

Stazione appaltante:

Altri comuni interessati:

Enti sovracomunali:



COMUNE DI POSINA



LAGHI



ARSIERO



VELO D'ASTICO

PROVINCIA
DI VICENZAREGIONE
VENETO

DENOMINAZIONE PROGETTO STRATEGICO

INTERVENTI A FAVORE DELLO SVILUPPO TURISTICO, COLLEGAMENTO CICLABILE TRA I COMUNI DI POSINA, LAGHI E VELO D'ASTICO E POTENZIAMENTO VIARIO S.P. VALPOSINA E S.P. 138 DELLA BORCOLA TRA LE PROVINCE DI VICENZA E TRENTO

LAVORI PER IL MIGLIORAMENTO, IL POTENZIAMENTO, IL COMPLETAMENTO ED IL COLLEGAMENTO DELLE INFRASTRUTTURE VIARIE, CICLABILI E PEDONALI DEI COMUNI DI POSINA, LAGHI, ARSIERO E VELO D'ASTICO

CUP J71B19000050005 - CIG: 853106056B

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

Elaborato: **OPERE D'ARTE**
RELAZIONI DI CALCOLO
Passerella sul Torrente Posina

Responsabile del Provvedimento:

Sindaco di Posina
Adelio Cervo

Progettazione:

iDea
INFRASTRUCTURE DESIGN, ENERGY AND ARCHITECTURE
www.idea-eng.it - info@idea-eng.it
Via Sommacampagna, 63/H Scala D - 37137 Verona
Telefono/Fax: 045 6517106 - e-mail: tecnico@idea-eng.it

Direttore Tecnico:
Ing. Andrea Brunelli
Ordine degli Ingegneri di Verona
N. di Iscrizione 43176

Finanziamento:

**FONDO
COMUNI
CONFINANTI**

Data:

MAG 2025

Scala:

Varie

Tavola:

D.01.01

REV	Data	REVISIONE	Redatto	Controllato	Approvato
4					
3					
2					
1					
0	MAG 2025	EMISSIONE	M.R.	A.B.	M.S.

SOMMARIO:

1. PREMESSA.....	3
2. ELEMENTI GENERALI	4
2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
2.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	4
3. GEOLOGIA E GEOTECNICA – SISMICITA’ DELL’AREA.....	6
3.1 MOODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO	6
4. ANALISI DEI CARICHI	7
4.1 PESI PROPRI STRUTTURALI	7
4.2 SOVRACCARICHI PERMANENTI	7
4.3 SOVRACCARICHI DI ESERCIZIO.....	7
4.3.1 Carichi da folla	7
4.3.2 Carichi da traffico	7
4.3.3 Urto di un tronco sulla trave.....	8
4.3.4 Azione di Vento e Neve	8
4.3.5 Azione sismica.....	10
4.3.5.1 Vita nominale	11
4.3.5.2 Classi d'uso	11
4.3.5.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica	11
4.3.5.4 Azioni di progetto	11
4.3.5.5 Categoria di sottosuolo	13
4.3.6 Calcolo dell'azione sismica – spettri di risposta.....	13
4.3.7 Masse sismiche	13
4.3.8 Metodo di analisi.....	13
4.3.9 Combinazione sisma con altre azioni.....	13
4.3.10 Fattore di struttura.....	14
4.3.11 Spettri di progetto.....	14
4.3.12 Combinazioni di carico	14
4.3.13 Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico.....	15
5. CALCOLO E VERIFICA	17
5.1 METODO DI CALCOLO UTILIZZATO	17
5.2 ANALISI STRUTTURALE IMPALCATO	17
5.2.1 Modello fem.....	17
5.2.2 Verifica speditiva dei carichi agenti.....	20
5.2.3 Parametri di sollecitazione	21
5.2.4 Analisi delle frequenze di vibrazione.....	22
5.2.5 Verifica delle sezioni	22
5.2.6 Calcolo delle frecce	22

5.2.7	Verifica del giunto.....	23
5.2.8	Verifica del traverso	24
5.2.9	Verifica della soletta impalcato	29
5.2.10	Reazione sugli appoggi	30
5.3	ANALISI STRUTTURALE DELLE SPALLE.....	32
5.3.1	Premessa.....	32
5.3.2	Metodo di calcolo	33
5.3.3	Calcolo della spinta sul muro.....	33
5.3.4	Verifica della spalla	37
6.	DICHIARAZIONI DI CUI § 10.2 DM 17/01/2018	49

1. PREMESSA

La presente relazione riporta il calcolo delle strutture della passerella pedonale da realizzarsi sul percorso ciclabile in progetto tra i comuni di Posina, Laghi e Velo D'Astico.

Le caratteristiche dell'opera sono le seguenti:

Impalcato

L'attraversamento avviene in unica campata di lunghezza 24.00 metri agli assi appoggio. La struttura è realizzata con travi in acciaio e soletta in calcestruzzo non collaborante, in semplice appoggio. La larghezza complessiva dell'impalcato è di 3.1 metri.

Spalle e fondazioni

Le due spalle sono state progettate uguali tra loro con le fondazioni dirette impostate alla medesima quota al di sotto della quota di fondo alveo di progetto.

Sono costituite da una zattera di fondazione e di un paramento verticale in sommità del quale trovano alloggio gli apparecchi di appoggio dell'impalcato.

Si è individuata la spalla fissa come quella posta in sinistra idrografica, che sarà sede del punto fisso dell'impalcato.

Strategia antisismica

La spalla destinata ad assorbire le azioni sismiche longitudinali sarà posizionata in sinistra idrografica. Sulla spalla "fissa" sarà disposto un appoggio fisso che trasmetterà alla spalla l'intera azione sismica longitudinale e metà dell'azione sisma trasversale dell'impalcato. Gli altri due appoggi saranno del tipo multidirezionale.

All'altra estremità, in corrispondenza della spalla mobile, un appoggio unidirezionale longitudinale consente di trasferire metà dell'azione sismica trasversale esercitata dall'impalcato. Gli altri due appoggi saranno del tipo multidirezionale.

2. ELEMENTI GENERALI

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto è stato eseguito nel rispetto della normativa:

- **L. 05/11/1971 n. 1086** - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **L. 02/02/1974 n. 64** - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **D.M. 17.01.2018** - Norme Tecniche per le Costruzioni.
- **CIRCOLARE 21 Gennaio 2019 n° 7** – Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17/01/2018.
- **UNI EN 206-1:2006** Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- **UNI 11104:2016** Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1.

2.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per i calcestruzzi si fa riferimento alle normative EN 1992-2004 e UNI EN 206-1:2006:

La classe di resistenza prescritta per il calcestruzzo e legata alla durabilità del calcestruzzo stesso è la C32/40 per le spalle e la C37/45 per la soletta di impalcato. Nei calcoli di seguito riportati si è utilizzato, a favore di sicurezza, un solo calcestruzzo la cui resistenza corrisponde alla classe C32/40.

Calcestruzzo

Classe di resistenza:	C32/40
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 0,83R_{ck} = 33,2 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica media:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41,2 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} = 3,10 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione per flessione:	$f_{ctm} = 1,2 f_{ctm} = 3,72 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione semplice(5%):	$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} = 2,17 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione semplice(95%):	$f_{ctk} = 1,3 f_{ctm} = 4,03 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità longitudinale: N/mm ²	$E_{cm} = 22.000[f_{cm}/10]^{0,3} = 33643$
Coefficiente sicurezza SLU:	$\gamma_c = 1,50$
Resistenza di calcolo a compressione SLU:	$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_c = 18,81 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} = 0,7 f_{ctk} / \gamma_c = 1,01 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente sicurezza SLE:	$\gamma_c = 1,00$
Resistenza di calcolo a compressione SLE:	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 33,20 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE: $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 2,17 \text{ N/mm}^2$

Massime tensioni di compressione in esercizio:

combinazione rara

$$\sigma_{c,ad} = 0,60f_{ck} = 19.92 \text{ N/mm}^2$$

combinazione quasi permanente

$$\sigma_{c,ad} = 0,45f_{ck} = 14.94 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio per c.a.

Acciaio per cemento armato tipo B 450 C avente le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento

$$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2.$$

Tensione caratteristica di rottura

$$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2.$$

Modulo elastico

$$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2.$$

Rapporto

$$1,15 \leq (f_t / f_y)_k < 1,35 \text{ (frattile 10\%)}$$

Rapporto

$$(f_y / f_{y,nom})_k \leq 1,25 \text{ (frattile 5\%)}$$

Allungamento

$$(A_{gt})_k \geq 7,5 \% \text{ (frattile 10\%)}$$

Coefficiente sicurezza SLU:

$$\gamma_s = 1,15$$

Resistenza di calcolo SLU:

$$f_{sd} = f_{yk} / \gamma_c = 391,30 \text{ N/mm}^2$$

Tensione di calcolo SLE:

$$\sigma_{y,ad} = 0,80f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio per carpenteria metallica

Acciaio per profilati

S335J2

Fy = 355 MPa (t ≤ 40mm)

Fy = 315 MPa (t > 40mm)

Bulloni

Bulloni ad alta resistenza cl 10.9

Barre filettate

Acciaio di classe 8.8 con $f_{u,k} \geq 800 \text{ N/mm}^2$

Acciaio INOX AISI304/A2

[illegible]

4. ANALISI DEI CARICHI

4.1 PESI PROPRI STRUTTURALI

Il calcolo dei pesi propri della struttura è condotto automaticamente dal codice di calcolo automatico impiegato sulla base della definizione delle sezioni resistenti degli elementi che costituiscono il modello strutturale. Per l'acciaio si è utilizzato un peso specifico di 7850 kg/m^3 ($\approx 80 \text{ kN/m}^3$). Si considera un incremento del 25% dei pesi propri dell'acciaio per tener conto della bulloneria e degli elementi di irrigidimento della struttura.

4.2 SOVRACCARICHI PERMANENTI

Nei sovraccarichi permanenti rientrano il peso proprio della soletta in calcestruzzo, della pavimentazione e delle strutture in legno:

Soletta in cls	2.5 kN/m^2
Pavimentazione	1.2 kN/m^2
Parapetti	0.6 kN/m

4.3 SOVRACCARICHI DI ESERCIZIO

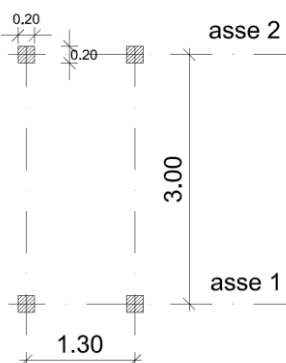
4.3.1 Carichi da folla

Sulla passerella ciclo pedonale si assume lo Schema di carico 5 uniformemente distribuito.



4.3.2 Carichi da traffico

Come indicato al punto C 5.1.8 della Circolare 21/01/2019 n. 7 C.S.LL.PP si prevede, in alternativa del carico da folla, un mezzo di manutenzione o di soccorso avente le caratteristiche di seguito riportate:



Asse 1 = 40 kN

Asse 2 = 80 kN

4.3.3 Urto di un tronco sulla trave

Si considera l'azione derivante dall'urto di un tronco galleggiante sulla trave della passerella in condizioni eccezionali di superamento della piena bicentenaria.

