorso a fogli di calcolo elettronici auto-prodotti, per l'automatizzazione di ulteriori verifiche effettuate quali elementi in acciaio e/o elementi strutturali secondari.

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo dei software impiegati ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore dei software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. Le stesse società produttrici hanno verificato l'affidabilità e la robustezza dei codici di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati sono contenuti in

apposita documentazione fornita a corredo dell'acquisto del prodotto, che per brevità espositiva si omette di allegare al presente documento.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni esposte nel documento sono state inoltre sottoposte a controlli dal sottoscritto utente del software.

Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali, che per brevità espositiva si omette dall'allegare al presente documento.

7.2 Analisi dei carichi

7.2.1 Peso proprio della struttura (G1)

I pesi propri strutturali sono stati valutati considerando un peso specifico dell'acciaio pari 78.5 kN/mc e un peso specifico del calcestruzzo pari a 25 kN/mc.

Peso proprio della carpenteria in acciaio (G1.1), calcolato in automatico dal software di calcolo. Il peso degli elementi di carpenteria principale, viene incrementato del 5% per tener conto del peso dei vari elementi secondari (piatti di irrigidimento trasversali e longitudinali, bullonature etc.):

- $G1.1 = 18.43 \text{ kN/m} (1.90 \text{ kN/m}^2)$

È stata pertanto valutata un'incidenza della carpenteria metallica pari a 190 kg per m² di impalcato.

Peso della soletta (G1.2), considerando uno spessore variabile linearmente da 25 cm per una larghezza complessiva di piattaforma pari a 11.90m.

- $G1.2 = 25 \times 9.70 \times (0.25)/2 = 30.31 \text{ kN/m}$

Peso dei cordoli (G1.3), considerando un sovraspessore dei cordoli di 15 cm rispetto allo spessore della soletta (già computata precedentemente), per una larghezza complessiva dei cordoli di 1.7 m

- $G1.3 = 25 \times 1.7 \times 0.15 = 6.37 \text{ kN/m}$

da cui:

- $G1.2 + G1.3 = 36.7 \text{ kN/m}$

7.2.2 Carichi permanenti portati (G2)

Pavimentazione (G2.1)

La pavimentazione adottata ha un spessore di 8 cm. Cautelativamente nell'analisi dei carichi è stato considerato un peso di 2 kN/m²

- $G2.1 = 4.5 \times 2 \text{ kN/m}^2 \quad 9.00 \text{ kN/m};$

Guard Rail (G2.2)

- $G2.2 = 2 \times 1.25 \text{ kN/m} \quad 2.50 \text{ kN/m};$

Velette (G2.3)

- $G2.3 = 2 \times 1.0 \text{ kN/m} \quad 2.00 \text{ kN/m};$

Corrimano (G2.4)

- $G_{2.4} = 2 \times 0.5 \text{ kN/m}$ 0.50 kN/m;
- Impianti (G2.5)
- $G_{2.5} = 2 \times 1.0 \text{ kN/m}$ 2.00 kN/m.
- Totale
- G2 16.00 kN/m

7.2.2.1 Rinterro

Per il terreno di rinterro a tergo della spalla si è considerato un peso per unità di volume pari a 20 kN/m^3 .

7.2.3 Variazione termica (E3)

L'azione della variazione termica è valutata, in termini di temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con periodo di ritorno di 50 anni, attraverso le indicazioni generali fornite dal DM 2018 (punto 3.5.1) e quelle specifiche contenute nella UNI EN 1991-1-5.

In definitiva quindi si ottiene l'escursione termica uniforme:

$\Delta T_{N \text{ comp}} = -15 \text{ }^\circ\text{C}$

$\Delta T_{N \text{ exp}} = +30 \text{ }^\circ\text{C}$

Oltre la variazione termica uniforme, è stata considerata anche una differenza di temperatura di 5°C con andamento a farfalla tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio.

Infine, nel caso di ponti a struttura mista acciaio-calcestruzzo, è da considerarsi una differenza di temperatura di 5°C tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio.

7.2.4 Azioni variabili da traffico (Q1)

Coerentemente con quanto indicato al punto 5.1.3.3.3 del DM 17/01/18 per l'analisi globale del ponte si fa riferimento allo Schema di Carico 1.

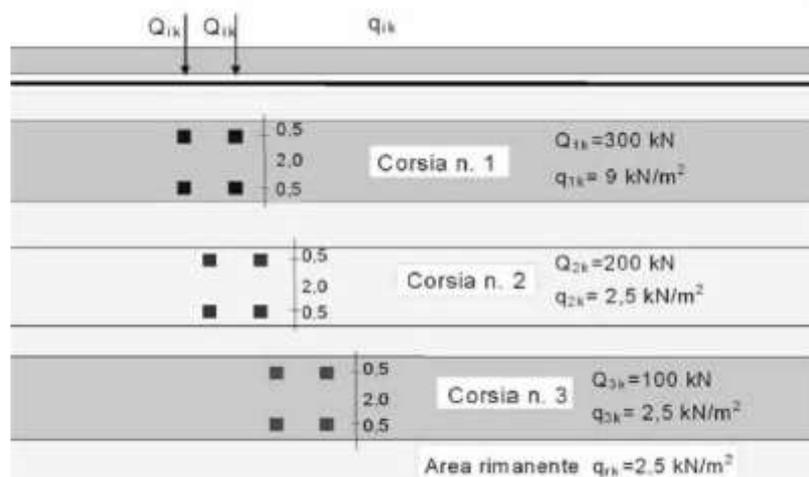


Figura 5 - Schema di carico 1

Nel caso in oggetto si impiegano due corsie di carico costituite da:

- una colonna di carichi (ingombro = 3 m) costituita da un automezzo convenzionale Q1k di 600 kN dotato di 2 assi di 2 ruote ciascuno, distanti 1.20 m in senso longitudinale e con interasse ruote in senso trasversale di 2.00 m; un carico ripartito q1k di 9 kN/m² uniformemente distribuito;
- una seconda colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 400 kN di Q1k e 2.5 kN/m² di q1k e posta ad interasse di 3.00 m. da essa;
- una colonna di carico (ingombro = 2.5 m) q_{rk} = 2.5 kN/m² nella zona di carreggiata non impegnata dai carichi precedenti (area rimanente).

Sul marciapiede, il carico q_{fk} = 5 kN/m² da considerare al 50 % nelle combinazioni in cui sono presenti i carichi stradali.

7.2.5 Azione del vento (Q5)

7.2.5.1 Calcolo della pressione del vento

Si valuta la pressione del vento in accordo con il paragrafo 3.3 del DM. 14/01/2018. La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d,$$

dove:

- q_b = è la pressione cinetica di riferimento;
- c_e = è il coefficiente di esposizione;
- c_p = è il coefficiente di forma o aerodinamico;
- c_d = è il coefficiente dinamico.

con:

$$q_b = \rho \cdot (v_b)^2 / 2$$

dove v_b è stato desunto dalla tabella 3.3.I, zona 4 (Sicilia e provincia di Reggio Calabria) e ρ è la densità dell'aria, assunta pari a 1.25 kg/m³.

Considerando una classe di rugosità D (tabella 3.3.III) e nota l'altezza del sito sul livello del mare, dalla figura 3.3.2 si evince che la struttura si trova in categoria II. Da queste informazioni, seguendo le formulazioni di norma, si sono ottenuti i seguenti valori:

- $k_r = 0.19$;
- $z_0 = 0.05$ m;
- $z_{min} = 4$ m.
- $c_e(z) = k_2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] = 2.35$.
- $c_p = 1.20$
- $c_d = 1$

Si considera un coefficiente dinamico (c_d) cautelativamente pari a 1 (par. 3.3.8 D.M. 14/01/2018). Procedendo al calcolo della pressione si ottiene:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 490.72 \text{ N/m}^2 \times 2.35 \times 1.20 \times 1 = 1.40 \text{ kN/m}^2$$

7.2.5.2 Vento a ponte carico

Cautelativamente si considera su tutto il ponte la sagoma dei veicoli per un'altezza pari a 3.0 al di sopra della livelletta. I valori dell'azione del vento per le due travi sono pari a:

- $q_w = (3.00 + 0.25 + 3.00) \times 1.40 \text{ kN/m} = 8.75 \text{ kN/m}$;
- $q_{w,2} = q_{w,1} = 8.75 \text{ kN/m}$

7.2.5.3 Vento a ponte scarico

In tal caso l'azione del vento viene considerata agente su un'altezza pari a quella dell'impalcato (travi e soletta). I valori dell'azione del vento per le due travi sono pari a:

- $q_{w,1} = (3.00 + 0.25) \times 1.40 \text{ kN/m} = 4.55 \text{ kN/m}$;
- $q_{w,2} = q_{w,1} = 4.55 \text{ kN/m}$

Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, Il Progettista dichiara pertanto che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, validando conseguentemente i risultati dei calcoli esposti nella presente relazione.

7.2.6 Azione di frenamento ed avviamento (Q3)

Secondo il D.M. 14/01/2018 l'azione longitudinale di frenamento è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1, ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6(2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Nel caso in oggetto risulta:

- $Q_3 = 426.15 \text{ kN} = 17.4 \text{ kN/m}$.

L'azione di frenatura è applicata convenzionalmente a quota pavimentazione.

7.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico considerate sono stabilite in conformità a quanto prescritto al Cap. 2 del D.M.14/01/2018.

7.3.1 Gruppi di carico

Nella tabella seguente, in accordo a quanto specificato nel D.M.14/01/2018., sono esplicitati i gruppi di carico considerati per i carichi accidentali da traffico.

Tabella 5 - Valori caratteristici delle azioni da traffico

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

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

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Coerentemente nel seguito si fa riferimento ai gruppi di azioni da traffico 1, 2a e 2b.

7.3.2 Coefficienti parziali e di combinazione

Si utilizzano i coefficienti parziali di sicurezza e i coefficienti di combinazione di seguito riportati.

Tabella 6 - Coefficienti parziali di sicurezza agli SLU

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

		Coefficiente	EQU ¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g ₁ e g ₃	favorevoli	γ _{G1} e γ _{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ²⁾ g ₂	favorevoli	γ _{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ _Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ _{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ _{c1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ³⁾	1,00 ⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	γ _{i2} , γ _{i3} , γ _{i4}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

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

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

⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 7 - Coefficienti di combinazione**Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	–	0,75	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Per le opere di luce maggiore di 300 m è possibile modificare i coefficienti indicati in tabella previa autorizzazione del Servizio tecnico centrale del Consiglio superiore dei lavori pubblici, sentito lo stesso Consiglio.

7.3.3 Combinazioni agli SLU

Di seguito si esplicitano i coefficienti utilizzati per le singole combinazioni di carico rilevanti per le verifiche strutturali dell'impalcato agli SLU.

L'espressione per le combinazioni di verifica strutturali (A1 - STR) è:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Mentre quella per le combinazioni sotto SISMA o ECCEZIONALI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Tabella 8 - Coefficienti nelle combinazioni di carico agli SLU

Combinazione		G1	G2	E1	E2	E3	Gr.1	Gr.2a	Gr.2b	Q5	Q6	q9
A1 STR	Gr.1	1.35	1.35	0	1.2	0.72	1.35	0	0	0.9	0	0
	Gr.2a	1.35	1.35	0	1.2	0.72	0	1.35	0	0.9	0	0
	Gr.2b	1.35	1.35	0	1.2	0.72	0	0	1.35	0.9	0	0
	Q5	1.35	1.35	0	1.2	0.72	1.35 $\psi_0^{(*)}$	0	0	1.5	0	0
SISMA	SLV Z	1	1	0	1	0.5	0	0	0	1	0	
ECCEZIONALE	-	1	1	0	1	0.5	0	0	0	0	1	

(*) per schema di carico 1, $\psi_0 = 0.75$ per i carichi tandem e $\psi_0 = 0.40$ per i carichi distribuiti

7.3.4 Combinazione agli SLE

Di seguito si esplicitano i coefficienti utilizzati per le singole combinazioni di carico rilevanti per le verifiche dell'impalcato agli SLE.

L'espressione per le combinazioni di verifica RARE è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

L'espressione per le combinazioni di verifica FREQUENTI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

L'espressione per le combinazioni di verifica QUASI PERMANENTI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Tabella 9 - Combinazioni agli SLE

Combinazione		G1	G2	E1	E2	E3	Gr.1	Gr.2a	Gr.2b	Q5
RARA	Gr.1	1	1	0	1	0.6	1	0	0	0.6
	Gr.2a	1	1	0	1	0.6	0	1	0	0.6
	Gr.2b	1	1	0	1	0.6	0	0	1	0.6
	Q5	1	1	1	1	0.6	ψ_0	0	0	1
FREQUENTE	Gr.1	1	1	0	1	0.5	ψ_1	1	0	0
	Q5	1	1	0	1	0.5	0	0	0	0.2
QUASI PERMANENTE	-	1	1	0	1	0.5	0	0	0	0

(*) per schema di carico 1, $\psi_0 = \psi_1 = 0.75$ per i carichi tandem e $\psi_0 = \psi_1 = 0.40$ per i carichi distribuiti

7.4 Modello di calcolo statico e sismico

Il viadotto è stato modellato con elementi monodimensionali rappresentativi rispettivamente:

- delle travi longitudinali;
- dei traversi intermedi;
- dei traversi di testata

Il riferimento di assi globali è orientato come segue:

- X = asse longitudinale impalcato;
- Y = asse trasversale impalcato;
- Z = asse verticale impalcato.

