

localizzazione

REGIONE FRIULI VENEZIA GIULIA
PROVINCIA DI UDINE
COMUNE DI VENZONE

tavola

D.11



committente

COMUNITÀ DI MONTAGNA DEL GEMONESE

lavoro

**ESTENSIONE TRATTI CICLABILI NEL COMPENSORIO DEL GEMONESE,
 TRATTO DI COLLEGAMENTO TRA GEMONA E PORTIS DELLA CICLOVIA FVG 1
 - LOTTI 1 E 2 DI COLLEGAMENTO TRA PORTIS VECCHIA (LOC. S. LUCIA) E
 VIA TAGLIAMENTO IN COMUNE DI VENZONE
 FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA**

oggetto

scala

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE STRUTTURE

responsabile di progetto

gruppo di progettazione

ambito progettuale

RESPONSABILE INTEGRAZIONE
 PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

PROGETTO INFRASTRUTTURE
 ing. Giuseppe Ligammari

arch. Massimo Fadel

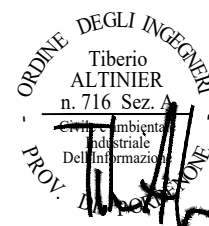
PROGETTO STRUTTURE
 ing. Tiberio Altinier

ordine degli architetti
 pianificatori paesaggisti
 e conservatori della
 provincia di Udine
Massimo Fadel
fidel massimo
 albo sez. A/a - numero 1067
 architetto

PROGETTO IMPIANTI
 ing. Maurizio Casoni

GEOLOGIA
 geol. Paola Parente

SICUREZZA
 p.i. Luigi Cacitti



S.c.r.l.

- ingegneria
 - urbanistica
 - ambiente
 - architettura
 - ricerca

Sede

Via Montereale n. 10/C
 33170 Pordenone

Telefono 0434-21085

Telefax 0434-520336

E-mail info@coprogetti.it

collaborazione e aspetti specialistici
 arch. Vera Novello

C.C.I.A. PN 19501
 P.IVA 00170010938

data progetto	rev.	data	motivo	referimenti
Marzo 2026				redatto ALT controll. FLC archivio 2033P_DR11_R0.doc

INDICE

1	PREMESSA	2
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	2
2.1	RIPARAZIONE DEI MANUFATTI ESISTENTI	2
2.2	INTERVENTO INNESTO STRADA EX FERROVIA	4
2.3	ATTRAVERSAMENTI DEL RILEVATO	6
2.3.1	Sottopassi M1 – M2	6
2.3.2	Sottopassi M3 – M4	7
2.3.3	Ponte in muratura sul rio Venzonassa	9
2.4	INTERVENTO 3	10
3	CRITERI DI VERIFICA DELLA SICUREZZA	12
4	COEFFICIENTI SISMICI UTILIZZATI	12
5	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	17
5.1	NORME PER LO OPERE IN C.A. E IN C.A.P.	17
5.2	CRITERI PER LE OPERE DI FONDAZIONE	17
6	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	18
6.1	CALCESTRUZZI (SECONDO UNI 11104)	18
6.2	ACCIAIO D'ARMATURA	18
7	RELAZIONE GEOLOGICO TECNICA E SULLE FONDAZIONI	20
8	PASSERELLA	22
8.1	MATERIALI	23
8.2	DURABILITA'	24
8.3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	24
8.4	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	25
8.5	AZIONI CONSIDERATE	25
8.6	AZIONE SISMICA	25
8.7	CARICHI DI IMPALCATO	30
8.8	AZIONE DELLA NEVE (Q_N)	30
8.9	LARGHEZZA EFFICACE SOLETTA	30
8.10	SPINTA DELLE TERRE SU SPALLE (S)	31
8.11	AZIONI SUI PARAPETTI (U)	31
8.12	RITIRO (E_1) E VISCOSITÀ (E_2)	31
8.13	AZIONE TERMICA	32
8.14	CEDIMENTI VINCOLARI (δ)	32
8.15	VERIFICHE STRUTTURALI	32
8.16	DIMENSIONAMENTO DELLA LAMIERA GRECATA	32
8.17	DIMENSIONAMENTO DELLE TRAVI PRINCIPALI	33
8.18	VERIFICA DEGLI APPOGGI	52
8.19	VERIFICA DEI GIUNTI	54
8.20	VERIFICA DEI PARAPETTI	54
8.21	VERIFICA DELLE SPALLE	55

1 PREMESSA

La presente relazione affronta gli aspetti strutturali relativi al progetto di fattibilità tecnico economica della ciclovia.

È prevista la realizzazione di muri di controripa a sostegno del cassonetto nei tratti ove non è possibile il sostegno con semplice rilevato.

L'intervento si completa con il ripristino funzionale e l'adeguamento sismico (nei confronti della nuova destinazione) dei manufatti incontrati lungo il tracciato dell'ex ferrovia.

In corrispondenza dell'intersezione con via del Campo sarà realizzato un nuovo sovrappasso in travi in acciaio su spalle in c.a con fondazioni su micropali.

Su tutti i manufatti esistenti si prevedono nuovi parapetti con montanti e corrimani in acciaio.

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

2.1 RIPARAZIONE DEI MANUFATTI ESISTENTI

I manufatti in muratura e cemento armato che sostengono il tratto di ciclovia di progetto sono:

Intervento #	Descrizione sintetica #	Luce netta m	Larghezza m
M1	Sottopasso impalcato in c.a.	2.95	4.35
M *	Attraversamento tubazione fognaria	> 10 m	1.00
M 2	Sottopasso a volta in c.a.	2,00	4.65
M 3	Sottopasso a volta in c.a.	2,00	4.35
M 4	Sottopasso impalcato in c.a.	4.65	5.70
M 5	Ponte ad arco in c.a. a tre campate	12.90-12.92-12.90	3.75-3.80

Questi manufatti saranno soggetti ad una valutazione accurata della vulnerabilità e messi in sicurezza nei confronti dei carichi statici salvaguardandone l'organismo strutturale.

In particolare, si prevedono le opere di seguito elencate.

Ponte a tre campate e opere in muratura

- Decespugliamento e pulizia accurata delle pile – spalle;
- rinvenimento e fugatura dei giunti di malta con malta epossidica a base cementizia;
- ripristino di eventuali parti in pietra ammalorate o mancanti;
- eventuale posa di catene di contenimento lungo il profilo dell'arco;
- scarifica dello strato superficiale e posa di sottofondo per la pavimentazione;
- rimozione della pietra perimetrale esistente e loro ricollocamento con barre iniettate con ancorante chimico.
- Nuova pavimentazione in c.a. spessore 10 - 25 cm con rete metallica che consente l'ancoraggio delle parti sommitali delle murature;
- Posa di nuovo parapetto in acciaio interno rispetto all'esistente

Sottopassi

- Pulizia della superficie, eventuale messa a nudo delle armature con pulizia delle zone con copriferro mancante;
- Posa di mano di passivante e aggrappante e ripristino del copriferro con la posa di malta epossidica;
- Mano di vernice osmotica e protettiva;

L'intervento sui manufatti esistenti si inquadra come una "Riparazione e intervento locale" oltre al "Miglioramento" ai sensi dei punti 8.4.1 e 8.4.2. delle Norme Tecniche per le Costruzioni. Come specificato nella norma l'intervento dovrà essere preceduto e indirizzato dopo una accurata valutazione della sicurezza preceduta da una campagna di prove e verifiche strumentali per accertare l'integrità strutturale e la rispondenza ai tassi di lavoro previsti.

È opportuno sottolineare fin d'ora che i manufatti sono dimensionati per sopportare carichi ferroviari e pertanto le opere di riparazione riconducono a impalcati molto sovradimensionati rispetto ai carichi verticali previsti dalla ciclovia. L'aspetto sismico, con ogni probabilità non contemplato all'epoca della costruzione, non potrà che essere interpretato come un lieve miglioramento dovuto alle opere di manutenzione previste.



Ponte ad arco in muratura



Sottopasso di recente realizzazione

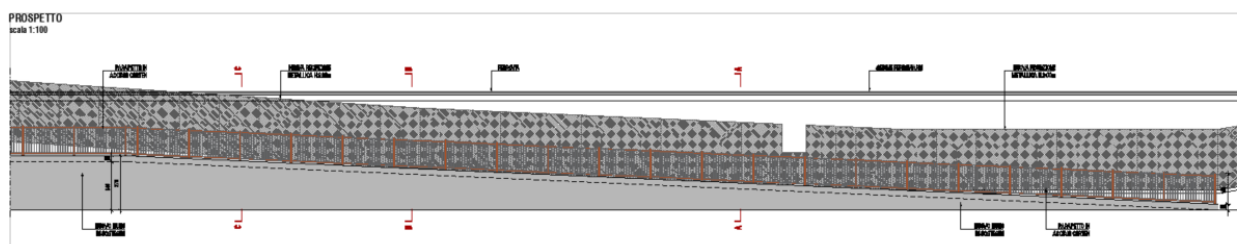
Le nuove opere strutturali previste sono descritte nelle tavole S01 e S05 e sono di seguito descritte.

2.2 INTERVENTO INNESTO STRADA EX FERROVIA

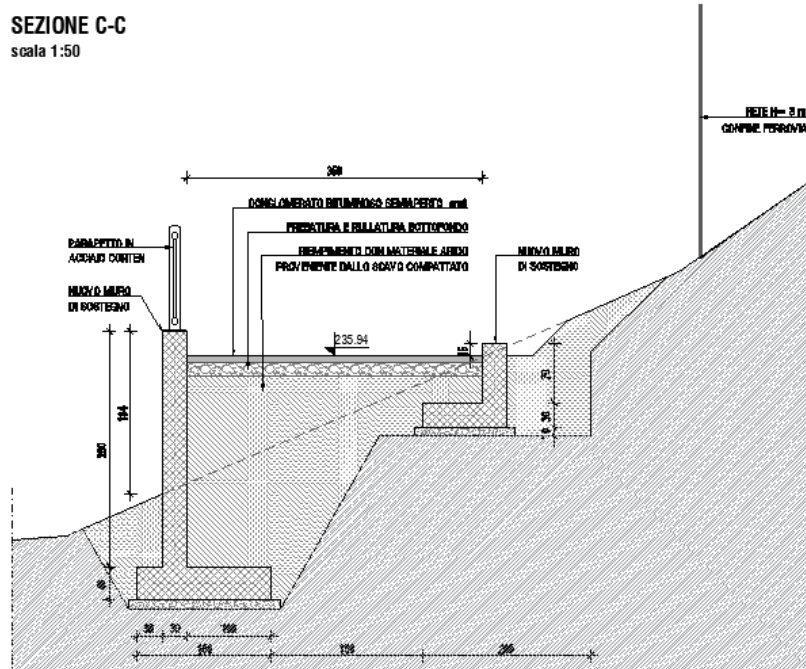
Sarà realizzato il superamento del dislivello fra la quota strada e la sommità del rilevato ex ferrovia nei pressi dell'incrocio SS.13 – strada per Portis Vecchia mediante una rampa di accesso sostenuta da un muro di sostegno. L'altezza massima raggiunta è pari a 2.50m e si realizza mediante un muro di sostegno parallelo alla strada con pendenza della quota di posa delle fondazioni massimo del 2-3 % e della rampa del 6-8% per tre tratti di innesto per lunghezze 18.30 m – 17.50 m – 25.60 m, quindi complessivamente 61.0 m circa. Per sostituire la rimozione di parte del rilevato della ferrovia esistente nel tratto di arrivo della rampa è prevista la realizzazione di un muretto di contenimento sopraelevato come indicato nel particolare di tavola S.05.

Il muro ha fondazione variabile di larghezza fino a 1.60 m e spessore 40 cm. Tutta la rampa avrà rialzo di 30 cm e parapetto laterale in tubolari in acciaio. Il muro avrà pertanto altezza variabile con un massimo di 2.80 m dall'imposta. Lo spessore del paramento sarà di 30 cm per favorire l'innesto del parapetto.

Per il muro contro il rilevato della nuova ferrovia è prevista la realizzazione di un tratto di sostegno di altezza limitata e fondazione in contro scarpa per ridurre il fronte di scavo al massimo di 1.0 m. Si tratta di un intervento in prossimità del rilevato ferroviario che. La realizzazione dei muri di contenimento dovrà essere realizzata per fasi, di lunghezza di circa 6/8 m in modo da creare fronti indisturbati di instabilità.



Prospetto intervento rampa di innesto



Sezioni trasversali – C-C, limitato intervento di scavo.

Si noti il ridotto impatto degli scavi per cui la realizzazione per conci non comporterà la protezione del versante con sbatacchi.

2.3 ATTRAVERSAMENTI DEL RILEVATO

2.3.1 Sottopassi M1 – M2

Si tratta di due piccoli sottopassaggi del rilevato utilizzati da mezzi agricoli, la loro lunghezza è circa 4.50 m e la luce netta di 3.0m.

Il manufatto M1 è più recente e realizzato con travi in c.a. appoggiate su spalle in pietra, lo stato di conservazione è buono e la struttura necessita di piccoli interventi di passivazione e protezione di armature affioranti.

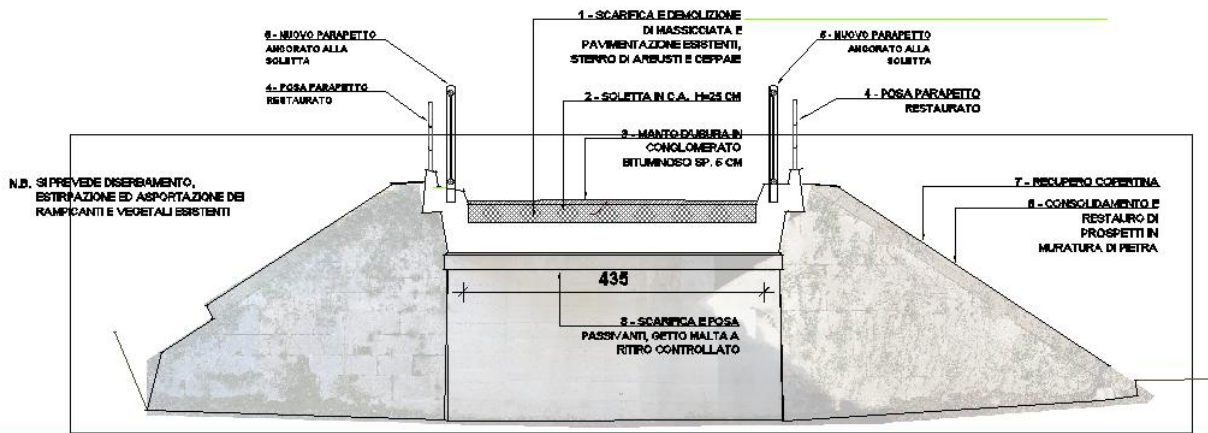
La soletta superiore è completamente inerbita, si prevede la rimozione dello strato superficiale, la demolizione di rotaie e riempimenti, il getto di una soletta in c.a. su cui appoggiare lo strato di binder e ancorare i parapetti in acciaio interni che sostituiscono la ringhiera esistente.

Il manufatto M2 è anch'esso in buono stato di conservazione, la sovrastruttura è molto ammalorata. Le operazioni previste sono quelle descritte in precedenza. Le ringhiere esistenti andranno recuperate e in parte riviste.



Sottopasso M1

Sottopasso M2



Tipologia di intervento previsto per sottopassi M1 – M2

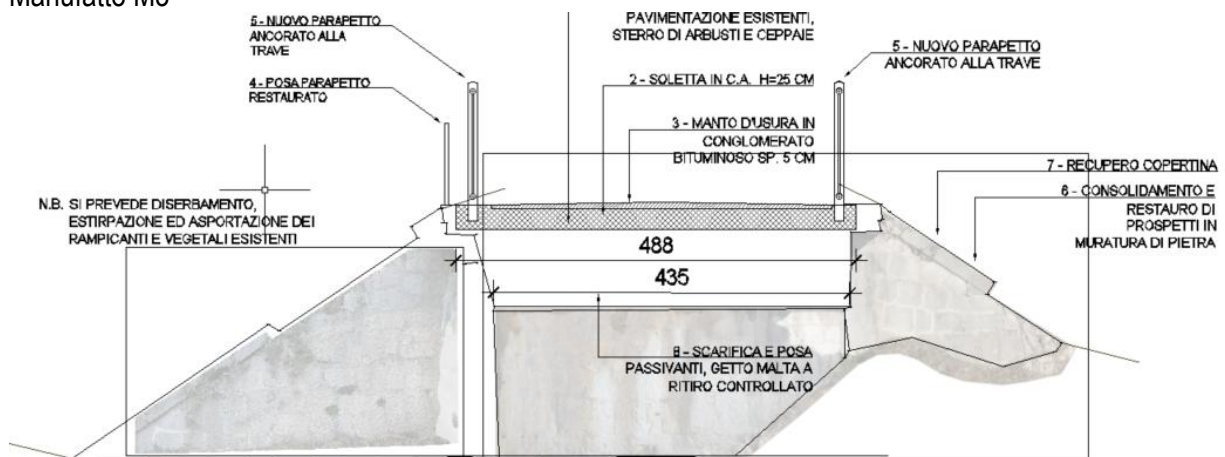
2.3.2 Sottopassi M3 – M4

I manufatti M3 e M4 sono analoghi ai precedenti.

Struttura portante passaggio M3 ad arco e soletta portata molto danneggiata. La luce è molto ridotta, circa 2.0 m per larghezze 4.90m. A seguito della scarifica si ottiene un manufatto rinforzato senza aumento di peso, è prevista la posa di una soletta di rinforzo e di nuovi parapetti come per i precedenti interventi.



Manufatto M3

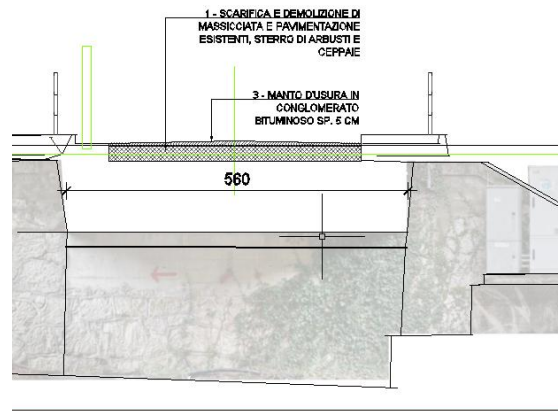
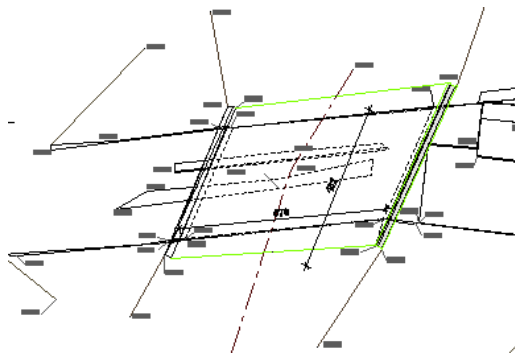


Manufatto M3 - intervento

Struttura portante manufatto M4

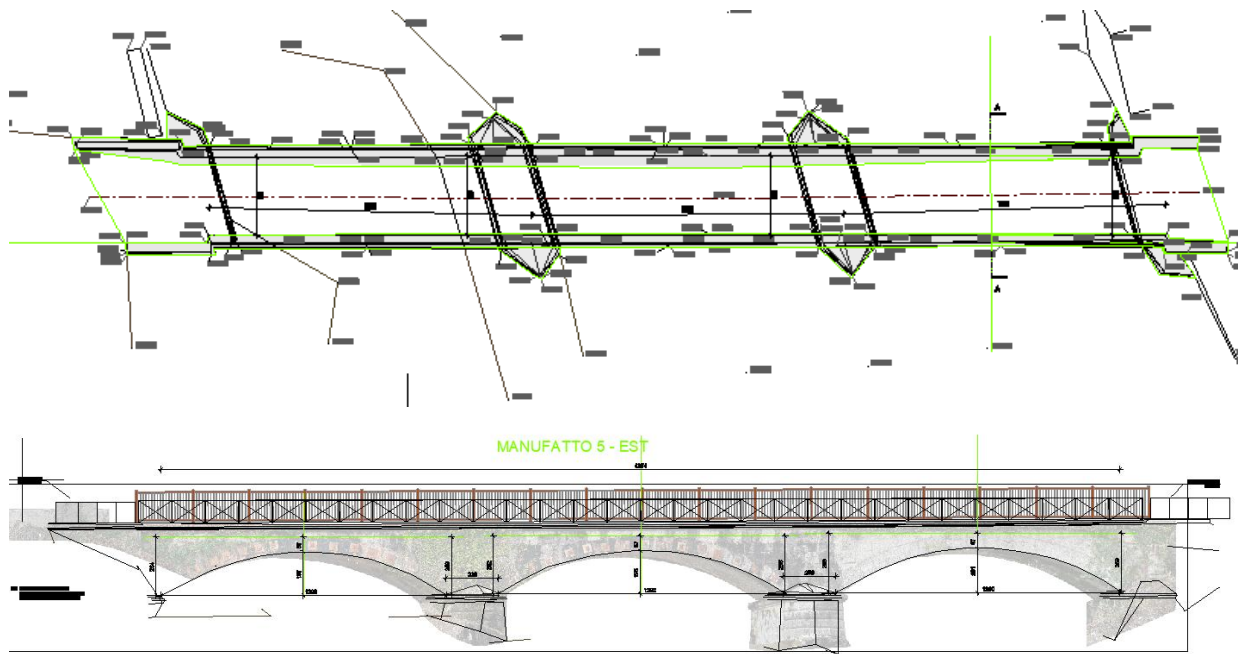
L'attraversamento in questione sembra in buone condizioni di conservazione e i parapetti e le cordonate in pietra già sistemati. L'intervento prevede comunque una scarifica superficiale, la posa di una soletta e del manto di usura in asfalto. Nella soletta si vede la posa della palizzata parapetto come per gli altri interventi.