Lunghezza tronco	5	m		
Raggio	0.2	m		
Volume	0.628	m ³		
Peso specifico	0.9	KN/m ³		
Massa	0.57	KN		
Velocità tronco	4.60	m/s		
Durata urto	0.10	s		
Piniziale	2.60	KN m /s		
Pfinale	0.00	considero tronco fermo		
Impulso	2.60	KN m /s		
Forza media	26.00	KN	2599.92	kg

4.3.4 Azione di Vento e Neve

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

Vento

DETERMINAZIONE DELLE AZIONI DOVUTE AL VENTO - NTC 2018			
VELOCITA' DI RIFERIMENTO			
Zona		1	
Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della Provincia di Trieste)			
Coefficiente	$v_{b,0}$	25	m/s
Coefficiente	a_0	1000	m
Coefficiente	k_s	0.4	1/s
Altitudine s.l.m.	a_s	450	m
Tempo di ritorno	T_R	50	Anni
CASO DA ANALIZZARE			
Caso a): $a_s \leq a_0$	v_b	25	m/s
Caso b): $a_s \leq a_0 \leq 1500m$	v_b	19.5	m/s
CASO ANALIZZATO	CASO a)		
Coefficiente di ritorno	C_r	1.00	
Velocità di riferimento	V_r	25.02	m/s
PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO			
Densità dell'aria	ρ	1.25	kg/m ³
Pressione cinetica di riferimento	q_b	391.2	N/m ²
COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE			
Classe di rugosità del terreno		B	
Aree urbane(non di classe A), suburbane, industriali e boschive			
Categoria di esposizione del sito		IV	
Coefficiente	k_r	0.22	
Coefficiente	z_0	0.3	m
Coefficiente	z_{min}	8	m
Coefficiente topografico	c_t	1	
Altezza costruzione	z	1	m
Caso a): $z \geq z_{min}$	$c_e(z)$	0.478	
Caso b): $z < z_{min}$	$c_e(z_{min})$	1.634	
Coefficiente dinamico	c_d	1	
Coefficiente di forma	c_p	1.4	
PRESSIONE DEL VENTO			
Pressione vento a livello z	$p(z)$	261.83	N/m ²
Pressione vento a livello z_{min}	$p(z_{min})$	895.02	N/m ²

Per un'altezza di 3 metri si ha:

$$q = 3 \times 0.9 = 2.7 \text{ kN/m}$$

Neve

AZIONE DELLA NEVE				
Valore caratteristico del carico neve al suolo				
Zona di riferimento carico neve		Zona I alpina ▼		
Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza:				
Altitudine m slm	a_s	450	m	
caso da analizzare				
caso a): $a_s \leq 200$ m	q_{sk}	1.50	kN/m ²	
caso b): $a_s > 200$ m	q_{sk}	1.92	kN/m ²	
caso analizzato		caso b		
valore neve di riferimento	q_{sk}	1.92	kN/m ²	
Coefficiente di esposizione				
Topografia del sito		Normale ▼		
Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.				
Coefficiente	C_E	1		
Coefficiente di forma copertura e coefficiente termico				
Angolo inclinazione falda	α	0	°	
Coefficiente di forma	μ_i	0.80		
Coefficiente termico	C_T	1		
Carico della neve				
Carico da neve in copertura	q_s	1.53688075	kN/m ²	

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi variabili, salvo che per ponti coperti. Si trascura quindi nel calcolo l'azione della neve.

4.3.5 Azione sismica

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della esistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

4.3.5.1 Vita nominale

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. Nel caso in oggetto, l'opera ricade all'interno del tipo di costruzione 2: "Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari". La vita nominale risulta pertanto $V_N > 50$ anni.

4.3.5.2 Classi d'uso

Si considera una classe d'uso II: "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

4.3.5.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico assume valore pari a 1.0 per la classe d'uso II.

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \text{ anni} \times 1.0 = 50 \text{ anni}$$

4.3.5.4 Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno T_R considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad a_g il valore previsto dalla pericolosità sismica, F_0 e T_C^* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

la vita di riferimento V_R della costruzione,

- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC, in funzione di prefissati valori del periodo di ritorno T_R . L'accelerazione al sito a_g è espressa in $g/10$; F_0 è adimensionale, T_C^* è espresso in secondi.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine.

n°	Comune	Prov	Latitudine	Longitudine
1	Posina	VI	45.791680	11.263207

Qualora la attuale pericolosità sismica su reticolo di riferimento non contempli il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e alla P_{VR} fissate, il valore del generico parametro p (a_g , F_0 , T_C^*) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai T_R previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[+ \log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right) \right]^{-1}$$

Nel caso in esame si utilizzano i valori dei quattro punti del reticolo, sopra definiti, all'interno del quale si trova il punto considerato. Di seguito si riporta l'interpolazione e il calcolo dei differenti parametri principali:

Aztec Informatica ® * Aztec Sisma 10.0

Parametri sismici

	T_R [anni]	a_g [m/s ²]	F_0 [--]	T_C^* [s]
SLO	30	0.394	2.488	0.236
SLD	50	0.532	2.471	0.249
SLV	475	1.455	2.434	0.283
SLC	975	1.887	2.474	0.285

☒ ID Punto 1 = 10958
☐ ID Punto 2 = 10957
☐ ID Punto 3 = 11179
☐ ID Punto 4 = 11180
 Dati sismici rilevati correttamente.

Diagram showing points 10957, 10958, 11179, and 11180. Point 10958 is highlighted in red.

< Indietro Avanti >

Informazioni azienda **Esegui nuovo calcolo >>** Chiudi

Aztec Informatica s.r.l. * Corso Umberto, 43 * 87050 Casole Bruzio (CS) * www.aztec.it

4.3.5.5 Categoria di sottosuolo

In base alla natura del terreno e ai parametri individuati, il suolo presente è classificabile come tipo B: "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s".

Da ciò si ricava il parametro $S = S_S \times S_T$ che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed S_T il coefficiente di amplificazione topografica.

$S_S = 1.00$ per una categoria topografica T1

4.3.6 Calcolo dell'azione sismica – spettri di risposta

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo.

4.3.7 Masse sismiche

Le masse considerate sono quelle relative ai soli pesi propri e carichi permanenti del ponte.

4.3.8 Metodo di analisi

Si effettua l'analisi statica equivalente essendo lo stesso metodo da considerarsi quale metodo normale ovvero usuale per l'analisi sismica di strutture analoghe a quella in questione.

4.3.9 Combinazione sisma con altre azioni

Si combina l'azione sismica con i soli carichi permanenti delle opere: il D.M. 17/01/2018 consente al progettista di valutare l'opportunità di considerare quale massa sismica oltre alle masse permanenti, anche una quota parte di quelli accidentali da traffico. Tuttavia viste le assunzioni conservative già assunte si trascura tale opportunità.

4.3.10 Fattore di struttura

Si assume un fattore di struttura, per la definizione dello spettro orizzontale di progetto per lo stato limite ultimo, pari a 1, di conseguenza nel proseguo si parlerà indifferentemente di spettro di risposta elastico e spettro di progetto per lo stato limite ultimo, essendo di fatto coincidenti.

4.3.11 Spettri di progetto

Spettri di progetto: assumendo il coefficiente di struttura pari a 1 si caratterizza l'azione sismica utilizzando gli spettri elastici proposti dal D.M. 17/01/2018.

Le formule considerate per l'implementazione dello spettro della componente orizzontale sono:

Spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Spettro di risposta elastico delle componenti verticali

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Nel caso in esame si considera un valore dello spettro elastico compreso nei tratti $T_B < T < T_C$. Si ottiene, per lo SLV, un valore di $S_e(T)/g = 0.82$.

4.3.12 Combinazioni di carico

Sono state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi distinguendo lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali A1, e lo stato limite geotecnico (GEO), facente riferimento ai coefficienti A2.

Agli stati limite di esercizio si sono considerate le verifiche per le combinazioni rara, frequente e quasi permanente.

Le combinazioni di carico considerate sono le seguenti:

$$\text{SLU: } \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

$$\text{SLE RARA: } G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

$$\text{SLE FREQUENTE: } G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

$$\text{SLE QUASI PERMANENTE: } G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

$$\text{SISMICA: } E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

4.3.13 Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, vengono considerate le combinazioni riportate nella tabella 5.1.IV del DM 17.01.18.

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						

I coefficienti parziali di sicurezza γ e i coefficienti di combinazione Ψ assegnati ai gruppi di azioni da traffico sono desunti dalle tab. 5.1.V e 5.1.VI del DM 17.01.18.

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

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

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

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

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folia)	–	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	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

5. CALCOLO E VERIFICA

5.1 METODO DI CALCOLO UTILIZZATO

I calcoli sono stati eseguiti secondo i principi della scienza e della tecnica delle costruzioni e utilizzando il metodo degli stati limite (D.M. 17/01/2018). Le verifiche sono condotte agli stati limite ultimi.

L'analisi condotta sul modello è del tipo statica lineare per quanto riguarda le azioni di carico applicate in modo statico alla struttura; per quanto riguarda l'analisi sismica, la stessa è stata condotta con un'analisi statica equivalente applicando le forze orizzontali generati dalle forze di inerzia come carichi statici equivalenti. Entrambe i metodi di analisi sono del tipo analisi elastica lineare.

