COMUNE DI GENOVA

DIREZIONE INFRASTRUTTURE E DIFESA DEL SUOLO
SETTORE ATTUAZIONE OPERE IDRAULICHE

PROGETTO DI SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL RIO FEGINO - III° LOTTO (CODICE MOGE 12367)

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

Scala:	Data:	Codice:
-	**06/02/2023**	**PD-S**

Il Responsabile Unico del Procedimento:
Ing. Giuseppe Vestrelli

Progetto
STRUTTURALE
- ING.DANIELE CANALE
VIA CORSICA 2/1 - GENOVA



Firmato digitalmente da CANALE DANIELE C: IT

Progetto
ARCHITETTONICO
- STUDIO MARCOLINI BARSOTTI
VIA CORSICA 6 / 9 SCALA DX - GENOVA

Progetto
INDAGINI GEOLOGICHE
- DOTT. GEOL. STEFANO MONTALDO
VIA CORSICA 2/1 - GENOVA

Approvato:	Revisione:
Oggetto:	

1. Indice della Relazione

2. Oggetto della Relazione e descrizione degli interventi 3
3. Normativa di Riferimento 5
4. Modalità di calcolo 5
5. Caratteristiche dei materiali utilizzati 6
5.1. Acciaio da carpenteria 6
5.2. Calcestruzzo per opere di sostegno e di fondazione 7
5.3. Acciaio da cemento armato 7
5.4. Considerazioni inerenti alle caratteristiche del terreno 8
6. Carichi di progetto sulle strutture 8
6.1. Azioni sui muri di sostegno (interventi A e B) 8
6.2. Azioni sui muri di sostegno (intervento C) 9
6.3. Azioni gravitazionali sulla tombinatura (intervento D) 10
6.4. Azioni gravitazionali sul paramento con aggetto in alveo (intervento E) 13
6.5. Considerazioni in merito all'entità dei carichi stradali sulle opere di sostegno 17
6.6. Valutazione dell'azione sismica di progetto 19
7. Verifica delle strutture 25
7.1. Regole di combinazione 25
7.2. Modellazione delle azioni 26
7.3. Combinazioni di carico adottate per interventi A-B 26
7.4. Combinazioni di carico adottate per intervento D 27
7.5. Combinazioni di carico adottate per intervento E 32
8. Modellazione della struttura e dei vincoli 35
8.1. Interventi A-B 35
8.2. Intervento C 36
8.3. Intervento D 38
8.4. Intervento E 40
9. Presentazione dei risultati 41
9.1. Tipo di analisi 41
9.2. Individuazione del codice di calcolo 43
9.3. Presentazione dei risultati interventi A-B 44

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

9.4. Presentazione dei risultati intervento C _____ 45
9.5. Presentazione dei risultati intervento D _____ 54
9.6. Presentazione dei risultati intervento E _____ 55
9.7. Considerazioni in merito all'intervento F _____ 72
9.8. Considerazioni inerenti la copertura e gli attraversamenti _____ 73
10. Allegato 1 _____ 76

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

2. Oggetto della Relazione e descrizione degli interventi

Oggetto della presente relazione sono le verifiche strutturali degli interventi da realizzarsi su un tratto di Rio Fegino, affluente in sponda destra del Torrente Polcevera, della lunghezza di circa 535 m compreso tra la sezione idraulica **SEZ-19** (posta a monte, in corrispondenza del primo tornante di Via Borzoli, in prossimità dell'innesto di Salita alla Chiesa di Fegino) e la sezione idraulica **SEZ-0.30** (posta a valle, circa 70 m più a valle del ponte carrabile dell'IPLOM).