Gli assi locali degli elementi di carpenteria principale sono orientati in maniera analoga al riferimento globale. Nelle figure seguenti sono rappresentate alcune viste del modello utilizzato.

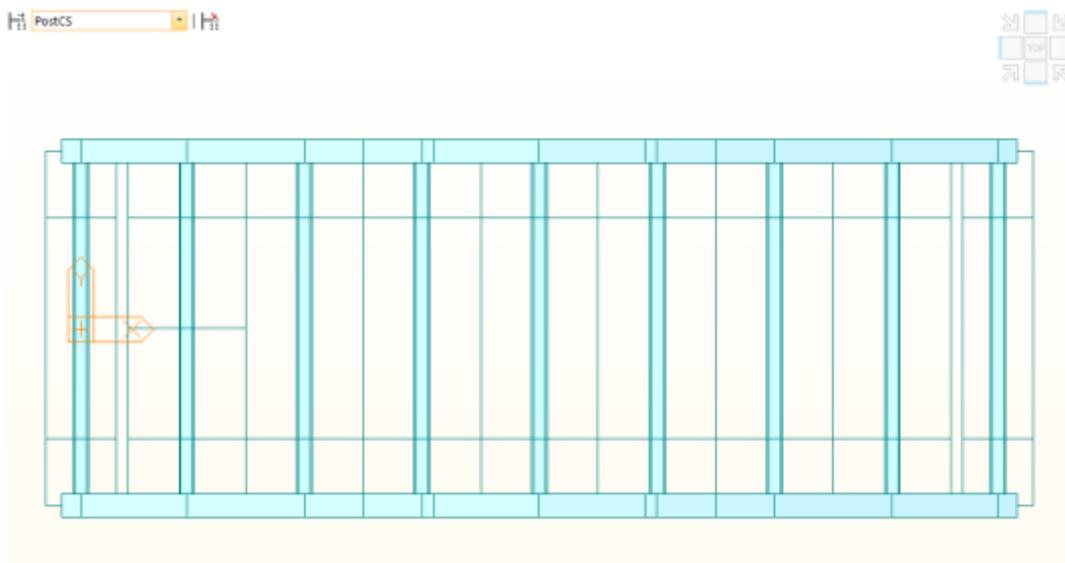


Figura 6 - Modello FEM vista in pianta

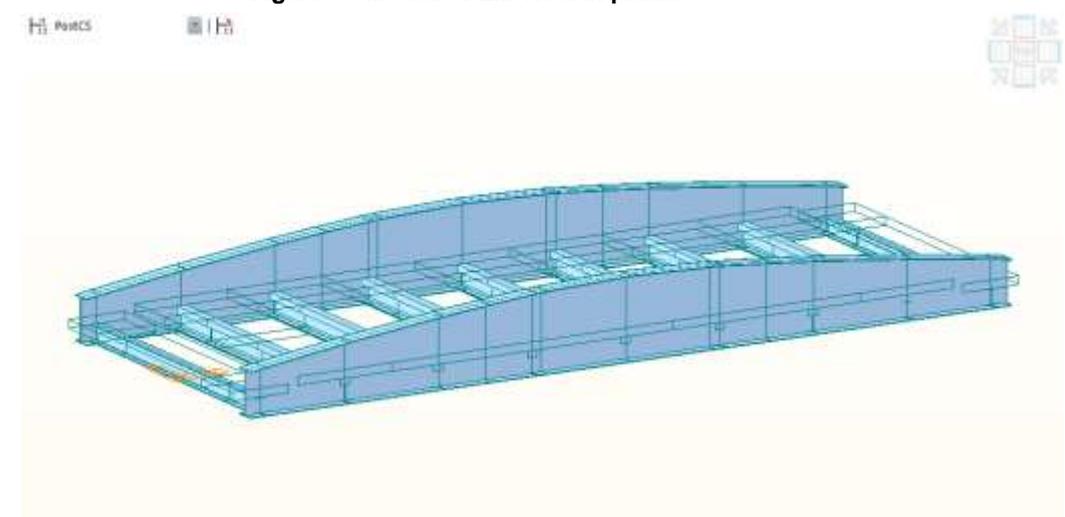


Figura 7 - Stralcio del modello FEM vista estrusa

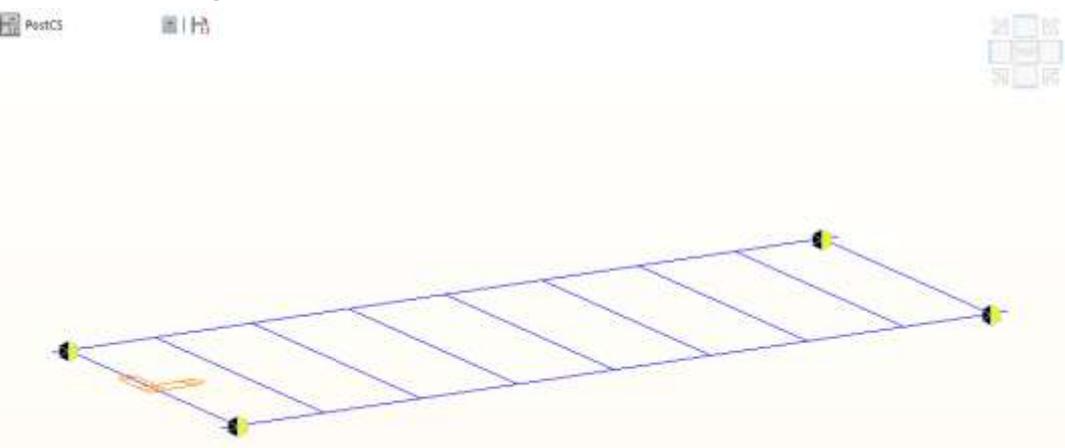


Figura 8 - Stralcio del modello FEM vista wireframe

In corrispondenza delle spalle è stato simulato il comportamento degli isolatori elastomerici, definendo dei point springs aventi le rigidezze nelle direzioni trasversali e in direzione verticale dell'isolatore scelto.

Le reazioni in corrispondenza dei point springs sono stati adottati per valutare le sollecitazioni delle spalle.

7.5 Fasi di calcolo

I modelli studiati e le fasi di calcolo e di verifica considerano le fasi di montaggio, maturazione e gli effetti differiti conseguenti alle varie età della struttura. Si distinguono le seguenti fasi di riferimento:

- **fase 1.1:** corrispondente al varo dell'impalcato sulle sottostrutture. In questa fase, l'impalcato è soggetto al solo peso proprio della carpenteria metallica;
- **fase 1.2:** corrispondente al getto della soletta. In questa fase sono presenti il peso proprio della carpenteria metallica e il peso della soletta non ancora collaborante applicata come carico distribuito sulle travi;



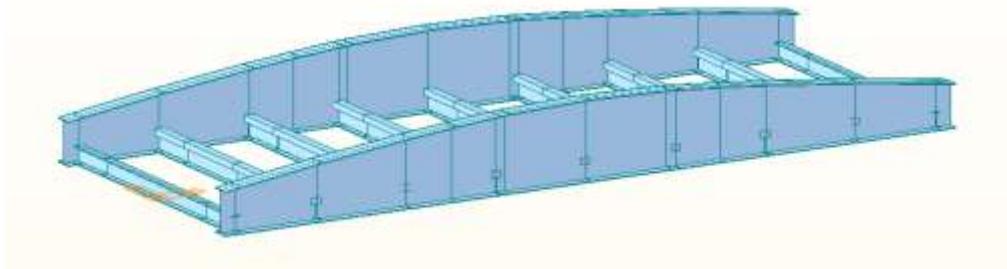


Figura 9 - Fasi di calcolo 1.1 e 1.2

- **fase 2.1:** impalcato in esercizio completo con soletta collaborante, di durata pari a 30 gg., considera gli effetti dovuti al ritiro iniziale e alla relativa viscosità del calcestruzzo variabili nel tempo.
- **fase 2.2:** impalcato in esercizio completo con soletta collaborante e carichi permanenti portati, di durata pari a 10000 gg., considera gli effetti dovuti ai carichi applicati, al ritiro a lungo termine e alla relativa viscosità del calcestruzzo variabili nel tempo.

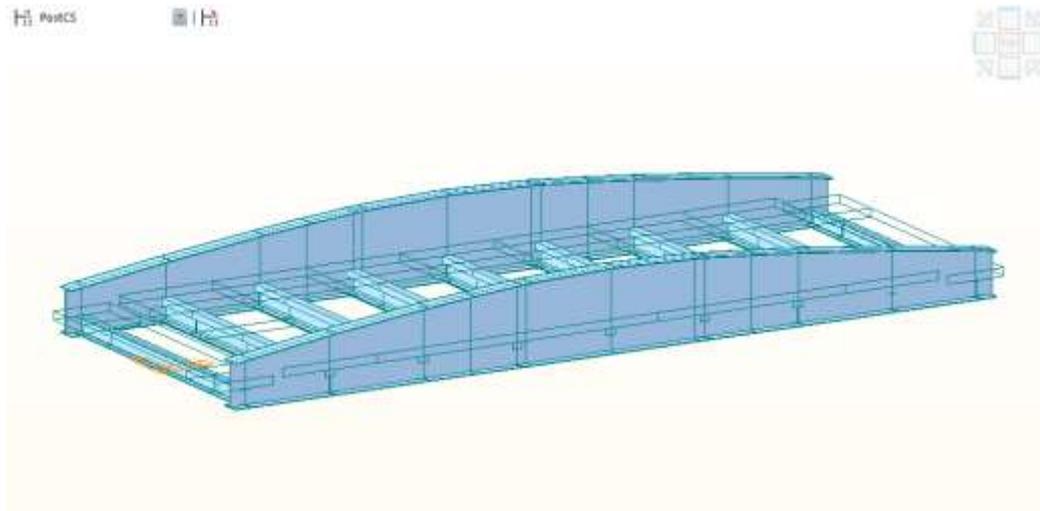


Figura 10 - Fasi di calcolo 2.1 e 2.2

- **fase 3 (fase finale):** impalcato in esercizio per carichi di breve durata, quali quelli mobili, variazioni di temperatura, vento. In questa fase la sezione resistente risulta composta, ovvero acciaio + soletta collaborante, con modulo elastico istantaneo non ridotto.

7.6 Metodo di analisi globale e classificazione delle sezioni

Il DM 2018 prevede per le strutture in acciaio e in acciaio calcestruzzo la possibilità di utilizzare i seguenti metodi di analisi globale:

- elastica;
- plastica;
- elasto-plastica.

Tali metodi di analisi sono associati al metodo di valutazione della resistenza delle sezioni trasversali e alle classi di appartenenza delle sezioni come definite al punto 4.2.3.1 del DM 2018.

Tabella 10- Metodi di analisi globale e classificazione delle sezioni.

Metodo di analisi globale	Metodo di calcolo della capacità resistente della sezione	Tipo di sezione
(E)	(E)	tutte ^(*)
(E)	(P)	compatte (classi 1 e 2)
(E)	(EP)	tutte ^(*)
(P)	(P)	compatte di classe 1
(EP)	(EP)	tutte ^(*)

(*) per le sezioni di classe 4 la capacità resistente può essere calcolata con riferimento alla sezione efficace.

Nel caso in esame si adotta un metodo di verifica globale elastico. La verifica in campo elastico è ammessa per tutti i tipi di sezione, con l'avvertenza di tenere conto degli effetti di instabilità locale per le sezioni di classe 4. Pertanto di seguito viene riportata la classificazione delle sezioni condotta per le travi che costituiscono il ponte in esame.

Si omette la classificazione della sezione trasversale della trave secondaria centrale (trave di spina), che ricade evidentemente in Classe 3.

Tabella 11 – Classificazione delle piattabande superiori

	Concio	H	B _{sup}	t _{sup}	B _{inf}	t _{inf}	t _w	h _w	C _{sup}	ε	14 ε	C/t	Classe
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	-	-	-
Ali superiori ed inferiori	A	1350	600	24	600	24	16	1302	300	0.81	11.34	12.5	4
	A	2420	600	24	600	24	16	2372	300	0.81	11.34	12.5	4
	B	2420	600	28	600	28	18	2364	300	0.81	11.34	10.71	3
	B	2500	600	28	600	28	18	2444	300	0.81	11.34	10.71	3

Tabella 12 Classificazione dei pannelli d'anima

Concio	=	A	A	B	B
H	mm =	1350	2420	2420	2500
t _{f, sup}	mm =	24	24	28	28
t _{f, inf}	mm =	24	24	28	28
h _a	mm =	1302	2372	2364	2444
t	mm =	16	16	18	18
C/t	=	81.37	148.5	131.3	137.8
ε	=	0.81	0.81	0.81	0.81
124 ε	=	100.4	100.4	100.4	100.4
Classe Pannello	=	3	4	4	4

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed}\sigma_{x,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

Dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

Facendo riferimento ad una procedura di comprovata validità, come consentito ai punti 4.2.4.1.2 e 4.2.4.1.3.4 del DM 2018 e C4.2.4.1.3.4 della circolare applicativa, le verifiche saranno eseguite facendo riferimento al limite elastico degli elementi (stato limite ultimo elastico), indipendentemente dalla classificazione delle sezioni. In tali ipotesi, le verifiche di resistenza e stabilità saranno svolte con il metodo tensionale. In sostanza ciò significa considerare tutte le sezioni in classe 4 verificandone la stabilità locale senza impiegare il metodo delle larghezze efficaci.