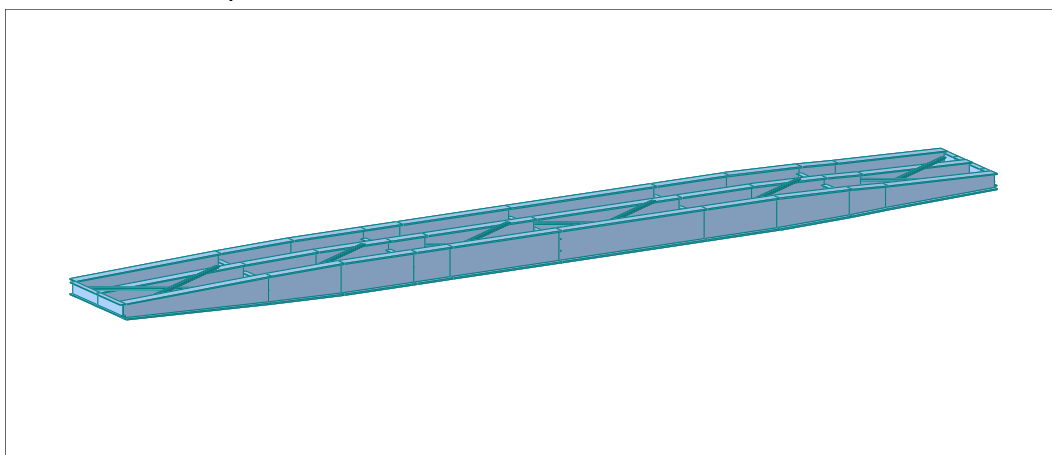
5.2 ANALISI STRUTTURALE IMPALCATO

5.2.1 Modello fem

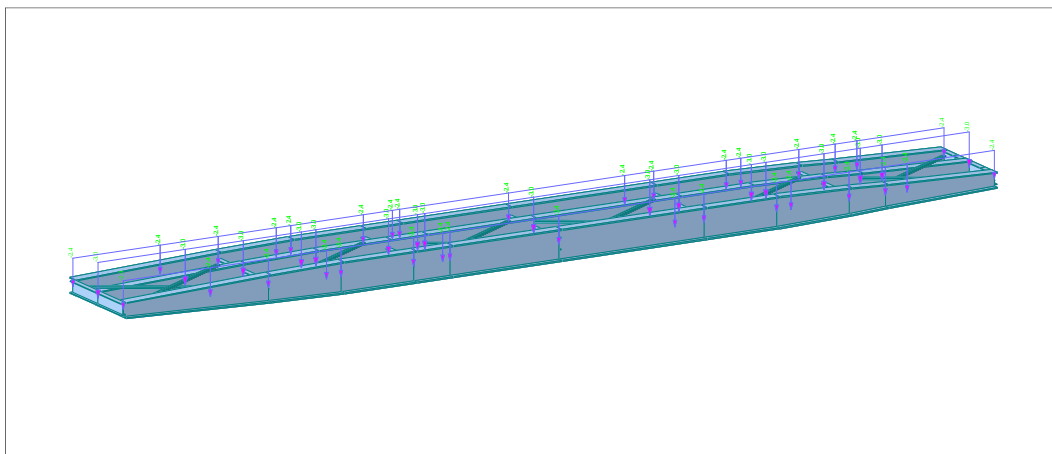
L'analisi tridimensionale delle strutture sotto le azioni statiche e sismiche viene effettuata mediante il programma di calcolo agli elementi finiti MIDAS.

La struttura è costituita da elementi tipo travi modellati con elementi tipo "beam".

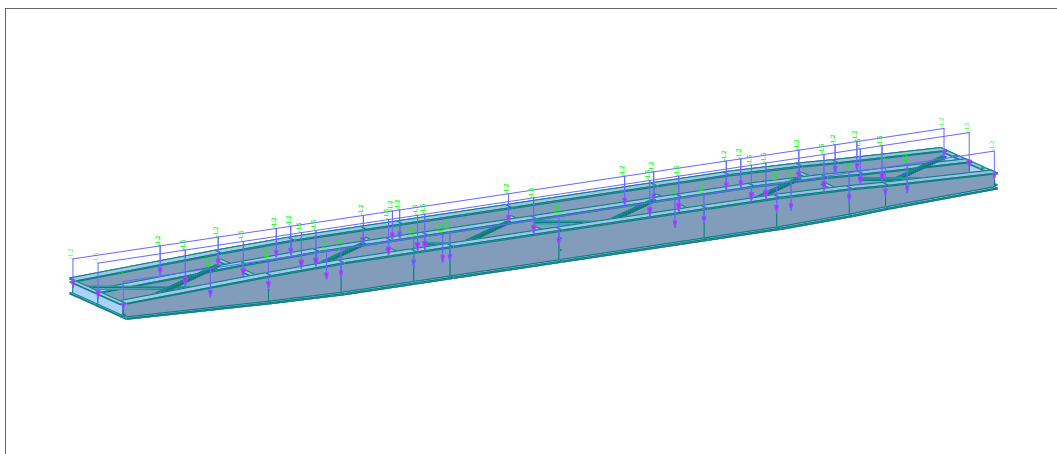
I carichi applicati sono di tipo lineare uniforme, assegnati rispettivamente alla trave mediante le aree di carico dell'impalcato.



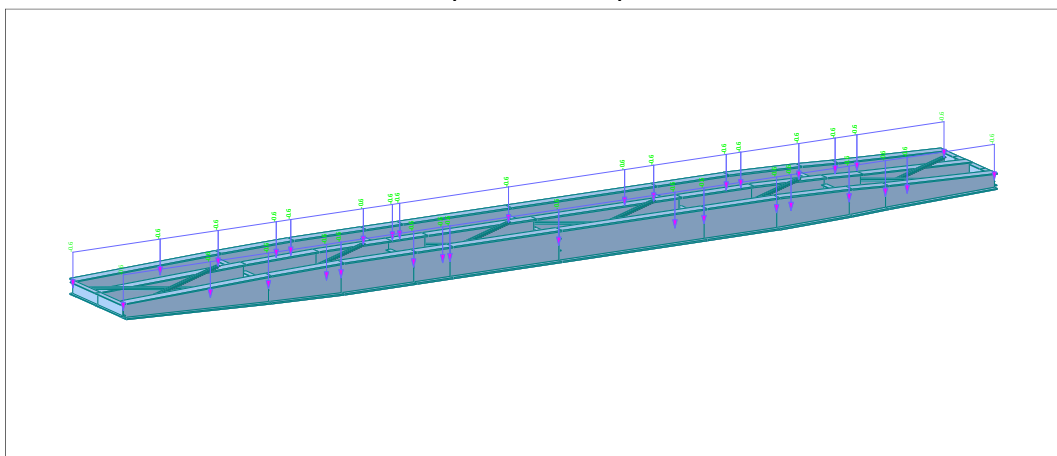
Modello fem solido – vista 3d



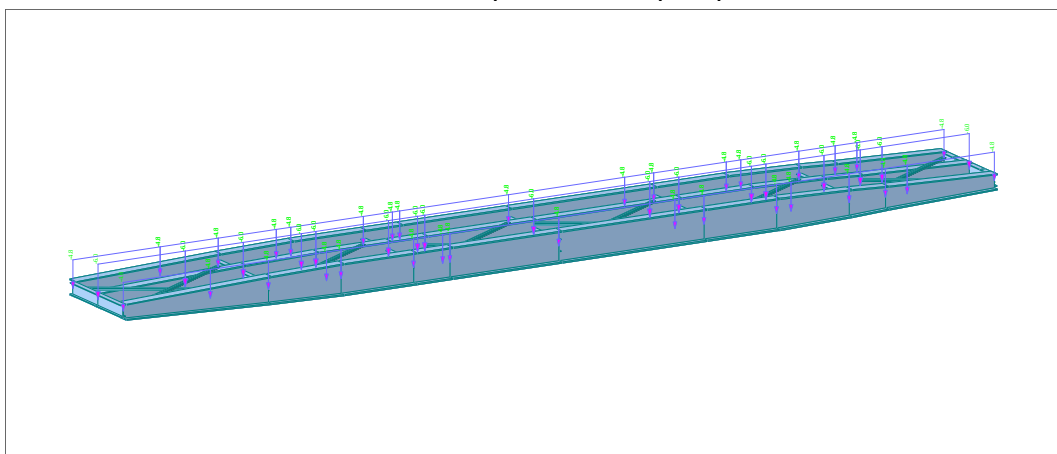
Carico verticale permanente soletta



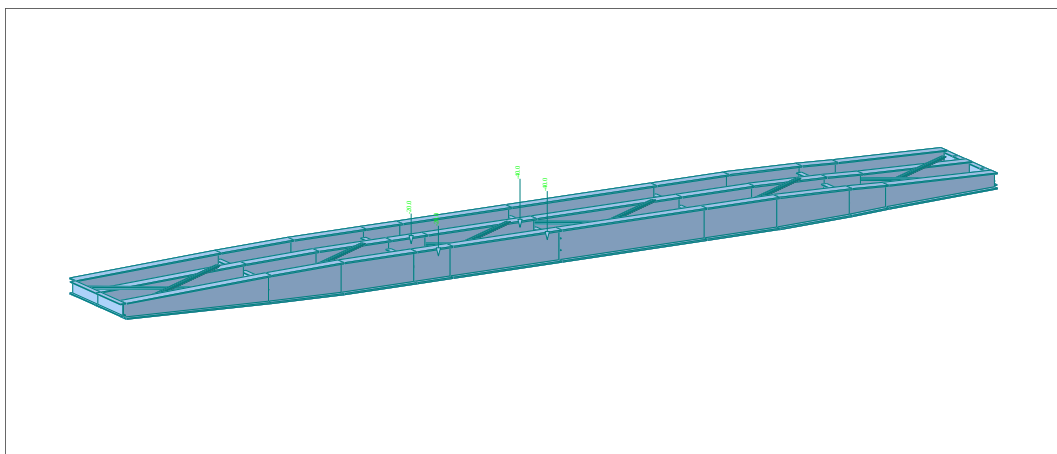
Carico verticale permanente pavimentazione