Lungo tale tratto del rio, sono previste differenti tipologie di intervento a seconda della zona interessata. Esse possono essere ricondotte alle seguenti casistiche:

- **Intervento A**: realizzazione di un nuovo muro di sostegno in c.a. a ridosso dell'argine esistente; tale paramento presenta uno spessore costante pari a 30 cm, un piede di spessore 50 cm e lunghezza 150 cm ed una serie di inghisaggi atti a rendere solidali tra loro la nuova opera di sostegno con quella esistente. A contrastare le opere presenti sull'argine opposto sono previsti dei cordoli con funzione di puntone di dimensione 50x50 in c.a. disposti con interasse costante pari a 3 m.

- **Intervento B**: realizzazione di un nuovo muro di sostegno in c.a. a ridosso di un terrapieno atto a regolarizzare la sezione d'alveo; tale paramento presenta uno spessore di 30 cm, un piede di spessore 50 cm e lunghezza 150 cm. A contrastare le opere presenti sull'argine opposto sono previsti dei cordoli con funzione di puntone di dimensione 50x50 in c.a. disposti con interasse costante pari a 3 m.

- **Intervento C**: realizzazione di un nuovo muro di sostegno a ridosso dell'asse viario caratterizzato da un paramento di spessore 30 cm, piede di spessore 50 cm e lunghezza 80 cm; in adiacenza al nuovo paramento è prevista la realizzazione di un doppio ordine di micropali, il primo caratterizzato da pali verticali di lunghezza 14 m diametro di perforazione 200 mm (i=0.80 m), il secondo caratterizzato da pali inclinati di 15° rispetto alla verticale di lunghezza 16 m diametro di perforazione 200 mm (i=1.60 m). A contrastare le opere presenti sull'argine opposto sono previsti dei cordoli con funzione di puntone di dimensione 50x50 in c.a. disposti con interasse costante pari a 3 m.

- **Intervento D**: realizzazione di un tratto di alveo in tombinatura; tale struttura risulta composta da una platea di fondazione e due sponde in c.a. con cls classe C32/40 spessore 45 cm e copertura di pari spessore realizzata mediante travi prefabbricate tipo NPS (con lastre e tralicci) e getto ci completamento in cls classe C32/40. A seguito della realizzazione di tale tratto di alveo tombinato, si prevede la risistemazione del manto stradale ed il riempimento delle porzioni di alveo esterne alla tombinatura mediante terreno di riporto. Come si può evincere dalle tavole progettuali, parte di tale tratto di

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

torrente, per permettere le operazioni preliminari di scavo e sistemazione area, presenta una palificata sulla sponda sinistra caratterizzata da pali di lunghezza 10 m perforazione di diametro 220 (i=0.65 m).

- **Intervento E**: realizzazione di un nuovo paramento in c.a. sul margine sinistro a ridosso dell'asse viario caratterizzato da un aggetto sull'alveo, due ordini di pali a ridosso del paramento stesso (previsti come opera provvisoria per consentire le operazioni di scavo in alveo) e uno/due ordini di pali al di sotto del piede di fondazione (finalizzati al contenimento e alla prevenzione dei possibili cedimenti differenziali che comporterebbero la rotazione della struttura). Per quanto riguarda i pali a ridosso del paramento, il primo ordine risulta essere verticale di lunghezza 12 m perforazione di diametro 200 mm (i=0.80 m), il secondo ordine risulta essere inclinato di 15° ripetto allla verticale di lunghezza 14 m perforazione di diametro 200 mm (i=1.60 m). Per quanto riguarda i pali al di sotto del piede di fondazione, sia che siano presenti uno o due file, essi saranno caratterizzati da una lunghezza di 12 m, un diametro di perforazione pari a 200 mm (i=0.80 m). A contrastare le opere presenti sull'argine opposto sono previsti dei cordoli con funzione di puntone di dimensione 50x50 in c.a. disposti con interasse costante pari a 3 m.