Nel caso in esame la verifica di instabilità locale sarà condotta unicamente per i pannelli d'anima compresi tra due irrigidimenti longitudinali e due irrigidimenti trasversali, soggetti a compressione, in quanto: le piattabande inferiori soggette a compressione appartengono alla classe 3 e le piattabande superiori non vanno incontro al rischio di instabilità grazie alla presenza della soletta. Si evidenzia che nell'analisi dei modelli e nella verifica a taglio, in conformità alla Normativa vengono utilizzate comunque le sezioni lorde anche per le eventuali sezioni di Classe 4.

Sono svolte le verifiche nei confronti dei seguenti stati limite.

Stato limite di resistenza a presso-tenso-flessione e taglio della soletta in c.a.

Si svolgono verifiche di resistenza nel calcestruzzo, ove non fessurato, nei confronti delle massime normali di compressione secondo il criterio :

$$\frac{\sigma_{c,Ed}}{f_{cd}} \leq 1$$

dove $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$ per il calcestruzzo in compressione;

Si svolgono verifiche di resistenza nell'armatura, nei confronti delle massime tensioni normali di compressione e di trazione, secondo il criterio :

$$\frac{\sigma_{s,Ed}}{f_{sd}} \leq 1$$

dove $f_{sd} = f_{yk} / \gamma_s$;

Si svolgono verifiche di resistenza nella soletta, nei confronti del taglio ultimo secondo il criterio :

$$\frac{V_{Ed,c}}{V_{Rd,c}} \leq 1$$

Resistenza a taglio in assenza di armatura specifica

La resistenza a taglio nel piano verticale $V_{rd,c}$ della soletta viene valutata con riferimento all'EN 1992-2:2005 punto 6.2.2 secondo l'espressione :

$$V_{Rd,c} = \left[\max(C_{rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3}; v_{\min}) + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d$$

dove b_w e d sono rispettivamente la dimensione della sezione in direzione normale all'asse di taglio e l'altezza utile della sezione in direzione parallela all'asse di taglio e dove :

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02$$

$$\sigma_{cp} = \sigma_{cp,o} \leq \sigma_{c,med} \leq 0.2 f_{cd}$$

$$k_1 = 0.12$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$$

$$k_1 = 0.12$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

Stato limite delle tensioni di esercizio

I limiti per le tensioni in esercizio nel c.a. sono :

$\sigma_c = 0.60 f_{ck}$ per il calcestruzzo nella combinazione di carico rara;

$\sigma_c = 0.45 f_{ck}$ per il calcestruzzo nella combinazione quasi permanente;

$\sigma_s = 0.8 f_{yk}$ per l'armatura nella combinazione di carico rara.

Stato limite di fessurazione

Si svolgono le verifiche allo stato limite di apertura delle fessure, verificando che il valore di apertura delle fessure rispetti i valori limite di apertura prescritti dalla normativa e richiamati per l'opera in esame.

Stato limite di deformazione

Per le verifiche di deformabilità si è assunto come limite per il rapporto freccia/luce il valore 1/500.

7.7 Modelli a mensola per la verifica delle spalle

Le sollecitazioni globali che le spalle ricevono dall'impalcato, sono ottenute dai modelli di calcolo globali implementati in Midas Civil 2016. A tali sollecitazioni sono aggiunti i pesi propri degli elementi strutturali, del terreno di riempimento della spalla, le spinte del terreno di rilevato e, in condizioni sismiche, le masse.

Le spinte del terreno di rilevato, invece, sono state valutate come segue, con riferimento alle seguenti caratteristiche fisico meccaniche del terreno di rilevato.

- $\varphi = 35^\circ$ angolo d'attrito;
- $c = 0$ coesione interna;
- $\gamma = 20 \text{ kN/mc}$ peso specifico.

7.7.1 Condizioni statiche

La spinta del terreno del rilevato in condizioni statiche, viene valutata in termini di spinta a riposo, adottando un coefficiente di spinta pari a:

$$K_0 = (1 - \sin\varphi)$$

Ne consegue che la spinta statica agente su un metro di parete con altezza H è pari a:

$$S_{\text{stat}} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_0$$

La spinta così calcolata è applicata ad una altezza pari a H/3.

In condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a $Q = 20.0 \text{ KN/m}^2$.

La presenza del sovraccarico Q genera una spinta pari a:

$$S_q = Q \cdot H \cdot K_0$$

Tale spinta è applicata ad una altezza pari a H/2.

7.7.2 Condizioni sismiche

Conformemente alle indicazioni fornite dalle seguenti norme:

- D.M 14/01/2018;
- UNI EN 1997-2005-Progettazione Geotecnica

le azioni indotte dal terreno in condizioni sismiche sulle strutture della spalla sono valutate con le seguenti modalità.

Le azioni sismiche orizzontali e verticali che si interessano le strutture delle spalle ed il terreno di riempimento tra i muri andatori sono state valutate in accordo alle specifiche fornite dal DM 14/01/18 per la verifica sismica delle opere di sostegno (prg 7.11.6.2.1 Metodi di analisi).

Nello specifico, le azioni le forze di inerzia orizzontali (F_h) e verticali (F_v) da considerare nell'ambito delle verifiche con metodi pseudo statici, si ottengono applicando ai pesi propri e permanenti i seguenti coefficienti sismici

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad (7.11.6)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad (7.11.7)$$

dove

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

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.8)$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente β_m assume i valori riportati nella Tab. 7.11-II.

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Figura 21 – Coefficienti sismici (estratto D.M. 14/01/2018 p.to 7.11.6.2.1)

Con riferimento al valore da assegnare al coefficiente β_m , si è fatto riferimento alle indicazioni di cui alla Tabella 7.1.II riportata nella stessa sezione della norma, tenendo tuttavia conto della specifica che prescrive, nel caso di muri che non siano in grado di subire spostamenti (quale è il caso delle spalle del viadotto in questione che in virtù della elevata rigidità sia del sistema di fondazione che della parte in elevazione, è interessata da spostamenti trascurabili durante l'evento sismico) un valore del coefficiente β_m pari ad 1. Assumendo tale valore pari a 0.80, i coefficienti sismici allo SLV sono quindi pari a:

- $K_h = 0.386$;
- $K_v = 0.193$.

La forza di calcolo E_d è da considerare come la risultante delle spinte statiche e dinamiche del terreno.

In assenza di uno studio più dettagliato che prenda in considerazione la rigidezza relativa, il tipo di movimento e la massa dell'opera di sostegno, si assume che la forza dovuta alla spinta dinamica del terreno sia applicata a metà altezza del muro ed agisca con un'inclinazione rispetto alla normale al muro uguale a zero.

La spinta totale di progetto E_d esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno in condizioni sismiche e data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws}$$

dove:

- H è l'altezza del muro;
- E_{ws} è la spinta idrostatica;
- γ è il peso specifico del terreno (definito ai punti seguenti);
- K è il coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico).

Il coefficiente di spinta del terreno può essere calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe.

Per stati di spinta attiva:

$$\beta \leq \phi - \theta : K = \frac{\operatorname{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \operatorname{sen}^2 \psi \operatorname{sen}(\phi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\phi + \delta) \operatorname{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\operatorname{sen}(\phi - \theta - \delta) \operatorname{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta : K = \frac{\operatorname{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \operatorname{sen}^2 \psi \operatorname{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

Nelle precedenti equazioni vengono usati i seguenti valori:

- $\phi = 35^\circ$ angolo di resistenza a taglio del terreno in condizioni di sforzo efficace;
- $\psi = 90^\circ$ angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro di monte;
- $\beta = 0^\circ$ angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno;
- $\delta/\phi = 0.66$ rapporto angolo di attrito terra-muro e angolo di resistenza a taglio
-

In particolare, per il calcolo della spinta statica esercitata sul muro frontale e sui muri laterali dal terreno contenuto nella spalla, si è fatto riferimento, per la fase statica, ad una situazione di spinta a riposo (K_0); per quanto riguarda invece la fase sismica, si sommano agli effetti di una situazione di spinta attiva, gli incrementi di spinta esercitati dal terreno in fase sismica ottenuti convenzionalmente come differenza tra spinta attiva valutata in condizioni sismiche ($K'a$, calcolato con l'espressione di Mononobe-Okabe) ed in fase statica. Infine, nel caso specifico non essendo presente la falda, la spinta idrostatica è nulla.

7.8 SCARICO IMPALCATO SUGLI APPOGGI

Di seguito si riportano gli scarichi sugli appoggi trasmessi dall'impalcato per ogni singola condizione elementare di carico.

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MYX (kNm)	Mz (kNm)
101	ULS_A1_Gr1(max)	50	-43	2049	0	0	0
101	ULS_A1_Gr1(min)	27	-60	1046	0	0	0
101	ULS_A1_Gr2a	-80	-60	1012	0	0	0
101	ULS_A1_Gr2b	27	-60	1020	0	0	0
101	ULS_A1 Q5c	0	-110	0	0	0	0
101	ULS_A1 Q5s	1	-64	32	0	0	0



101	SLV-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-441	-127	712	0	0	0
101	SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	-120	-433	713	0	0	0
101	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-125	-127	551	0	0	0
101	SLS_RA_Gr1(max)	37	-27	1520	0	0	0
101	SLS_RA_Gr1(min)	20	-40	777	0	0	0
101	SLS_RA_Gr2a	-59	-40	752	0	0	0
101	SLS_RA_Gr2b	20	-40	758	0	0	0
101	SLS_RA_Q5	20	-69	759	0	0	0
101	SLS_FR_Gr1(max)	38	17	1541	0	0	0
101	SLS_FR_Gr1(min)	21	4	798	0	0	0
101	SLS_FR_Gr2a	-59	4	773	0	0	0
101	SLS_FR_Gr2b	21	4	779	0	0	0
101	SLS_FR_Q5	20	-69	759	0	0	0
101	SLS_QP	21	4	779	0	0	0

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MYX (kNm)	Mz (kNm)
201	ULS_A1_Gr1(max)	52	-72	2131	0	0	0
201	ULS_A1_Gr1(min)	29	-89	1108	0	0	0
201	ULS_A1_Gr2a	-78	-72	1075	0	0	0
201	ULS_A1_Gr2b	29	-72	1082	0	0	0
201	ULS_A1 Q5c	3	-110	104	0	0	0
201	ULS_A1 Q5s	2	-64	71	0	0	0
201	SLV-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-440	-135	710	0	0	0
201	SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	-119	-441	708	0	0	0
201	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-125	-135	549	0	0	0
201	SLS_RA_Gr1(max)	39	-48	1576	0	0	0
201	SLS_RA_Gr1(min)	21	-61	819	0	0	0
201	SLS_RA_Gr2a	-58	-48	794	0	0	0
201	SLS_RA_Gr2b	21	-48	800	0	0	0
201	SLS_RA_Q5	22	-78	829	0	0	0
201	SLS_FR_Gr1(max)	38	-4	1555	0	0	0
201	SLS_FR_Gr1(min)	21	-17	798	0	0	0
201	SLS_FR_Gr2a	-59	-4	773	0	0	0
201	SLS_FR_Gr2b	21	-4	779	0	0	0
201	SLS_FR_Q5	22	-78	829	0	0	0
201	SLS_QP	21	-4	779	0	0	0

Agli scarichi definiti in tabella vanno aggiunti le resistenze passive dei vincoli definite al par. 0.

7.9 Criteri generali per le verifiche strutturali per le spalle

I criteri generali di verifica utilizzati per la valutazione delle capacità resistenti delle sezioni, per la condizione SLU, e per le massime tensioni nei materiali nonché per il controllo della fessurazione, relativamente agli SLE, sono quelli definiti al p.to 4.1.2 del DM 14.01.18.

7.9.1 Verifiche allo SLU

Nelle combinazioni di SLU, si è dunque controllato il rispetto della condizione:

$$S_{Rd}/S_{Ed} \geq 1$$

Con:

S_{Rd} la capacità resistente della sezione (a pressoflessione /taglio)

S_{Ed} la sollecitazione di domanda (a pressoflessione/taglio)

I domini di resistenza a pressoflessione delle sezioni in calcestruzzo armato allo SLU sono stati ricavati con il software commerciale PresFle+ distribuito dalla Concrete.

Il valore del taglio resistente è stato invece calcolato in accordo con la normativa attraverso un apposito foglio di calcolo. Nel caso di sezioni armate a taglio, il valore è stato calcolato, cautelativamente, ipotizzando un'inclinazione della biella di calcestruzzo del meccanismo di rottura a taglio pari a 45°.

7.9.2 Verifiche allo SLE

7.9.2.1 Verifica di limitazione delle tensioni in esercizio

La massima tensione di compressione del cls deve rispettare la limitazione:

$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara);

$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.

La massima tensione dell'acciaio deve rispettare la limitazione:

$\sigma_s < 0.8 f_{yk}$ per combinazione caratteristica.

7.9.2.2 Verifica di fessurazione

Si svolgono le verifiche allo stato limite di apertura delle fessure, verificando che il valore di apertura delle fessure rispetti i valori limite prescritti dalla normativa, a seconda dell'elemento strutturale da verificare, delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature ai fenomeni di corrosione. I limiti di apertura delle fessure sono scelti, a partire dalla classe di esposizione del calcestruzzo, considerando condizioni ambientali aggressive (in accordo con la Tabella 4.2.III del D.M. 14/01/2008 per classi di esposizione XF2, XC4, XA2) e armature poco sensibili ai fenomeni di corrosione. I valori limiti di apertura delle fessure sono:

$w_1 = 0.2$ mm per combinazione dei carichi quasi permanente;

$w_2 = 0.3$ mm per combinazione dei carichi frequente.