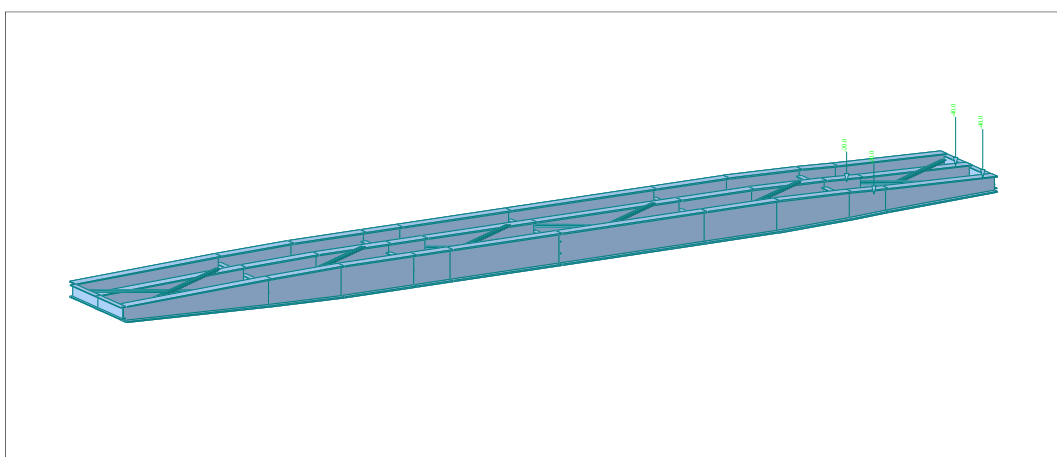
Carico verticale permanente parapetto



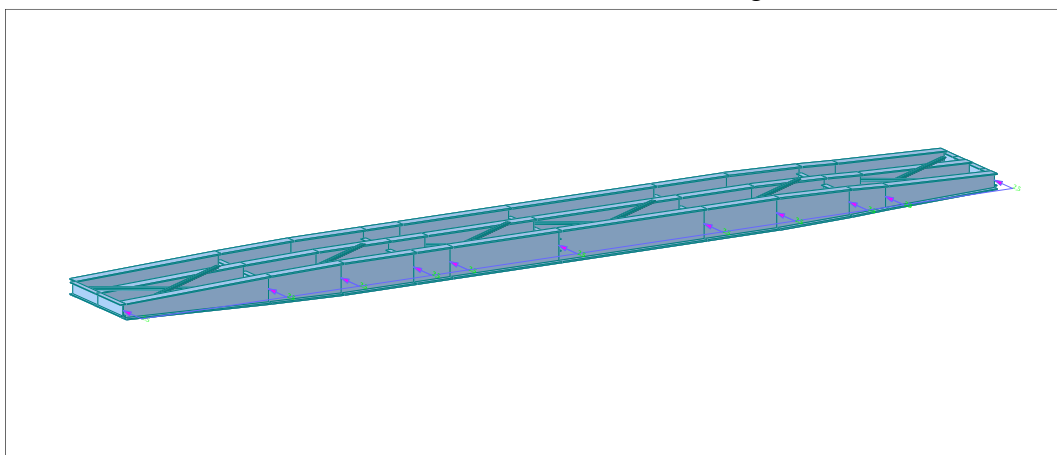
Carico verticale variabile folla



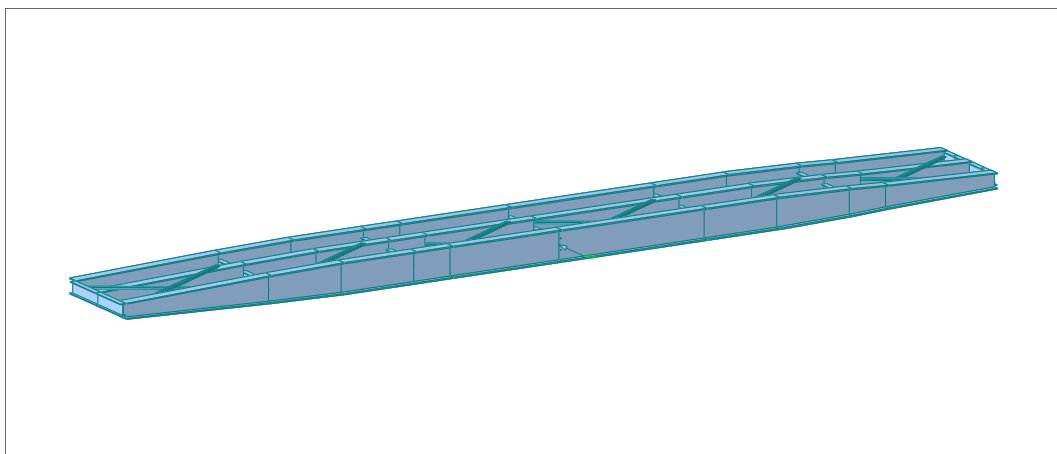
Carico verticale variabile mezzo di soccorso momento massimo



Carico verticale variabile mezzo di soccorso taglio massimo



Carico da vento



Urto tronco

5.2.2 Verifica speditiva dei carichi agenti

Si compie una verifica speditiva per verificare l'entità dei carichi inseriti nel modello di calcolo.

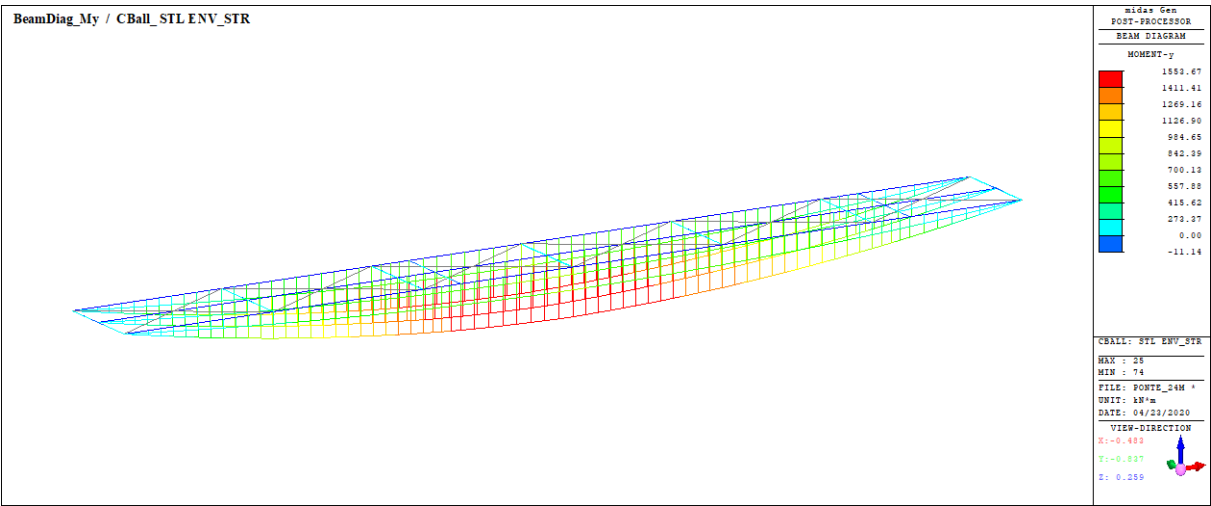
Carichi derivanti da calcolo speditivo:

	n°	A	B	H	VOLUME	PESO SPECIFICO	PESO TOTALE
		m	m	m	m ³	kN/m ³	kN
PESO PROPRIO G1							
TRAVI IN ACCIAIO	3	24		1.25		2.24	202
TRAVERSI	7	1.2		1.25		0.491	5
						G1	207
PESO PERMANENTE G2,1							
PESO SOLETTA	1	24	3.1			2.5	186
						G2,1	186
PESO PERMANENTE G2,2							
PESO PAVIMENTAZIONE	1	24	3.1			1.2	89
						G2,2	89
PESO PERMANENTE G2,3							
PESO PARAPETTO	2	24				0.6	29
						G2,4	29
CARICO VARIABILE Q1,1							
FOLLA	1	24	3.1			5	372
						Q1,1	372
PESO VARIABILE Q1,2							
MEZZO SOCCORSO							120
						Q1,2	120
PESO VARIABILE Q2							
VENTO	1	24				2.5	60
						Q2	60
PESO VARIABILE Q3							
URTO						26	26
						Q3	26

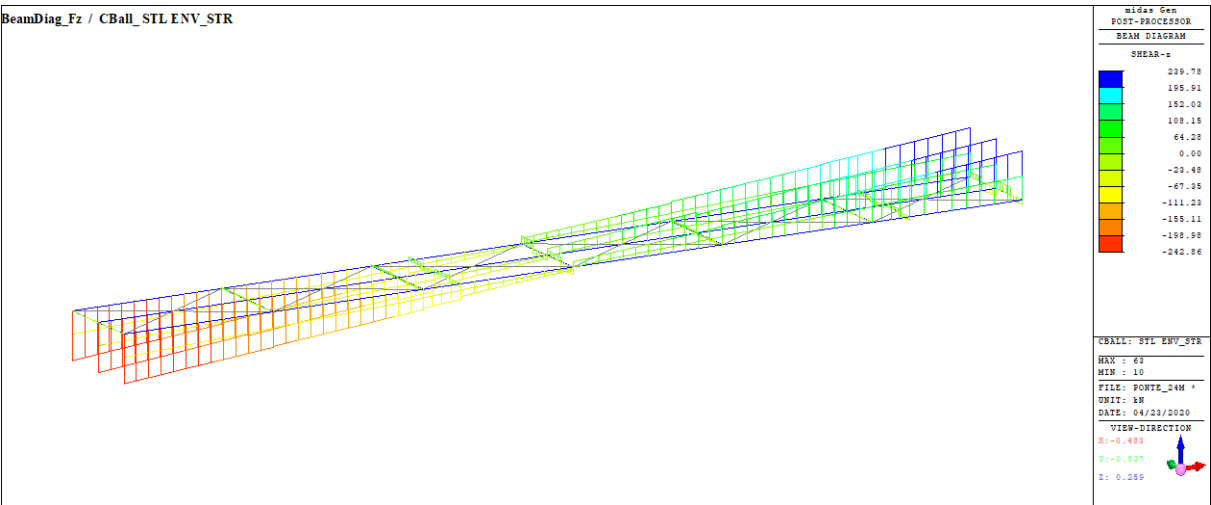
Carichi derivanti da modello di calcolo:

	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
	SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT							
		Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)			
		G1	0.000000	0.000000	212.956530			
		G2,1	0.000000	0.000000	187.200000			
		G2,2	0.000000	0.000000	93.600000			
		G2,3	0.000000	0.000000	28.800000			
		Q1,1	0.000000	0.000000	374.400000			
		Q1,2	0.000000	0.000000	120.000000			
		Q2	0.000000	-60.000000	0.000000			
		Q3	0.000000	-26.000000	0.000000			

5.2.3 Parametri di sollecitazione



Parametro di sollecitazione momento flettente SLU



Parametro di sollecitazione taglio SLU

5.2.4 Analisi delle frequenze di vibrazione.

Viene infine eseguito un calcolo delle frequenze di vibrazione delle prime forme modali (p.to C 5.1.8.1 della Circ. 21/01/2019 n. 7 C.S.LL.PP.) allo scopo di controllare che le frequenze principali ricadano al di fuori degli intervalli tipici dei sovraccarichi in movimento riportati dalla norma ($1 \text{ Hz} \leq f \leq 3 \text{ Hz}$ per le azioni verticali e $0.5 \text{ Hz} \leq f \leq 1.5 \text{ Hz}$ per le azioni orizzontali trasversali).

Si riportano di seguito periodi e frequenze di vibrazione relativamente alla 1a e 2a forma modale corrispondenti rispettivamente alle oscillazioni verticale e orizzontale.

I° modo di vibrare $T_1 = 0.258 \text{ sec}$ $f_1 = 3.94 \text{ Hz}$

II° modo di vibrare $T_2 = 0.208 \text{ sec}$ $f_2 = 4.80 \text{ Hz}$

5.2.5 Verifica delle sezioni

Si riporta di seguito la verifica della trave principale:

$M_{Ed} = 1553.67 \text{ kNm}$

$V_{Ed} = 242.86 \text{ kN}$

La sezione ha le seguenti caratteristiche:

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 550 A	166.0	540	300	12.50	24.00	27.00
HE 600 A	178.0	590	300	13.00	25.00	27.00
HE 650 A	190.0	640	300	13.50	26.00	27.00
HE 700 A	204.0	690	300	14.50	27.00	27.00
HE 800 A	224.0	790	300	15.00	28.00	30.00
HE 900 A	252.0	890	300	16.00	30.00	30.00
UC 1100 A	277.0	990	300	16.50	31.00	30.00

HE 800 A	
$N_{b,Rd}$ [kN]	8 973
$N_{bz,Rd}$ [kN]	8 973
$V_{plz,Rd}$ [kN]	2 709
$M_{cy,Rd}$ [kNm]	2 941
$M_{cz,Rd}$ [kNm]	443.6
$V_{plz,Rd}$ [kN]	3 279

g (Kg/m): 224	
h (mm):	790
b (mm):	300
tw (mm):	15
tf (mm):	28
r1 (mm):	30
r2 (mm):	0
A (cm ²):	285.8
iy (cm):	32.58
iz (cm):	6.65
Iy (cm ⁴):	303 400
Iz (cm ⁴):	12 640
It (cm ⁴):	596.9
Wy (cm ³):	7 682
Wz (cm ³):	842.6
Iw (cm ⁶):	18 290 000
Wpl,y (cm ³):	8 699
Wpl,z (cm ³):	1 312

Classe Sezione	
Compressione	4
Flessione My	1
Flessione Mz	1
Presso-Flessione	1

Verifiche

5.2.6 Calcolo delle frecce

La freccia per peso proprio trave e travesi risulta pari a 21 mm

La freccia per peso proprio soletta risulta pari a 19 mm

La freccia per peso proprio pavimentazione risulta pari a 10 mm

La freccia per peso proprio parapetto risulta pari a 3 mm

La freccia totale per pesi propri risulta pari a 53 mm ovvero $1/452 \text{ L}$

La freccia per soli carichi variabili è pari a 38 mm ovvero $1/631 \text{ L}$

Si applica una contro freccia di costruzione pari a 50 mm.