- **Intervento F**: realizzazione di uno cordolo in c.a. a ridosso del piede di fondazione del muro esistente costituente l'argine destro. L'altezza del cordolo varia lungo lo sviluppo longitudinale mantenendo sempre costante la larghezza pari a 50 cm. Sono presenti degli inghisaggi per rendere solidale tale cordolo con la base del paramento esistente. Motivo di questo intervento è la necessità di proteggere la fondazione del muro esistente da possibili scalzamenti ed erosioni da parte delle piene del rio. A contrasto con le opere presenti sull'argine opposto sono previsti dei cordoli con funzione di puntone di dimensione 50x50 in c.a. disposti con interasse costante pari a 3 m.

- **Intervento G**: realizzazione di elementi a sezione costante in c.a. con funzione di parapetto laddove l'asse viario non confini direttamente con l'argine del rio ma vi sia interposta una scarpata.

- **Intervento H**: realizzazione di un piccolo muro in c.a. di geometria costante disposto a ridosso degli edifici ed atto ad evitare che il ricarico necessario all'innalzamento dell'asse viario porti umidità agli edifici esistenti.

Si precisa inoltre che si prevede di utilizzare per il 25% dei micropali a progetto idonea camicia metallica da estrarre progressivamente al procedere del getto al fine di contrastare al meglio il possibile sgrottamento del foro; il getto di tutti i micropali dovrà essere eseguito in pressione e dovrà essere considerato ultimato alla fuoriuscita in testa di malta priva di impurità e non diluita.

Data l'organicità e la complessità degli interventi appena descritti, si rimanda allo schema grafico in Allegato 1 per una corretta comprensione della dislocazione di quest'ultimi lungo lo sviluppo longitudinale del tratto di rio oggetto di intervento.

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Su tale schema non è per semplicità rappresentata la rampa di accesso all'alveo prevista a progetto.

3. Normativa di Riferimento

- D.M. 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»";
- Circolare n. 7 del 21 Gennaio 2019: "Istruzioni per l'applicazione dell' «Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"», di cui al D.M. 17 gennaio 2018 (Circolare applicativa NTC2018);
- D.G.R. 216 del 17 marzo 2017 "OPCM 3519/2016.Aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Liguria".

4. Modalità di calcolo

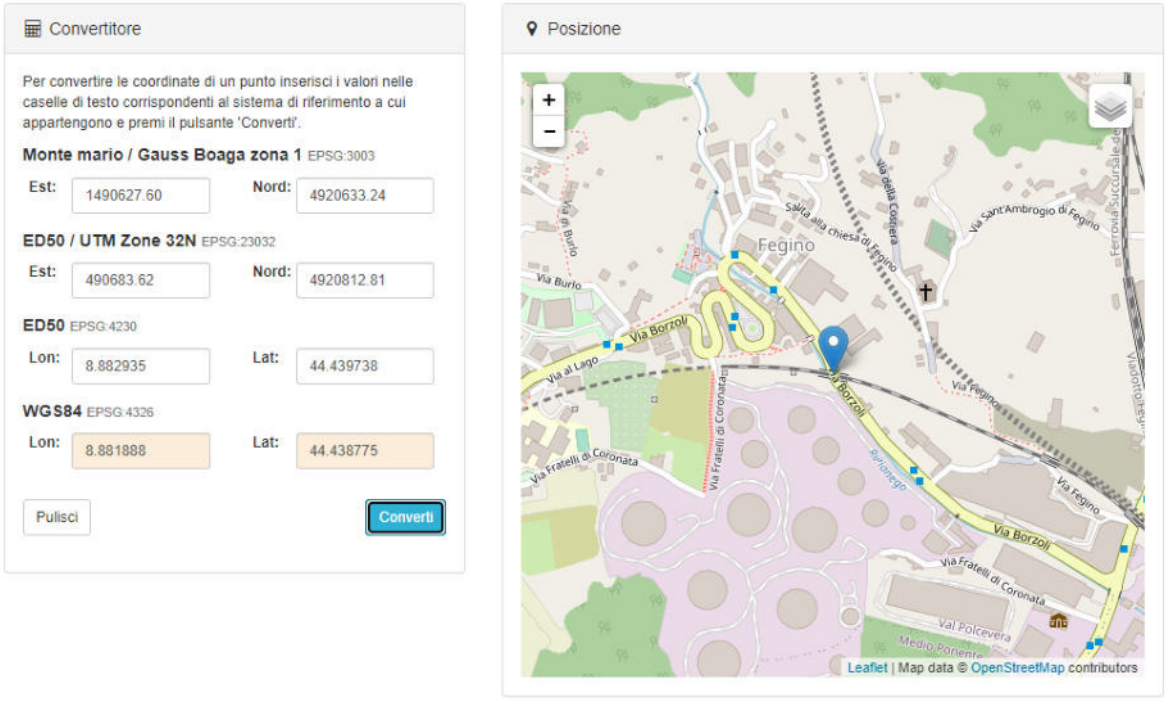
In accordo con la Normativa vigente in materia di costruzioni le verifiche analitiche di sicurezza riportate di seguito vengono sviluppate mediante il metodo semiprobabilistico degli Stati Limite.