8 RISULTATI DELLE ANALISI

8.1 Risposta modale

Si riportano i modi di vibrare principali della pensilina con i relativi periodi e masse partecipanti.

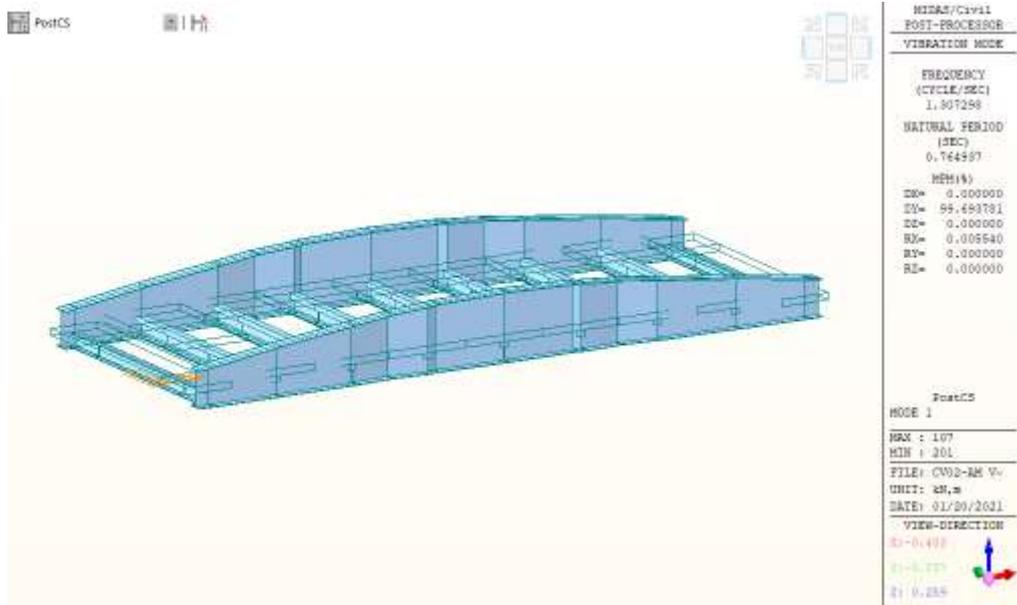


Figura 11 - Modo 1

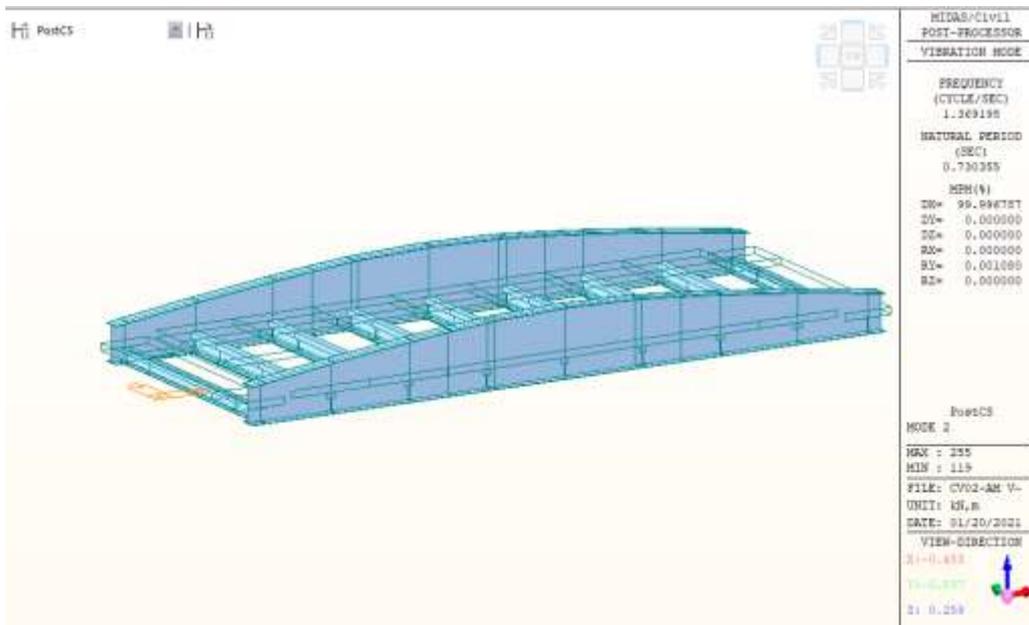


Figura 12 - Modo 2

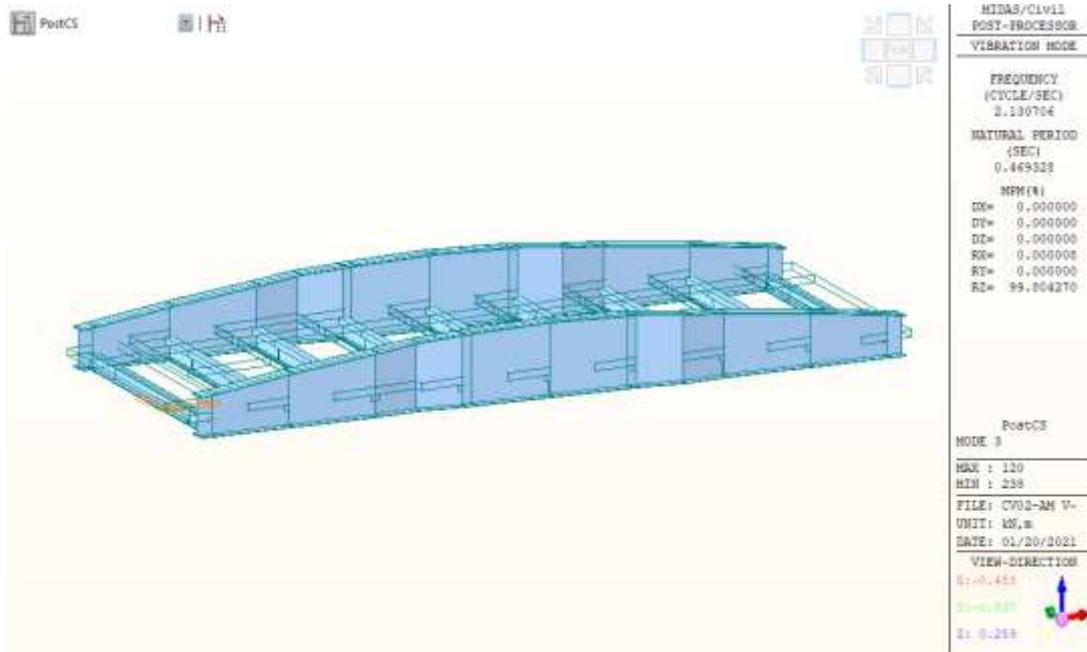


Figura 13 - Modo 3

8.2 Analisi lineare per carichi verticali

8.2.1 Diagrammi delle sollecitazioni allo stato limite ultimo.

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni ottenuti per la combinazione fondamentale più gravosa (SLU).