La freccia totale è pari a $91 - 50 = 41 \text{ mm}$ ovvero pari a $1/585 \text{ L}$

5.2.7 Verifica del giunto

Si dimensiona il giunto utilizzando il diagramma di sollecitazione che porta a snervamento la trave.

Momento M_{Rd} : 2260 kNm

Taglio V_{Rd} = 2709 kN

Il giunto è realizzato con 12 bulloni M24 in corrispondenza delle ali e con 12 bulloni M24 in corrispondenza dell'anima.

Giunto sulle ali

La distanza tra le due ali è pari a 762 mm

Il taglio assorbito dai bulloni delle ali è pari a:

$$T = M/b = 2260000/762 = 2966 \text{ kN}$$

Il taglio assorbito dal singolo bullone (due superfici di contatto) delle ali è pari a:

$$F_{vEd} = 2966/12/2 = 124 \text{ kN}$$

Giunto sull'anima

Il taglio assorbito dal singolo bullone (due superfici di contatto) dell'anima è pari a:

$$F_{vEd} = 2709/12/2 = 113 \text{ kN}$$

Verifica a taglio del bullone:

DATI INGRESSO				
Classe del bullone	10.9			
Tensione di snervamento bullone	f_{yb}	900	N/mm ²	
Tensione di rottura bullone	f_{ub}	1000	N/mm ²	
Azione di taglio di calcolo	F_{vEd}	124.00	kN	
Coefficiente resistenza bulloni	γ_{M2}	1.25		
Coefficiente resistenza scorrimento (SLU)	γ_{M3}	1.25		
Coefficiente resistenza scorrimento (SLE)	γ_{M3}	1.1		
Coefficiente precarico bulloni alta resistenza	γ_{M7}	1.1		
Diametro del bullone	d_b	24		
Diametro della sezione nominale (gambo)	d_b	24	mm	
Diametro della sezione resistente (filettatura)	d_{res}	21.19	mm	
Area sezione resistente della vite (gambo)	A	452.39	mm ²	
Area sezione resistente della vite (filettatura)	A_{res}	352.50	mm ²	
VERIFICA A TAGLIO DEL BULLONE				
Coefficiente (0.6 per 4.6-5.6-8.8 - 0.5 per 6.8 10.9)	α_v	0.5		
Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni (gambo)	$F_{v,Rd}$	180.96	kN	
Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni (filettatura)	$F_{v,Rd}$	141.00	kN	
Rapporto	$F_{vEd} / F_{v,Rd}$	0.685	<	1
Rapporto	$F_{vEd} / F_{v,Rd}$	0.879	<	1

Verifica a rifollamento della lamiera:

DATI INGRESSO				
Classe del bullone	10.9			
Tensione di snervamento bullone	f_{yb}	900	N/mm ²	
Tensione di rottura bullone	f_{tb}	1000	N/mm ²	
Tensione nominale di snervamento materiale piastra	f_{tk}	355	N/mm ²	
Azione di taglio di calcolo	$F_{V,Ed}$	248.00	kN	
Coefficiente resistenza bulloni	γ_{M2}	1.25		
Coefficiente resistenza scorrimento (SLU)	γ_{M3}	1.25		
Coefficiente resistenza scorrimento (SLE)	γ_{M3}	1.1		
Coefficiente precarico bulloni alta resistenza	γ_{M7}	1.1		
Diametro del bullone	d_b	24		
Diametro della sezione nominale (gambo)	d_b	24	mm	
Diametro della sezione resistente (filettatura)	d_{res}	21.19	mm	
Area sezione resistente della vite (gambo)	A	452.39	mm ²	
Area sezione resistente della vite (filettatura)	A_{res}	352.50	mm ²	
Spessore della piastra collegata	t	28	mm	
Distanza	e_1	55	mm	
Distanza	e_2	55	mm	
Distanza	p_1	80	mm	
Distanza	p_2	80	mm	
Diametro nominale del bullone	d	24	mm	
Diametro del foro	d_0	25.5	mm	
VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA LAMIERA				
Bulloni di bordo				
Direzione del carico applicato	α	0.719		
Direzione perpendicolare al carico applicato	k	2.500		
Bulloni interni				
Direzione del carico applicato	α	0.796		
Direzione perpendicolare al carico applicato	k	2.500		
Resistenza di calcolo a rifollamento del piatto dell'unione				
Resistenza di calcolo a rifollamento (bulloni di bordo)	$F_{b,Rd}$	343.03	kN	
Resistenza di calcolo a rifollamento (bulloni interni)	$F_{b,Rd}$	379.67	kN	
Rapporto	$F_{V,Ed} / F_{b,Rd}$	0.72	<	1
Rapporto	$F_{V,Ed} / F_{b,Rd}$	0.65	<	1

5.2.8 Verifica del traverso

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni nel traverso:

Momento massimo negativo = -20 kNm

Il momento genera sforzi di trazione e compressione nelle aste della struttura reticolare

Momento massimo negativo

$M = 20$ kNm

Il braccio è pari alla distanza tra le aste superiore e inferiore pari a 64 cm
 Sforzo di compressione nell'asta superiore e di trazione nell'asta inferiore
 $N_{Rd} = 20 / 0.64 = 32 \text{ kN}$

Sugli elementi diagonali agisce uno sforzo normale pari a:
 $N_{Rd} = N/2\text{sena} = 32 / (2 \text{ sen}(49)) = 21 \text{ kN}$

Verifica delle aste

Asta inferiore compressa

E' composta da due profili a L 60x60x6

$N_{Ed} = 32 \text{ kN}$

Profili L

File Tipo Profilo ?

☒ L Uguali ☐ L Disuguali

☒ Doppi ☐ Accosta lato corto

d (mm) 10 ?

Ordina per
☐ iy
☐ ly
☒ g

Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355 fu 510

Lunghezze di libera inflessione [m]
 I_{0y} 1.2 I_{0z} 0.6 I_{0v} 1.2

Aggiorna Tabella

	designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)
	L 40 x 40 x 5	3.0	40	40	5.00	6.00	3.00
	L 45 x 45 x 6	4.0	45	45	6.00	7.00	3.50
	L 50 x 50 x 6	4.5	50	50	6.00	7.00	3.50
	L 60 x 60 x 5	4.6	60	60	5.00	8.00	4.00
	L 60 x 60 x 6	5.4	60	60	6.00	8.00	4.00
	L 70 x 70 x 6	6.4	70	70	6.00	9.00	4.50

Plotta

2 L 60 x 60 x 6

$N_{by,Rd}$ [kN] 290.4 $N_{bz,Rd}$ [kN] 449.1

$N_{by,Rd}$ [kN] 173.3 $N_{bz,Rd}$ [kN] ?

g (Kg/m): 10.84

h (mm): 60

b (mm): 60

t (mm): 6

r1 (mm): 8

r2 (mm): 4

A (cm2): 13.82

Iy (cm4): 45.58

Iz (cm4): 111.7

Wy (cm3): 10.57

Iy (cm): 1.816

Iz (cm): 1.169

Wz (cm3): 17.18

Iz (cm): 2.843

Iu (cm4): 36.14

Iu (cm): 2.287

Iv (cm4): 9.441

Iv (cm): 1.169

Classe Sezione
 Compressione 4 ?

Verifica

$N_{by,Rd} = 290 \text{ kN} > 32 \text{ kN}$

$N_{bz,Rd} = 449 \text{ kN} > 32 \text{ kN}$

Verifica del collegamento del nodo

Si usano 2 M 16 10.9

Eccentricità asse bullone-baricentro della sezione:

$e = 19 \text{ mm}$

$N = 32 \text{ kN}$

Si genera un momento pari a:

$M = N e = 0.60 \text{ kNm}$

E delle forze di taglio pari a:

$T2 = M/i = 0.60/0.048 = 12.5 \text{ kNm}$

$T1 = N/2 = 32/2=16 \text{ kN}$

$$T = \text{radq}(12.5^2 + 16^2) = 21.0 \text{ kN}$$

Ci sono due sezioni resistenti a taglio: $T = 10.5 \text{ kN}$

Verifica a taglio del bullone

DATI INGRESSO				
Classe del bullone	8.8			
Tensione di snervamento bullone	f_{yb}	649	N/mm ²	
Tensione di rottura bullone	f_{ub}	800	N/mm ²	
Azione di taglio di calcolo	$F_{V,Ed}$	10.50	kN	
Coefficiente resistenza bulloni	γ_{M2}	1.25		
Coefficiente resistenza scorrimento (SLU)	γ_{M3}	1.25		
Coefficiente resistenza scorrimento (SLE)	γ_{M3}	1.1		
Coefficiente precarico bulloni alta resistenza	γ_{M7}	1.1		
Diametro del bullone	d_b	16		
Diametro della sezione nominale (gambo)	d_b	16	mm	
Diametro della sezione resistente (filettatura)	d_{res}	14.12	mm	
Area sezione resistente della vite (gambo)	A	201.06	mm ²	
Area sezione resistente della vite (filettatura)	A_{res}	156.67	mm ²	
VERIFICA A TAGLIO DEL BULLONE				
Coefficiente (0.6 per 4.6-5.6-8.8 - 0.5 per 6.8 10.9)	α_v	0.6		
Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni (gambo)	$F_{V,Rd}$	77.21	kN	
Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni (filettatura)	$F_{V,Rd}$	60.16	kN	
Rapporto	$F_{V,Ed} / F_{V,Rd}$	0.136	<	1
Rapporto	$F_{V,Ed} / F_{V,Rd}$	0.175	<	1