La determinazione delle caratteristiche di sollecitazione e le verifiche di sicurezza sugli elementi strutturali dell'edificio sono state effettuate con gli usuali metodi proposti dalla Scienza delle Costruzioni, sia a mano che con l'ausilio dei software agli elementi finiti quali *MasterSap 2022 e Plaxis*, in accordo con la *Normativa Italiana* vigente.

In particolare si precisa che l'analisi sismica di tutte le opere analizzate mediante il software agli elementi finiti MasterSAP 2022 è del tipo *dinamica modale*.

L'intervento in oggetto, di cui si riporta la posizione con diversi sistemi di riferimento, è sito nel Comune di Genova e ricade in **zona sismica 3.**

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta



Trattandosi di costruzione di *classe d'uso III* (*Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi)* sotto l'effetto delle azioni sismiche il rispetto nei confronti di tutti gli stati limite ultimi qualora siano rispettate le verifiche relative al solo **SLV** (stato limite di salvaguardia della vita).

Trattandosi di opere di sostegno e di fondazione, in accordo con quanto riportato nel paragrafo 7.2.5, si considera sempre un'analisi elastica della struttura eseguita con un fattore di struttura pari a 1.

5. Caratteristiche dei materiali utilizzati

In base a quanto riportato negli elaborati grafici di progetto, sono stati considerati i seguenti materiali.

Al fine delle analisi che verranno svolte di seguito si ipotizza che 1 daN coincida con 1 kg.

5.1. Acciaio da carpenteria

Acciaio S275JR

Modello di calcolo assunto	Elastico perfettamente plastico a deformazione limitata	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} = 275	N/mm^2
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk} = 430	N/mm^2

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Modulo elastico	E = 210000	N/mm^2

5.2. Calcestruzzo per opere di sostegno e di fondazione

Calcestruzzo C32/40

Modello di calcolo assunto	Parabola-rettangolo	
Resistenza cubica caratteristica	R_{ck} = 40	N/mm^2
Resistenza cilindrica caratteristica	f_{ck} = 32	N/mm^2
Modulo elastico	E = 33345	N/mm^2
Coefficiente resistenze lunga durata	α_{cc} = 0.85	
Coefficiente di sicurezza	γ_c = 1.5	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd} = 18.13	N/mm^2
Deformazione limite elastica	ε_{c2} = 2.0 ‰	
Deformazione limite plastica	ε_{cu} = 3.5 ‰	

5.3. Acciaio da cemento armato

Acciaio B450C

Modello di calcolo assunto	Elastico perfettamente plastico a deformazione limitata	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} = 450	N/mm^2
Coefficiente di sicurezza	γ_s = 1.15	
Modulo elastico	E = 210000	N/mm^2
Resistenza di calcolo dell'acciaio	f_{yd} = 391.3	N/mm^2