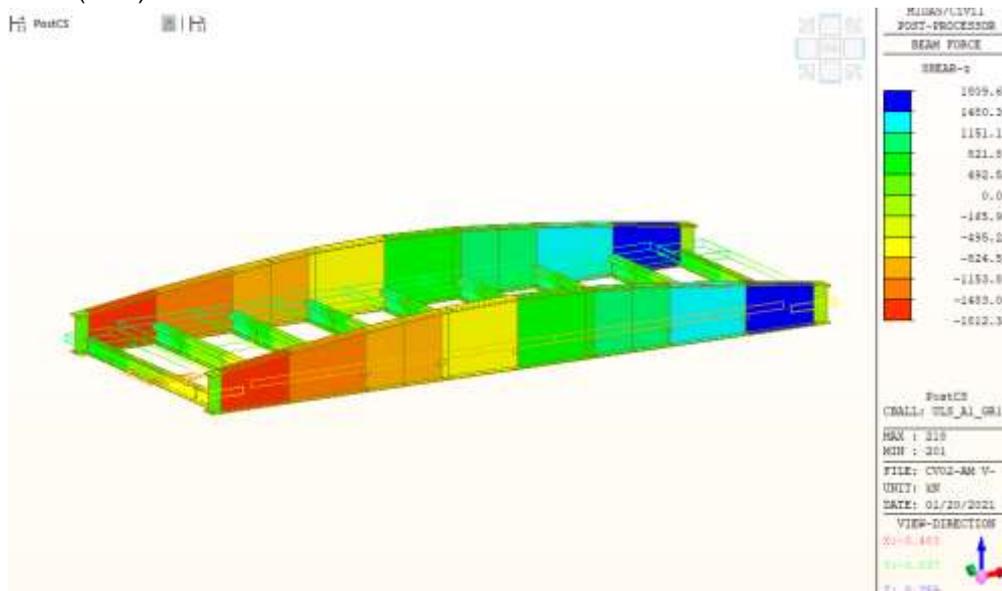


Figura 14: Taglio in combinazione SLU

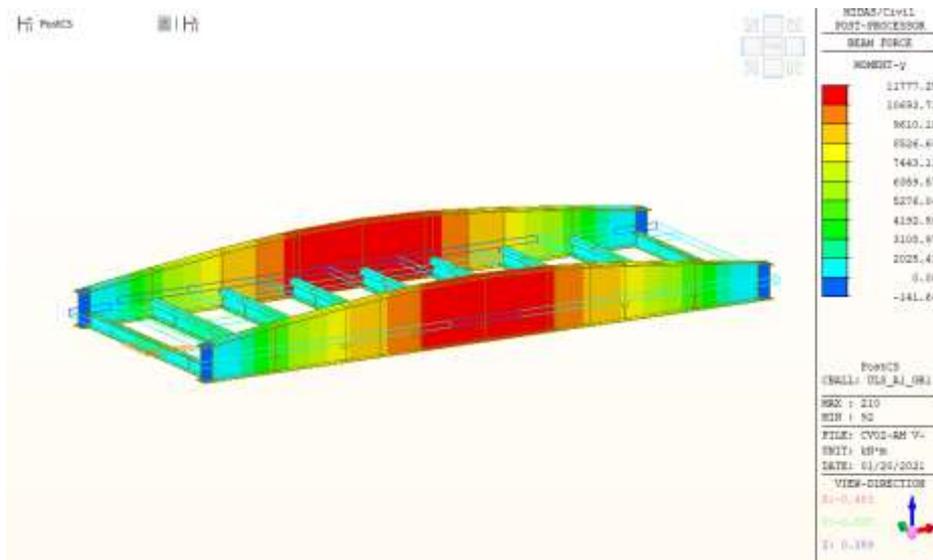


Figura 15: Momento flettente in combinazione SLU

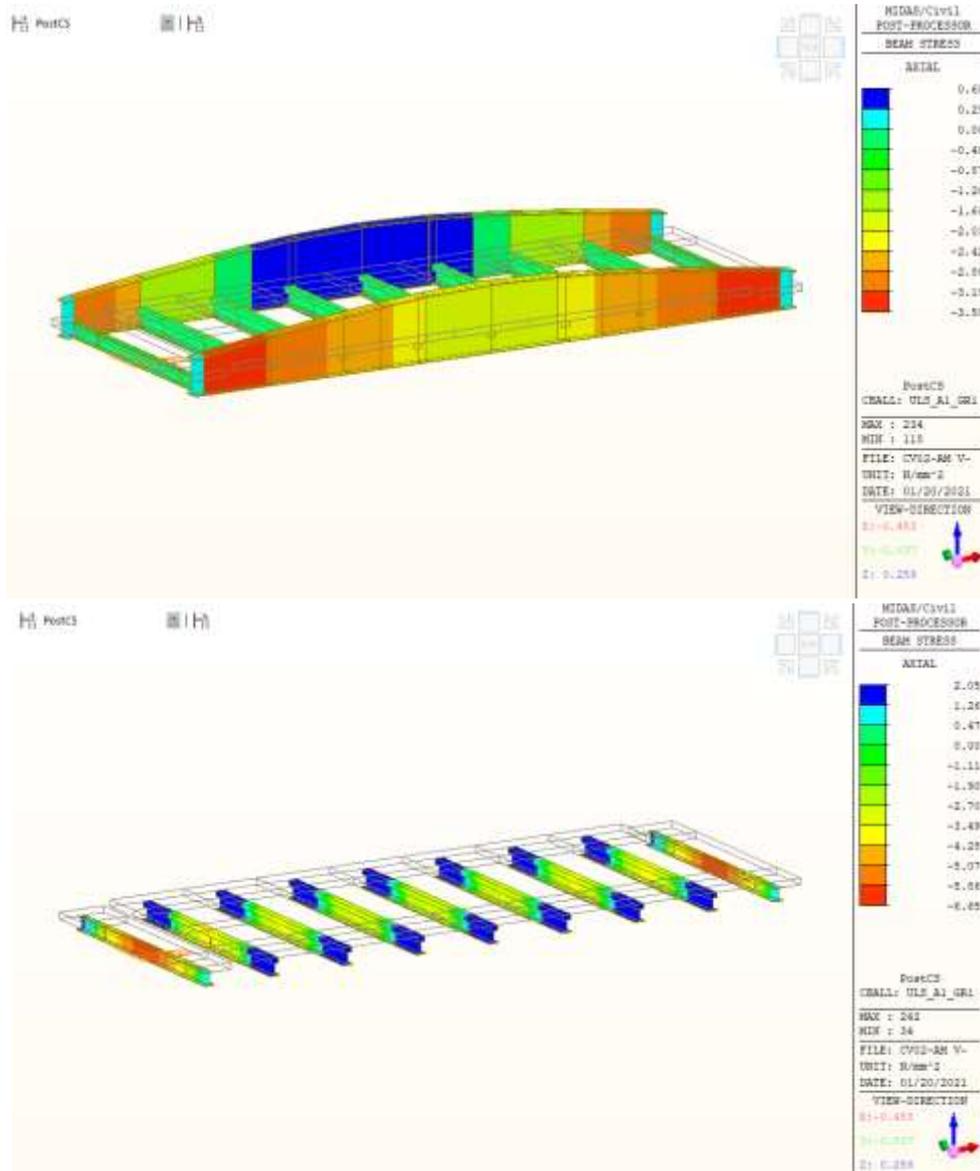


Figura 16–Tensione assiale in combinazione SLU

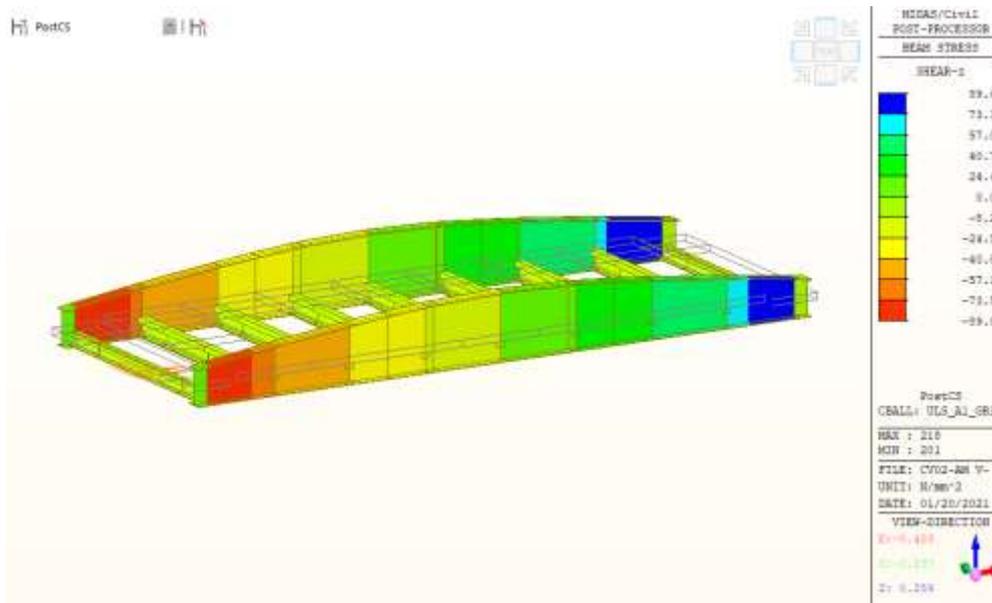
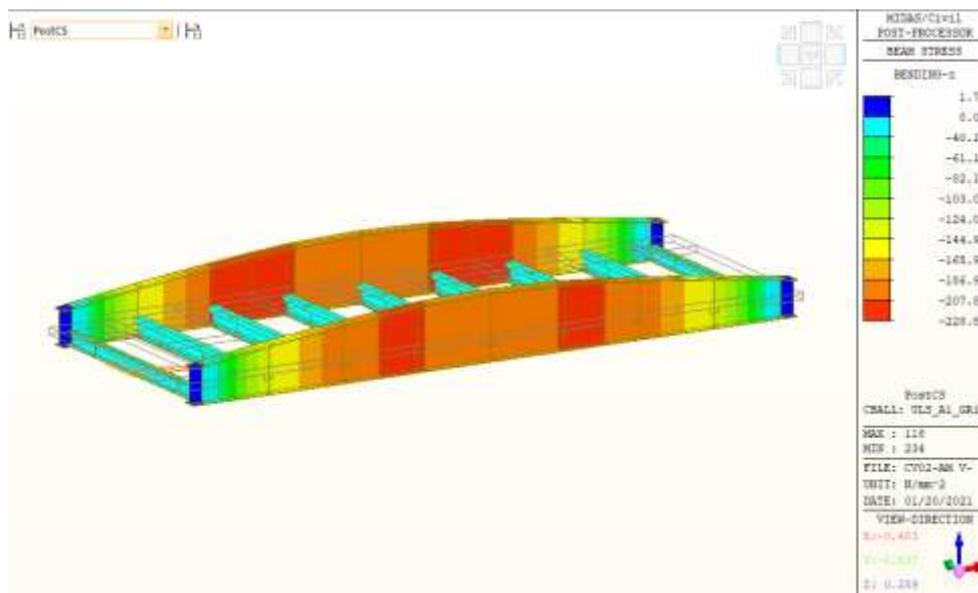


Figura 17–Tensioni di taglio in combinazione SLU



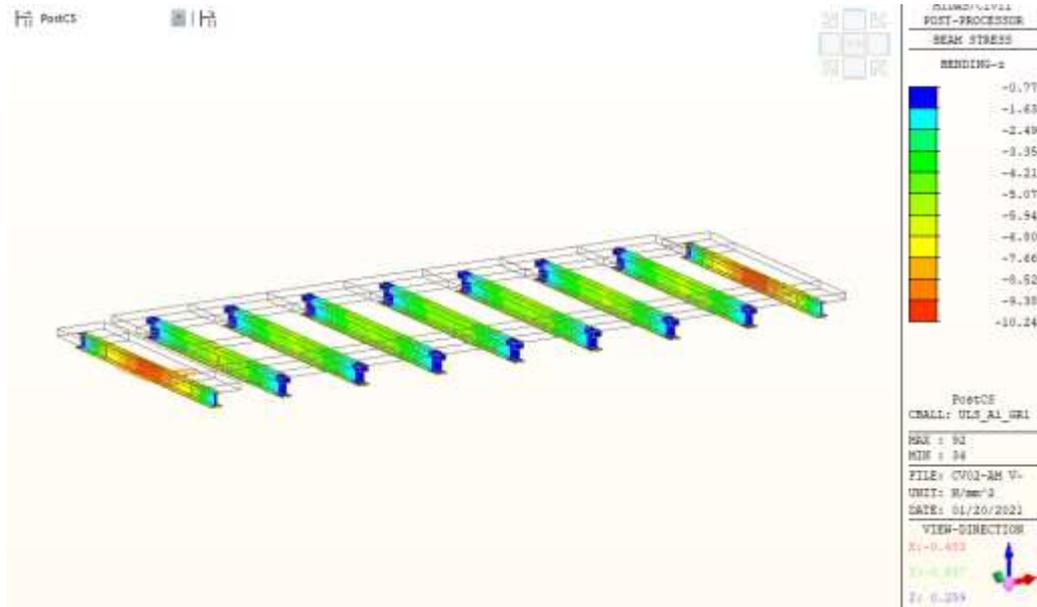


Figura 18–Tensioni Momento flettente in combinazione SLU

8.2.2 Diagrammi degli spostamenti allo stato limite di esercizio

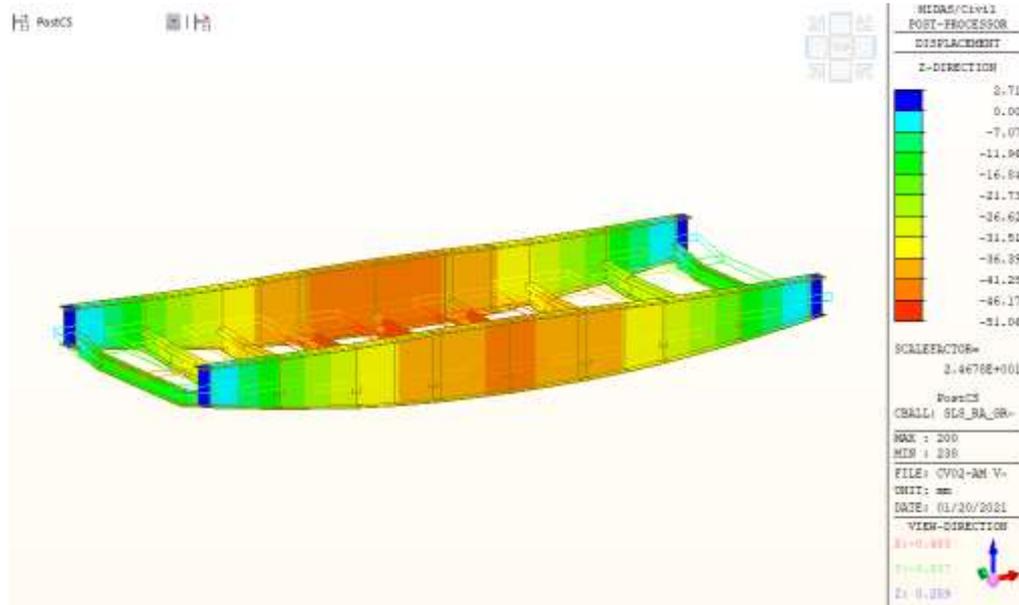


Figura 19 - Spostamenti in combinazione SLE rara 1

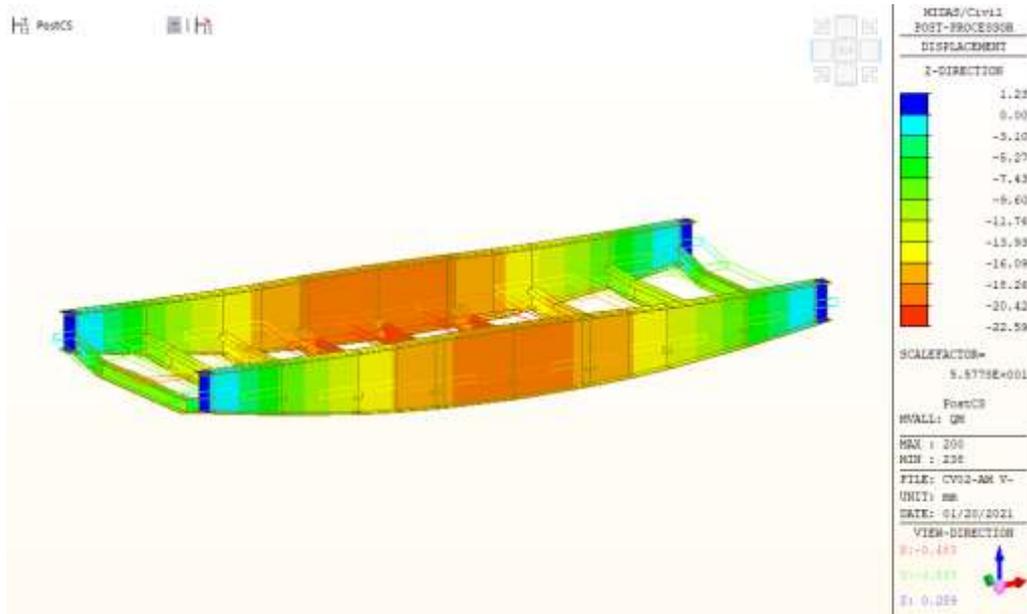


Figura 20 - Spostamenti per effetto dei carichi stradali
VERIFICA 1/500

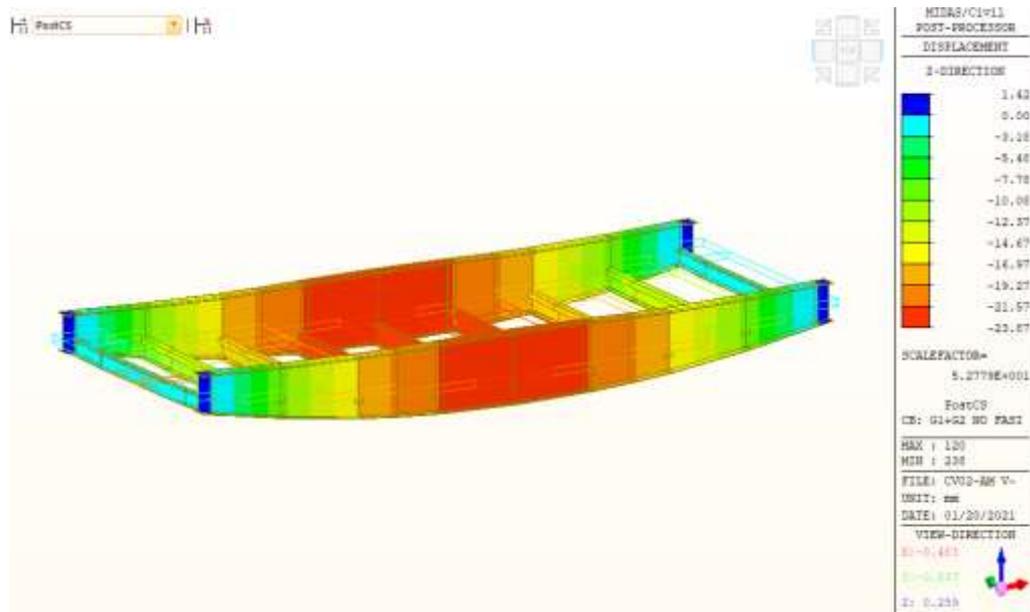


Figura 21 - Spostamenti per effetto dei carichi permanenti

Stante la deformazione verticale massima ottenuta per effetto dei carichi permanenti strutturali, le travi poste in opera con una contromonta pari a 24 mm.

9 VERIFICHE STRUTTURALI

9.1 Verifiche strutturali sovrastruttura

Di seguito si riportano, per ciascuna tipologia di elemento i risultati delle verifiche a flessione, pressoflessione e taglio condotte secondo quanto prescritto dalle NTC 2018.