L'intervento sui manufatti esistenti M3 e M4 si inquadra come una "Riparazione e intervento locale" oltre al "Miglioramento" ai sensi dei punti 8.4.1 e 8.4.2. delle Norme Tecniche per le Costruzioni. Come specificato nella norma l'intervento



Manufatto M4 struttura e parapetti sono stati già revisionati

2.3.3 Ponte in muratura sul rio Venzonassa



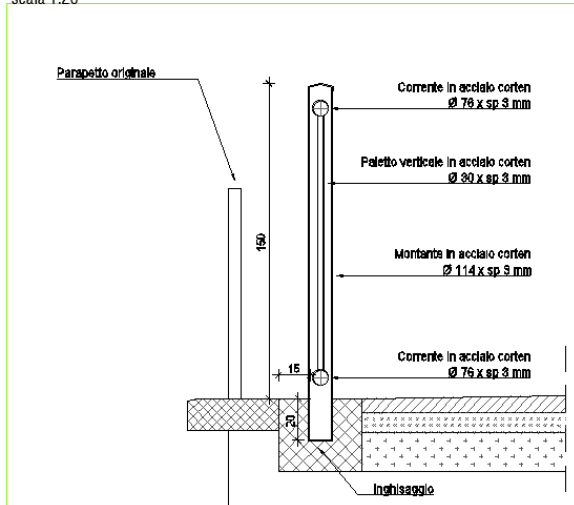
M5 - Ponte a tre campate in muratura

Per maggiori dettagli si rinvia alla tavola S.04

Si tratta di un ponte ad arco in muratura di tre campate con due pile in alveo e spalle anch'esse in muratura. Le strutture sono state evidentemente più volte manutate, negli archi sopra il torrente sono presenti dei tiranti passanti trasversali e le pile sono ben protette da copertine in cemento. Le luci nette dell'arco sono di circa 13.00 m, freccia in chiave 1.95-2.00, le pile hanno un profilo idraulico sagomato e sono di larghezza massime 2.80 m per altezze 2.30 m. L'intervento previsto consiste nella scarifica di superficie, posa di manto in asfalto e cordolo perimetrale per ancoraggio parapetti.

SEZIONE TIPO NUOVO PARAPETTO

scala 1:20



2.4 INTERVENTO 3

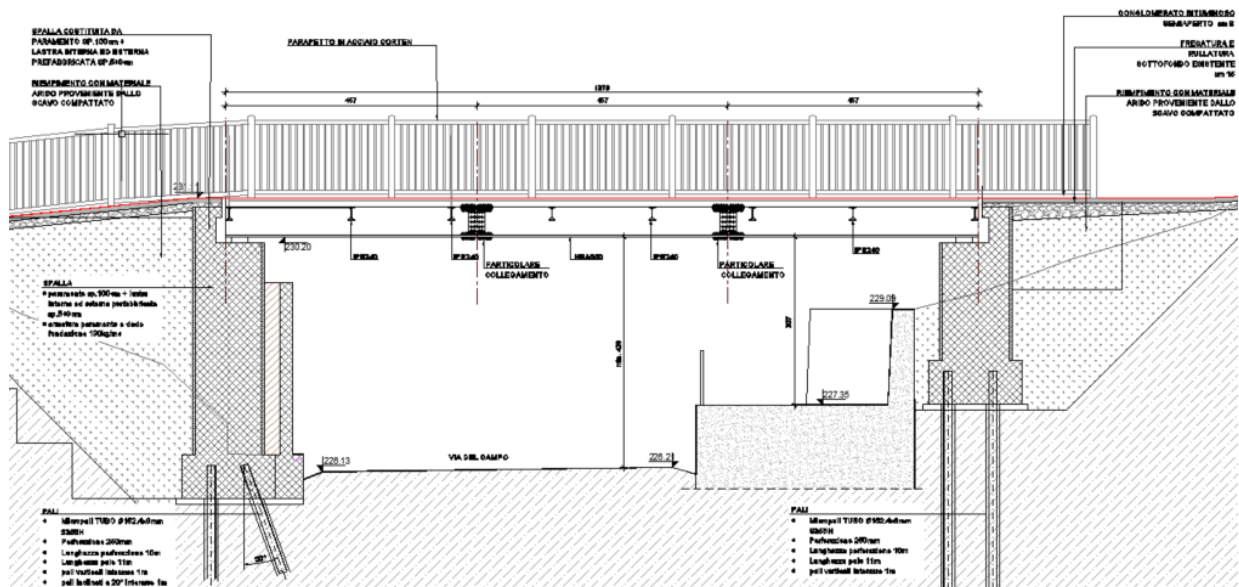
Tratto di arrivo della pista nei pressi della porta di ingresso di Venzone. Nel tratto in questione la pista si affianca alla S.S. 13 e si inserisce nella viabilità che affianca la stazione ferroviaria. Per poter raccordare le due piste è necessario realizzare una passerella di collegamento parallela all'asse ferroviario a scavalco della strada esistente. La viabilità pedonale rimane inalterata.



Posizione di arrivo della pista



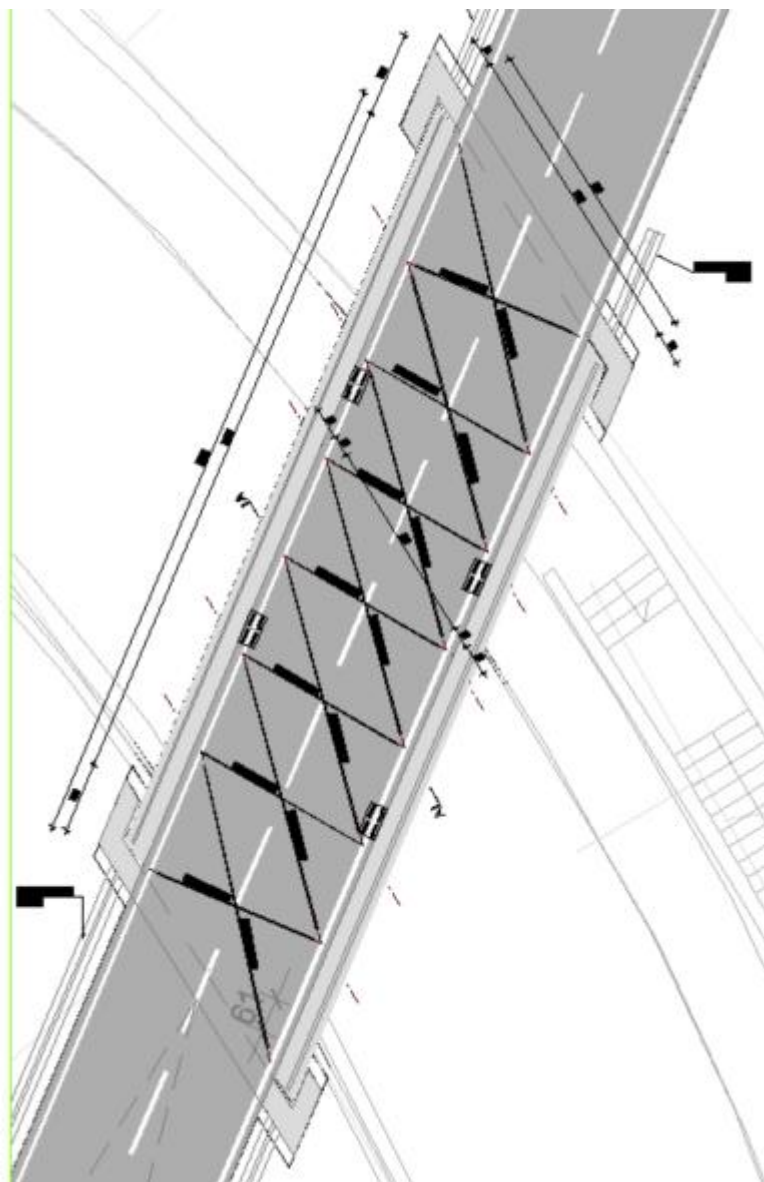
Vista della rampe pedonali



Attraversamento parallelo all'asse ferroviario – sezione longitudinale

Altezza minima dal piano stradale 4.20 m.

Si rinvia a tavola S.01 per delucidazioni



Pianta

3 CRITERI DI VERIFICA DELLA SICUREZZA

Al momento dell'emissione del presente progetto le norme vigenti sono:

- D.M. 14.01.2008 del Ministro delle Infrastrutture "Norme Tecniche per le costruzioni".
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008 (Gazzetta Ufficiale del 26.02.2009 n. 47, supplemento ordinario n. 27)

Per l'opera in esame sono state utilizzate le "Norme tecniche per le costruzioni" DM 14.01.2008.

4 COEFFICIENTI SISMICI UTILIZZATI

La determinazione dei parametri sismici secondo quanto previsto dal DM 14.01.2008 viene determinato sulla base della precisa localizzazione dell'opera nel territorio nazionale (latitudine e longitudine) all'interno del reticolo di riferimento da cui possono essere dedotti i dati per generare gli spettri di risposta e di conseguenza gli accelerogrammi di progetto.

- Latitudine: 46.334°
- Longitudine: 13.1372°

Al punto 3.2.1 vengono definiti due stati limite di esercizio e due stati limite ultimi nella combinazione sismica.

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite 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 resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati sono riportate in tabella di seguito.

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

L'opera, secondo quanto previsto nel punto 2.4 della Nuova Norma Tecnica risulta essere classificata come segue:

TIPO DI COSTRUZIONE

2	Opere ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale
---	---

CLASSE D'USO

III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
-----	---

50	V_N , VITA NOMINALE (anni)
1.5	C_w , CLASSE D'USO
75	V_R , PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA (anni)

PERIODI DI RITORNO STATI LIMITE

45	Tr(SLO) Periodo di ritorno azione sismica Stato Limite di Operatività (anni)
75	Tr(SLD) Periodo di ritorno azione sismica Stato Limite di Danno (anni)
712	Tr(SLV) Periodo di ritorno azione sismica Stato Limite di Salvaguardia della Vita (anni)
1462	Tr(SLC) Periodo di ritorno azione sismica Stato Limite di prevenzione del Collasso (anni)

Di conseguenza tramite interpolazione lineare sui punti definiti dal reticolo vengono calcolati i parametri sismici a_g , F_0 e T_c^* per i vari stati limite presi in considerazione.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.063	2.462	0.262
SLD	75	0.080	2.440	0.281
SLV	712	0.209	2.504	0.346
SLC	1462	0.274	2.525	0.360

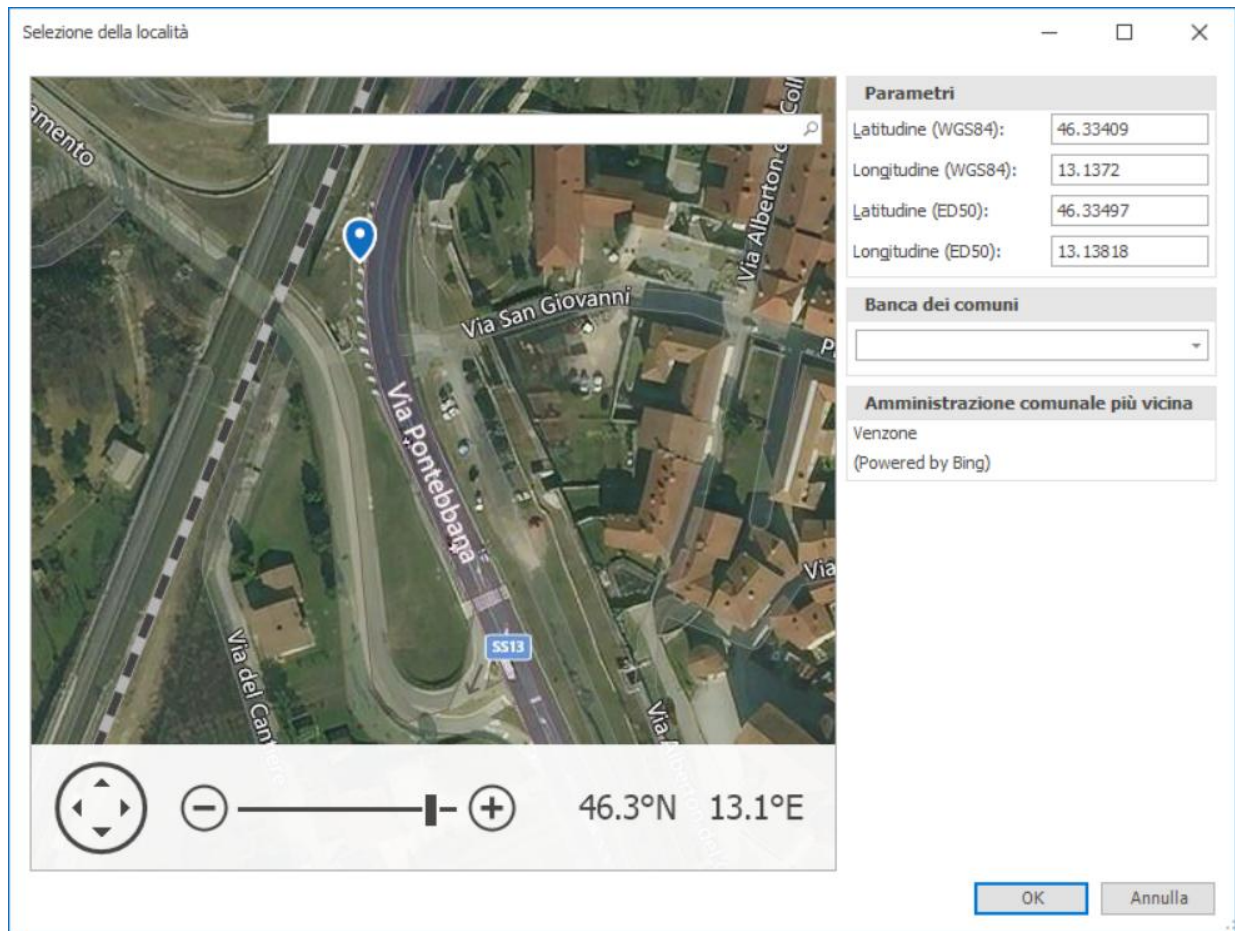
Al fine di definire lo spettro di risposta vengono presi in considerazione i seguenti parametri:

TIPO DI TERRENO

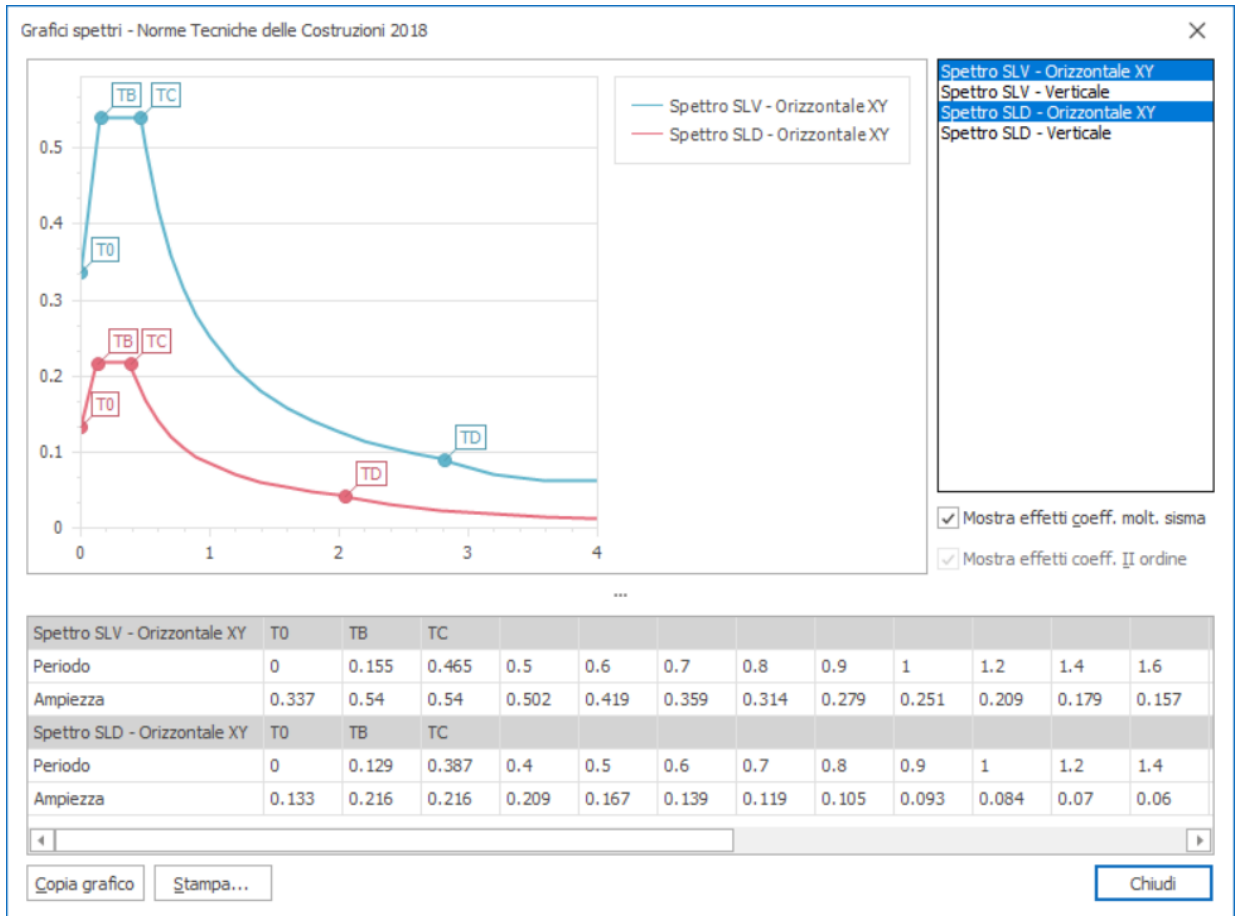
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessore superiore a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di VS ₃₀ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT ₃₀ > 50 nei terreni a grana grossa e cu ₃₀ > 250 kPa nei terreni a grana fina)
---	---

CATEGORIA TOPOGRAFICA

T1	-
1	S _T , coefficiente di amplificazione topografica



Di seguito si riportano i grafici degli spettri di risposta elastici SLV e SLD ed i relativi valori tabellari



5 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

5.1 NORME PER LO OPERE IN C.A. E IN C.A.P.

- **L. 5 novembre 1971, n. 1086 G.U. n. 321 del 21.7.71:** "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche"
- **Legge 2 febbraio 1974, n. 64:** "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
- **DM 14.01.2008** Revisioni delle "Norme tecniche per le costruzioni"
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008 (Gazzetta Ufficiale del 26.02.2009 n. 47, supplemento ordinario n. 27);
- **Legge Regionale n. 16, 11 agosto 2009:** "Norme per la costruzione in zona sismica e per la tutela fisica del territorio";
- **Decreto del Presidente della Regione 27 luglio 2011, n. 0176/Pres:** "Regolamento di attuazione dell'art. 3, comma 3, lettere a) e c) della LR 16/2009 (Norme per la costruzione in zona sismica e per la tutela fisica del territorio), recante "Definizione delle tipologie di opere e di edifici di interesse strategico e di quelli che possono assumere rilevanza per le conseguenze di un eventuale collasso, nonché degli interventi di nuova costruzione, degli interventi su costruzioni esistenti e degli interventi di variante in corso d'opera che assolvono una funzione di limitata importanza statica ai sensi dell'articolo 3, comma 3, lettere a) e c) della LR 16/2009".

5.2 CRITERI PER LE OPERE DI FONDAZIONE

- **DM 21.1.81 G.U. n. 37 del 7.2.81** "Norme Tecniche per l'esecuzione delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"
- CMLLPP 3.6.81 n. 22597
- **Circ. Min. LL.PP. 1988, n.30483,** "Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione."