Verifica a rifollamento dell'angolare

DATI INGRESSO				
Classe del bullone	8.8			
Tensione di snervamento bullone	f_{yb}	649	N/mm ²	
Tensione di rottura bullone	f_{tb}	800	N/mm ²	
Tensione nominale di snervamento materiale piastra	f_{tk}	355	N/mm ²	
Azione di taglio di calcolo	$F_{V,Ed}$	21.00	kN	
Coefficiente resistenza bulloni	γ_{M2}	1.25		
Coefficiente resistenza scorrimento (SLU)	γ_{M3}	1.25		
Coefficiente resistenza scorrimento (SLE)	γ_{M3}	1.1		
Coefficiente precarico bulloni alta resistenza	γ_{M7}	1.1		
Diametro del bullone	d_b	16		
Diametro della sezione nominale (gambo)	d_b	16	mm	
Diametro della sezione resistente (filettatura)	d_{res}	14.12	mm	
Area sezione resistente della vite (gambo)	A	201.06	mm ²	
Area sezione resistente della vite (filettatura)	A_{res}	156.67	mm ²	
Spessore della piastra collegata	t	10	mm	
Distanza	e_1	32	mm	
Distanza	e_2	24	mm	
Distanza	p_1	48	mm	
Distanza	p_2	48	mm	
Diametro nominale del bullone	d	16	mm	
Diametro del foro	d_0	17	mm	
VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA LAMIERA				
Bulloni di bordo				
Direzione del carico applicato	α	0.627		
Direzione perpendicolare al carico applicato	k	2.253		
Bulloni interni				
Direzione del carico applicato	α	0.691		
Direzione perpendicolare al carico applicato	k	2.253		
Resistenza di calcolo a rifollamento del piatto dell'unione				
Resistenza di calcolo a rifollamento (bulloni di bordo)	$F_{b,Rd}$	64.23	kN	
Resistenza di calcolo a rifollamento (bulloni interni)	$F_{b,Rd}$	70.76	kN	
Rapporto	$F_{V,Ed} / F_{b,Rd}$	0.33	<	1
Rapporto	$F_{V,Ed} / F_{b,Rd}$	0.30	<	1

Verifica a rifollamento della piastra

DATI INGRESSO				
Classe del bullone	10.9			
Tensione di snervamento bullone	f_{yb}	900	N/mm ²	
Tensione di rottura bullone	f_{tb}	1000	N/mm ²	
Tensione nominale di snervamento materiale piastra	f_{tk}	355	N/mm ²	
Azione di taglio di calcolo	$F_{V,Ed}$	25.00	kN	
Coefficiente resistenza bulloni	γ_{M2}	1.25		
Coefficiente resistenza scorrimento (SLU)	γ_{M3}	1.25		
Coefficiente resistenza scorrimento (SLE)	γ_{M3}	1.1		
Coefficiente precarico bulloni alta resistenza	γ_{M7}	1.1		
Diametro del bullone	d_b	16		
Diametro della sezione nominale (gambo)	d_b	16	mm	
Diametro della sezione resistente (filettatura)	d_{res}	14.12	mm	
Area sezione resistente della vite (gambo)	A	201.06	mm ²	
Area sezione resistente della vite (filettatura)	A_{res}	156.67	mm ²	
Spessore della piastra collegata	t	10	mm	
Distanza	e_1	30	mm	
Distanza	e_2	24	mm	
Distanza	p_1	56	mm	
Distanza	p_2	45	mm	
Diametro nominale del bullone	d	16	mm	
Diametro del foro	d_0	17	mm	
VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA LAMIERA				
Bulloni di bordo				
Direzione del carico applicato	α	0.588		
Direzione perpendicolare al carico applicato	k	2.253		
Bulloni interni				
Direzione del carico applicato	α	0.848		
Direzione perpendicolare al carico applicato	k	2.006		
Resistenza di calcolo a rifollamento del piatto dell'unione				
Resistenza di calcolo a rifollamento (bulloni di bordo)	$F_{b,Rd}$	60.22	kN	
Resistenza di calcolo a rifollamento (bulloni interni)	$F_{b,Rd}$	77.30	kN	
Rapporto	$F_{V,Ed} / F_{b,Rd}$	0.42	<	1
Rapporto	$F_{V,Ed} / F_{b,Rd}$	0.32	<	1

Asta superiore tesa

E' composta da due profili a L 60x60x6

$N_{Ed} = 32 \text{ kN}$

DATI DI INGRESSO		
Area della sezione	mm ²	1382
Spessore profilo	mm	6
Diametro di eventuali fori	mm	17
Numero dei fori		2
Coefficiente γ_{M0}		1.05
Coefficiente γ_{M2}		1.25
Tipo acciaio fyk	S355	355
Tipo acciaio ftk		510
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE ORIZZONTALE		
Area totale della sezione A	mm ²	1382
Area netta della sezione Anet	mm ²	1178
ELABORAZIONE		
Resistenza plastica della sezione lorda	kN	467.25
Resistenza a rottura della sezione netta	kN	432.56
Resistenza di calcolo a trazione della sezione	kN	432.56

Verifica

$N_{Rd} = 432.56 \text{ kN} > 32 \text{ kN}$

5.2.9 Verifica della soletta impalcato

Per il calcolo della soletta di impalcato si fa riferimento alle tabelle fornite dal produttore della lamiera.

Per il modello adottato HI BOND TIPO A55-P600 10/10 con soletta in calcestruzzo spessore 12 centimetri si può raggiungere, con il carico variabile previsto in progetto di 5 kN/m², una luce pari a 3.19 m. Nel nostro caso la luce di calcolo è pari a 1.80 metri.

TIPO A 55/P 600 - HI-BOND**HI-BOND TYPE A 55/P 600**

Luce massima in metri per solai HI-BOND - Max spans in meters - Max entr'axes en metres -

Max spannweite in metern

H Soletta Slab Dalle Decke mm	Spessore Thickness Epaisseur Stärke mm	Sovraccarico utile uniformemente distribuito KN/m ² - Useful overload evenly distributed KN/m ² Surcharge utile uniformement repartie KN/m ² - Nutzlast gleichmassig verteilt KN/m ²														
		p l														

5.2.10 Reazione sugli appoggi

Dal modello di calcolo si ottengono i seguenti carichi sugli appoggi dell'impalcato

		PROPRIO	SOLETTA	PAVIMENTAZIONE	PARAPETTO	FOLLA	MEZZO
		G1	G2,1	G2,2	G2,3	Q1,1	Q1,2
APPOGGIO 1	kN	35.4	30.8	15.4	5.2	61.6	15.7
APPOGGIO 2	kN	35.7	32	16	4	64.1	48.6
APPOGGIO 3	kN	35.4	30.8	15.4	5.2	61.6	15.7
TOTALE	kN	106.5	93.6	46.8	14.4	187.3	80

Azione del vento

La pressione del vento è pari a 2.4 kN/m

Sulla singola spalla si ha un carico orizzontale trasversale pari a:

$$F = 2.4 \times 24 / 2 = 29 \text{ kN}$$

Azione sismica

Categoria di sottosuolo B

Categoria topografica T1

Coeff. di combinazione sismica carichi da traffico $\psi_E = 0.0$

q Coefficiente di struttura

η 1/q

a_g Accelerazione orizzontale massima al sito

T_c^* Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

F_0 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

Forze orizzontali :

	η	a_g/g	T_c^*	F_0
SLE	0.70	0.076	0.253	2.470
SLU	1.00	0.220	0.323	2.417

Forze verticali :

	η
SLE	0.70
SLU	1.00

Coefficiente di struttura $q = 1.00$

Dati Spalla

Altezza 2.65

B Trasversale 3.30

B Longitudinale 0.90

Classe calcestruzzo C25/30 $E = 31447161.44$

Spettro di risposta

L'accelerazione orizzontale degli elementi della struttura soggetti all'azione sismica viene calcolata con un modello a mensola. La mensola è rappresentata dall'insieme spalla-fondazione, alla cui sommità è presente una massa rappresentata dall'impalcato. la massa della spalla-fondazione viene concentrata a metà altezza.

Peso Impalcato 511.34

Peso Carichi Mobili 378.20

Aliquota Carichi Mobili 0.00

Peso Totale Struttura 511.34

Massa Struttura [Kg massa] 52124.29

Rigidezza 27440.74

Periodo fondamentale [s] 0.1581

Peso spalla 193.02

Massa spalla [Kg massa] 19676.25

Modulo elastico spalla 31447161

Momento d'inerzia trasversale 2.70

Momento d'inerzia longitudinale 0.20
Rigidezza trasversale 13663695.22
Rigidezza longitudinale 1016307.91
Periodo fondamentale (componente trasversale) [s] 0.0134
Periodo fondamentale (componente longitudinale) [s] 0.0491
Valore massimo del coeff. di amplificazione topografica S_t 1.00

Forze orizzontali

Valori per SLU

$$S_s = 1.187$$

$$C_c = 1.379$$

$$T_B = 0.148$$

$$T_C = 0.445$$

$$T_D = 2.480$$

Componente trasversale SLU

$$\text{Spettro di risposta elastico in accelerazione } S_{e \text{ SLU},y} = 0.2946$$

Componente longitudinale SLU

$$\text{Spettro di risposta elastico in accelerazione } S_{e \text{ SLU},x} = 0.3835$$

Il peso totale dell'impalcato è pari a 522.6 kN

L'azione sismica orizzontale longitudinale totale è pari a:

$$E_x = 522.6 \times 0.3835 = 200 \text{ kN}$$

Tale azione verrà assorbita completamente dalla spalla fissa. Sul singolo appoggio si esercita un'azione pari a:

$$E_x = 200 / 3 = 67 \text{ kN}$$

L'azione sismica orizzontale trasversale totale è pari a:

$$E_y = 522.6 \times 0.2946 = 154 \text{ kN}$$

Tale azione verrà assorbita da entrambe le spalle. Sul singolo appoggio si esercita un'azione pari a:

$$E_x = 154/2 = 77 \text{ kN}$$

5.3 ANALISI STRUTTURALE DELLE SPALLE

5.3.1 Premessa

Le spalle vengono calcolate assimilandole ad un muro di sostegno. Alle spinte del terreno e dei sovraccarichi a tergo della spalla, vengono aggiunti i carichi verticali esercitati dall'impalcato, considerati come carico a metro lineare, ottenuti quindi dividendo la somma dei carichi sui singoli appoggi per la larghezza della spalla.

Le spalle sono identiche tra di loro. Si riporta quindi il solo calcolo della spalla fissa maggiormente sollecitata.

5.3.2 Metodo di calcolo

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali

5.3.3 Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat} - \gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat} - \gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disuguaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$.