Gli elementi considerati sono stati verificati sia allo stato limite ultimo che allo stato limite di esercizio.

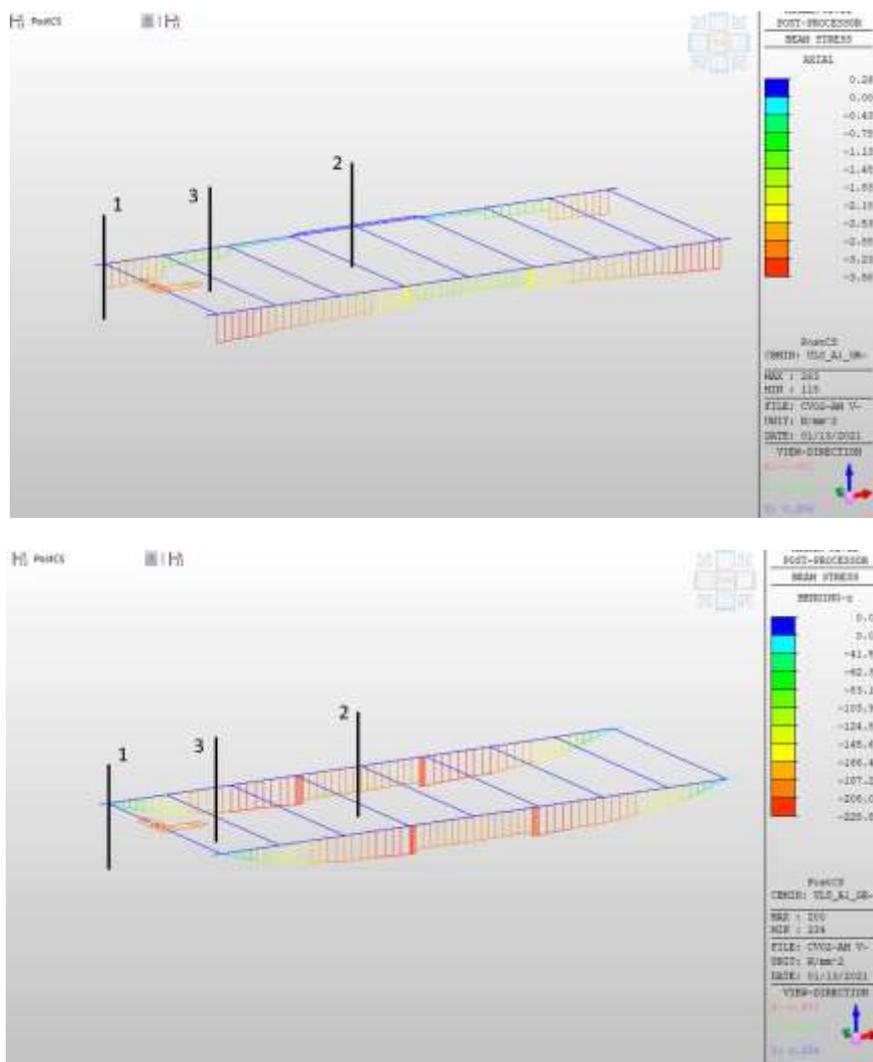


Figura 22 - Diagramma delle tensioni normali assiali e normali da momento travi principali

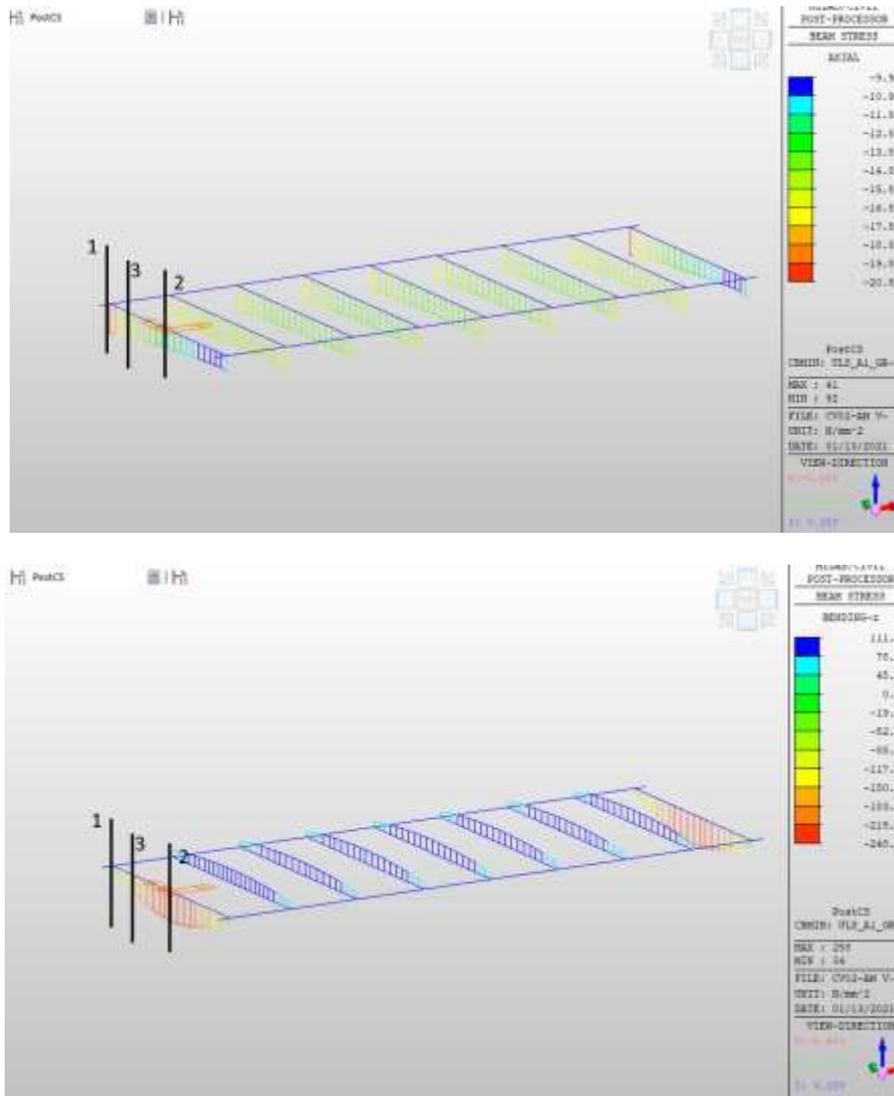


Figura 23 – Diagramma delle tensioni normali assiali e normali da momento trasversi

Nelle figure sovrastanti sono evidenziate le sezioni di verifica, ovvero la sezione di appoggio, di mezzeria ed intermedia.

Nella sezione di mezzeria lo sforzo di taglio è nullo o trascurabile, tale valore corrisponde sostanzialmente al valore di tensione ideale massimo, abbondantemente inferiore al limite tensionale per l'acciaio utilizzato.

Nelle sezioni di appoggio, il valore della tensione ideale può essere calcolato tenendo conto del valore della tensione tangenziale media ottenibile dal diagramma del taglio:

$$\tau_m = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot t_w \cdot h_w}$$

Nella sezione intermedia 3, si calcola una tensione complessiva secondo la formulazione di Von Mises, come segue:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{max}^2 + 3\tau_m^2}$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{max}^2 + 3\tau_m^2}$$

I risultati delle verifiche tensionali sono riassunte nelle tabelle di seguito.

Travi Principali						
Sezione di verifica	σ_{assx}	σ_{momz}	T_{yz}	σ_{id}	σ_{lim}	FS
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
Sez.1	3.66	0.00	89.82	155.62	338.10	2.17
Sez.2	2.40	201.00	15.30	202.75	338.10	1.67
Sez.3	3.00	228.80	54.10	247.26	338.10	1.37

Traversi						
Sezione di verifica	σ_{assx}	σ_{momz}	T_{yz}	σ_{id}	σ_{lim}	FS
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
Sez.1	20.80	154.50	113.67	251.13	338.10	1.35
Sez.2	16.10	248.67	0.00	249.19	338.10	1.36
Sez.3	14.70	232.14	69.84	262.18	338.10	1.29

Travi principali		
f_{max}	f_{lim}	FS
[mm]	[mm]	[-]
24.00	49.00	2.04

Traversi		
f_{max}	f_{lim}	FS
[mm]	[mm]	[-]
13.00	18.20	1.40

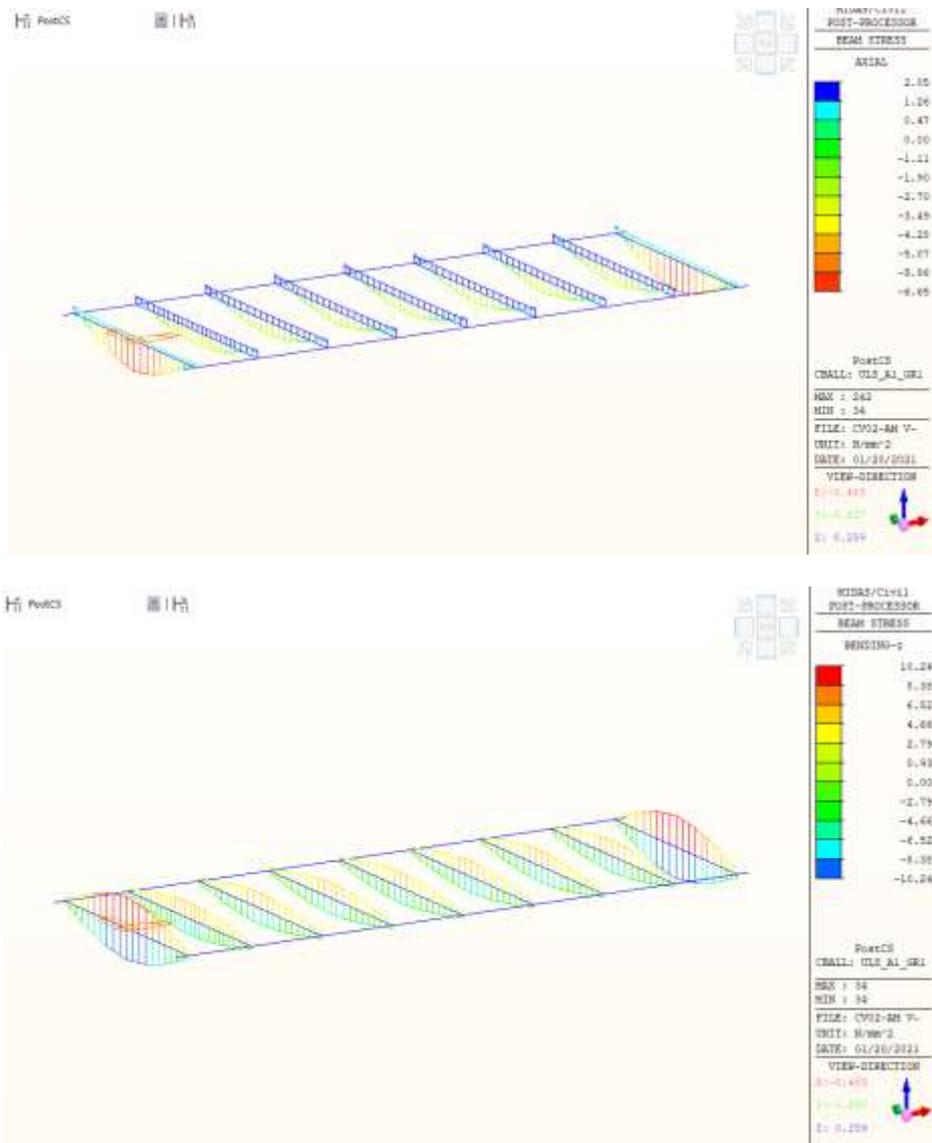


Figura 24 – Diagramma delle tensioni normali assiali e normali da momento soletta SLU

Allo SLU la tensione di compressione massima nella soletta di calcestruzzo è pari 16.86 MPa, inferiore alla tensione limite di 19.83 MPa. Invece le tensioni di trazione sono assorbite dalle barre di armature nella soletta. La massima tensione di trazione nelle barre di armatura, calcolata considerando il coefficiente di omogeneizzazione, è pari a 184.35 MPa e, dunque, non destano particolari preoccupazioni da un punto di vista strutturale, essendo la tensione limite di trazione pari a 391.30 MPa.

I risultati delle verifiche tensionali sono riassunte nelle tabelle di seguito.