6 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

6.1 CALCESTRUZZI (SECONDO UNI 11104)

<u>CALCESTRUZZO PER SOTTOFONDAZIONI</u>		
Classe di resistenza	C10/15	
Ressistenza cubica caratteristica $R_{ck} =$	15	Mpa
Classe di esposizione	X0	Prospetto 4 UNI 11104
Cemento TIPO	II 32,5 UNI EN 450	
Dosaggio di cemento \geq	200	kg/mc
Rapporto A/C \leq	0,6	
Contenuto massimo di cloruri	1,00%	
Dimensione nominale max degli aggregati	25	mm
Inerti resistenti al gelo		
Consistenza	S3	

<u>CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI</u>		
Classe di resistenza	C32/40	
Ressistenza cubica caratteristica $R_{ck} =$	40	Mpa
Classe di esposizione	XC2	Prospetto 4 UNI 11104
Cemento TIPO	II 32,5	UNI EN 450
Dosaggio di cemento \geq	300	kg/mc
Rapporto A/C \leq	0.5	
Contenuto massimo di cloruri	0.20%	
Dimensione nominale max degli aggregati	25	mm
Inerti resistenti al gelo		
Consistenza	S4	
Copriferro	4	cm
<u>Resistenze di calcolo allo Stato Limite Ultimo</u>		
Resistenza cilindrica caratt. compress. $f_{ck} =$	33.20	MPa
Resistenza cilindrica caratt. media compress. $f_{cm} =$	41.20	MPa
Resistenza a trazione semplice (assiale) $f_{ctm} =$	3.10	MPa
Resistenza caratteristica a trazione frattile 5% $f_{ctk5\%} =$	2.17	MPa
Resistenza a trazione per flessione media $f_{ctm} =$	3.72	MPa
Resistenza caratteristica a traz. per flessione fratt. 5% $f_{cfk5\%} =$	2.60	MPa
Modulo elastico istantaneo $E_{cm} =$	33642.78	MPa
<u>Resistenze di calcolo allo Stato Limite di Esercizio</u>		
Resistenza a compressione ammissibile Combinazione RARA	19.92	MPa
Resistenza a compressione amm. Comb. QUASI PERMANENTE	14.94	MPa

6.2 ACCIAIO D'ARMATURA

- BARRE DI ACCIAIO B450C CONTROLLATO IN STABILIMENTO

Acciaio controllato in stabilimento B450C

È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili qualificati secondo le procedure di cui al punto 11.3.1.2 D.M. 14/01/2008 e controllati secondo le modalità riportate nel punto 11.3.2.11 del D.M. 14/01/2008.

L'acciaio utilizzato è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura: $f_{y\text{nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$

$$f_{t\text{nom}} = 540 \text{ N/mm}^2$$

e deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tabella:

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y\text{nom}}$	5,0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t\text{nom}}$	5,0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10,0
$(f_y/f_{y\text{nom}})_k$	$\leq 1,25$	10,0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5 \%$	10,0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche: $\Phi < 12 \text{ mm}$ $12 \text{ mm} < \Phi < 16 \text{ mm}$ per $16 \text{ mm} < \Phi < 25 \text{ mm}$ per $25 \text{ mm} < \Phi < 40 \text{ mm}$	4Φ 5Φ 8Φ 10Φ	

Modulo di elasticità $E_s = 206000 \text{ Mpa} = 206 \text{ Gpa}$

Sovrapposizioni barre ≥ 60 diametri

Resistenze di calcolo dell'acciaio per la verifica agli SLU:

$$\gamma_s = 1,15$$

* resistenza di calcolo a rottura per trazione:

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391,30 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s = 0,186\%$$

Resistenze di calcolo dell'acciaio per la verifica agli SLE:

$$\gamma_s = 1,00$$

* resistenza di calcolo a rottura per trazione:

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 450/1 = 450,00 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s = 0,218\%$$

$$\sigma_s = 0,80 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 450 = 360,00 \text{ Mpa}$$

7 RELAZIONE GEOLOGICO TECNICA E SULLE FONDAZIONI

Le opere di progetto sono distribuite lungo il percorso della pista ciclabile e i terreni di fondazione hanno diverse caratteristiche geomeccaniche ma possono avere un inquadramento omogeneo ai sensi del D.M. 17.01.2018.

Pericolosità geologica e valanghiva

L'analisi della pericolosità geologica e valanghiva fanno riferimento al PAI del Tagliamento.

Lo stralcio della cartografia delle aree di pericolosità geologica evidenzia che il tracciato risulta in prevalenza esterno alle aree di pericolosità e di attenzione, a parte un tratto a nord, nella zona di Portis, dove rientra a margine della zona di pericolosità P2 – media pericolosità geologica (come si evidenzia nelle immagini di seguito riportate).

Dalla “Carta di pericolosità da valanga” del PAI del Tagliamento, non si evidenziano invece interferenze tra il tracciato della ciclabile e le aree interessate dal fenomeno valanghivo.

Pericolosità idraulica

L'analisi della pericolosità idraulica fa riferimento alla “Carta di pericolosità idraulica” del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (Autorità di Bacino del Distretto delle Alpi Orientali).

Il tracciato della ciclabile in prevalenza ricade in zona di pericolosità idraulica P1 e P2, con alcuni tratti in zona P3a e in zona fluviale nell'attraversamento del Torrente Venzonassa.

Sulla base delle Norme di attuazione del PGRA (allegato V), è stata eseguita la Verifica di Compatibilità Idraulica (Studio ing Nicolini allegato al progetto).

Analisi sismica

Secondo quanto previsto dal DM 17/01/2018, facendo riferimento all'approccio semplificato, considerando come riferimento le prove geognostiche reperite in zona, l'intervento può essere inserito nella categoria di sottosuolo B, definita:

"rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine 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.

Per la definizione dei parametri di sito si sono considerati i seguenti dati (coordinate riferite alla nuova passerella):

Coordinate WGS84: Lat. 46.333940 Long. 13.136975

Classe d'uso: IV

Vita nominale: $VN = 50$ anni

Coeff. d'uso: $CU = 2.0$

Vita di riferimento: $VR = VN \times CU = 100$ anni

Categoria topografica T1 - superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$

Coeff. di amplificazione topografica $St = 1$

La probabilità di superamento della vita di riferimento è stata valutata considerando i seguenti stati limite:

Stato Limite di Operatività (SLO = 0.81)

Stato limite di Danno (SLD = 0.63)

Stato limite di salvaguardia della Vita (SLV = 0.1)

Stato limite di prevenzione del Collasso (SLC = 0.05)

Per i muri di sostegno a Portis si considerano i parametri sismici valutati considerando Classe d'uso III e $VN=50$ anni.

Suscettibilità alla liquefazione

In relazione alla natura dei sedimenti rilevati dalle prove di riferimento, si ritiene di poter escludere che il fenomeno della liquefazione si manifesti.

La verifica verrà comunque effettuata in fase di progetto esecutivo sulla base delle prove geognostiche che si prevede di eseguire in corrispondenza alle spalle della passerella.

Permeabilità

La permeabilità dei sedimenti, considerato che in zona sono prevalenti sedimenti grossolani, si può valutare nell'intervallo $K = 10^{-3} - 10^{-5}$ m/s, con valori che possono risultare inferiori nella parte superficiale per la presenza della coltre di alterazione.

In fase di progetto esecutivo verranno eseguite le opportune prove geognostiche per la caratterizzazione dei terreni in corrispondenza ai muri di spalla della nuova passerella.

Per maggiori delucidazioni si rinvia alla relazione geologica allegata accompagnate da una campagna di prove del febbraio 2026. Per quanto riguarda le fondazioni del manufatto di progetto e la verifica delle opere in muratura esistenti si rinvia ai sondaggi e alla loro interpretazione da eseguirsi in sede di progetto esecutivo.

8 PASSERELLA

La presente relazione affronta gli aspetti strutturali relativi alla realizzazione di una pista ciclabile in via del Campo a Venzone che consistono:

- nella nuova realizzazione di due muri di spalla in c.a. e relative fondazioni profonde realizzate in micropali;
- ponte di luce 13.70 m avente sezione mista acciaio cls resa collaborante da pioli tipo Nelson. Le travi metalliche saranno realizzate con profili HEA550 e saranno collegate da traversi in IPE 240. Ogni campata individuata presenterà dei controventi di piano f20 a croce di Sant'Andrea.

Le analisi svolte per determinare le sollecitazioni sugli elementi sono analisi elastiche e lineari.

Le sollecitazioni sugli elementi strutturali sono state ricavate secondo le combinazioni di carico più gravose come previsto nel D.M. 17/01/2018.

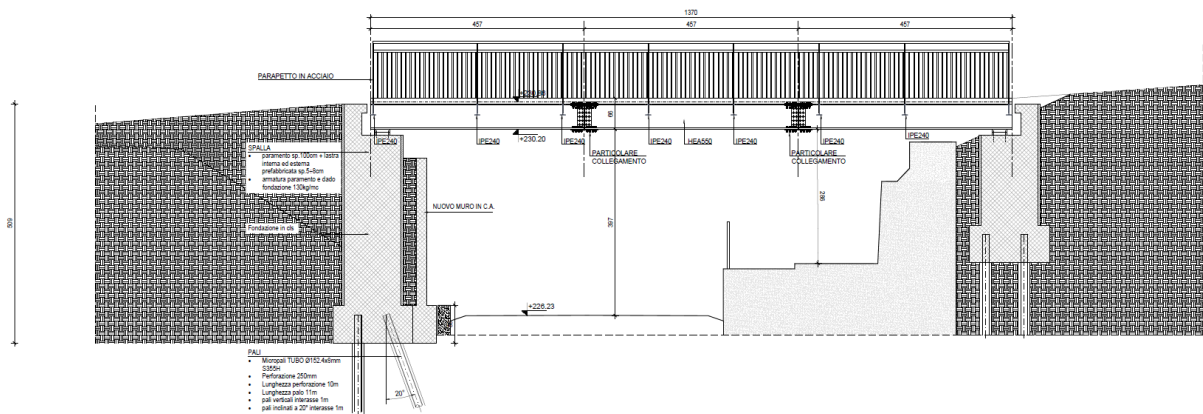


Figura 1 Passerella: sezione longitudinale.

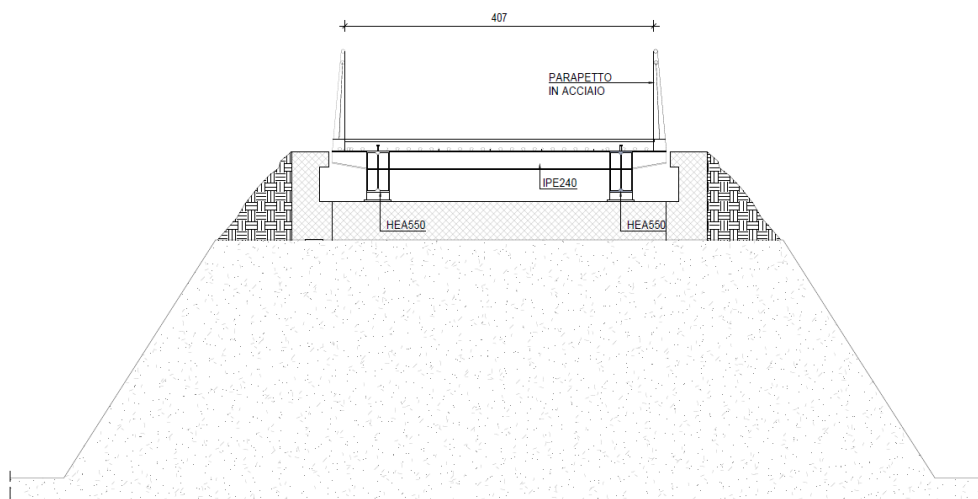


Figura 2 Passerella: sezione trasversale.

8.1 MATERIALI

CALCESTRUZZO PER MICROPALI DI FONDAZIONE

Classe di resistenza	C25/30
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S5
Rapporto a/c massimo	0,60
Dosaggio minimo cemento	600 kg/mc
Diametro massimo aggregato	3 mm

ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA - MICROPALI

Classe acciaio	S355 J2H
Classe di esecuzione	EXC2
Resistenza a snervamento	$f_y = 355 \text{ MPa}$
Resistenza a rottura	$f_t = 510 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_s = 200 \text{ GPa}$

CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI E SPALLE

Classe di resistenza	C32/40
Classe di esposizione fondazioni	XC2
Fwd: 2025 Classe di esposizione fondazioni	XC4
Classe di consistenza	S4
Rapporto a/c massimo	0,50
Dosaggio minimo cemento	340 kg/mc
Diametro massimo aggregato	20 mm
Copriferro nominale	$c = 30 + 10 \text{ toll.}$
Resistenza cilindrica a compressione	$f_{ck} = 32,00 \text{ MPa}$ (a 28gg di maturazione)
Resistenza caratteristica di aderenza	$f_{bk} = 4,76 \text{ MPa}$
Tensione ammissibile comb.rara	$s_{c,r} = 19,20 \text{ MPa}$
Tensione ammissibile comb. q.p.	$s_{c,qp} = 14,40 \text{ MPa}$

CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO ED OPERE COMPLEMENTARI

Classe di resistenza	C35/45
Classe di esposizione	XF4
Classe di consistenza	S4
Rapporto a/c massimo	0,45
Dosaggio minimo cemento	360 kg/mc
Diametro massimo aggregato	20 mm
Copriferro nominale COPRIFERRO)	$c = 45 + 5 \text{ toll. (CON SISTEMA DI CONTROLLO DEL$
Resistenza cilindrica a compressione	$f_{ck} = 35,00 \text{ MPa}$ (a 28gg di maturazione)
Resistenza caratteristica di aderenza	$f_{bk} = 4,76 \text{ MPa}$
Tensione ammissibile comb.rara	$s_{c,r} = 21 \text{ MPa}$
Tensione ammissibile comb. q.p.	$s_{c,qp} = 15,6 \text{ MPa}$

ACCIAIO PER CALCESRUZZO ARMATO

Classe acciaio	B450 C
Resistenza a snervamento	$f_y = 450 \text{ MPa}$
Resistenza a rottura	$f_t = 540 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_s = 210 \text{ GPa}$

ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA - IMPALCATO

Classe acciaio	S355 J0
Classe di esecuzione	EXC3
Resistenza a snervamento	$f_y = 355 \text{ MPa}$
Resistenza a rottura	$f_t = 510 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_s = 206 \text{ GPa}$

VITI, DADI E BULLONI

Classe acciaio	8.8
Resistenza a snervamento	$f_y = 640 \text{ MPa}$
Resistenza a rottura	$f_t = 800 \text{ MPa}$

8.2 DURABILITA'

La durabilità è garantita mediante la corretta individuazione della classe di esposizione dei calcestruzzi e la corretta definizione dei copriferri, in funzione della vita nominale del manufatto, per le quali si rimanda alla definizione dei valori di calcolo e delle caratteristiche dei calcestruzzi.

Per quanto riguarda le strutture metalliche si definisce la classe di esecuzione secondo UNI-EN 1090-2

Classe di produzione PC2

Classe di conseguenze: CC2-2b

Categoria di servizio: SC1

Classe di esecuzione: EXC3

Per quanto attiene alla protezione alla corrosione, si prevede di applicare la zincatura a tutti gli elementi.

8.3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la fase di progettazione strutturale delle opere in oggetto si è fatto riferimento alle indicazioni riportate nelle seguenti normative:

- D.M.17/01/2018 – “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”
- Circ. 21/01/2019 n.7 C.S.LL.PP. – “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.”
- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64 – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: “Carichi da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-1-1:2015 parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: “Progettazione dei collegamenti”;
- UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: “Ponti in acciaio”;
- UNI EN 1993-5:2007 Parte 5: “Pali e palancole”;
- UNI EN 1994-2:2006 Parte 2: “Regole generali e regole per i ponti”;

- UNI EN 1997-1:2013 Parte 1: "Regole generali";
- UNI EN 1998-2:2011 Parte 2: "Ponti";
- UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: "Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici";

8.4 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La vita nominale di progetto 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.

All'opera in oggetto si associa la seguente vita nominale di progetto V_N :

- Vita nominale di progetto V_N : 50 anni.

Con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, all'opera in esame si associa la seguente classe d'uso:

- Classe d'uso: IV,

la classe d'uso è stata definita in funzione dei possibili danni provocati dal collasso dell'opera in oggetto che possono ripercuotersi sulla viabilità stradale adiacente alla passerella ciclopedonale,

Le azioni sismiche sulla costruzione vengono valutate in relazione al periodo di riferimento V_R valutato come:

- Coefficiente d'uso C_U 1.0,
- Periodo di riferimento $V_R = C_U \times V_N$ 50 anni.

8.5 AZIONI CONSIDERATE

8.6 AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente e $S(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, nel periodo di riferimento V_R .

L'intervento può essere inserito nella categoria di sottosuolo B, definita:

"rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine 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.

La valutazione delle azioni sismiche è stata svolta nel rispetto delle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 17/01/2018. L'azione sismica è stata calcolata sulla base dei seguenti parametri, secondo quanto previsto al paragrafo 2 delle NTC 2018:

Coordinate WGS84: Lat. 46.333940 Long. 13.136975
 Classe d'uso: IV
 Vita nominale: VN = 50 anni
 Coeff. d'uso: CU = 2.0
 Vita di riferimento: VR = VN x CU = 100 anni

Categoria topografica T1 - superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$
 Coeff. di amplificazione topografica $S_t = 1$

	SLO	SLD	SLV	SLC
ag	0.099g	0.129g	0.342g	0.450g
Fo	2.439	2.412	2.403	2.411
Tc*	0.263 sec	0.280 sec	0.348 sec	0.370 sec

Alla struttura in esame, si assegna un fattore di comportamento $q=1.00$ relativamente allo spettro di riposta orizzontale (paragrafo 7.9.2.1 DM 17/01/2018).

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Interpolazione

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE

- SLO - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU

- SLV - $P_{VR} = 10\%$
- SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- - - - - Strategia per costruzioni ordinarie
- - - - - Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info $S_B = 1,069$ $C_C = 1,358$ info

Categoria topografica info $h/H = 1,000$ $S_T = 1,000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) $\eta = 1,000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_o Regol. in altezza info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q $\eta = 0,667$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

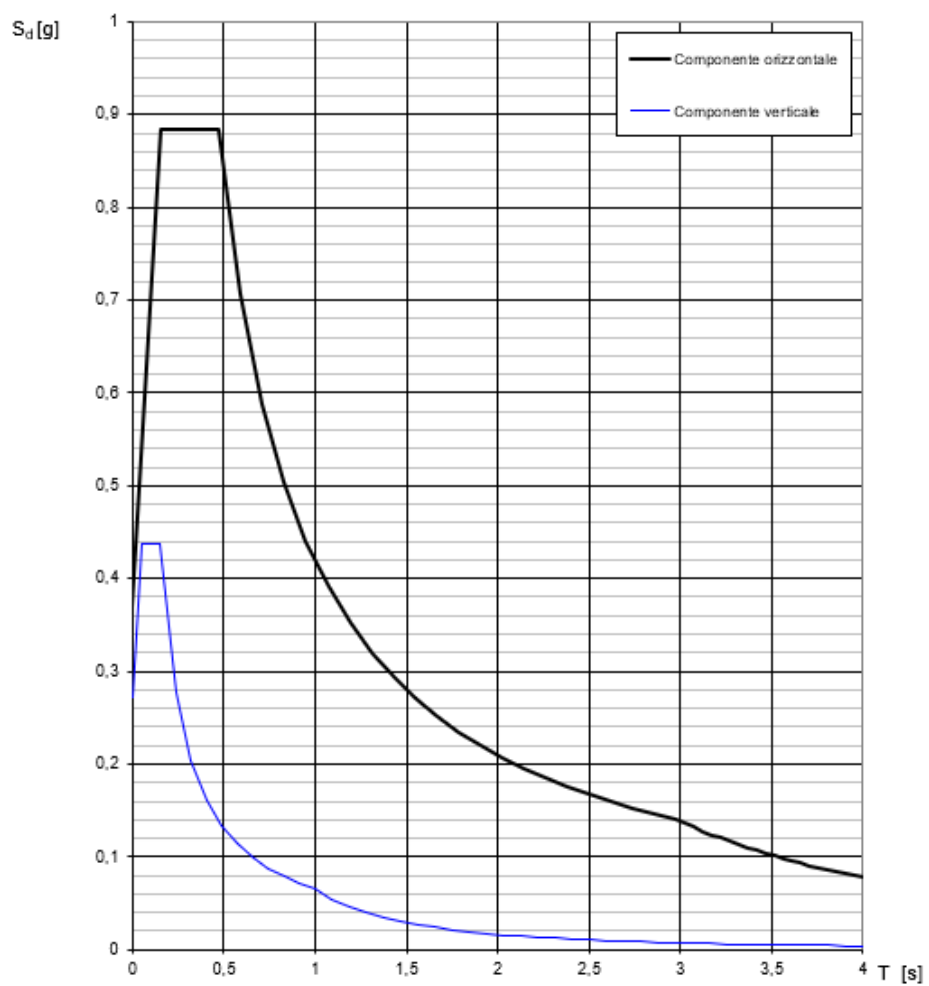
Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

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

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,344 g
F_o	2,403
T_c	0,349 s
S_s	1,069
C_c	1,358
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,069
η	1,000
T_B	0,158 s
T_C	0,474 s
T_D	2,976 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,368
$T_B \leftarrow$	0,158	0,884
$T_C \leftarrow$	0,474	0,884
	0,593	0,706
	0,712	0,588
	0,831	0,504
	0,950	0,441
	1,069	0,391
	1,189	0,352
	1,308	0,320
	1,427	0,293
	1,546	0,271
	1,665	0,251
	1,785	0,235
	1,904	0,220
	2,023	0,207
	2,142	0,195
	2,261	0,185
	2,380	0,176
	2,500	0,167
	2,619	0,160
	2,738	0,153
	2,857	0,147
$T_D \leftarrow$	2,976	0,141
	3,025	0,136
	3,074	0,132
	3,123	0,128
	3,171	0,124
	3,220	0,120
	3,269	0,117
	3,318	0,113
	3,366	0,110
	3,415	0,107
	3,464	0,104
	3,513	0,101
	3,561	0,098
	3,610	0,096
	3,659	0,093
	3,708	0,091
	3,756	0,088
	3,805	0,086
	3,854	0,084
	3,903	0,082
	3,951	0,080
	4,000	0,078

8.7 CARICHI DI IMPALCATO

Per gli elementi strutturali sono stati assunti i seguenti pesi di volume:

- Calcestruzzo 24.0 kN/mc
- Calcestruzzo armato 25.0 kN/mc
- Acciaio 78.5 kN/mc

Impalcato	g₁	g₂	q
Travi longitudinali HEA550 i = 320 cm	60		daN/m ²
Traversi IPE240 i = 180 cm	20		daN/m ²
Lamiera grecata	10		daN/m ³
Soletta c.a. spessore s = 12 cm	300		daN/m ²
Asfalto		60	daN/m ²
Totale permanenti strutturali	390		daN/m²
Totale permanenti non strutturali		60	daN/m²
Carico da folla compatta - LM5		500	daN/m²

8.8 AZIONE DELLA NEVE (Q_N)

Per la valutazione del carico da neve sull'impalcato si è fatto riferimento alle indicazioni riportate al capitolo §3.4 del DM 17/01/2018.

a _s =	230.0	[m s.l.m.]	quota sito
Zona:	I-Alpina		
q _{sk} =	1.60	[kN/m ²]	carico neve al suolo

Poiché sulla passerella si applica il carico di folla compatta corrispondente a 5 kN/m². Si ritiene che il transito della folla sulla passerella avvenga in assenza di neve. Tale condizione è considerata anche dalle Norme Tecniche, come si evince dalla Tabella 5.1.VI che considera il carico da neve non concomitante all'applicazione del carico da folla LM5.