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_{c i_c} + q N_q d_{q i_q} + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_q = A \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\phi$$

$$i_\gamma = (1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ})^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\tan \phi_i \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} , c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

5.3.4 Verifica della spalla

Dati

Materiali

Simbologia adottata

n° Indice materiale

Descr Descrizione del materiale

Calcestruzzo armato

C Classe di resistenza del cls

A	Classe di resistenza dell'acciaio
γ	Peso specifico, espresso in [kN/mc]
R _{ck}	Resistenza caratteristica a compressione, espressa in [kPa]
E	Modulo elastico, espresso in [kPa]
ν	Coeff. di Poisson
n	Coeff. di omogenizzazione acciaio/cls
ntc	Coeff. di omogenizzazione cls teso/compresso

eCalcestruzzo armato

n°	Descr	C	A	γ	R _{ck}	E	ν	n	ntc
				[kN/mc]	[kPa]	[kPa]			
1	Cls Armato	Rck 250	B450C	24.5170	24517	30073438	0.30	15.00	0.50

Acciai

Descr	f _{yk}	f _{uk}
	[kPa]	[kPa]
B450C	450000	540000

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

n°	numero ordine del punto
X	ascissa del punto espressa in [m]
Y	ordinata del punto espressa in [m]
A	inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X	Y	A
	[m]	[m]	[°]
1	0.00	0.00	0.000
2	8.00	0.00	0.000

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

Falda

Simbologia adottata

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

n°	numero ordine del punto
X	ascissa del punto espressa in [m]
Y	ordinata del punto espressa in [m]
A	inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X	Y	A
	[m]	[m]	[°]
1	-5.00	-4.00	0.000
2	-0.90	-4.00	0.000
3	0.00	-2.50	59.036
4	5.00	-2.50	0.000

Geometria muro

Geometria paramento e fondazione

Lunghezza muro 10.00 [m]

Paramento

Materiale Cls Armato
Altezza paramento 4.00 [m]

Altezza paramento libero3.50[m]

Geometria gradoni

Simbologia adottata

- n°

indice gradone (a partire dall'alto)
- Bs, Bi

Base superiore ed inferiore del gradone, espressa in [m]
- H

altezza del gradone, espressa in [m]
- Ae, Ai

inclinazione esterna ed interna del gradone espressa in [°]

n°	X	Bs	Bi	H	Ae	Ai
	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[°]
1	0.00	0.30	0.30	0.80	0.00	0.00
2	0.00	0.90	0.90	3.20	0.00	0.00

Fondazione

Materiale

ClS Armato

Lunghezza mensola di valle1.00[m]

Lunghezza mensola di monte2.60[m]

Lunghezza totale4.50[m]

Inclinazione piano di posa0.00[°]

Spessore0.80[m]

Spessore magrone0.00[m]

Descrizione terreni

Parametri di resistenza

Simbologia adottata

- n°

Indice del terreno
- Descr

Descrizione terreno
- γ

Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
- γ_s

Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
- ϕ

Angolo d'attrito interno espresso in [°]
- δ

Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
- c

Coesione espressa in [kPa]
- ca

Adesione terra-muro espressa in [kPa]
- Per calcolo portanza con il metodo di Bustamante-Doix
- Cesp

Coeff. di espansione laterale (solo per il metodo di Bustamante-Doix)
- τ_l

Tensione tangenziale limite, espressa in [kPa]

n°	Descr	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	ca	Cesp	τ_l	
		[kN/mc]	[kN/mc]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]		[kPa]	
1	Spingente	18.0000	19.0000	32.000	21.330	0	0	---	---	
2	Fondazione	18.0000	19.0000	32.000	32.000	2	0	---	---	

Stratigrafia

Simbologia adottata

- n°

Indice dello strato
- H

Spessore dello strato espresso in [m]
- α

Inclinazione espressa in [°]
- Terreno

Terreno dello strato
- Per calcolo pali (solo se presenti)
- Kw

Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm
- Ks

Coefficiente di spinta
- Cesp

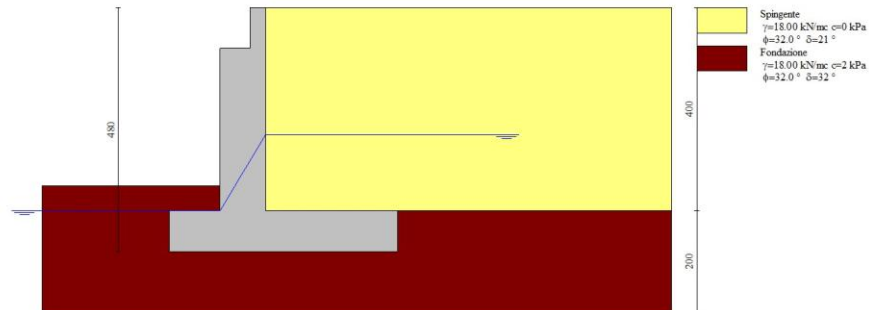
Coefficiente di espansione laterale (per tutti i metodi tranne il metodo di Bustamante-Doix)

Per calcolo della spinta con coeff. di spinta definiti (usati solo se attiva l'opzione 'Usa coeff. di spinta da strato')

Kststa, Kstsis Coeff. di spinta statico e sismico

n°	H	α	Terreno	Kw	Ks	Cesp	Kststa	Kstsis
	[m]	[°]		[Kg/cm²]				
1	4.00	0.000	Spingente	---	---	---	---	---

n°	H	α	Terreno	Kw	Ks	Cesp	Kst _{sta}	Kst _{sis}
	[m]	[°]		[kg/cm³]				
2	2.00	0.000	Fondazione	---	---	---	---	---



Stratigrafia

Condizioni di carico

Simbologia adottata

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F _x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
F _y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
M	Momento espresso in [kNm]
X _i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X _f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q _i	Intensità del carico per x=X _i espressa in [kN]
Q _f	Intensità del carico per x=X _f espressa in [kN]

Condizione n° 1 (Peso proprio impalcato) - PERMANENTE

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y	F _x	F _y	M	X _i	X _f	Q _i	Q _f
			[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Concentrato	Paramento	-0.62; -0.80	0.0000	32.3000	0.0000				

Condizione n° 2 (Permanente soletta) - PERMANENTE NS

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y	F _x	F _y	M	X _i	X _f	Q _i	Q _f
			[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Concentrato	Paramento	-0.62; -0.80	0.0000	28.4000	0.0000				

Condizione n° 3 (Permanente pavimentazione) - PERMANENTE NS

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y	F _x	F _y	M	X _i	X _f	Q _i	Q _f
			[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Concentrato	Paramento	-0.62; -0.80	0.0000	14.2000	0.0000				

Condizione n° 4 (Permanente parapetto) - PERMANENTE NS

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y	F _x	F _y	M	X _i	X _f	Q _i	Q _f
			[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Concentrato	Paramento	-0.62; -0.80	0.0000	4.4000	0.0000				

Condizione n° 5 (Variabile) - VARIABILE TF

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.40$ - $\Psi_1=0.40$ - $\Psi_2=0.00$

Indice di raggruppamento 1

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
			[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Concentrato	Paramento	-0.62; -0.80	0.0000	56.8000	0.0000				

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Distribuito					0.00	8.00	5.0000	5.0000

Condizione n° 6 (Sisma) - ECCEZIONALE

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
			[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Concentrato	Paramento	-0.62; -0.80	100.0000	0.0000	0.0000				

Condizione n° 7 (Condizione 7) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00$ - $\Psi_1=1.00$ - $\Psi_2=1.00$

Normativa

Normativa usata: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (D.M. 17.01.2018) + Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7**

Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche		
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1,fav}$	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1,sfav}$	1.00	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2,fav}$	0.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2,sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q,sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{QT,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{QT,sfav}$	1.00	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi)}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Ribaltamento	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

Descrizione combinazioni di carico

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

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

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} Q_{k2} + \gamma_{Q3} Q_{k3} + \dots$$

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

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + A_d + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coeff. $\Psi_{0,j}$, $\Psi_{1,j}$, $\Psi_{2,j}$ sono definiti nelle singole condizioni variabili. per I valori dei coeff. γ_G e γ_Q , sono definiti nella tabella normativa.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni:

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Peso proprio impalcato	1.30	--	Sfavorevole
Permanente soletta	1.50	--	Sfavorevole
Permanente pavimentazione	1.50	--	Sfavorevole
Permanente parapetto	1.50	--	Sfavorevole
Variabile	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Peso proprio impalcato	1.00	--	Sfavorevole
Permanente soletta	1.00	--	Sfavorevole
Permanente pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole
Permanente parapetto	1.00	--	Sfavorevole
Sisma	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Peso proprio impalcato	1.00	--	Sfavorevole
Permanente soletta	1.00	--	Sfavorevole
Permanente pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole
Permanente parapetto	1.00	--	Sfavorevole
Sisma	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Peso proprio impalcato	1.00	--	Sfavorevole

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Permanente soletta	1.30	--	Sfavorevole
Permanente pavimentazione	1.30	--	Sfavorevole
Permanente parapetto	1.30	--	Sfavorevole
Variabile	1.15	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Peso proprio impalcato	1.00	--	Sfavorevole
Permanente soletta	1.00	--	Sfavorevole
Permanente pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole
Permanente parapetto	1.00	--	Sfavorevole
Sisma	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Peso proprio impalcato	1.00	--	Sfavorevole
Permanente soletta	1.00	--	Sfavorevole
Permanente pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole
Permanente parapetto	1.00	--	Sfavorevole
Sisma	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Peso proprio impalcato	1.30	--	Sfavorevole
Permanente soletta	1.50	--	Sfavorevole
Permanente pavimentazione	1.50	--	Sfavorevole
Permanente parapetto	1.50	--	Sfavorevole
Variabile	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Peso proprio impalcato	1.00	--	Sfavorevole
Permanente soletta	1.00	--	Sfavorevole
Permanente pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole
Permanente parapetto	1.00	--	Sfavorevole
Sisma	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Peso proprio impalcato	1.00	--	Sfavorevole
Permanente soletta	1.00	--	Sfavorevole
Permanente pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole
Permanente parapetto	1.00	--	Sfavorevole
Sisma	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - ECC

Condizione	γ	Ψ	Effetto
------------	----------	--------	---------

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Peso proprio impalcato	1.00	--	Sfavorevole
Permanente soletta	1.00	--	Sfavorevole
Permanente pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole
Permanente parapetto	1.00	--	Sfavorevole
Sisma	1.00	1.00	Sfavorevole

Dati sismici

Comune	Posina
Provincia	Vicenza
Regione	Veneto
Latitudine	45.791680
Longitudine	11.263207
Indice punti di interpolazione	10958 - 10957 - 11179 - 11180
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	50 anni

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]		1.455	0.532
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]		0.148	0.054
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.434	2.471
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.283	0.249
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		B	1.200	1.200
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh	kv
Ultimo	0.380	6.761	3.381
Ultimo - Ribaltamento	0.570	10.142	5.071
Esercizio	0.470	3.057	1.529

Forma diagramma incremento sismico **Stessa forma del diagramma statico**

Opzioni di calcolo

Spinta

Metodo di calcolo della spinta	Culmann
Tipo di spinta	Spinta attiva
Terreno a bassa permeabilità	NO
Superficie di spinta limitata	NO

Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza	Meyerhof
Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati)	Ponderata
Criterio di riduzione per eccentricità della portanza	Meyerhof
Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento)	Nessuna
Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico limite ($0.5B\gamma N_{\gamma}$)	Larghezza ridotta (B')
Fattori di forma e inclinazione del carico	Solo i fattori di inclinazione
Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato il fattore di riduzione per comportamento a piastra	