Verifica a compressione soletta in c.a.				
σ_{cd}	α_{cc}	γ_c	f_{cd}	FS
[MPa]	[-]	[-]	[MPa]	[-]
16.86	0.85	1.50	19.83	1.18

Verifica a trazione soletta in c.a.		
σ_{cd}	f_{ctd}	FS
	[MPa]	[-]
12.29	1.50	0.12

f_{yk}	f_{ctm}	b	h	d	$A_{s,min}$	φ	p	$A_{s,\phi 16}$	$A_{s,tot}$
[MPa]	[MPa]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ²]
450.00	3.21	1000.00	300.00	250.00	463.67	16.00	200.00	201.06	1005.31

Verifica a trazione armatura			
σ_{sEd}	γ_s	f_{yd}	FS
[MPa]	[-]	[MPa]	[-]
184.35	1.15	391.30	2.12

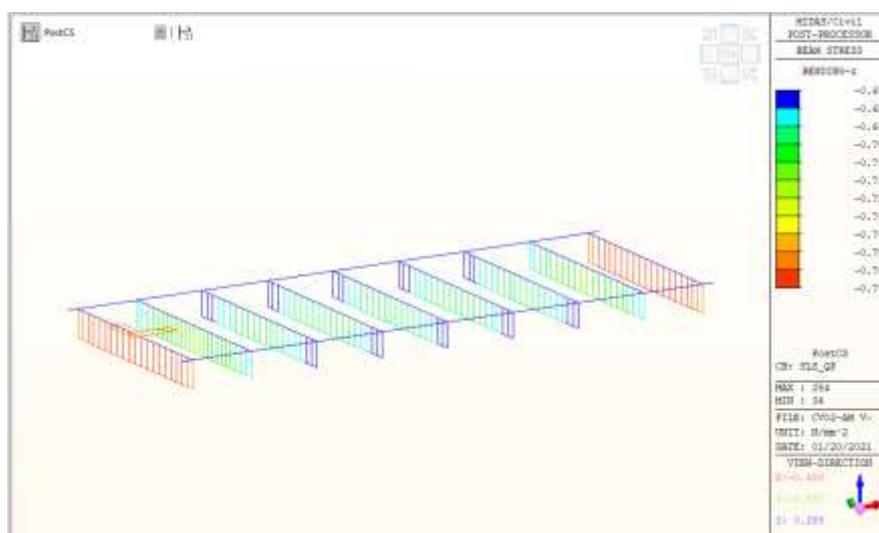


Figura 25 – Diagramma delle tensioni normali nella soletta SLE QP

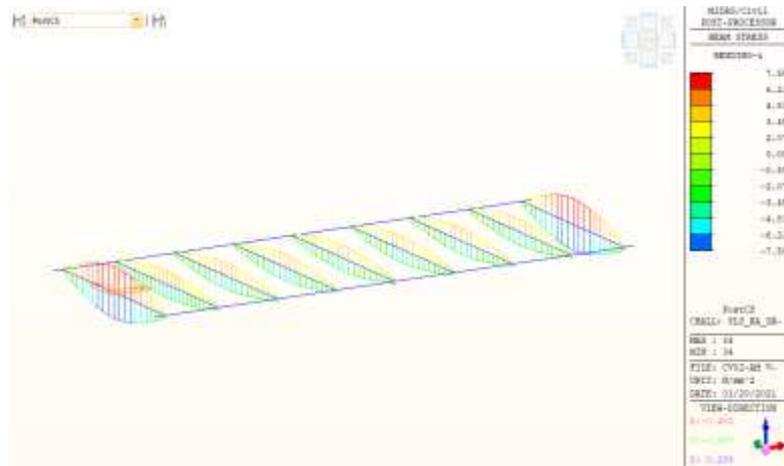


Figura 26 – Diagramma delle tensioni normali nella soletta SLE Rara

La soletta risulta compressa nella combinazione di carico quasi permanente e frequente, pertanto non si sviluppa l'apertura di alcuna fessura. In ogni caso il quantitativo di armatura disposto nella soletta rispetta i minimi da garantire secondo norma per la fessurazione del calcestruzzo. A tal proposito sono state condotte esclusivamente le verifiche tensionali.

Si riportano di seguito la tabella di verifica.

Verifica tensionale SLE soletta in c.a.								
σ_c	σ_{clim}	FS	σ_s	σ_{slim}	FS	σ_c	σ_{clim}	FS
[Mpa]	[Mpa]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
7.59	21.00	2.77	114.00	360.00	3.16	0.77	15.75	20.45

9.2 Verifica delle spalle

9.2.1 Muro frontale

Il calcolo della spalla mobile è eseguito analogamente a quanto mostrato per la spalla fissa. Si riportano quindi risultati e le verifiche di resistenza nei diversi elementi.

Muro frontale

Le sollecitazioni riportate nella seguente tabella sono state ottenute dal modello di calcolo sviluppato in Midas Civil e descritto nei paragrafi precedenti.

Tabella 13– Scarichi dall'impalcato per combinazioni di carico a quota testa muro

TESTA MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	4180	0	373	102	-114
ULS_A1_Gr1(min)	2154	0	284	56	-149
ULS_A1_Gr2a	2087	0	284	-158	-132
ULS_A1_Gr2b	2102	0	284	55	-132
ULS_A1_Q5c	103	0	474	2	-220
ULS_A1_Q5s	103	0	180	2	-128
SLV-0.3Ex+0.3Ey+Ez	1422	0	-8	-1013	-300
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	1421	0	-25	-275	-1004
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	1100	0	-8	-287	-301
SLS_RA_Gr1(max)	3096	0	256	75	-75
SLS_RA_Gr1(min)	1596	0	189	42	-101
SLS_RA_Gr2a	1546	0	189	-117	-88
SLS_RA_Gr2b	1557	0	189	41	-88
SLS_RA_Q5	1588	0	316	42	-146
SLS_FR_Gr1(max)	3096	0	66	75	13
SLS_FR_Gr1(min)	1596	0	0	42	-13
SLS_FR_Gr2a	1546	0	0	-117	0
SLS_FR_Gr2b	1557	0	0	41	0
SLS_FR_Q5	1588	0	316	42	-146
SLS_QP	1557	0	0	41	0

Per la verifica del muro frontale, a quota spiccato, tali azioni possono essere considerate uniformemente distribuite in quanto l'altezza del muro frontale è tale che nell' ipotesi di ripartizione a 45°, tali scarichi si ripartiscono uniformemente alla base del muro

Ai carichi prima riportati, si aggiungono il peso proprio del muro frontale, del muro paraghiaia e la spinta del terreno di riempimento.

Tabella 14 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro frontale

MURO FRONTALE	
H Muro Frontale	5,00 m
Spessore Muro Frontale	1,40 m
Lunghezza Muro Frontale	9,60 m
Spessore massimo tratto ringrossato	0,70 m
H tratto ringrossato a spessore costante	0,80 m
H tratto a spessore variabile	0,50 m
Altezza media Muro Paragliaia	1,20 m
Spessore Muro Paragliaia	0,30 m
Luce mensola muro paragliaia	0,30 m
Spessore medio mensola muro paragliaia	0,20 m
Peso Muro Frontale	1662 kN
Peso Muro Paragliaia	101 kN
Eccentr. appoggi - muro frontale (base)	0,00 m
Eccentr. paragliaia - muro frontale (base)	-0,55 m
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20 kN/mc
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	35 °
Coefficiente di spinta a riposo K_0	0,426
Coefficiente di spinta attiva K_a	0,271
Altezza del rilevato	6,40 m
Spinta a riposo	1327 kN
Spinta attiva	844 kN
Sovraccarico accidentale da traffico	20 kN/mq
Accelerazione sismica di base a_g	0,420
Coefficiente stratigrafico SS	1,08
Coefficiente topografico ST	1,00
Accelerazione orizzontale massima attesa a_{max}	0,454
β_m (massa cls spalla)	1,000
K_h (cls spalla) =	0,454
K_v (cls spalla)=	0,227
β_m (massa terreno)	0,800
K_h (terreno) =	0,363
K_v (terreno)=	0,181
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$ (M-O)	1,090
Incr. di spinta attiva in condizione sismiche	2550 kN
Inerzia del Muro Frontale (H)	754 kN
Inerzia del Muro Paragliaia (H)	46 kN
Inerzia del Muro Frontale (V)	377 kN
Inerzia del Muro Paragliaia (V)	23 kN

Si ottengono quindi le seguenti sollecitazioni, con riferimento alle combinazioni maggiormente significative.

Tabella 15 – Sollecitazioni alla base del muro frontale

BASE MURO FRONTALE					
Combinazioni	N	Mlong	Mtrasv	Tlong	Ttrasv
	KN	kNm	kNm	KN	KN
ULS_A1_Gr1(max)	6559	6050	-199	2454	-114
ULS_A1_Gr1(min)	4533	5822	-462	2408	-149
ULS_A1_Gr2a	4467	4300	-375	2054	-132
ULS_A1_Gr2b	4482	5369	-375	2267	-132
ULS_A1_Q5c	2483	5105	-624	2215	-220
ULS_A1_Q5s	2483	5105	-460	2215	-128
SLV-0.3Ex+0.3Ey+Ez	3185	6371	-868	3180	-61
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	3183	3295	-2907	1573	-205
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	2862	3224	-868	1561	-61
SLS_RA_Gr1(max)	4859	4481	-119	1818	-75
SLS_RA_Gr1(min)	3358	4312	-314	1784	-101
SLS_RA_Gr2a	3309	3185	-250	1521	-88
SLS_RA_Gr2b	3320	3977	-250	1680	-88
SLS_RA_Q5	3350	3981	-416	1680	-146
SLS_FR_Gr1(max)	4859	4150	130	1714	13
SLS_FR_Gr1(min)	3358	3981	-65	1680	-13
SLS_FR_Gr2a	3309	3185	0	1521	0
SLS_FR_Gr2b	3320	3977	0	1680	0
SLS_FR_Q5	3350	3981	-416	1680	-146
SLS_QP	3320	2982	0	1368	0

Le sollecitazioni in direzione trasversale risultano trascurabili rispetto a quelle in direzione longitudinale, tenuto anche conto della geometria della sezione del muro frontale. Di seguito si riportano le verifiche di resistenza con riferimento ad una striscia di un metro per le combinazioni che provocano il massimo e il minimo sforzo normale, il massimo momento longitudinale ed il massimo taglio alla base del muro frontale.

Tabella 16 – Geometria sezione e armatura del muro frontale

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Frontale	1	1.4	1φ26/15	1φ26/15	2φ16/20

Tabella 17 – Verifiche del muro frontale

BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLU								
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	MRd	VRd	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
		kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m		
Max N	ULS_A1_Gr1(max)	683	630	256	6987	2372	11.1	9.3
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	298	336	163	6791	2372	20.2	14.6

BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	σ_c	σ_s	Wk
		kN/m	kNm/m	kN/m	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLS_RA_Gr1(max) - Max N	506	467	189	2.7	62.3	
FREQ	SLS_FR_Gr1(max) - Max N	506	432	179			N:F:
QP	SLS_QP	346	311	143			N.F.

9.2.2 Muro paraghiaia

In condizioni statiche il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta a riposo del rilevato, dalla spinta dei sovraccarichi accidentali

Tabella 18 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro paraghiaia

MURO PARAGHIAIA		
Peso Muro Paraghiaia	9	KN/m
Altezza Muro Paraghiaia	1,20	m
Spessore Muro Paraghiaia	0,3	m
Luce mensola del muro paraghiaia	0,30	m
Spessore medio mensola del muro paraghiaia	0,20	m
Altezza Baric. Mensola del Paragh. da spicc. Muro	1,150	m
Peso Mensola Paraghiaia	1,5	kN
Peso Mensola Paraghiaia	0,156	kN/m
Distanza baricentri (Mensola- Paraghiaia)	0,30	m
Coefficiente di spinta a riposo K_0	0,426	
Coefficiente di spinta attiva K_a	0,271	
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20,0	kN/mc
Sovraccarico accidentale da traffico	20,0	kN/mq
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	35,0	
Forza sismica da isolatore (Fultima)	0,0	kN
Distanza isolatore da Testa muro frontale	0,00	m
Larghezza di diffusione Carico isolatore	0,00	m
Spinta a riposo	18,6	kN/m
Spinta attiva	10,4	kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$	1,09	
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	16,1	kN/m
Inerzia del Muro Paraghiaia /m	4,2	kN/m

Tabella 19 – Geometria sezione e armatura del muro paraghiaia

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Paraghiaia	1	0.3	1φ26/15	1φ26/15	2φ12/20

Tabella 20 – Verifiche del muro paragliaia

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	9	11	19	1.55	16.56	0

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV							
Combinazione	N	M	V	MRd	VRd	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m	kNm/m	kN/m		
SLU	12	15	25	163.1	5.55	10.92	5.6

9.2.3 Muri laterali

In questo paragrafo si riporta il calcolo dei muri laterali della spalla. Tali muri sono sollecitati essenzialmente dalle spinte del terreno di riempimento all'interno della spalla e dei sovraccarichi presenti su di esso in condizioni statiche e sismiche.

Nella tabella che segue sono indicati parametri geometrici, meccanici e di carico utilizzati nell'analisi. Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al muro frontale.

Tabella 21 – Valutazioni pesi e spinte agenti sui muri laterali

MURI LATERALI	
Muro laterale H1	6,65 m
Muro laterale s1	1,00 m
Muro laterale H2	0,00 m
Muro laterale s2	0,00 m
Muro laterale H3	m
Muro laterale s3	m
Altezza totale muri laterali	6,65 m
Spessore medio Muri Laterali	1,00 m
Lunghezza Massima muri laterali	5,60 m
Peso Muro laterale (singolo)	931 kN
Peso totale Muri laterali	1862 kN
Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi)	256,8 kN/m
Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi)	228,4
Spinta attiva	127,2 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	1,09
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	384,3 kN/m
Inerzia del Muro laterale /m	75 kN/m

Tabella 22 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compresa	Taglio
Laterale	1	1	1φ26/10	1φ26/10	2φ16/20

Tabella 23 – Verifiche dei muri laterali

VERIFICHE DI ESERCIZIO							
Quota sez. di verifica [m]	Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
		KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
0.00	SLE_RARA	166.25	17.48	228.45	2.24	0.00	0

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV								
Quota sez. di verifica [m]	Combinazione	N	M	V	MRd	VRd	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
		KN/m	kNm/m	KN/m	kNm/m	kN/m		
0.00	SLU	224	24	347	191.47	1664.01	2.70	4.80
	SLV	166	1048	348	1890.00	1664.01	1.05	4.78

9.2.4 Plinto di fondazione

In questo paragrafo si riporta la determinazione delle sollecitazioni in quota testa pali che si ottengono sommando, alle azioni provenienti dall'impalcato, la risultante e il momento risultante dei pesi della struttura, del terreno interno alla spalla e delle spinte dovute al rilevato rispetto al baricentro del plinto. In condizioni sismiche si è tenuto conto dell'incremento di spinta delle inerzie. Nella tabella che segue sono indicati i parametri geometrici, meccanici e di carico del plinto utilizzati nell'analisi per il calcolo della risultante e momento risultante rispetto al baricentro del plinto di fondazione. L'azione orizzontale derivante dall'impalcato è stata considerata sia con verso concorde che discorde alla spinta del terreno di rinterro.