8.9 LARGHEZZA EFFICACE SOLETTA

La soletta in c.a. viene resa collaborante alle travi longitudinali dell'impalcato a mezzo di connettori a gambo cilindrico. Lo schema statico dell'impalcato è quello di trave appoggio-appoggio ad un'unica campata. La larghezza efficace della soletta collaborante viene valutata secondo le indicazioni riportate al paragrafo 4.3.2.3 del DM 17/01/2018.

Luce campata (appoggio-appoggio)	L= 1370 cm
Interasse travi longitudinali	i = 320 cm
Larghezza soletta in sinistra	b ₁ = 160 cm

Larghezza soletta in destra	$b_2 = 70 \text{ cm}$
Interasse connettori	$b_0 = 0 \text{ cm}$
Larghezza efficace soletta in campata	$b_{\text{eff}} = 160 + 70 = 230 \text{ cm}$

In corrispondenza degli appoggi si considera una larghezza ridotta della soletta collaborante:

Coefficiente di riduzione	$\beta = 0.55 + 0.025 \times 1370 / 230 = 0.70$
Larghezza efficace soletta in appoggio	$b_{\text{eff}} = 161 \text{ cm}$

8.10 SPINTA DELLE TERRE SU SPALLE (S)

Per la valutazione della spinta del terreno sulle spalle vengono utilizzati i seguenti parametri geotecnici:

- peso di volume naturale $\gamma = 18.50 \text{ kN/mc}$
- angolo d'attrito interno $\varphi' = 29^\circ$

in condizioni statiche, per la spalla, viene valutato il coefficiente di spinta a riposo in quanto fondata su pali e quindi idealmente impedita di traslare:

- coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 1 - \sin\varphi = 0.516$
- spinta a riposo terreno $S_{t0} = 1/2 \gamma k_0 h^2 = 64 \text{ kN/m}$

in condizioni sismiche viene valutata la spinta secondo la teoria Mononobe Okabe

la presenza della pavimentazione e della folla ($q = 5.0 \text{ kN/mq}$) sul rilevato generano delle spinte orizzontali sulla spalla valutabili come:

- spinta dovuta alla pavimentazione $S_{\text{pav}} = k_0 \times g_2 \times L / 2 = 2.12 \text{ kN/m}$
- spinta dovuta alla folla $S_q = k_0 \times q \times L / 2 = 17.67 \text{ kN/m}$

8.11 AZIONI SUI PARAPETTI (U)

Nella valutazione dell'azione contro il parapetto si considera un carico orizzontale di intensità pari a 1.50 kN/m applicato all'altezza del corrimano, ovvero a 1.20m da piano di calpestio, così come riportato al paragrafo 5.1.3.10 del DM 17/01/2018.

8.12 RITIRO (E₁) E VISCOSITÀ (E₂)

Il ritiro del calcestruzzo viene valutato sulla base delle indicazioni fornite nel capitolo §11.2.10.6 del DM 17/01/2018.

L'azione indotta dal ritiro viene impedita dalla presenza della trave in acciaio, al fine del ripristino della congruenza è necessario applicare un sistema di forze autoequilibrato che produce nella sezione di soletta una trazione, mentre per la sezione globale un'azione di presso-flessione.

RITIRO (E₁)

resistenza cubica a compressione	$R_{ck} =$	45	MPa
resistenza cilindrica a compressione	$f_{ck} =$	35	MPa
resistenza media a compressione	$f_{cm} =$	43	MPa
modulo elastico calcestruzzo	$E_{c2} =$	34077	MPa
area calcestruzzo	$A_c =$	349600	mm ²
perimetro bagnato	$u_0 =$	3200	mm
percentuale umidità	$U\% =$	60%	
	$\epsilon_{c0} =$	-4.08E-04	
dimensione fittizia	$h_0 =$	219	mm
	$k_h =$	0.832	

deformazione per ritiro da essiccamento a tempo inf.	$\epsilon_{cd,inf}=k_h \epsilon_{c0} =$	-3.39E-04	
età cls inizio ritiro per essiccamento	$t_s =$	5	gg
età cls al momento considerato	$t =$	10000	gg
	$\beta_{ds} =$	9.87E-01	
deformazione per ritiro da essiccamento	$\epsilon_{cd} =$	-3.35E-04	
deformazione per ritiro autogeno	$\epsilon_{ca} =$	-6.25E-05	
deformazione totale per ritiro	$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} =$	-3.97E-04	

8.13 AZIONE TERMICA

Nel presente progetto di fattibilità viene trascurata in prima battuta.

8.14 CEDIMENTI VINCOLARI (4)

Per la struttura in esame vengono ragionevolmente trascurati gli effetti dei cedimenti vincolari, essendo questa una struttura isostatica, di breve luce e fondata su micropali di fondazione.

8.15 VERIFICHE STRUTTURALI

8.16 DIMENSIONAMENTO DELLA LAMIERA GRECATA

Si riporta la verifica della lamiera grecata collaborante con la soletta in c.a. in condizioni di stato limite ultimo. Il dimensionamento viene eseguito secondo il metodo tabellare che riporta il carico utile massimo in funzione dello spessore della lamiera e dell'interasse degli appoggi.

L'interasse fra gli appoggi risulta essere di circa 1.85m (pari all'interasse tra le IPE240).

Il sovraccarico in condizioni di stato limite ultimo risulta essere:

$$q = 1.35 \times 0.65 + 1.35 \times 5 = 7.63 \text{ kN/mq} < 18.2 \text{ kN/mq} \quad \text{verifica soddisfatta.}$$

Nominal concrete consumption

	Thickness of the slab [cm]									
	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Concrete volume [l/m ²]	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170
Theoretical weight* of the composite slab [kg/m ²]	200	225	250	275	300	325	350	375	400	425

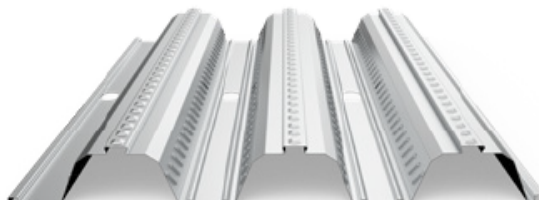
Concrete density 2500 kg/m³


Maximum recommended slab thickness d – 20 cm

*Additional weight due to pounding effect is not included

Cofrastra® 40 P:

Pre-punched version, compatible with shear connectors, welded in advance or in shop to the composite beams.



Multiple spans  with L1 – L2 and internal width support 100mm

Thickness of the slab [cm]	Span [m]																				
	2,00	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50	2,60	2,70	2,80	2,90	3,00	3,10	3,20	3,30	3,40	3,50	3,60	3,70	3,80	3,90	4,00
18	26,22	24,78	23,46	22,27	21,17	20,16	19,22	18,36	17,56	16,81	16,12	15,46	14,85	13,72	12,69	11,75	10,88	10,08	9,34	8,66	8,03
17	25	23,62	22,37	21,23	20,18	19,22	18,33	17,51	16,75	16,04	15,37	14,75	13,74	12,69	11,73	10,85	10,04	9,3	8,62	7,99	7,4
16	23,73	22,43	21,24	20,16	19,17	18,26	17,41	16,63	15,91	15,24	14,61	13,69	12,62	11,65	10,77	9,95	9,21	8,52	7,89	7,31	6,77
15	22,43	21,2	20,08	19,06	18,12	17,26	16,46	15,73	15,04	14,41	13,57	12,49	11,51	10,62	9,8	9,06	8,38	7,75	7,17	6,63	6,13
14	21,08	19,92	18,87	17,91	17,03	16,22	15,47	14,78	14,14	13,35	12,27	11,28	10,39	9,58	8,84	8,16	7,54	6,97	6,44	5,95	5,5
13	19,67	18,59	17,61	16,72	15,9	15,14	14,45	13,8	13,03	11,94	10,97	10,08	9,28	8,55	7,88	7,27	6,71	6,19	5,72	5,28	4,87
12	18,2	17,21	16,3	15,47	14,71	14,01	13,37	12,58	11,5	10,54	9,67	8,88	8,16	7,51	6,92	6,37	5,87	5,41	4,99	4,6	4,24
11	16,77	15,75	14,92	14,17	13,47	12,83	11,97	10,92	9,98	9,13	8,37	7,68	7,05	6,48	5,96	5,48	5,04	4,64	4,27	3,92	-
10	13,99	13,00	11,64	10,45	9,41	8,49	7,68	6,96	6,31	5,72	5,2	4,72	4,29	3,9	3,54	3,21	2,91	-	-	-	-
9	12,16	10,84	9,69	8,69	7,81	7,04	6,35	5,74	5,19	4,7	4,26	3,85	3,49	-	-	-	-	-	-	-	-
	Without propping										With propping										

Key	Thickness [mm]
Installation without propping	0,75
	0,88
	1,00
With propping	0,75

Assumptions

- Concrete C25/30 (density: 25 kN/m³)
- Fire resistance REI30
- Deflection while pouring L / 180
- Deflection in service L [cm] / 350 if L < 3.5 m or (0.5 cm + L / 700) if L > 3.5 m
- Materials safety factors : $\gamma_M=1.0$, $\gamma_C=1.5$, $\gamma_S=1.15$

8.17 DIMENSIONAMENTO DELLE TRAVI PRINCIPALI

Nel presente Capitolo sono riportate le verifiche strutturali svolte. Queste hanno riguardato le verifiche di resistenza e le verifiche allo stato limite di esercizio. Infine, si riportano brevemente le verifiche allo stato limite di servizio nei confronti delle vibrazioni.

Per quanto riguarda la verifica delle strutture di impalcato, trattandosi di sezione composta acciaio – cls, le verifiche di resistenza sono svolte in Fase I (resistenza affidata solo all'acciaio e assenza di carichi da normativa) e in Fase II (resistenza affidata alla sezione mista e carichi da Normativa).

VERIFICHE PRIMA FASE

Nella prima fase la resistenza ai carichi è affidata solamente alle travi in acciaio. I carichi da considerare sono il peso proprio degli elementi in acciaio e il peso della soletta in c.a., che in questo caso è un peso permanente portato. Considerato che la larghezza dell'impalcato è pari a 410 cm, nel seguito è stata considerata una larghezza di influenza pari all'interasse $i = 200$ cm per quanto riguarda i traversi.

Travi principali

Acciaio tipo: S275 γ_{M0} 1,05

E_s 210 kN/mm² $M1$ 1,05

f_{yd} 262 N/mm² $M2$ 1,25

Profilo: formati a caldo

Sezione: HEA550

h (mm): 540

B (mm): 300

sw (mm): 12,5

sa (mm): 24

Profilo singolo

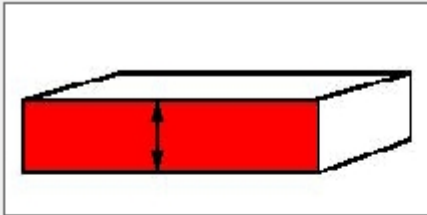
A	21200	mm ²	Nrd = 5554,4 kN
Jx	111932,2*10 ⁴	mm ⁴	
Jy	10819*10 ⁴	mm ⁴	
Wx	4145,64*10 ³	mm ³	Mel.x = 1086,1 kNm
Wy	721,27*10 ³	mm ³	Mel.y = 188,9 kNm
Wplx	4647,15*10 ³	mm ³	Mpl.x = 1217,5 kNm
Wply	1118,44*10 ³	mm ³	Mpl.y = 293 kNm
Av,x	8396	mm ²	Vrd.x = 1270 kN
Av,y	14450	mm ²	Vrd.y = 2185,7 kN

Profili accoppiati

AGGIORNA

VERIFICA SEZIONE
VERIFICA ELEMENTO
VINCOLI E CARICHI
GIUNTI

In fase di montaggio la resistenza è affidata interamente al profilo in acciaio:



PPK kN/m²
 Gk kN/m²
 qk1 kN/m²
 qk2 kN/m²
 Interasse totale..... i m
 Inclinazione dell'asse della sezione rispetto alla verticale..... α gradi

	Comb. Ultima	Comb. Caratteristica
carico dir x	23,55	17,30
carico dir y	0,00	0,00

GdL estremo A

traslazione dir x
 traslazione dir y
 rotazione dir x (asse debole)
 rotazione dir y (asse forte)
 rotazione lungo z (tors)

Luca della trave m

Schema statico

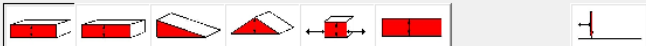
dir x:
 dir y:

GdL estremo B

traslazione dir x
 traslazione dir y
 rotazione dir x (asse debole)
 rotazione dir y (asse forte)
 rotazione lungo z (tors)

n.b. gli assi sono quelli del sistema di riferimento locale della sezione. L'asse di riferimento del momento è quello ortogonale al piano d'azione della sollecitazione.

Carichi



fdl	23,55	0,00	0,00	0,00	0,00	2,92	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
fdle	17,30	0,00	0,00	0,00	0,00	2,11	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
fdap	13,30	0,00	0,00	0,00	0,00	2,11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
fdap-pp	7,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,45	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
fd - fase 1	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,66	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

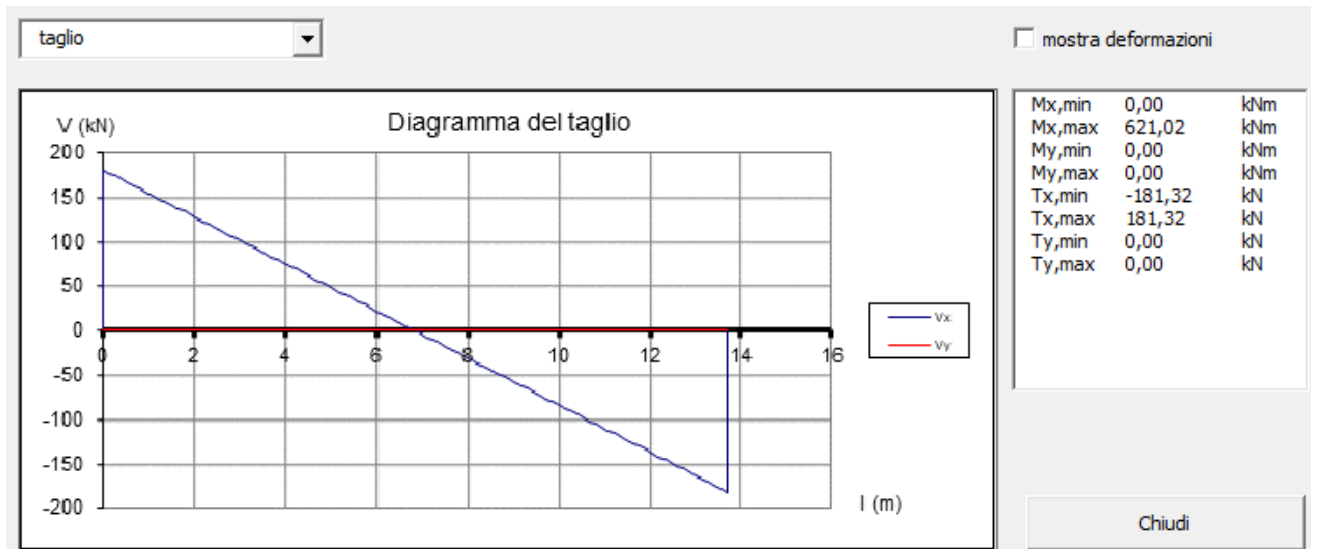
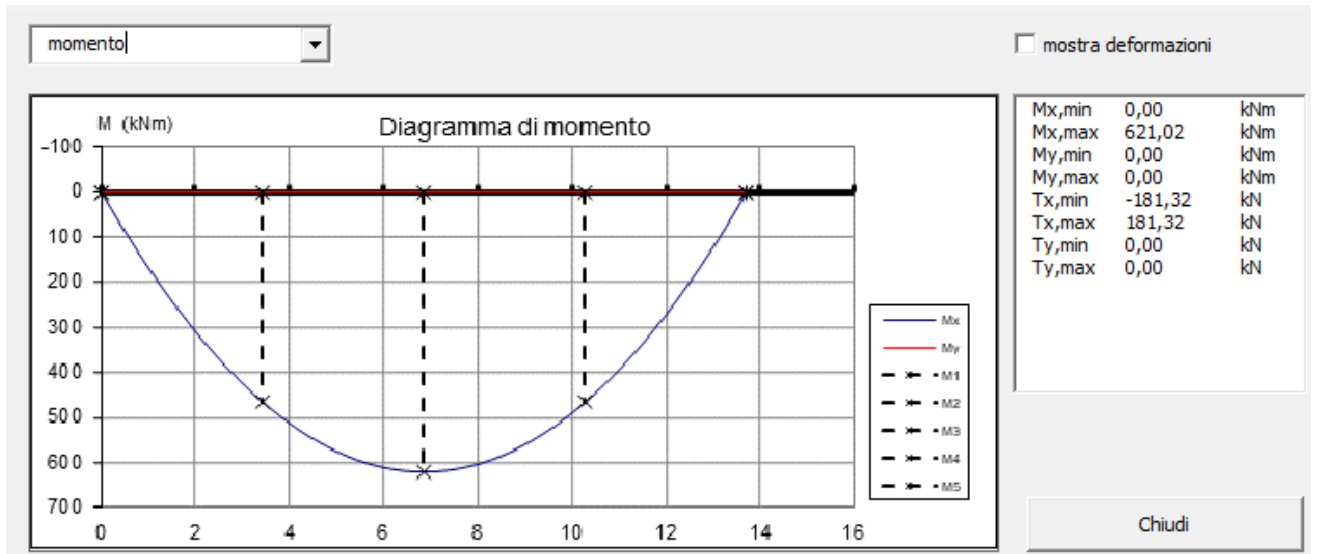
Mslu,Ay kNm
 Msle,Ay kNm

Mslu,Bx kNm
 Msle,Bx kNm

Mslu,Ax kNm
 Msle,Ax kNm

Mslu,Bx kNm
 Msle,Bx kNm

Chiedi



SOLLECITAZIONI DI CALCOLO (Sd)

input manuale SLU SLE ? Metodo di classificazione normale

$\epsilon =$ 0,92

CLASSIFICAZIONE parti compresse

CLASSE ANIMA: $c/t = 261/10 = 26,1 < 33 \cdot \epsilon \rightarrow$ classe 1

CLASSE ALA: $c/t = 118/17,5 = 6,74 < 9 \cdot \epsilon \rightarrow$ classe 1

CLASSE DEL PROFILO: 1

Nsd (kN) -4,39
 Msd1,x (kNm) 0
 Msdc,x (kNm) 621
 Msd2,x (kNm) 0
 Msd1,y (kNm) 0
 Msdc,y (kNm) 0
 Msd1,y (kNm) 0
 Vsd,max,x (kN) 181,3
 Vsd,max,y (kN) 0

SOLLECITAZIONI RESISTENTI (Rd) - VERIFICHE SLU

COMBINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI PRESSOFLESSIONE RETTA ?

profilo singolo stato limite elastico

Nrd (kN) 3746,6
 Mrd,x (kNm) 495,4
 Mrd,y (kNm) 137,756

$\frac{Nsd}{Nrd} + \frac{Msd,x}{M_{el,x}} = 1,25 < 1$

Vrd,x (kN) 744,2
 Vrd,y (kN) 1633,6

$\frac{Vsd,x}{Vrd,x} = 0,24 < 1$
 $\frac{Vsd,y}{Vrd,y} = - < 1$

APPLICA

VERIFICHE ALLE TENSIONI (SLU)

σ (N/mm²) N -0,3
 Mx 328,4
 My 0

τ (N/mm²) vx 36,8
 vy 0

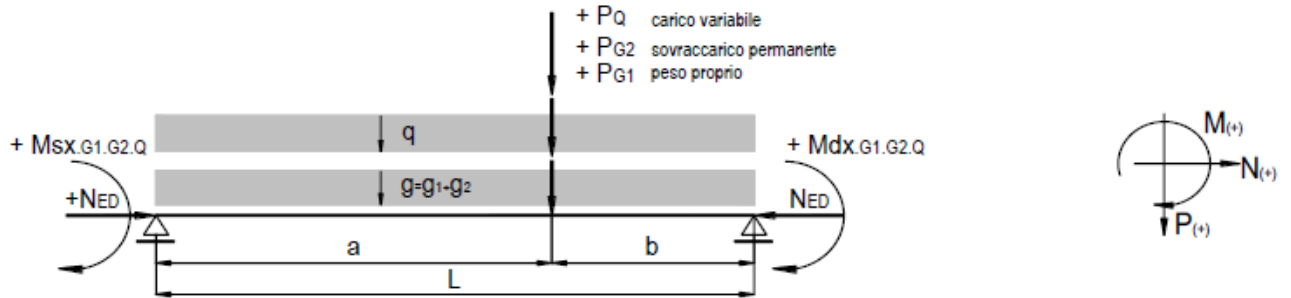
σ_{id} (N/mm²) 334,8

CHIUDI

Come si evince, la verifica a flessione e taglio della trave metallica è soddisfatta.