Stabilità globale

Metodo di calcolo della stabilità globale	Bishop
---	--------

Altro

Partecipazione spinta passiva terreno antistante	0.00
Partecipazione resistenza passiva dente di fondazione	50.00

Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni NO
Considera terreno sulla fondazione di valle SI
Considera spinta e peso acqua fondazione di valle SI

Spostamenti

Non è stato richiesto il calcolo degli spostamenti

Cedimenti

Non è stato richiesto il calcolo dei cedimenti

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU)

	SLU	Eccezionale
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50	1.00
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15	1.00
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00	1.00

Risultati

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic Indice della combinazione
A Tipo azione
I Inclinazione della spinta, espressa in [°]
V Valore dell'azione, espressa in [kN]
Cx, Cy Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]
Px, Py Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V	I	Cx	Cy	Px	Py
		[kN]	[°]	[kN]	[kN]	[m]	[m]
1	Spinta statica	74.52	24.10	68.02	30.42	2.60	-3.01
	Peso/Inerzia muro			0.00	164.75/0.00	-0.01	-3.40
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	208.65/0.00	1.30	-2.00
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0.00	9.00	-1.40	-3.75
	Spinta falda da monte			33.72		2.60	-4.03
	Spinta falda da valle			3.14		0.00	-4.53
	Sottostinta della falda				88.92	0.71	-4.80
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0.00	0.00	-4.53
	Risultante forze sul muro			0.00	189.17	--	--

Verifiche geotecniche

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb Indice/Tipo combinazione
S Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite
FS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS_{HYD} Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS_{SUPL} Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{SUPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		3.182		4.418			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.270		1.793			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.211		1.743			
4 - GEO (A2-M2-R2)					1.702		
5 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.846		
6 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.784		
7 - EQU (A1-M1-R3)			3.590				
8 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		1.540				

Cmb	Sismica	FS _{sco}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
9 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		1.397				

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa	Rpt	Rps	Rp	Rt	R	T	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	244.99	0.00	0.00	--	--	244.99	202.37	1.211

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limie e carico agente al piano di posa)

n°	N	Qu	Qd	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	387.04	674.72	562.27	1.743

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante
ic, iq, iy	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, dy	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, gy	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, by	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, sy	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, py	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc	Indici di rigidezza per punzonamento secondo Vesic
ry	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B/N_i$ viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
γ	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
φ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	ry
3	35.490 23.177 22.022	0.486 0.486 0.022	1.104 1.052 1.052	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	--	--	0.461	0.912

n°	D	B'	H	γ	φ	c
	[m]	[m]	[m]	[°]	[kN/mc]	[kPa]
3	1.30	4.50	4.06	9.19	32.00	2

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n° Indice combinazione
Ms Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
Mr Momento ribaltante, espresso in [kNm]
FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)
La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms	Mr	FS
	[kNm]	[kNm]	
9 - EQU (A1-M1-R3) H - V	1141.43	817.02	1.397

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic Indice/Tipo combinazione
C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R Raggio, espresso in [m]
FS Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
4 - GEO (A2-M2-R2)	-2.50; 2.00	8.51	1.702

Dettagli strisce verifiche stabilità

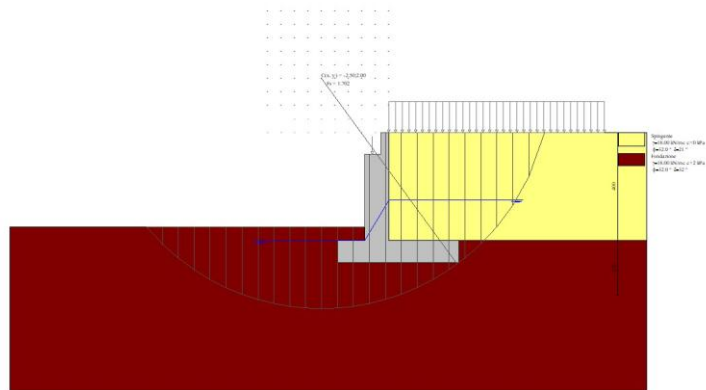
Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)
W peso della striscia espresso in [kN]
Qy carico sulla striscia espresso in [kN]
 α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
 ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b larghezza della striscia espressa in [m]
u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

Combinazione n° 4 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W	Qy	b	α	ϕ	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	8.75	3.40	5.78 - 0.59	70.210	26.560	0	0.0	
2	23.10	3.40	0.59	60.590	26.560	0	0.0	
3	33.23	3.40	0.59	53.206	26.560	0	5.8	
4	41.23	3.40	0.59	46.961	26.560	0	12.8	
5	47.72	3.40	0.59	41.387	26.560	2	18.4	
6	54.71	3.40	0.59	36.262	26.560	2	23.1	
7	60.17	3.40	0.59	31.457	26.560	2	27.0	
8	63.89	3.40	0.59	26.889	26.560	2	30.2	
9	66.95	3.40	0.59	22.500	26.560	2	32.9	
10	66.80	2.64	0.59	18.248	26.560	2	35.1	
11	77.56	158.72	0.59	14.097	26.560	2	29.8	
12	40.58	0.00	0.59	10.021	26.560	2	23.3	
13	35.53	0.00	0.59	5.996	26.560	2	24.1	
14	33.41	0.00	0.59	2.001	26.560	2	24.5	
15	33.42	0.00	0.59	-1.984	26.560	2	24.5	
16	32.95	0.00	0.59	-5.979	26.560	2	24.1	
17	32.02	0.00	0.59	-10.004	26.560	2	23.3	
18	30.60	0.00	0.59	-14.080	26.560	2	22.1	
19	28.67	0.00	0.59	-18.230	26.560	2	20.4	
20	26.20	0.00	0.59	-22.482	26.560	2	18.2	
21	23.14	0.00	0.59	-26.870	26.560	2	15.5	
22	19.42	0.00	0.59	-31.437	26.560	2	12.3	
23	14.96	0.00	0.59	-36.241	26.560	2	8.4	
24	9.59	0.00	0.59	-41.365	26.560	2	3.7	

n°	W	Qy	b	α	ϕ	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
25	3.24	0.00	-9.00 - 0.59	-46.333	26.560	2	0.0	



Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 4)

Verifiche strutturali

Verifiche a flessione

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espressa in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
Afi	area ferri inferiori espressa in [cmq]
Afs	area ferri superiori espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kNm]
N	sforzo normale agente espressa in [kN]
Mu	momento ultimi espresso in [kNm]
Nu	sforzo normale ultimo espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Oggetto	Is	B	H	Afi	Afs	M	N	Mu	Nu	FS
		[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	
Paramento	43	100	90	18.85	18.85	402.84	155.79	718.92	278.04	1.785
Fondazione	12	100	80	18.85	18.85	-235.20	0.00	-535.88	0.00	2.278

Verifiche a taglio

Simbologia adottata

Is	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espressa in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
A _{sw}	area ferri a taglio espressa in [cmq]
cot θ	inclinazione delle bielle compresse, θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
V _{Rcd}	resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kN]
V _{Rsd}	resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kN]
V _{Rd}	resistenza di progetto a taglio espressa in [kN]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A _{sw} >0.0) V _{Rd} =min(V _{Rcd} , V _{Rsd}).
T	taglio agente espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

Oggetto	Is	B	H	A _{sw}	cot θ	V _{Rcd}	V _{Rsd}	V _{Rd}	T	FS
		[cm]	[cm]	[cmq]		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
Paramento	43	100	90	0.00		0.00	0.00	341.86	157.02	2.177
Fondazione	11	100	80	0.00		0.00	0.00	300.36	-206.25	1.456

6. DICHIARAZIONI DI CUI § 10.2 DM 17/01/2018

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il seguente paragrafo riporta il giudizio di accettabilità relativa all'utilizzo dei codici di calcolo automatico utilizzati per il progetto in esame. In particolare, in osservanza al § 10.2 del D.M. 17/01/2018, si dichiara quanto di seguito:

Tipo di analisi svolta

Come riportato al § "METODO DI CALCOLO", lo studio delle strutture è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni supponendo i materiali elastici, omogenei ed isotropi.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale secondo quanto riportato nel D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le costruzioni".

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo quanto riportato nel D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le costruzioni".

I coefficienti di sicurezza adottati sui materiali risultano concordi con il D.M. 17/01/2018.

Affidabilità dei Codici di Calcolo

Tutti i codici di calcolo di cui sopra sono stati utilizzati dopo un attento esame della documentazione a corredo del software, che ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene inoltre una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

La società produttrice ha inoltre verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Validazione dei Codici di Calcolo

Ad ulteriore verifica di validazione dei programmi utilizzati, gli svariati anni di utilizzo hanno permesso di verificare internamente la bontà dei vari codici di calcolo, confrontando fra loro i risultati ricavati in base a soluzioni teoriche, calcolo manuale diretto, utilizzo di diversi software, arrivando ad un giudizio positivo di affidabilità ed accuratezza.

Modalità di presentazione dei risultati

Le verifiche riportate nella presente costituiscono un estratto dei calcoli principali condotti sulle strutture principali presenti nell'opera in oggetto. In particolare, solo per alcune tipologie strutturali si riporta una verifica completa, intendendo che le altre sono state condotte analogamente. Tutte le verifiche sono presenti nelle minute di studio, a disposizione per eventuali chiarimenti.

All'interno della relazione vengono per lo più omessi i tabulati prodotti con i programmi di calcolo automatico, riportando eventualmente solo alcune tabelle e schemi grafici riepilogativi. Per alcuni elementi, per completezza, essi sono riportati in allegato alla relazione di calcolo; in ogni caso essi risultano disponibili presso lo Studio per eventuale consultazione.

Informazioni generali sull'elaborazione

I programmi di calcolo utilizzati prevedono una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di eventuali errori di modellazione, del non rispetto delle limitazioni

geometriche e di armatura, della presenza di elementi non verificati, dell'inosservanza di alcuni requisiti previsti dal DM18. Al termine di ciascuna analisi viene effettuato un controllo generale che identifica la correttezza degli spostamenti ottenuti, il rispetto dell'equilibrio fra azioni imposte e reazioni vincolari, ecc.

Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la quasi totalità dei dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale con le schematizzazioni assunte nella modellazione.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

I risultati delle elaborazioni sono stati infine sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità e la correttezza. Tale valutazione ha compreso, fra l'altro:

Verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati

Comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, confronto con i risultati di modelli teorici, ecc Il confronto con i risultati di semplici calcoli manuali diretti (es. trave in semplice appoggio, trave continua, mensola a sbalzo, ecc

Il confronto dei risultati ottenuti in fase di primo proporzionamento della struttura

Il confronto fra calcolazioni effettuate con programmi differenti

Inoltre, sulla base delle procedure di qualità interne previste, i risultati sono stati controllati da un soggetto diverso che non ha preso direttamente parte alla progettazione, validandone così la correttezza.

In base a quanto detto, si può quindi asserire che la progettazione condotta è risultata corretta ed idonea al caso specifico, ritenendo validi ed accettabili i risultati di calcolo ottenuti.