Tabella 24 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul plinto di fondazione

PLINTO DI FONDAZIONE	
Eccentricità long Muri laterali -Plinto	-1,20 m
Peso Muro Frontale	1662 kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	2,30 m
Ecc.Appoggi Plinto	2,30 m
Peso Muro Paraghiaia	101 m
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	1,75 kN
Peso Terreno Interno	5645 kN
Peso Accidentali	958 kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	-1,2 m
Spessore Plinto	1,5 m
Lunghezza plinto	8 m
Larghezza plinto	11 m
Peso plinto di fondazione	3300
Altezza Rilevato+H plinto	7,9 m
Spinta a riposo rilevato	2023 kN
Spinta a riposo sovraccarichi	647 kN
Spinta attiva rilevato	1949 kN
Incremento spinta sismica	4907 kN
Inerzia dei muri laterali (H)	845 kN
Inerzia dei muri laterali (V)	422 kN
Inerzia plinto di fondazione (H)	1497 kN
Inerzia plinto di fondazione (V)	748 kN
Inerzia rilevato interno(H)	2048 kN
Inerzia rilevato interno (V)	1024 kN

Tabella 25 – Sollecitazioni ad intradosso plinto (quota testa pali)

Combinazioni	Taglio impalcato concorde con le spinte				
	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	22441	14152	-370	3706	-114
ULS_A1_Gr1(min)	20415	9197	-686	3660	-149
ULS_A1_Gr2a	20025	6785	-572	3227	-132
ULS_A1_Gr2b	20040	8210	-572	3441	-132
ULS_A1 Q5c	18041	3268	-954	3388	-220
ULS_A1 Q5s	18041	3268	-652	3388	-128
SLV-0.3Ex+0.3Ey+Ez	14770	33644	3457	11032	1256
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	14768	12671	11505	4703	4185
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	16263	11844	3456	4690	1256
SLS_RA_Gr1(max)	16623	10483	-232	2745	-75
SLS_RA_Gr1(min)	15122	6812	-465	2711	-101
SLS_RA_Gr2a	14833	5026	-382	2390	-88
SLS_RA_Gr2b	14845	6081	-382	2549	-88
SLS_RA_Q5	14875	6157	-636	2549	-146
0	13287	2233	0	2508	0
SLS_FR_Gr1(max)	16383	9844	150	2583	13
SLS_FR_Gr1(min)	14883	6174	-84	2549	-13
SLS_FR_Gr2a	14833	5026	0	2390	0
SLS_FR_Gr2b	14845	6081	0	2549	0
SLS_FR_Q5	14875	6157	-636	2549	-146
0	13287	2233	0	2508	0
SLS_QP	14126	4165	0	2064	0

Per la valutazione delle sollecitazioni nel plinto di fondazione, è necessario valutare preventivamente le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione. Tali sollecitazioni sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni agenti a base plinto. Nel calcolo degli sforzi nei pali si è tenuto del parametro α , sia per la valutazione dello sforzo nei pali (effetto della deformabilità a taglio degli stessi pali) sia per la valutazione del momento flettente agente in testa al palo ($M_{Ed} = \alpha V_{Ed}$). La situazione peggiore risulta essere sempre quella sismica.

Si riportano nel seguito le coordinate dei pali di fondazione e per ogni combinazione di carico, le sollecitazioni nei pali sollecitati dal massimo e dal minimo sforzo normale.

Tabella 26 – Numero di pali e coordinate rispetto al baricentro del plinto

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
z	4.50	4.50	4.50	1.50	1.50	1.50	-4.50	-4.50	-4.50	-1.50	-1.50	-1.50
y	3.00	0.00	-3.00	3.00	0.00	-3.00	3.00	0.00	-3.00	3.00	0.00	-3.00
z ²	20.25	20.25	20.25	2.25	2.25	2.25	20.25	20.25	20.25	2.25	2.25	2.25
y ²	9.00	0.00	9.00	9.00	0.00	9.00	9.00	0.00	9.00	9.00	0.00	9.00
W _y	24.00	0.00	-24.00	24.00	0.00	-24.00	24.00	0.00	-24.00	24.00	0.00	-24.00
W _z	30.00	30.00	30.00	90.00	90.00	90.00	-30.00	-30.00	-30.00	-90.00	-90.00	-90.00

Tabella 27 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N_{min}		N_{max}		V_{max} [kN]	M_{max} [kNm]
	Palo	[kN]	Palo	[kN]		
ULS_A1_Gr1(max)	9	-2357	1	-1383	309	618
ULS_A1_Gr1(min)	9	-2036	1	-1366	305	611
ULS_A1_Gr2a	9	-1919	1	-1419	269	538
ULS_A1_Gr2b	9	-1968	1	-1372	287	574
ULS_A1 Q5c	9	-1652	1	-1355	283	566
ULS_A1 Q5s	9	-1640	1	-1367	283	565
SLV-0.3Ex+0.3Ey+Ez	9	-2496	1	35	925	1851
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	9	-2132	1	-329	525	1049
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	9	-1894	1	-816	405	809
SLS_RA_Gr1(max)	9	-1744	1	-1026	229	458
SLS_RA_Gr1(min)	9	-1507	1	-1014	226	452
SLS_RA_Gr2a	9	-1420	1	-1053	199	399
SLS_RA_Gr2b	9	-1456	1	-1018	213	425
SLS_RA_Q5	9	-1471	1	-1008	213	426
SLS_FR_Gr1(max)	9	-1700	1	-1031	215	431
SLS_FR_Gr1(min)	9	-1450	1	-1031	212	425
SLS_FR_Gr2a	7	-1404	1	-1069	199	398
SLS_FR_Gr2b	7	-1440	1	-1034	212	425
SLS_FR_Q5	9	-1471	1	-1008	213	426
SLS_QP	7	-1316	1	-1038	172	344

Il tacco anteriore del plinto di fondazione è stato verificato ipotizzando un meccanismo di tirante puntone. Si riporta di seguito la verifica. La larghezza di diffusione è stata valutata in corrispondenza del filo anteriore del muro frontale, mediante una diffusione a 45° a partire dal piano medio del palo (vedi figura seguente), mentre l'altezza della biella compressa è stata valutata pari a $0.2 d_p$ (con d_p altezza utile della sezione del plinto). La verifica è stata eseguita in corrispondenza del palo più sollecitato (generalmente quello di spigolo).

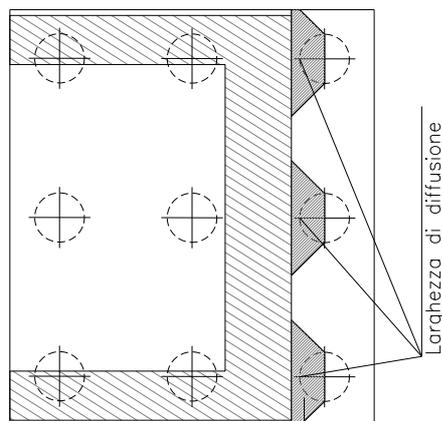


Figura 27 – Diffusione delle azioni dal palo al muro frontale


Tabella 28 – Verifica dello zoccolo anteriore del plinto di fondazione con meccanismo tirante-puntone

VERIFICA DELLO ZOCCOLO ANTERIORE DEL PLINTO DI FONDAZIONE	
Nmax (palo)	2496 kN
Dist. Asse palo-bordo muro frontale	1,00 m
Diametro palo	1,00 m
Larghezza di diffusione	3,50 m
Spessore della Fondazione	1,50 m
Copriferro nominale	0,08 m
Altezza utile della sezione	1,39 m
Altezza della biella compressa	0,3 m
Sforzo di Trazione	2251 kN
Sforzo di compressione	3362 kN
Diametro armatura primo strato	26 mm
Passo armatura primo strato	15 cm
Diametro armatura secondo strato	26 mm
Passo armatura secondo strato	15 cm
Area complessiva delle armature	24777 mm ²
Tensione nel calcestruzzo	3,5 Mpa
Tensione nell'acciaio	90,9 Mpa

Per quanto concerne la verifica della parte di plinto racchiusa dal muro frontale e dai muri laterali, le tensioni risultano inferiori alle resistenze dei materiali (calcestruzzo ed acciaio), pertanto la verifica è soddisfatta.

Si procede alla disposizione di $A_{sup} = 1\phi 26/20$ ed $A_{inf} = 1\phi 26/20$.

9.2.5 Pali di fondazione

Le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione, sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni globali agenti a quota testa pali e in corrispondenza del baricentro del plinto di fondazione. Il valore del momento flettente agente in testa ai pali, è stato ottenuto moltiplicando il taglio in testa per il parametro "α" riportato al par. 4.4.

Si riportano di seguito le sollecitazioni e le verifiche di resistenza per le varie combinazioni di carico, e per i pali soggetti al massimo e al minimo sforzo normale.

L'individuazione dei pali a cui corrispondono tali sollecitazioni può essere effettuata mediante le tabelle riportate nel paragrafo precedente. Confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori riportate nelle curve di capacità portante dei pali si è scelto di utilizzare dei pali aventi lunghezza pari a 25m.

Tabella 29 – Verifica dei pali di fondazione

Palo	Sezione di verifica	Armatura	
	D [m]	Armatura longitudinale	Taglio
φ1000	1.00	24φ26+24φ20	Spirale 1φ16/20 1φ16/20

Per le verifiche strutturali dei pali si rimanda alle tabelle seguenti.

PALO - Verifiche allo SLU								
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	MRd	VRd	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
		kN	kNm	kN	kNm/m	kN/m		
Max N	ULS_A1_Gr1(max)	-2357	618	309	2610.8	1227.35	4.23	3.97
Min N	SLV-0.3Ex+0.3Ey+Ez	35	1851	925	3045,21	1227,35	1,65	1,33

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	σ_c	σ_s	Wk
		kN	kNm	kN	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLS_RA_Gr1(max)	-1744	458	229	5.4	23.3	-
FREQ	SLS_FR_Gr1(max)	-1700	431	215			N.F.
QP	SLS_QP	-1316	344	172	4.7		N.F.

10 ISOLATORI, APPOGGI E GIUNTI

Nel seguente paragrafo si illustrano le caratteristiche degli isolatori elastomerici e dei giunti. Per il cavalcavia in esame i dati di progetto dei dispositivi sono sinteticamente riportati nella tabella successiva.

Isolatori elastomerici Dmax 150mm						Giunti	
SIGLA	Fzd	LONGITUDINALE				LONG.	TRASV.
		V	ke	kv	Dg		
	[kN]	[kN]	[kN/mm]	[kN/mm]	[mm]	[mm]	[mm]
S1	9820	6440	4.32	2868	550	±180	±120
S2	9820	6440	4.32	2868	550	±180	±120

Dove:

- Fzd è il massimo carico verticale agente sull'isolatore allo SLU
- Dg è il diametro elastomero
- Ke è la rigidezza orizzontale equivalente
- Kv è la rigidezza verticale

I valori di analisi, in termini di spostamento e forze, sono entro i limiti riportati nella tabella precedente. Nello specifico i valori d'analisi sono:

-Dmax SLC=120 mm

-Fzd=2131 kN

-V=3.3 kN

Di seguito si riporta la valutazione delle corse degli apparecchi elastomerici e l'escursione dei giunti sulle due spalle in direzione trasversale e longitudinale.

Direzione trasversale

Le analisi dinamiche lineari indicano valori massimi contenuti in 120 mm.

Direzione longitudinale

Sono stati valutati i seguenti spostamenti:

- 1) spostamento relativo massimo longitudinale dell'isolatore in corrispondenza della spalla sismica d_2 ;
- 2) spostamento relativo massimo dell'impalcato per effetto delle variazioni termiche d_t ;

In corrispondenza delle spalle, la corsa degli apparecchi elastomerici e l'escursione del giunto è pari a:

- $\Delta_{sp,m} = \pm (d_2 + 0.5d_g + 0.5d_t)$

In accordo al paragrafo 3.2.4.1 dell'NTC2018, si è ritenuto trascurabile l'effetto della variabilità spaziale del moto lungo lo sviluppo dell'opera. A tal proposito il termine d_g non è stato calcolato. Invece lo spostamento d_2 è stato valutato pari a 130 mm con analisi lineare. Pertanto si adotta il valore:

- $d_2 = \pm 120$ mm

Gli spostamenti dovuti alla dilatazione termica tra le spalle possono essere valutati come segue e decurtati di 0.5 per tener conto del coefficiente di non contemporaneità nella combinazione sismica:

- $d_t = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 30 \cdot 35 \cdot 0.5 \cdot 10^3 = 3.8$ mm

Pertanto lo spostamento massimo in corrispondenza delle spalle vale circa ± 123.8 mm.

Sulla base dei precedenti calcoli, sono stati valutati i seguenti spostamenti ammissibili in corrispondenza dei giunti:

- ± 180 mm;