Traversi IPE240

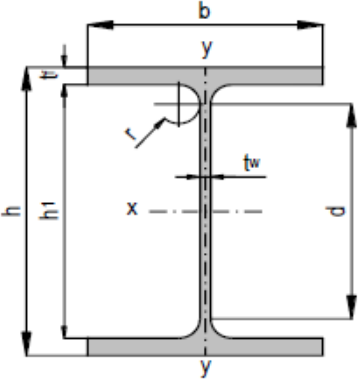
n.lav.	2033	2033 - VERIFICA TRAVERSI DI IMPALCATO
opera	PASSERELLA	Verifica traveri



L	3,50 m
a	1,75 m
b	1,75 m

luce trave
distanza del carico da A
distanza del carico da B

verifica sezione abbassamenti massimi	δ_{max} / L	h_{sez}	1,95%	verificato
verifica sezione abbassamenti accidentali	δ_2 / L	h_{sez}	#DIV/0!	#DIV/0!
verifica in campo elastico della sezione 4.2.4.1.2				
sezione $M_{ED,max}$ - verifica ala - daN/cm ²		h_{sez}	0,86%	sezione verificata
sezione $M_{ED,max}$ - verifica attacco ala anima - daN/cm ²		h_{sez}	0,72%	sezione verificata
sezione appoggio sx - verifica ala - daN/cm ²		h_{sez}	0,86%	sezione verificata
sezione appoggio sx - verifica attacco ala anima - daN/cm		h_{sez}	1,15%	sezione verificata
sezione appoggio dx - verifica ala - daN/cm ²		h_{sez}	0,86%	sezione verificata
sezione appoggio dx - verifica attacco ala anima - daN/cm		h_{sez}	1,15%	sezione verificata
verifica a pressoflessione		h_{sez}	9,26%	profilo verificato
verifica instabilità flessotorsionale 4.2.4.1.3.2		h_{sez}	10,12%	profilo verificato

profilo A		IPE 240			acciaio	S275	
							
h	24,0 cm				S_{pmin}	1,0	sp. minimo
b	12,0 cm				f_{yk}	2750	daN/cm ²
t_w	0,6 cm				f_{tk}	4300	daN/cm ²
t_f	1,0 cm				γ_M	1,05	tab. 4.2.XII
r	1,5 cm				E	2100000	daN/cm ²
h_1	22,0 cm				G	807700	daN/cm ²
d	19,0 cm						
caratteristiche della sezione			A	39,12	cm ²		
J_x	3891,62 cm ⁴		J_y	283,63	cm ⁴		
W_x	324,30 cm ³		W_y	47,27	cm ³		
W_{plx}	366,65 cm ⁴		W_{ply}	73,92	cm ⁴		
i_x	9,97 cm		i_y	2,69	cm		
A_{vx}	19,14 cm ²		A_{vy}	23,52	cm ²		
J_T	12,88 cm ⁴		inerzia torsionale				
J_{ω}	37391,18 cm ⁶		inerzia torsionale ingobbamento				
carichi lineari			positivi verso il basso				
p_{pt}	31 daN/m		peso proprio trave				
p_{pp}	540 daN/m		peso proprio portato				
g_1	571 daN/m	$p_{pt} + p_{pp}$	totale peso proprio				
g_2	0 daN/m		carico permanente di progetto				
g	571 daN/m	$g_1 + g_2$	totale carico permanente				
q	0 daN/m		aliquota carico variabile				
carichi concentrati			positivi verso il basso				
P_{G1}	0 daN		aliquota peso proprio				
P_{G2}	0 daN		aliquota carico permanente				
P_Q	0 daN		aliquota carico variabile				
N_{ED}	0 daN	$\gamma_{G1} \cdot N_{ED,G1} + \gamma_{G2} \cdot N_{ED,G2} + \gamma_Q \cdot N_{ED,Q}$	azione assiale combinata				
coppie di estremità			positive in senso orario				
$M_{G1, sx}$	-583 daNm	$M_{G1, dx}$	583 daNm	aliquota peso proprio			
$M_{G2, sx}$	0 daNm	$M_{G2, dx}$	0 daNm	aliquota carico permanente			
$M_{Q, sx}$	0 daNm	$M_{Q, dx}$	0 daNm	aliquota carico variabile			

combinazione delle azioni	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	2.6.1 - N.T.C. 2018
coefficienti di combinazione	1,35	1,35	1,35	Tab 2.6.1 - N.T.C

c.c.c.	carico totale				stato limite	combinazione carichi
q_1	571	daN/m			s.l.e.	$g_1 + g_2 + q$
P_1	0	daN			s.l.e.	$P_{G1} + P_{G2} + P_Q$
$M_{sx,1}$	-583	$M_{dx,1}$	583	daNm	s.l.e.	$M_{G1} + M_{G2} + M_Q$
q_2	770	daN/m			s.l.u.	$\gamma_{G1} \cdot g_1 + \gamma_{G2} \cdot g_2 + \gamma_Q \cdot q$
P_2	0	daN			s.l.u.	$\gamma_{G1} \cdot P_{G1} + \gamma_{G2} \cdot P_{G2} + \gamma_Q \cdot P_Q$
$M_{sx,2}$	-787	$M_{dx,2}$	787	daNm	s.l.u.	$\gamma_{G1} \cdot M_{G1} + \gamma_{G2} \cdot M_{G2} + \gamma_Q \cdot M_Q$

verifica stati limite di esercizio - 4.2.4.2 - N.T.C.		freccia in C	freccia a L/2	freccia a x0	s.l.e. - c.c.c.1
		δ_c	$\delta_{L/2}$	δ_{x0}	
g_{g1+g2}	571 daN/m	0,136	0,136	0,136	aliquota per $g_1 + g_2$
P_{G1+G2}	0 daN	0,000	0,000	0,000	aliquota per P_{G1+G2}
$M_{G1+G2,sx}$	-583 daNm	-0,055	-0,055	-0,055	aliquota per $M_{G1+G2,sx}$
$M_{G1+G2,dx}$	583 daNm	-0,055	-0,055	-0,055	aliquota per $M_{G1+G2,dx}$
		δ_c	$\delta_{L/2}$	δ_{x0}	
q	0 daN/m	0,000	0,000	0,000	aliquota per q
P_Q	0 daN	0,000	0,000	0,000	aliquota per P_Q
$M_{Q,sx}$	0 daNm	0,000	0,000	0,000	aliquota per $M_{Q,sx}$
$M_{Q,dx}$	0 daNm	0,000	0,000	0,000	aliquota per $M_{Q,dx}$



spostamenti compromettenti aspetti dell'edificio ▼

δ_c			0,000	0,000	0,000	controfreccia
δ_1	$\sum_i \delta_i^{(G)}$	cm	0,027	0,027	0,027	freccia per $g_1 + g_2$
δ_2	$\sum_i \delta_i^{(Q)}$	cm	0,000	0,000	0,000	freccia q
δ_{tot}	$\delta_1 + \delta_2$	cm	0,027	0,027	0,027	freccia totale

δ_{max}	$\delta_{tot} - \delta_c$	cm	0,027	0,027	0,027	freccia massima
δ_{max} / L	12825	>	250	δ_{amm} / L	rapporto luce abbassamento massimo per carichi totali	
δ_2 / L	#DIV/0!	#DIV/0!	500	δ_{amm} / L	rapporto luce abbassamento per carichi accidentali	
η_{sez}	1,9%			verificato	utilizzo sezione abbassamenti massimi	
η_{sez}	#DIV/0!			#DIV/0!	utilizzo sezione abbassamenti accidentali	

parametri di sollecitazione - diagrammi di momento e taglio

s.l.u. - c.c.c.2

$R_{A,ed}$	-1348,29 daN	reazione appoggio in A
$R_{B,ed}$	-1348,29 daN	reazione appoggio in B
$V_{C,sx}$	0,00 daN	taglio sx in C
$V_{C,dx}$	0,00 daN	taglio dx in C
$x_{V=0}$	1,75 m	annullamento del taglio
$M_{ED,V=0}$	393,25 daNm	momento massimo sollecitante (per $V_{ed} = 0$)
M_{sx}	-786,50 daNm	momento estremità destra
M_{dx}	786,50 daNm	momento estremità sinistra
$M_{ED,max}$	786,50	momento sollecitante massimo estremità destra
N_{ED}	0,00 daN	sforzo assiale

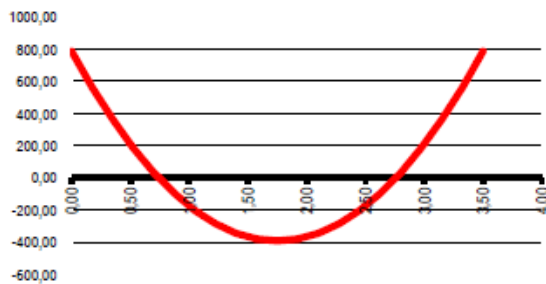


diagramma di momento

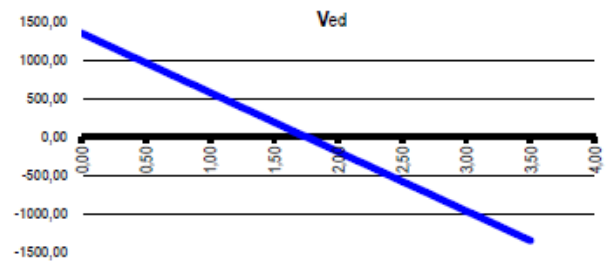


diagramma di taglio

verifica in campo elastico della sezione

§ 4.2.4.1.2 NTC

$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$ criterio di verifica - 4.2.4 N.T.C

sezione M_{ED,max} - verifica ala - daN/cm²

$\sigma_{x,Ed}$	243	τ_{Ed}	0,00			sezione verificata
σ_{id}^2	58817	$(f_{yk} / \gamma_{M1})^2$	6859410	$\sigma_{id}^2 / (f_{yk} / \gamma_{M1})^2$	η_{sez}	0,86%

sezione M_{ED,max} - verifica attacco ala anima - daN/cm²

$\sigma_{x,Ed}$	222,72	τ_{Ed}	0,00			sezione verificata
σ_{id}^2	49603	$(f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	6859410	$\sigma_{id}^2 / (f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	η_{sez}	0,72%

sezione appoggio sx - verifica ala - daN/cm²

$\sigma_{x,Ed}$	242,52	τ_{Ed}	0,00			sezione verificata
σ_{id}^2	58817	$(f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	6859410	$\sigma_{id}^2 / (f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	η_{sez}	0,86%

sezione appoggio sx - verifica attacco ala anima - daN/cm²

$\sigma_{x,Ed}$	222,72	τ_{Ed}	98,67			sezione verificata
σ_{id}^2	78809	$(f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	6859410	$\sigma_{id}^2 / (f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	η_{sez}	1,15%

sezione appoggio dx - verifica ala - daN/cm²

$\sigma_{x,Ed}$	243	τ_{Ed}	0,00			sezione verificata
σ_{id}^2	58817	$(f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	6859410	$\sigma_{id}^2 / (f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	η_{sez}	0,86%

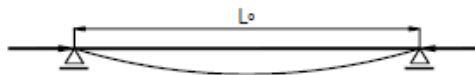
sezione appoggio dx - verifica attacco ala anima - daN/cm²

$\sigma_{x,Ed}$	223	τ_{Ed}	98,67			sezione verificata
σ_{id}^2	78809	$(f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	6859410	$\sigma_{id}^2 / (f_{yk} / \gamma_{M2})^2$	η_{sez}	1,15%

verifiche di instabilità - ricerca X_{min}

§ 4.2.4.1.3.1 NTC

β_x	1,00		coefficiente lunghezza libera inflessione dir.x
β_y	1,00		coefficiente lunghezza libera inflessione dir.y
l_{0x}	3,50 cm		luce libera di inflessione dir.x
l_{0y}	3,50 cm		luce libera di inflessione dir.y
λ_x	35,09		snellezza dir. x
λ_y	129,98		snellezza dir. y
λ	129,98	< 200	snellezza minima
λ_1	86,81	$\pi \cdot (E / fy)^{0,5}$	snellezza euleriana
$\bar{\lambda}$	1,497	$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\lambda \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$	(4.2.45) NTC
α	0,210		fattore di imperfezione - tab. 4.2.VI
Φ	1,757	$\Phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$	(4.2.44) NTC
X_{min}	0,374	$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0$	(4.2.44) NTC



verifica a pressoflessione

NTC 2018

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y_{eq,Ed}} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z_{eq,Ed}} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$$

criterio di verifica

$N_{cr,x}$	658436 daN	$N_{Ed} / N_{cr,x}$	0,00000	χ_{min}	0,374	parametri di verifica
$\alpha_{m,Ed}$	0,85	consigliato	0,85			fattore di momento medio utilizzato
$M_{m,Ed}$	66853 daNcm	$M_{Ed,max} \cdot \alpha_{m,Ed}$				momento medio
$M_{y_{eq,Ed}}$	86909 daNcm	$1,3 \cdot M_{m,Ed}$				momento equivalente
$M_{z_{eq,Ed}}$	78650 daNcm	$0,75 \cdot M_{max,Ed} \leq M_{cq,Ed} \leq M_{max,Ed}$				limitazione

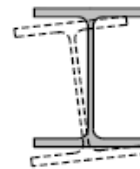
$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y_{eq,Ed}} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} = 0,09 < 1,00$$

profilo verificato

verifica instabilità flessa torsionale

4.2.4.1.3.2 - NTC

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y_{eq,Ed}} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z_{eq,Ed}} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$$



criterio di verifica

C_1	1,285			fattore per momento critico
k	1,000	cerniera cerniera		coefficiente di rotazione alle estremità
k_{ω}	1,000	cerniera cerniera		coefficiente di ingobbamento alle estremità
L_{rt}	240 cm	L_{base}	3,50	lunghezza tra due ritegni torsionali
M_{cr}	2005129 daNcm			momento critico flessotorsionale
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,667	$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$		snellezza adimensionale - (4.2.51) NTC
β	1,00			
$\bar{\lambda}_{LT,0}$	0,40			
α_{LT}	0,340			Tab. - 4.2.VII NTC
Φ_{LT}	0,768	$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$		
K_C	0,900			Tab. - 4.2.VIII NTC
f	0,952	$f = 1 - 0,5 (1 - k_{\omega}) [1 - 2,0 (\bar{\lambda}_{LT,0} - 0,8)^2]$		(4.2.52) NTC

χ_{LT}	0,915	$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \left\{ \frac{1,0}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{f} \right.$		(4.2.50) NTC
$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y_{eq,Ed}} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)}$	$= 0,10$	$< 1,00$		profilo verificato

VERIFICHE A LUNGO TERMINE

Verifica travi principali

AREA OMOGENEIZZATA

Area profilo HEA550	Ap	21200	mm ²
area cls	Ac	176400	mm ²
area armatura	As	57.6975	mm ²
coeff. Di viscosità	Φ	2.64	
coefficiente di omogeneizzazione	n	22.0	
Area omogeneizzata	Aid	29274	mm ²

INERZIA

baricentro soletta	yc	60	mm
baricentro profilo	yp	390	mm
baricentro armatura	ys	60	mm
baricentro sezione	yg	299.0	mm
inerzia soletta	Jc	211680000	mm ⁴
inerzia profilo	Jp	1119321551	mm ⁴
inerzia totale omogeneizzata acciaio	Jid	1765713816	mm ⁴

Calcolo degli effetti da viscosità e ritiro:

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI VISCOSITA' secondo EC2

Umidità ambientale	RH		60	%
Rapporto area/perimetro esposto	h_0	$2 \cdot A_c / u$	221	mm
Tempo di maturazione all'applicazione del carico	t_0		28	gg
Tempo di maturazione corretto in funzione della temperatura	t_T		30	gg
Tempo di maturazione fittizio funzione del tipo di cemento	$t_{0,eff}$	classe N	28	gg
Tempo a cui calcolare la viscosità	t		10000	gg
	Ψ_{RH}		1,55	
	$\beta(f_{cm})$	$16.8 / (\sqrt{f_{cm}})$	2,56	
	$\beta(t_0)$	$1 / (0.1 + t_0, eff^{0.2})$	0,49	
	β_H		558	
	β_c	$[(t-t_0) / (\beta_H + t - t_0)]^{0.3}$	0,98	
Fattore di viscosità a tempo infinito	Φ_0	$\Psi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$	1,94	
Fattore di viscosità a tempo t	Φ	$\Phi_0 \cdot \beta_c$	1,91	
Modulo di elasticità tangente	E_c	$[1.05 \cdot E_{cm}]$	35781	N/mm ²
Modulo di elasticità a lungo termine	E_{cLT}	$[E_c / (1 + \Psi)]$	12304	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione effettivo	n_{cLT}		16,7	

CALCOLO DEL RITIRO secondo EC2

Deformazione da ritiro per essiccamento

	β_{RH}	$1.55 \cdot [1 - (RH/100)^3]$	1,2	
Deformazione di base da ritiro per essiccamento	$\epsilon_{cd,0}$	$0.85 \cdot [(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1})^{-0.2} \cdot ds_2^{2 \cdot f_{cm} / 10}] \cdot 10^{-5} \cdot \beta_{RH}$	4,07E-04	
	$\beta_{ds}(t, t_0)$	$[(t - t_s) / (t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}]$	0,99	
	k_h		0,825	
	$\epsilon_{cd}(t)$		3,31E-04	
Deformazione da ritiro autogeno	$\epsilon_{ca}(inf)$		6,25E-05	
	β_{as}		1,0	
	$\epsilon_{ca}(t)$		6,25E-05	
totale deformazione per ritiro	$\epsilon_{cs}(t)$		3,94E-04	

Sollecitazione equivalente sulla soletta per effetto del ritiro:

$$\sigma = \epsilon_{cs} E_{eff} = \epsilon_{cs} E_c / (1 + \Psi_L \Phi) = 4.05 \cdot 10^{-4} \cdot 35781 / (1 + 0.55 \cdot 1.94) = 7.01 \text{ N/mm}^2$$

Essendo per il ritiro $\psi_L = 0.55$ (EC4 – 5.4.2.2)

EFFETTO DEL RITIRO

deformazione per ritiro soletta libera	ϵ_{CS}	4,05E-04	
tensione equivalente cls	σ_{CS}	5,68	N/mm ²
forza totale per accorciamento soletta	F_{CS}	1411	kN
Rigidità assiale soletta	$A_c E_{c,eff}$	3,87E+09	Nmm
Rigidità assiale profilo	$A_p E_s$	4,37E+09	Nmm
aliquota acciaio	η_s	0,53	
forza sul profilo	F_{SS}	748	kN
accorciamento profilo	ϵ_{SS}	1,71E-04	
accorciamento cls	ϵ_{CS}	1,71E-04	

Il momento aggiuntivo dovuto alla coazione allo SLU è quindi: $M_{CS} = \gamma * F_{SS} * (h_c + h_s) / 2 = 1.2 * 748 * 330 = 296$.