Acciaio B450A (reti elettrosaldate)

Modello di calcolo assunto	Elastico perfettamente plastico a deformazione limitata	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} = 450	N/mm^2
Coefficiente di sicurezza	γ_s = 1.15	
Modulo elastico	E = 210000	N/mm^2
Resistenza di calcolo dell'acciaio	f_{yd} = 391.3	N/mm^2

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

5.4. Considerazioni inerenti alle caratteristiche del terreno

In merito alle caratteristiche del terreno che esercita pressioni e costituisce sedime di fondazione per le opere che vengono analizzate nella presente relazione, si rimanda al capitolo seguente la definizione delle proprietà geomeccaniche adottate per ciascun intervento mentre si riportano nel presente i risultati delle prove SPT (per i due intervalli di profondità più superficiali) eseguite lungo lo sviluppo longitudinale del tratto del rio oggetto di intervento. Per l'ubicazione dei sondaggi si veda la relazione geologica.

SONDAGGIO	N_{SPT}	E [kN/mq]
Sondaggio 1	27	50220
	26	49160
Sondaggio 2	19	41740
	18	40680
Sondaggio 3	10	32200
	27	50220
Sondaggio 4	Rifiuto	/
	Rifiuto	/
Sondaggio 5	12	34320
	18	40680

In base ai dati riportati nella presente tabella, si è deciso di assumere come modulo elastico del terreno di fondazione di tutte le opere analizzate nella presente relazione il seguente valore medio:

$$E = 40000\ kN/m^2$$

6. Carichi di progetto sulle strutture

Nel presente capitolo è riportata l'analisi dei carichi condotta per i massimi carichi di progetto. Le azioni di progetto sono valutate in accordo con quanto prescritto dal *D.M. 17 gennaio 2018*.

6.1. Azioni sui muri di sostegno (interventi A e B)

Carichi agenti direttamente/indirettamente sul paramento murario di nuova realizzazione:

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

- **Carico dovuto alla presenza di un asse viario a tergo del paramento (intervento A)** 20 kN/m^2

- **Carico dovuto alla pressione idrostatica**

  Il carico è orizzontale agente perpendicolarmente al paramento con intensità variabile secondo la relazione:

  $$q_{H_2O} = \gamma_w \cdot Z$$

  Ove γ_w è il peso proprio dell'acqua, valutato pari a 10 kN/m^3 e Z è la profondità considerando un pelo libero a filo con l'estremità superiore del paramento. Nel caso in esame è stata considerata la condizione maggiormente punitiva per le strutture analizzate ovvero la condizione nella quale il rio non presenta condizioni di piena e la quota di falda a tergo del muro è a filo con l'estremità superiore del paramento: in tale maniera si ottiene un'azione combinata e condorde delle spinte dovute all'acqua ed al terreno.

- **Carico dovuto alla pressione del terreno**

  Il carico è orizzontale agente perpendicolarmente al paramento con intensità variabile secondo la relazione:

  $$q_{\mathrm{Terr}} = \gamma_{ter} \cdot Z \cdot k_a$$

  Per la determinazione della spinta orizzontale dovuta al terreno a tergo del paramento è stato considerato, in accordo con quanto riportato nella relazione geologica a firma del dott. geol. Stefano Montaldo, un terreno dalle seguenti caratteristiche:

  $\gamma' = 18\ kN/m^3$

  $c' = 0\ kN/m^2$(cautelativamente assunto pari a zero benché nella relazione geologica sia riportato diversamente)

  $\phi = 27°$

  $k_a = 0.33$

6.2. Azioni sui muri di sostegno (intervento C)

Carichi agenti direttamente/indirettamente sul paramento murario di nuova realizzazione:

- **Carico dovuto alla presenza di un asse viario a tergo del paramento** 20 kN/m^2