GdL estremo A

traslazione dir x:

traslazione dir y:

rotazione dir x (asse debole):

rotazione dir y (asse forte):

rotazione lungo z (tors):

Luce della trave: 13,7 m

Schema statico

dir x:

dir y:

GdL estremo B

traslazione dir x:

traslazione dir y:

rotazione dir x (asse debole):

rotazione dir y (asse forte):

rotazione lungo z (tors):

n.b. gli assi sono quelli del sistema di riferimento locale della sezione. L'asse di riferimento del momento è quello ortogonale al piano d'azione della sollecitazione.

Carichi

fdx	23,55	0,00	0,00	0,00	0,00	2,92	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
fde	17,30	0,00	0,00	0,00	0,00	2,11	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
fdqp	13,30	0,00	0,00	0,00	0,00	2,11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
fdqp-pp	7,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,45	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
fd - fase 1	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,66	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Mslu,Ay: kNm

Msle,Ay: kNm

carichi dir x

Mslu,By: kNm

Msle,By: kNm

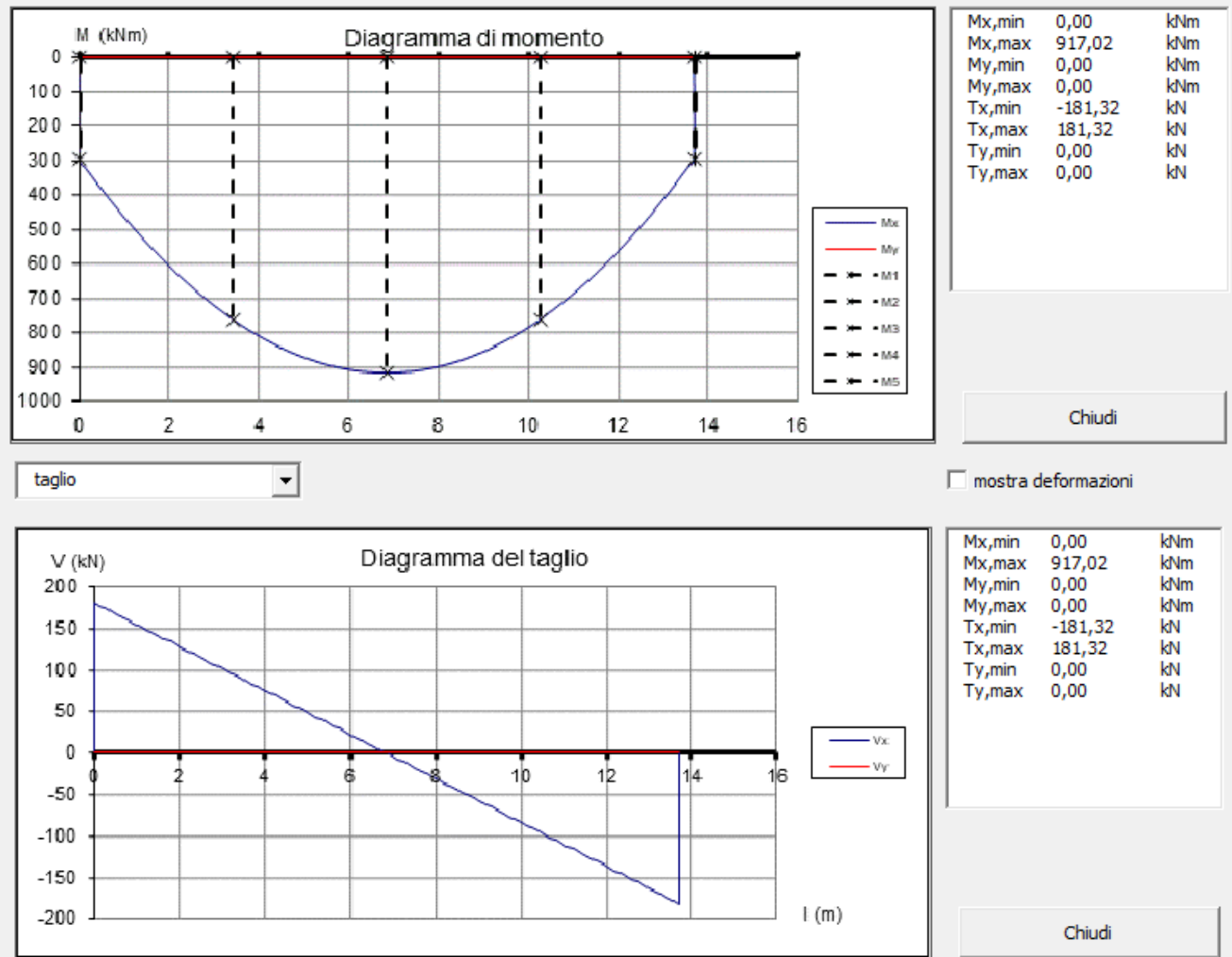
Mslu,Ax: kNm

Msle,Ax: kNm

carichi dir y

Mslu,Bx: kNm

Msle,Bx: kNm



RESISTENZA SLU

Momento iniziale	M0 (kNm)	621	
Carico assiale iniziale	N0 (kN)	748	
rapporto xc/h	ζ	0,1641301	
altezza soletta compressa	xc (mm)	108	mm
deformazione lembo compresso	εc	-0,35%	
deformazione armatura superiore	εs'	-0,22%	
deformazione armatura inferiore	εs	-0,09%	
deformazione piattabanda superiore	εsps	-0,01%	
deformazione piattabanda inferiore	εspi	1,80%	
altezza anima compressa snervata	hy- (mm)	105,0480962	anima
altezza anima tesa snervata	hy+ (mm)	511	

Calcola M+

Ned
0

N (kN)	M (kNm)
-374,1	1756,3

Verifica a flessione: $M_{Ed}/M_{Rd} = 917/1756 = 0.52 < 1$

Verifica a taglio considerando solo il contributo dell'anima metallica: $V_{ed}/V_{Rd} = 181/1638 = 0.11 < 0.5$

Verifica sotto carico di manutenzione

Immaginando a favore di sicurezza che il carico di 12 t sia applicato in mezzeria, il momento agente vale:

$$M_{Ed} = QL/4 = (120 \times 1.35 \times 13.70)/4 = 555 \text{ kNm.}$$

Si evince, pertanto, che con un momento resistente $M_{Rd} = 1756 \text{ kN m}$, la verifica è soddisfatta.

Verifica e dimensionamento pioli

PIOLI	tipo	S235J2 + C450	
resistenza ultima	ftk	450	N/mm ²
diametro	d	16	mm
altezza	hsc	75	mm
coefficiente di sicurezza	γ_v	1.25	
coefficiente α	α	1	
modulo di elasticità medio	Ecm	34077	N/mm ²
Resistenza lato acciaio	PRd,a	57.9	kN
Resistenza lato cls	PRd,c	64.9	kN
	PRd	57.9	kN

Si prevede di collocare i pioli necessari per garantire la resistenza a scorrimento ai terzi estremi della trave e diradarli nel terzo centrale. La forza di scorrimento che deve essere assorbita dai pioli è relativa ai carichi permanenti e accidentali applicati dopo la presa del calcestruzzo oltre alle coazioni da ritiro dello stesso.

La massima forza di scorrimento è comandata dal calcestruzzo, pertanto, si sceglie di non prevedere il completo ripristino e si calcola la forza di scorrimento con la formula di Jourawsky in condizioni istantanee:

CARATTERISTICHE STATICHE	n =	17,8		
	f	164,5		y0
	h0	388,6		
altezza porzione compressa	y	229,4	mm	
area cls	Ac	276000	mm ²	2760
inerzia soletta	Jc	331200000	mm ⁴	33120
inerzia sezione acciaio	Ja	1119321551	mm ⁴	111932
momento d'inerzia	Jid	2130407789	mm ⁴	213041
momento statico trave acciaio	Sa	8691861	mm ³	8692
momento statico soletta omogeneizzato	Sc,id	931771	mm ³	932
modulo di resistenza solo acciaio	Ws,a	4145635	mm ³	4146
modulo di resistenza lato calcestruzzo	Wc	165057708	mm ³	165058
modulo di resistenza lato acciaio	Wsi	4947441	mm ³	4947
modulo di resistenza lato acciaio	Ws	19474987	mm ³	19475

Forza di scorrimento data dal taglio alle estremità: $V_{Ed} = (R_{Ed} S_{c,id})/J_{id} = 278 \cdot 10^3 \cdot 931771 / 2130407789 = 122 \text{ N/mm.}$

Posti i connettori ad interasse di 20 cm, si ha che la forza del piolo più sollecitato è $P_{Ed} = V_{Ed} \cdot 200 = 24.4$ kN.

A ciò va sommata la componente data dalla coazione per ritiro, che corrisponde a $V_{Ed,s} = 1.2 \cdot 748 = 898$ kN, avendo posto nei terzi estremi della trave connettori passo 15 cm e nei terzi centrale connettori passo 30 cm, si distribuisce tale sollecitazione su $n = 1370/(3 \cdot 15) + 1370/(6 \cdot 30) = 38$ connettori.

La sollecitazione massima totale risulta quindi: $P_{Ed,tot} = 24.4 + 898/38 = 48$ kN < P_{Rd} .

Il calcolo effettuato non fa affidamento sulla duttilità dei pioli dal momento che non vi è redistribuzione uniforme della forza di scorrimento indotta dall'applicazione dei carichi esterni, pertanto non è necessaria la verifica di duttilità.

Verifica della sezione trasversale della soletta

Armatura trasversale minima: $A_s \geq 0.002 A_c = 0.002 \cdot 120 \cdot 1000 = 240$ mm² → 1f10/20cm = 392 mm²

Come sezione trasversale di verifica si considera quella depurata della altezza della greca, ossia 80 mm.

Contributo dell'armatura: $V_{Rd,a} = A_s \cdot f_{yd} = 392 \cdot 391 = 153$ kN/m

Contributo della lamiera grecata: $V_{Rd,p} = A_p \cdot f_{yp} / \sqrt{3} = 1000 \cdot 0.75 \cdot 350 / 1.05 / \sqrt{3} = 144$ kN/m

Si vede che il piolo trasferisce un carico massimo di 50 kN/15 cm ripartendolo sulle sezioni trasversali della soletta ai lati, la forza di scorrimento sollecitante è pertanto: $V_{Ed} = 50/2 = 25$ kN/15 cm < $0.2 \cdot (V_{Rd,p} + V_{Rd,a}) = 49.5$ kN/15 cm.

Verifiche tensionali in esercizio

Momento flettente fase I $M_{Ed, fase I} = 621$ kNm,

Momento flettente in condizione rara per effetto della coazione da ritiro: $M_{Ed,s} = 296/1.2 = 247$ kNm,

Momento flettente SLE in condizione rara totale $M_{Ed,SLE} = (17.44) \cdot 13.7^2/8 + 247 = 656$ kNm,

Caratteristiche statiche a tempo infinito:

CARATTERISTICHE STATICHE	n =	21,8		
	f	201,4		y0
	h0	388,6		
altezza porzione compressa	y	242,9	mm	
area cls	Ac	276000	mm ²	2760
inerzia soletta	Jc	331200000	mm ⁴	33120
inerzia sezione acciaio	Ja	1119321551	mm ⁴	111932
momento d'inerzia	Jid	2017507716	mm ⁴	201751
momento statico trave acciaio	Sa	8354284	mm ³	8354
momento statico soletta omogeneizzato	Sc,id	760946	mm ³	761
modulo di resistenza solo acciaio	Ws,a	4145635	mm ³	4146
modulo di resistenza lato calcestruzzo	Wc	180744967	mm ³	180745
modulo di resistenza lato acciaio	Wsi	4837170	mm ³	4837
modulo di resistenza lato acciaio	Ws	16413758	mm ³	16414

Tensione calcestruzzo lembo superiore: $\sigma_c = (M_{Ed,SLE} - M_{Ed,s} - M_{Ed,fasel})/W_c = 212 \cdot 10^6 / W_c = 1.17 \text{ N/mm}^2$,

Tensione acciaio lembo inferiore: $\sigma_s = (M_{Ed,SLE} - M_{Ed,fasel})/W_s + (M_{Ed,fasel})/W_{s,a} = 151 \text{ N/mm}^2$,

In cui a favore di sicurezza si è trascurato l'effetto della forza di compressione sul profilo risultante dalla coazione per ritiro.

Verifiche di deformazione

Freccia in fase 1: $f_1 = 38 \text{ mm} = l/360$

Freccia in esercizio istantanea (g_2 e q):

combinazione di carico: $f_{g_2+q} = 2 \cdot (0.65+5) + 0.45 = 11.75 \text{ kN/m}$

freccia corrispondente: $f_{ist} = 5/384 \cdot f_{g_2+q} \cdot l^4 / (EJ)$

CARATTERISTICHE STATICHE	n =	6,0		
	f	56,0		y0
	h0	388,6		
altezza porzione compressa	y	160,1	mm	
area cls	Ac	276000	mm ²	2760
inerzia soletta	Jc	331200000	mm ⁴	33120
inerzia sezione acciaio	Ja	1119321551	mm ⁴	111932
momento d'inerzia	Jid	2752112649	mm ⁴	275211
momento statico trave acciaio	Sa	10504589	mm ³	10505
momento statico soletta omogeneizzato	Sc,id	2739406	mm ³	2739
modulo di resistenza solo acciaio	Ws,a	4145635	mm ³	4146
modulo di resistenza lato calcestruzzo	Wc	103933050	mm ³	103933
modulo di resistenza lato acciaio	Wsi	5505023	mm ³	5505
modulo di resistenza lato acciaio	Ws	68678457	mm ³	68678

$$\text{Posto: } EJ = 2060000 \cdot 275211 = 5.66 \cdot 10^{11} \text{ kgcm}^2$$

$$f_{\text{ist}} = 5/384 \cdot 11.75 \cdot 1370^4 / (5.66 \cdot 10^{11}) = 9.5 \text{ mm}$$

→ Freccia a lungo termine (g_2):

$$\text{combinazione di carico: } f_{g_2+q} = 2.00 \cdot (0.65) + 0.45 = 1.73 \text{ kN/m}$$

La freccia a lungo termine è $f_{\text{inf}} = 5/384 \cdot f_{g_2+q} \cdot l^4 / (EJ) + M_s l^2 / (8 \cdot EJ)$. Il primo contributo vale:

CARATTERISTICHE STATICHE	n =	21,8		
	f	201,4		y0
	h0	388,6		
altezza porzione compressa	y	242,9	mm	
area cls	Ac	276000	mm ²	2760
inerzia soletta	Jc	331200000	mm ⁴	33120
inerzia sezione acciaio	Ja	1119321551	mm ⁴	111932
momento d'inerzia	Jid	2017507716	mm ⁴	201751
momento statico trave acciaio	Sa	8354284	mm ³	8354
momento statico soletta omogeneizzato	Sc,id	760946	mm ³	761
modulo di resistenza solo acciaio	Ws,a	4145635	mm ³	4146
modulo di resistenza lato calcestruzzo	Wc	180744967	mm ³	180745
modulo di resistenza lato acciaio	Wsi	4837170	mm ³	4837
modulo di resistenza lato acciaio	Ws	16413758	mm ³	16414

$$\text{Posto: } EJ = 2060000 \cdot 201750 = 4.16 \cdot 10^{11} \text{ kgcm}^2$$

$$f_{\text{inf}} = 5/384 \cdot 1.73 \cdot 1370^4 / (4.16 \cdot 10^{11}) = 1.9 \text{ mm}$$

Il secondo contributo corrisponde alla freccia indotta dalla coazione e vale:

$$\text{freccia corrispondente: } f_s = M_s l^2 / (8 \cdot EJ)$$

CARATTERISTICHE STATICHE	n =	10,9		
	f	101,3		y0
	h0	388,6		
altezza porzione compressa	y	197,2	mm	
area cls	Ac	276000	mm ²	2760
inerzia soletta	Jc	331200000	mm ⁴	33120
inerzia sezione acciaio	Ja	1119321551	mm ⁴	111932
momento d'inerzia	Jid	2412457893	mm ⁴	241246
momento statico trave acciaio	Sa	9531455	mm ³	9531
momento statico soletta omogeneizzato	Sc,id	1513484	mm ³	1513
modulo di resistenza solo acciaio	Ws,a	4145635	mm ³	4146
modulo di resistenza lato calcestruzzo	Wc	133853842	mm ³	133854
modulo di resistenza lato acciaio	Wsi	5212767	mm ³	5213
modulo di resistenza lato acciaio	Ws	31248615	mm ³	31249

$$\text{Posto: } EJ = 2060000 \cdot 241245 = 4.96 \cdot 10^{11} \text{ kgcm}^2$$

$$f_s = 247 \cdot 10^4 \cdot 1370^2 / (8 \cdot 4.96 \cdot 10^{11}) = 11.6 \text{ mm}$$

$$\text{Freccia totale istantanea: } f_1 + f_{\text{ist}} + f_s = 59.1 \text{ mm} = l/231$$

$$\text{Freccia totale a lungo termine: } f_1 + f_{\text{inf}} + f_s = 51.5 \text{ mm} = l/266$$

Verifiche di vibrazione

Il calcolo della frequenza propria della trave viene calcolata sotto la combinazione frequente. Essa non prevede la presenza della folla sulla passerella, in accordo alla Tab. 5.1.VI. Tuttavia, a favore di sicurezza, è stata considerata la presenza della folla considerando un coefficiente di combinazione $\gamma_1 = 0.75$

$$f_d = g_k + 0.75 \cdot q_k = 1.66 + 0.45 + 2.00 \cdot [(2.94 + 0.65) + 0.75 \cdot 5] = 16.79 \text{ kN/m} = 1711 \text{ kg}_{\text{massa}}/\text{m}$$

$$\text{Posto: } EJ = 2060000 \cdot 241245 = 4.96 \cdot 10^{11} \text{ kgcm}^2 = 2.06 \cdot 10^{11} \cdot 2.41 \cdot 10^{-3} = 4.96 \cdot 10^8 \text{ Nm}^2$$

$$\text{periodo fondamentale di oscillazione: } T = 2 \cdot l^2 / \pi \cdot \sqrt{(\mu/EJ)} = 2 \cdot 13.7^2 / 3.14 \cdot \sqrt{(1711 / 4.96 \cdot 10^8)} = 0.22 \text{ s,}$$

$$\text{Frequenza di oscillazione: } f = 4.54 \text{ Hz} > 3 \text{ Hz}$$

8.18 VERIFICA DEGLI APPOGGI

Si prevede di impiegare appoggi tipo FIP Vasoflon sia fissi che scorrevoli.

Appoggio fisso VF 100-10:

VF NORMAL	DESIGN VERTICAL LOAD	MAXIMUM HORIZONTAL LOAD	BASE ELEMENT DIAMETER	DOWELS (UPPER/LOWER)	UPPER ELEMENT DIAMETER	UPPER OVERALL DIMENSIONS		LOWER OVERALL DIMENSIONS		BEARING TOTAL HEIGHT	BEARING WEIGHT (EXCEPT ANCHORING)
						TRANSVERSAL	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL	LONGITUDINAL		
BEARING TYPE	N_{sd} ULS kN	V_{ULS} kN	D_o mm	n type	B mm	C mm	D mm	G mm	F mm	H_{tot} mm	W kg
VF 50-5	500	50	160	2/2 1	150	150	250	160	270	69	9
VF 100-10	1.000	100	210	4/4 1	200	250	250	250	250	69	15
VF 150-15	1.500	150	245	4/4 1	235	270	270	280	280	75	22

massima resistenza ai carichi verticali 1000 kN, massima forza orizzontale trasmissibile 100 kN

Appoggio scorrevole unidirezionale VU 100/100-10:

VU NORMAL	DESIGN VERTICAL LOAD	MAXIMUM HORIZONTAL LOAD	BASE ELEMENT DIAMETER	DOWELS (UPPER/LOWER)	UPPER OVERALL DIMENSIONS		LOWER OVERALL DIMENSIONS		BEARING TOTAL HEIGHT	BEARING WEIGHT (EXCEPT ANCHORINGS)
					TRANSVERSAL	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL	LONGITUDINAL		
BEARING TYPE	N_{sd} ULS kN	V_{ULS} kN	D_o mm	n type	C mm	D mm	G mm	F mm	H_{tot} mm	W kg
VU 50/100-5	500	50	160	4/2 1	270	315	270	160	108	23
VU 100/100-10	1.000	100	245	4/4 1	270	335	280	280	98	36
VU 150/100-15	1.500	150	275	4/4 1	275	365	300	300	97	44

massima resistenza ai carichi verticali 1000 kN, massima forza orizzontale trasmissibile 100 kN, massimo spostamento +/- 50 mm

Appoggio scorrevole multidirezionale VM50/100/50:

VM	DESIGN VERTICAL LOAD	BASE ELEMENT DIAMETER	UPPER OVERALL DIMENSIONS		BEARING TOTAL HEIGHT	BEARING WEIGHT (EXCEPT ANCHORINGS)
			TRANSVERSAL	LONGITUDINAL		
BEARING TYPE	N_{sd} ULS kN	D_o mm	C mm	D mm	H_{tot} mm	W kg
VM 50/100/50	500	160	270	270	89	22
VM 100/100/50	1.000	210	270	335	89	30
VM 150/100/50	1.500	245	295	360	93	40

massima resistenza ai carichi verticali 500 kN, massimo spostamento longitudinale +/- 50 mm, massimo spostamento trasversale +/- 25 mm

Massima reazione verticale – comb. slu $F_z = 181\text{kN} < 500\text{ kN}$

Deformazione per ritiro effettiva	$\varepsilon_2 = 1.15 \times 10^{-4} \text{ m/m}$
Deformazione termica	$\varepsilon_3 = 1.20 \times 10^{-5} \times 25^\circ = 3 \times 10^{-4} \text{ m/m}$

Sotto l'ipotesi che le deformazioni avvengano solamente lungo l'asse dell'impalcato (+X e -X):

contrazione per ritiro soletta	$\Delta l_2 = 1.15 \times 10^{-4} \times 14000 = 1.61 \text{ mm,}$
allungamento/contrazione per termica	$\Delta l_3 = 3 \times 10^{-4} \times 14000 = 4.2 \text{ mm,}$
spostamento massimo: $\Delta l_2 + \Delta l_3 = 5.8 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$	

Rotazione massima all'appoggio – fase 1

$$\alpha_1 = f_1 \cdot L^3 / (24 \cdot E J_s) = 3.8 \cdot 1370^3 / (24 \cdot 2100000 \cdot 111932) = 0,0017 \text{ rad}$$

Rotazione massima all'appoggio – permanenti SLU

$$\alpha_2 = ((g_1 + g_2) \cdot L^3) / (24 \cdot E J_{id,s}) = (9.86 \cdot 1370^3) / (24 \cdot 2100000 \cdot 201750) = 0,0025 \text{ rad}$$

Rotazione massima all'appoggio – variabili SLU

$$\alpha_3 = (q \cdot L^3) / (24 \cdot E J_{id,s}) = (13.5 \cdot 1370^3) / (24 \cdot 2100000 \cdot 201750) = 0,0034 \text{ rad}$$

Rotazione massima all'appoggio – ritiro SLU

$$\alpha_4 = M_s \cdot L / (2 \cdot E J_{id,s}) = 247 \cdot 10^4 \cdot 1370 / (2 \cdot 2100000 \cdot 201750) = 0,004 \text{ rad}$$

Errore di posa appoggio $\alpha_{err} = 0,005 \text{ rad}$

Rotazione massima:

carichi permanenti e ambientali $\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_4 = 0,0082 \text{ rad}$

carichi variabili $\alpha_3 + \alpha_{err} = 0,0084 \text{ rad}$

Totale: $\alpha_{tot} = 0,0166 \text{ rad}$

Il valore così ottenuto eccede la tolleranza riportata nella scheda tecnica degli appoggi scelti. Pertanto, si prevede una controrotazione di costruzione realizzata mediante un piatto interposto lavorato a cuneo con facce inclinate mutuamente di 0.004 rad verso la spalla.

8.19 VERIFICA DEI GIUNTI

I giunti al varco dovranno permettere un spostamento in direzione longitudinale dell'impalcato di ± 20 mm ed una traslazione trasversale di ± 10 mm.

8.20 VERIFICA DEI PARAPETTI

I corrimano sono sostenuti da lame in acciaio di sezione di base 16x140 mm, a passo 1.60 m. La sezione dei corrimano è tonda $\Phi 50 \times 4$ mm.

Carico lineare sul corrimano di calcolo: $f_d = \gamma_q \cdot q_8 = 1.5 \cdot 1.6 = 2.4$ kN/m

Verifica della sezione del corrimano

Momento flettente massimo: $M = f_d \cdot i^2 / 8 = 2.4 \cdot 1.50^2 / 8 = 0.77$ kNm

Taglio massimo: $V = f_d \cdot i / 2 = 2.4 \cdot 1.6 / 2 = 1.92$ kN

Acciaio tipo: S355 E_s : 210 kN/mm ² f_{yd} : 338 N/mm ²	γ M0: 1,05 γ M1: 1,05 γ M2: 1,25	<input type="checkbox"/> Profili accoppiati
--	---	---

Profili: formati a caldo Sezione: inserimento manuale Profilo: circolare D (mm): 50 t (mm): 4	
---	--

Profilo singolo				
A	577,7	mm ²	Nrd = 195,26 kN	
Jx	15,4*10 ⁴	mm ⁴		
Jy	15,4*10 ⁴	mm ⁴		
Wx	6,16*10 ³	mm ³	Mel. x = 2 kNm	
Wy	6,16*10 ³	mm ³	Mel. y = 2 kNm	
Wplx	8,49*10 ³	mm ³	Mpl. x = 2,8 kNm	
Wply	8,49*10 ³	mm ³	Mpl. y = 2,8 kNm	
Av,x	368	mm ²	Vrd. x = 71,8 kN	
Av,y	368	mm ²	Vrd. y = 71,8 kN	

AGGIORNA

VERIFICA SEZIONE	VERIFICA ELEMENTO	VINCOLI E CARICHI	GIUNTI
------------------	-------------------	-------------------	--------

Verifica sezione: inserimento manuale circolare

SOLLECITAZIONI DI CALCOLO (Sd)

input manuale SLU SLE ?

Metodo di classificazione normale ?

$\varepsilon =$ 0,81

CLASSIFICAZIONE parti compresse

CLASSE DEL PROFILO: $D/t = 50/4 = 12,5 < 50 \cdot \varepsilon^2$
→ classe 1

Nsd (kN) 0
Msd1,x (kNm) 0
Msdc,x (kNm) 0,63
Msd2,x (kNm) 0
Msd1,y (kNm) 0
Msdc,y (kNm) 0
Msd1,y (kNm) 0
Vsd,max,x (kN) 1,68
Vsd,max,y (kN) 0

OK

SOLLECITAZIONI RESISTENTI (Rd) - VERIFICHE SLU

COMBINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI PdS INDIPENDENTI ?

profilo singolo stato limite elastico ?

TASSI DI LAVORO

Nrd (kN) 195,2
Mel,x (kNm) 2,081
Mel,y (kNm) 2,081
Vrd,x (kN) 71,8
Vrd,y (kN) 71,8

$\frac{Nsd}{Nrd} = - < 1$
 $\frac{Msd,x}{Mel,x} = 0,3 < 1$
 $\frac{Msd,y}{Mel,y} = - < 1$
 $\frac{Vsd,x}{Vrd,x} = 0,02 < 1$
 $\frac{Vsd,y}{Vrd,y} = - < 1$

APPLICA

VERIFICHE ALLE TENSIONI (SLU)

σ (N/mm²) N 0
Mx 102,2
My 0

τ (N/mm²) Vx 4,5
Vy 0

CHIUDI

Forza concentrata all'estremità del montante: $F_d = f_d \cdot l = 2.4 \cdot 1.5 = 3.84$ kN

Momento flettente alla base del montante: $M = F_d \cdot H = 3.84 \cdot 1.2 = 4.61$ kNm

Taglio alla base del montante: $V = F_d = 3.84$ kN

Tensione normale alla base del montante: $\sigma = 6 \cdot M / (b \cdot d^2) = 6 \cdot 4.61 \cdot 10^6 / (16 \cdot 140^2) = 88.20$ N/mm²

Tensione tagliante alla base del montante: $\tau = V/A = 3.84 \cdot 10^3 / (16 \cdot 140) = 1.71$ N/mm²

Le sollecitazioni sono modeste, non si ritiene di procedere con ulteriori modifiche.

8.21 VERIFICA DELLE SPALLE

Nel seguito si riporta la verifica del complesso spalla-terreno svolta con il software GeoStru. Si riportano anche le viste con i risultati sintetici della modellazione geotecnica. La modellazione ha coinvolto solamente la spalla di altezza elevata, pari a 500 cm in quanto è questa la condizione più sfavorevole. A favore di sicurezza, viene trascurata la presenza dei contrafforti laterali.

Il terreno è stato definito sulla base della Relazione Geologica redatta dalla Geol. Paola Parente.

Modello geologico e geotecnico

Strato 1 – Terreno superficiale di riporto e coltre di alterazione superficiale a prevalenza limoso ghiaiosa

H = 1-3m

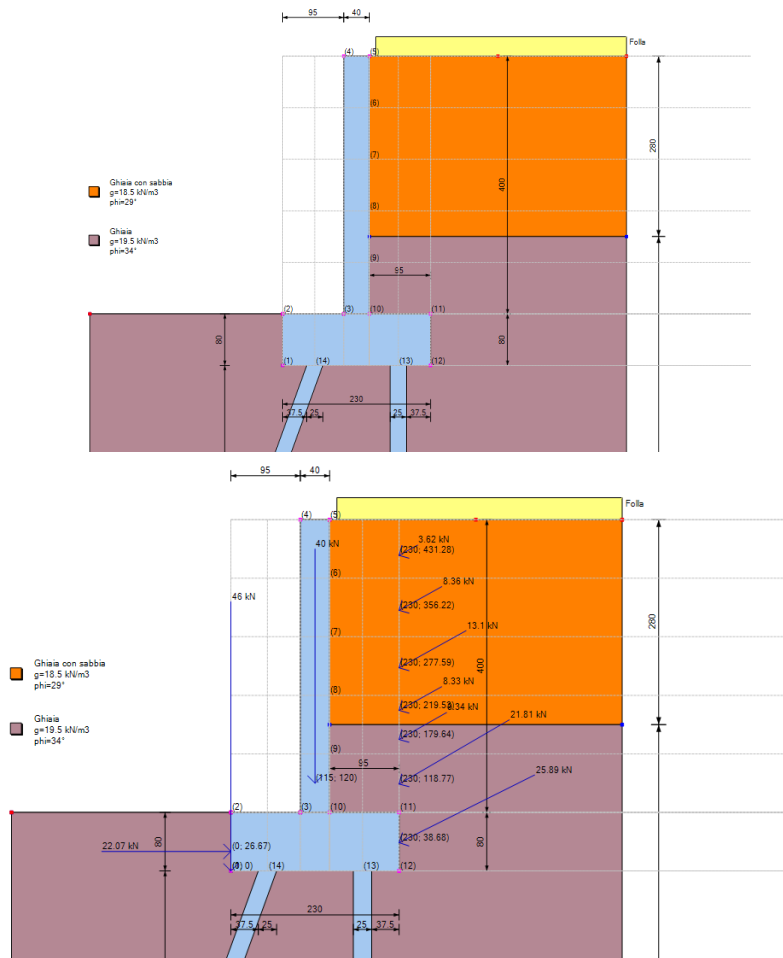
$\phi = 29^\circ$ $Dr = 0.35$ $Y = 1.85t/mc$ $E' = 210 \text{ Kg/cm}^2$

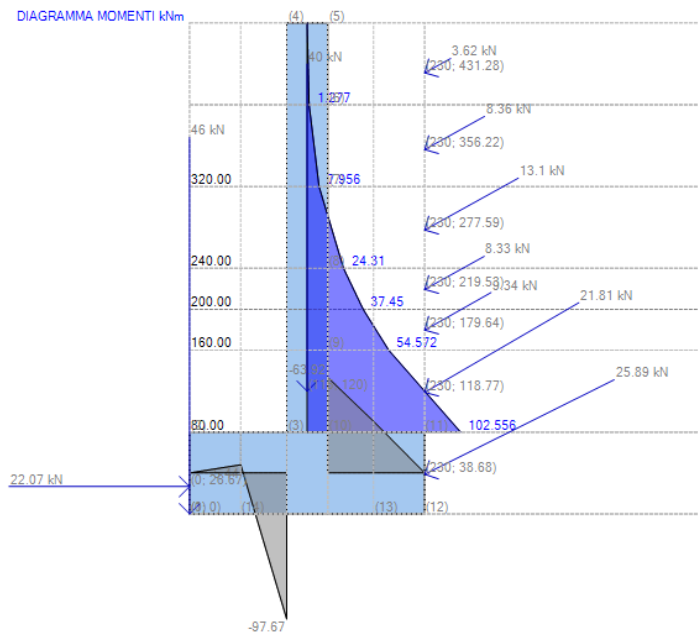
Moderatamente addensati

Strato 2 - Ghiaia, sabbia in % variabile e ciottoli

$\phi = 34^\circ-36^\circ$ $Dr = 0.55-0.65$ $Y = 1.9-1.95t/mc$ $E' = 320-420 \text{ Kg/cm}^2$

Moderatamente addensati - addensati





Dati generali muro

Altezza muro	400.0 cm
Spessore testa muro	40.0 cm
Risega muro lato valle	0.0 cm
Risega muro lato monte	0.0 cm
Sporgenza mensola a valle	95.0 cm
Sporgenza mensola a monte	95.0 cm
Svaso mensola a valle	0.0 cm
Altezza estremità mensola a valle	80.0 cm
Altezza estremità mensola a monte	80.0 cm
Pali	
Sezione dei pali	25.0 cm
Lunghezza dei pali	1100.0 cm
Distanza asse da estremità mensola	50.0 cm
Interasse longitudinale	100.0 cm
Disposizione in pianta	Allineati
Armatura con tubolare	
Descrizione: UNI 7811	
Diametro esterno	168 mm
Diametro interno	158 mm
Verticali indagate	
Numero verticali indagate	1.0
Fattore correlazione verticali indagate (xi3)	1.7
Fattore correlazione verticali indagate (xi4)	1.7

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Tipo opera:	3 - Grandi opere
Classe d'uso:	Classe IV
Vita nominale:	100.0 [anni]
Vita di riferimento:	200.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	120.0	0.971	2.439	0.263
S.L.D.	201.0	1.265	2.412	0.28
S.L.V.	1898.0	3.354	2.403	0.348
S.L.C.	2475.0	4.413	2.411	0.37

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:	Classe IV
--------	-----------

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	1.1652	0.0	0.0	0.0
S.L.D.	1.518	0.47	0.0728	0.0364
S.L.V.	3.5929	0.38	0.1392	0.0696
S.L.C.	4.413	0.0	0.0	0.0

Stratigrafia

Ns	Spessor e strato (cm)	Inclinazi one dello strato. (°)	Peso unità di volume (KN/m ³)	Angolo di resisten za a taglio (°)	Coesion e (kPa)	Angolo di attrito terra muro (°)	Presenz a di falda (Si/No)	Litologia	Descrizi one
1	280	0	18.50	29	0.00	0	No		Ghiaia con sabbia
2	2200	0	19.50	34	0.00	0	No		Ghiaia

Carichi distribuiti

Descrizione	Ascissa iniziale	Ascissa finale	Valore iniziale	Valore finale	Profondità
-------------	------------------	----------------	-----------------	---------------	------------

	(cm)	(cm)	(kPa)	(kPa)	(cm)
Folla	10.0	400.0	5.0	5.0	0.0

FATTORI DI COMBINAZIONE

A1+M1+R3

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.30
3	Peso terreno mensola	1.30
4	Spinta falda	1.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	Folla	1.50

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Carico limite	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Coefficiente totale	1
4	Laterale (trazione)	1
5	Orizzontale	1
	Riduzione resistenza	Parziale

A_Unitari+M1+RSLV

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	1.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	Folla	1.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Carico limite	Coefficienti resistenze
-----	---------------	-------------------------

1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Coefficiente totale	1
4	Laterale (trazione)	1
5	Orizzontale	1
	Riduzione resistenza	Parziale

A_Unitari+M1+RSLV+Beta (+50%)

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	1.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	Folla	1.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Carico limite	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Coefficiente totale	1
4	Laterale (trazione)	1
5	Orizzontale	1
	Riduzione resistenza	Parziale

A1+M1+R3 [GEO+STR]

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
480.0	400.0	18.5	0.0	29.0	0.0	0.0	0.0	
400.0	320.0	18.5	0.0	29.0	0.0	0.0	0.0	
320.0	240.0	18.5	0.0	29.0	0.0	0.0	0.0	
240.0	200.0	18.5	0.0	29.0	0.0	0.0	0.0	
200.0	160.0	19.5	0.0	34.0	0.0	0.0	0.0	
160.0	80.0	19.5	0.0	34.0	0.0	0.0	0.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
0.0	0.35	0.0	0.0	0.35	0.0	0.0	0.0
0.0	0.35	0.0	0.0	0.35	0.0	0.0	0.0
0.0	0.35	0.0	0.0	0.35	0.0	0.0	0.0
0.0	0.35	0.0	0.0	0.35	0.0	0.0	0.0
0.0	0.28	0.0	0.0	0.28	0.0	0.0	0.0
0.0	0.28	0.0	0.0	0.28	0.0	0.0	0.0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota iniziale strato (cm)
Qf	Quota finale strato (cm)
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	480.0	400.0	4.08	0.0	431.28	400.0
2	400.0	320.0	9.42	0.0	356.22	320.0
3	320.0	240.0	14.76	0.0	277.59	240.0
4	240.0	200.0	9.38	0.0	219.53	200.0
5	200.0	160.0	10.49	0.0	179.64	160.0
6	160.0	80.0	24.43	0.0	118.75	80.0

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzia)

Py	Peso del muro (kN);
Px	Forza inerziale (kN);

Xp, Yp Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
400.0	0.0	8.0	115.0	440.0
320.0	0.0	16.0	115.0	400.0
240.0	0.0	24.0	115.0	360.0
200.0	0.0	28.0	115.0	340.0
160.0	0.0	32.0	115.0	320.0
80.0	0.0	40.0	115.0	280.0

Sollecitazioni sul muro

Quota Origine ordinata minima del muro (cm).
 Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);
 H Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
400.0	4.08	8.0	1.28	40.0
320.0	13.51	16.0	7.96	40.0
240.0	28.27	24.0	24.31	40.0
200.0	37.65	28.0	37.45	40.0
160.0	48.15	32.0	54.57	40.0
80.0	72.58	40.0	102.56	40.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afv Area dei ferri lato valle.
 Afrm Area dei ferri lato monte.
 Nu Sforzo normale ultimo (kN);
 Mu Momento flettente ultimo (kNm);
 Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
 Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
 Sic. VT $\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
 Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afrm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
12Ø14 (18.47)	12Ø14 (18.47)	8.04	230.73	S	183.23	0.0	44.02
12Ø14 (18.47)	12Ø14 (18.47)	16.33	231.95	S	184.3	0.0	13.38
12Ø14 (18.47)	12Ø14 (18.47)	24.68	233.18	S	185.37	0.0	6.43
12Ø14 (18.47)	12Ø14 (18.47)	28.54	233.75	S	185.91	0.0	4.84
12Ø14 (18.47)	12Ø14 (18.47)	32.39	234.32	S	186.44	0.0	3.8
12Ø14 (18.47)	12Ø14 (18.47)	40.78	235.55	S	187.51	0.0	2.53

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
480.0	400.0	18.5	0.0	29.0	29.0	0.0	0.0	
400.0	320.0	18.5	0.0	29.0	29.0	0.0	0.0	
320.0	240.0	18.5	0.0	29.0	29.0	0.0	0.0	
240.0	200.0	18.5	0.0	29.0	29.0	0.0	0.0	
200.0	160.0	19.5	0.0	34.0	34.0	0.0	0.0	
160.0	80.0	19.5	0.0	34.0	34.0	0.0	0.0	
80.0	0.0	19.5	0.0	34.0	0.0	0.0	0.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
29.0	0.31	0.0	0.0	0.27	0.15	0.0	0.0
29.0	0.31	0.0	0.0	0.27	0.15	0.0	0.0
29.0	0.31	0.0	0.0	0.27	0.15	0.0	0.0
29.0	0.31	0.0	0.0	0.27	0.15	0.0	0.0
34.0	0.26	0.0	0.0	0.21	0.14	0.0	0.0
34.0	0.26	0.0	0.0	0.21	0.14	0.0	0.0
0.0	0.28	0.0	0.0	0.28	0.0	0.0	0.0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota iniziale strato (cm)
Qf	Quota finale strato (cm)
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	480.0	400.0	3.17	1.76	431.28	431.28
2	400.0	320.0	7.31	4.05	356.22	356.22
3	320.0	240.0	11.46	6.35	277.59	277.59
4	240.0	200.0	7.28	4.04	219.53	219.53
5	200.0	160.0	8.12	4.61	179.64	179.58
6	160.0	80.0	18.85	10.97	118.77	118.58
7	80.0	0.0	23.16	11.56	38.68	40.0

SPINTE IN FONDAZIONE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
80.0	0.0	19.5	180.0	34.0	0.0	0.0	180.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Kp	Coefficiente di resistenza passiva.
Kpx, Kpy	Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

μ	Kp	Kpx	Kpy
180.0	3.54	-3.54	-0.0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota iniziale strato (cm)
Qf	Quota finale strato (cm)
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
----	----	-----	-----	--------	--------

1	80.0	0.0	-22.07	0.0	26.67	0.0
---	------	-----	--------	-----	-------	-----

Sollecitazioni totali

Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	79.35	43.33	33.77
Peso muro	0.0	40.0	-46.0
Peso fondazione	0.0	46.0	-52.9
Sovraccarico	0.0	4.83	-8.82
Terr. fondazione	0.0	92.87	-169.49
Spinte fondazione	-22.07	0.0	-5.89
	57.28	227.04	-249.33

Momento stabilizzante	-376.88 kNm
Momento ribaltante	127.55 kNm

Verifica palo max sollecitato

Forza orizzontale	-35.1 kN	
Forza verticale	212.44	kN

Dati palo

Lunghezza		1100.0	cm
Diametro		25.0	cm
Copriferro	5.0		cm
Palo trivellato			
Numero verticali indagate	1		
Fattore correlazione verticali indagate [xi3]	1.7		
Fattore correlazione verticali indagate [xi4]	1.7		

Stratigrafia palo**Strato N° 1**

Spessore strato	1100.0	cm
Peso unità di volume	19.5	KN/m3
Angolo di attrito	34.0	°
Coesione	0.0	kPa
Modulo di elasticità	88259.9	kPa

Modulo di reaz. orizzontale	294199.5	KN/m ³
-----------------------------	----------	-------------------

Spostamenti e rotazioni in testa al palo di valle

Lunghezza d'onda	76.19	cm
Cedimento del palo	0.03	cm
Spostamento in x	-0.13	cm
Rotazione in testa	-0.09	°

Pressione limite orizzontale in corrispondenza della lunghezza d'onda 157.63 kPa

Carico limite verticale

Carico limite di punta (Qp)	459.65	kN
Carico limite laterale (Qs)	238.94	kN

Coefficiente di sicurezza punta (FsP) 1
 Coefficiente di sicurezza laterale (FsL) 1

$R=(Qp/Xi3)/FsP+(Qs/Xi3)/FsL$	410.93	kN
Peso palo (W)	1376.52	Kg
Fattore di sicurezza $Fs=R/(P+W)$	1.82	

Verifica palo in testa

Momento	0.0	kNm
Sforzo normale	212.44	kN
Taglio	-35.1	kN
Sforzo normale ultimo (Nu)	1097.27	kN
Momento flettente ultimo (Mu)	55.59	kNm
Stato verifica a flessione	Sezione Verificata	
Resistenza a taglio tubolare (Vwd)	403.3kN	
Misura Sicurezza Taglio	Sezione Verificata	

Verifica palo alla profondità di cm 95.00

Momento	-8.82	kNm
Sforzo normale	213.58	kN
Taglio	0.0	kN
Sforzo normale ultimo (Nu)	1097.27	kN
Momento flettente ultimo (Mu)	55.59	kNm
Stato verifica a flessione	Sezione Verificata	
Resistenza a taglio tubolare (Vwd)	403.3kN	
Misura Sicurezza Taglio	Sezione Verificata	

Verifiche palo alla profondità di cm 152.37

Momento	-3.48	kNm
Sforzo normale	214.27	kN
Taglio	0.0	kN
Sforzo normale ultimo (Nu)	1097.27	kN
Momento flettente ultimo (Mu)	55.59	kNm
Stato verifica a flessione	Sezione Verificata	
Resistenza a taglio tubolare (Vwd)	403.3	kN
Misura Sicurezza Taglio	Sezione Verificata	

MENSOLA A VALLE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);			
Fx	Forza in direzione x (kN);			
Fy	Forza in direzione y (kN);			
M	Momento (kNm);			
H	Altezza sezione (cm);			

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
50.0	-22.07	10.0	5.44	80.0
95.0	13.02	-193.44	-97.67	80.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.						
Afs	Area dei ferri superiori.						
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);						
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);						
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);						
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);						
Sic. VT	min{Vrd; Vwd}/Vsdu						
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);						

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
12Ø14 (18.47)	12Ø14 (18.47)	22.57	539.06	S	268.16	0.0	26.3
12Ø14 (18.47)	12Ø14 (18.47)	13.42	536.06	S	267.3	0.0	1.36

MENSOLA A MONTE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);			
Fx	Forza in direzione x (kN);			
Fy	Forza in direzione y (kN);			
M	Momento (kNm);			

H	Altezza sezione (cm);			
Xprogr.	Fx	Fy	M	H
135.0	-16.51	123.2	-63.92	80.0
180.0	23.16	93.48	-34.51	80.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
12Ø14 (18.47)	12Ø14 (18.47)	16.84	537.18	S	267.35	0.0	2.13
12Ø14 (18.47)	12Ø14 (18.47)	23.72	539.43	S	268.32	0.0	2.82

A_Unitari+M1+RSLV [GEO+STR]

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
480.0	400.0	18.5	0.0	29.0	0.0	0.0	0.0	
400.0	320.0	18.5	0.0	29.0	0.0	0.0	0.0	
320.0	240.0	18.5	0.0	29.0	0.0	0.0	0.0	
240.0	200.0	18.5	0.0	29.0	0.0	0.0	0.0	
200.0	160.0	19.5	0.0	34.0	0.0	0.0	0.0	
160.0	80.0	19.5	0.0	34.0	0.0	0.0	0.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
K_a	Coefficiente di spinta attiva.
K_d	Coefficiente di spinta dinamica.
D_k	Coefficiente di incremento dinamico.
K_{ax}, K_{ay}	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
D_{kx}, D_{ky}	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	K_a	K_d	D_k	K_{ax}	K_{ay}	D_{kx}	D_{ky}
0.0	0.35	0.0	0.0	0.35	0.0	0.0	0.0
0.0	0.35	0.0	0.0	0.35	0.0	0.0	0.0
0.0	0.35	0.0	0.0	0.35	0.0	0.0	0.0
0.0	0.35	0.0	0.0	0.35	0.0	0.0	0.0
0.0	0.28	0.0	0.0	0.28	0.0	0.0	0.0
0.0	0.28	0.0	0.0	0.28	0.0	0.0	0.0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Q_i	Quota iniziale strato (cm)
Q_f	Quota finale strato (cm)
R_{px}, R_{py}	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
$Z(R_{px})$	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
$Z(R_{py})$	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Q_i	Q_f	R_{px}	R_{py}	$z(R_{px})$	$z(R_{py})$
1	480.0	400.0	3.0	0.0	430.86	400.0
2	400.0	320.0	7.1	0.0	356.14	320.0
3	320.0	240.0	11.21	0.0	277.56	240.0
4	240.0	200.0	7.15	0.0	219.52	200.0
5	200.0	160.0	8.01	0.0	179.63	160.0
6	160.0	80.0	18.67	0.0	118.74	80.0

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzia)

P_y	Peso del muro (kN);
P_x	Forza inerziale (kN);
X_p, Y_p	Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	P_x	P_y	X_p	Y_p
400.0	0.0	8.0	115.0	440.0
320.0	0.0	16.0	115.0	400.0
240.0	0.0	24.0	115.0	360.0
200.0	0.0	28.0	115.0	340.0

160.0	0.0	32.0	115.0	320.0
80.0	0.0	40.0	115.0	280.0

Sollecitazioni sul muro

Quota	Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
400.0	3.0	8.0	0.92	40.0
320.0	10.1	16.0	5.89	40.0
240.0	21.31	24.0	18.18	40.0
200.0	28.46	28.0	28.1	40.0
160.0	36.47	32.0	41.05	40.0
80.0	55.15	40.0	77.47	40.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
12Ø14 (18.47)	12Ø14 (18.47)	8.04	230.73	S	183.23	0.0	59.99
12Ø14 (18.47)	12Ø14 (18.47)	16.33	231.95	S	184.3	0.0	17.9
12Ø14 (18.47)	12Ø14 (18.47)	24.68	233.18	S	185.37	0.0	8.53
12Ø14 (18.47)	12Ø14 (18.47)	28.54	233.75	S	185.91	0.0	6.41
12Ø14 (18.47)	12Ø14 (18.47)	32.39	234.32	S	186.44	0.0	5.01
12Ø14 (18.47)	12Ø14 (18.47)	40.78	235.55	S	187.51	0.0	3.33

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;

c Coesione (kPa);
 β Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
 Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
480.0	400.0	18.5	0.0	29.0	29.0	0.0	0.0	
400.0	320.0	18.5	0.0	29.0	29.0	0.0	0.0	
320.0	240.0	18.5	0.0	29.0	29.0	0.0	0.0	
240.0	200.0	18.5	0.0	29.0	29.0	0.0	0.0	
200.0	160.0	19.5	0.0	34.0	34.0	0.0	0.0	
160.0	80.0	19.5	0.0	34.0	34.0	0.0	0.0	
80.0	0.0	19.5	0.0	34.0	0.0	0.0	0.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.
 Ka Coefficiente di spinta attiva.
 Kd Coefficiente di spinta dinamica.
 Dk Coefficiente di incremento dinamico.
 Kax, Kay Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
 Dkx, Dky Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
29.0	0.31	0.0	0.0	0.27	0.15	0.0	0.0
29.0	0.31	0.0	0.0	0.27	0.15	0.0	0.0
29.0	0.31	0.0	0.0	0.27	0.15	0.0	0.0
29.0	0.31	0.0	0.0	0.27	0.15	0.0	0.0
34.0	0.26	0.0	0.0	0.21	0.14	0.0	0.0
34.0	0.26	0.0	0.0	0.21	0.14	0.0	0.0
0.0	0.28	0.0	0.0	0.28	0.0	0.0	0.0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota iniziale strato (cm)
 Qf Quota finale strato (cm)
 Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
 Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
 Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	480.0	400.0	2.32	1.29	430.86	430.86
2	400.0	320.0	5.51	3.06	356.14	356.14
3	320.0	240.0	8.7	4.82	277.56	277.56
4	240.0	200.0	5.55	3.07	219.52	219.52
5	200.0	160.0	6.2	3.51	179.64	179.57

6	160.0	80.0	14.41	8.38	118.76	118.56
7	80.0	0.0	17.7	8.89	38.67	40.0

SPINTE IN FONDAZIONE**Discretizzazione terreno**

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
80.0	0.0	19.5	180.0	34.0	0.0	0.0	180.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Kp	Coefficiente di resistenza passiva.
Kpx, Kpy	Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

μ	Kp	Kpx	Kpy
180.0	3.54	-3.54	-0.0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota iniziale strato (cm)
Qf	Quota finale strato (cm)
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	80.0	0.0	-22.07	0.0	26.67	0.0

Sollecitazioni totali

Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	60.4	33.02	25.11
Peso muro	0.0	40.0	-46.0
Peso fondazione	0.0	46.0	-52.9
Sovraccarico	0.0	3.22	-5.88
Terr. fondazione	0.0	71.44	-130.38
Spinte fondazione	-22.07	0.0	-5.89
	38.32	193.69	-215.93

Momento stabilizzante -311.11 kNm
 Momento ribaltante 95.18 kNm

Verifica palo max sollecitato

Forza orizzontale -29.79 kN
 Forza verticale 170.13 kN

Dati palo

Lunghezza 1100.0 cm
 Diametro 25.0 cm
 Copriferro 5.0 cm
 Palo trivellato
 Numero verticali indagate 1
 Fattore correlazione verticali indagate [xi3] 1.7
 Fattore correlazione verticali indagate [xi4] 1.7

Stratigrafia palo

Strato N° 1

Spessore strato 1100.0 cm
 Peso unità di volume 19.5 KN/m³
 Angolo di attrito 34.0 °
 Coesione 0.0 kPa
 Modulo di elasticità 88259.9 kPa
 Modulo di reaz. orizzontale 294199.5 KN/m³

Spostamenti e rotazioni in testa al palo di valle

Lunghezza d'onda 76.19 cm
 Cedimento del palo 0.03 cm
 Spostamento in x -0.11 cm
 Rotazione in testa -0.08 °

Pressione limite orizzontale in corrispondenza della lunghezza d'onda 157.63 kPa

Carico limite verticale

Carico limite di punta (Qp)	459.65	kN
Carico limite laterale (Qs)	238.94	kN

Coefficiente di sicurezza punta (FsP) 1
 Coefficiente di sicurezza laterale (FsL) 1

$R=(Qp/Xi3)/FsP+(Qs/Xi3)/FsL$	410.93	kN
Peso palo (W)	1376.52	Kg
Fattore di sicurezza $Fs=R/(P+W)$	2.24	

Verifica palo in testa

Momento	0.0	kNm
Sforzo normale	170.13	kN
Taglio	-29.79	kN
Sforzo normale ultimo (Nu)	1097.27	kN
Momento flettente ultimo (Mu)	56.74	kNm
Stato verifica a flessione	Sezione Verificata	
Resistenza a taglio tubolare (Vwd)	403.3kN	
Misura Sicurezza Taglio	Sezione Verificata	

Verifica palo alla profondità di cm 95.00

Momento	-7.49	kNm
Sforzo normale	171.28	kN
Taglio	0.0	kN
Sforzo normale ultimo (Nu)	1097.27	kN
Momento flettente ultimo (Mu)	56.74	kNm
Stato verifica a flessione	Sezione Verificata	
Resistenza a taglio tubolare (Vwd)	403.3kN	
Misura Sicurezza Taglio	Sezione Verificata	

Verifiche palo alla profondità di cm 152.37

Momento	-2.95	kNm
Sforzo normale	171.96	kN
Taglio	0.0	kN
Sforzo normale ultimo (Nu)	1097.27	kN
Momento flettente ultimo (Mu)	56.74	kNm
Stato verifica a flessione	Sezione Verificata	
Resistenza a taglio tubolare (Vwd)	403.3kN	
Misura Sicurezza Taglio	Sezione Verificata	

MENSOLA A VALLE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
50.0	-22.07	10.0	5.44	80.0
95.0	7.71	-151.13	-76.51	80.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
12Ø14 (18.47)	12Ø14 (18.47)	22.57	539.06	S	268.16	0.0	26.3
12Ø14 (18.47)	12Ø14 (18.47)	7.75	534.2	S	267.22	0.0	1.73

MENSOLA A MONTE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
135.0	-12.5	103.06	-53.39	80.0
180.0	17.7	82.32	-29.07	80.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);

Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
12Ø14 (18.47)	12Ø14 (18.47)	12.85	535.87	S	267.29	0.0	2.54
12Ø14 (18.47)	12Ø14 (18.47)	17.99	537.56	S	267.52	0.0	3.19

A_Unitari+M1+RSLV+Beta (+50%) [GEO]

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
G	Peso unità di volume (KN/m3);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
480.0	400.0	18.5	0.0	29.0	0.0	0.0	0.0	
400.0	320.0	18.5	0.0	29.0	0.0	0.0	0.0	
320.0	240.0	18.5	0.0	29.0	0.0	0.0	0.0	
240.0	200.0	18.5	0.0	29.0	0.0	0.0	0.0	
200.0	160.0	19.5	0.0	34.0	0.0	0.0	0.0	
160.0	80.0	19.5	0.0	34.0	0.0	0.0	0.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
0.0	0.35	0.0	0.0	0.35	0.0	0.0	0.0
0.0	0.35	0.0	0.0	0.35	0.0	0.0	0.0

0.0	0.35	0.0	0.0	0.35	0.0	0.0	0.0
0.0	0.35	0.0	0.0	0.35	0.0	0.0	0.0
0.0	0.28	0.0	0.0	0.28	0.0	0.0	0.0
0.0	0.28	0.0	0.0	0.28	0.0	0.0	0.0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota iniziale strato (cm)
 Qf Quota finale strato (cm)
 Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
 Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
 Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	480.0	400.0	3.0	0.0	430.86	400.0
2	400.0	320.0	7.1	0.0	356.14	320.0
3	320.0	240.0	11.21	0.0	277.56	240.0
4	240.0	200.0	7.15	0.0	219.52	200.0
5	200.0	160.0	8.01	0.0	179.63	160.0
6	160.0	80.0	18.67	0.0	118.74	80.0

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzia)

Py Peso del muro (kN);
 Px Forza inerziale (kN);
 Xp, Yp Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
400.0	0.0	8.0	115.0	440.0
320.0	0.0	16.0	115.0	400.0
240.0	0.0	24.0	115.0	360.0
200.0	0.0	28.0	115.0	340.0
160.0	0.0	32.0	115.0	320.0
80.0	0.0	40.0	115.0	280.0

Sollecitazioni sul muro

Quota Origine ordinata minima del muro (cm).
 Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);
 H Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
400.0	3.0	8.0	0.92	40.0

320.0	10.1	16.0	5.89	40.0
240.0	21.31	24.0	18.18	40.0
200.0	28.46	28.0	28.1	40.0
160.0	36.47	32.0	41.05	40.0
80.0	55.15	40.0	77.47	40.0

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato (cm);
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
480.0	400.0	18.5	0.0	29.0	29.0	0.0	0.0	
400.0	320.0	18.5	0.0	29.0	29.0	0.0	0.0	
320.0	240.0	18.5	0.0	29.0	29.0	0.0	0.0	
240.0	200.0	18.5	0.0	29.0	29.0	0.0	0.0	
200.0	160.0	19.5	0.0	34.0	34.0	0.0	0.0	
160.0	80.0	19.5	0.0	34.0	34.0	0.0	0.0	
80.0	0.0	19.5	0.0	34.0	0.0	0.0	0.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
29.0	0.31	0.0	0.0	0.27	0.15	0.0	0.0
29.0	0.31	0.0	0.0	0.27	0.15	0.0	0.0
29.0	0.31	0.0	0.0	0.27	0.15	0.0	0.0
29.0	0.31	0.0	0.0	0.27	0.15	0.0	0.0
34.0	0.26	0.0	0.0	0.21	0.14	0.0	0.0
34.0	0.26	0.0	0.0	0.21	0.14	0.0	0.0
0.0	0.28	0.0	0.0	0.28	0.0	0.0	0.0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota iniziale strato (cm)
 Qf Quota finale strato (cm)
 Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
 Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
 Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	480.0	400.0	2.32	1.29	430.86	430.86
2	400.0	320.0	5.51	3.06	356.14	356.14
3	320.0	240.0	8.7	4.82	277.56	277.56
4	240.0	200.0	5.55	3.07	219.52	219.52
5	200.0	160.0	6.2	3.51	179.64	179.57
6	160.0	80.0	14.41	8.38	118.76	118.56
7	80.0	0.0	17.7	8.89	38.67	40.0

SPINTE IN FONDAZIONE

Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
 Qf Quota finale strato (cm);
 G Peso unità di volume (KN/m³);
 Eps Inclinazione dello strato. (°);
 Fi Angolo di resistenza a taglio (°);
 Delta Angolo attrito terra muro;
 c Coesione (kPa);
 β Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
 Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
80.0	0.0	19.5	180.0	34.0	0.0	0.0	180.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.
 Kp Coefficiente di resistenza passiva.
 Kpx, Kpy Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

μ	Kp	Kpx	Kpy
180.0	3.54	-3.54	-0.0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota iniziale strato (cm)
 Qf Quota finale strato (cm)

Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
 Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
 Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	80.0	0.0	-22.07	0.0	26.67	0.0

Sollecitazioni totali

Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	60.4	33.02	25.11
Peso muro	0.0	40.0	-46.0
Peso fondazione	0.0	46.0	-52.9
Sovraccarico	0.0	3.22	-5.88
Terr. fondazione	0.0	71.44	-130.38
Spinte fondazione	-22.07	0.0	-5.89
	38.32	193.69	-215.93

Momento stabilizzante -311.11 kNm
 Momento ribaltante 95.18 kNm

Verifica palo max sollecitato

Forza orizzontale -29.79 kN
 Forza verticale 170.13 kN

Dati palo

Lunghezza 1100.0 cm
 Diametro 25.0 cm
 Copriferro 5.0 cm
 Palo trivellato
 Numero verticali indagate 1
 Fattore correlazione verticali indagate [xi3] 1.7
 Fattore correlazione verticali indagate [xi4] 1.7

Stratigrafia palo

Strato N° 1

Spessore strato	1100.0	cm
Peso unità di volume	19.5	KN/m ³
Angolo di attrito	34.0	°
Coesione	0.0	kPa
Modulo di elasticità	88259.9	kPa
Modulo di reaz. orizzontale	294199.5	KN/m ³

Spostamenti e rotazioni in testa al palo di valle

Lunghezza d'onda	76.19	cm
Cedimento del palo	0.03	cm
Spostamento in x	-0.11	cm
Rotazione in testa	-0.08	°

Pressione limite orizzontale in corrispondenza della lunghezza d'onda 157.63 kPa

Carico limite verticale

Carico limite di punta (Qp)	459.65	kN
Carico limite laterale (Qs)	238.94	kN

Coefficiente di sicurezza punta (FsP) 1
 Coefficiente di sicurezza laterale (FsL) 1

$R=(Qp/Xi3)/FsP+(Qs/Xi3)/FsL$	410.93	kN
Peso palo (W)	1376.52	Kg
Fattore di sicurezza $Fs=R/(P+W)$	2.24	

MENSOLA A VALLE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
 Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);
 H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
50.0	-22.07	10.0	5.44	80.0
95.0	7.71	-151.13	-76.51	80.0

MENSOLA A MONTE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
 Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);
 H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
135.0	-12.5	103.06	-53.39	80.0
180.0	17.7	82.32	-29.07	80.0

Pordenone, 02.02.2026

il progettista delle strutture

Ing. Tiberio Altinier