- **Carico dovuto alla pressione del terreno:** essendo l'intervento C modellato ed analizzato mediante il programma agli elementi finiti Plaxis, la pressione a tergo del muro dovuta alla presenza del terreno viene computata in automatico dal software una volta implementate le caratteristiche geo-meccaniche del terreno, le quali, in accordo con quanto riportato in precedenza possono essere riassunte dai seguenti parametri:

STRATO	Condizione	γ_{dry}	γ_{wet}	$k_x=k_y$	E[kN/mq]	ν	C_{ref} [kN/mq]	ϕ'
Deposito 1	M1	18	19	0,0000001	35000	0,35	5	27
	M2	18	19	0,0000001	35000	0,38	4	22
Deposito 2	M1	18,5	19,5	0,0000001	40000	0,34	5	28,5

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Deposito 3	M2	18,5	19,5	0,0000001	40000	0,38	4	23,5
	M1	19	20	0,0000001	45000	0,32	5	32
	M2	19	20	0,0000001	45000	0,36	4	27

Ove con le diciture sopra riportate si intende:

- Deposito 1: materiale di riempimento eterogeneo arido e grossolano presente a tergo delle opere a progetto;
- Deposito 2: deposito alluvionale con ghiaie, ciottoli e sabbie con matrice coesiva in subordine e con locali episodi di coltri detritiche di versante (AC1);
- Deposito 3: deposito alluvionale con ghiaie, ciottoli e sabbie con matrice coesiva in subordine e con locali episodi di coltri detritiche di versante generalmente di densità maggiore rispetto al Deposito 2 (AC2);

Per una più completa ed esaustiva comprensione della disposizione e dell'andamento delle stratigrafie lungo il rio, si rimanda alla relazione geologica a firma del *dott. Geol. Stefano Montaldo* nonché alle tavole geotecniche.

6.3. Azioni gravitazionali sulla tombinatura (intervento D)

- **Carico permanente portato di finitura nuovo manto stradale** **4 kN/m²**
- **Carico dovuto alla pressione idrostatica**

  Il carico è orizzontale agente perpendicolarmente al paramento con intensità variabile secondo la relazione:

  $$q_{H_2O} = \gamma_w \cdot Z$$

  Ove γ_w è il peso proprio dell'acqua, valutato pari a 10 kN/m³ e Z è la profondità considerando un pelo libero pari all'all'altezza interna della tombinatura, qualora l'acqua fosse dentro all'alveo artificiale, e pari all'altezza esterna della tombinatura, qualora l'acqua fosse all'esterno della struttura. Nel caso in esame sono state considerate tutte le condizioni di carico possibili: sia quando il rio in piena esercita una pressione dall'interno contro le sponde dell'alveo artificiale sia quando, una volta passato l'evento di piena, permane un livello di falda esterno a filo con la struttura e l'interno della tombinatura risulta libero da essa.

- **Carico dovuto alla pressione del terreno**

  Il carico è orizzontale agente perpendicolarmente alle sponde della tombinatura con intensità variabile secondo la relazione:

  $$q_{\mathrm{Terr}} = \gamma_{ter} \cdot Z \cdot k_0$$

  Per la determinazione della spinta orizzontale dovuta al terreno a tergo delle sponde della tombinatura è stato considerato, in accordo con quanto riportato nella relazione geologica a firma del dott. geol. Stefano Montaldo, un terreno dalle seguenti caratteristiche:

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

$\gamma' = 18\ kN/m^3$

$c' = 0\ kN/m^2$(cautelativamente assunto pari a zero benché nella relazione geologica sia riportato diversamente)

$\phi = 27°$

$k_0 = 0.55$ (coefficiente di spinta in stato di riposo in quanto la sponda della tombinatura risulta vincolata in testa ed al piede dalla presenza del fondo e della copertura)

- **Schemi di carico dovuti alla presenza dell'asse viario al di sopra della tombinatura**

Sono stati considerati (in accordo con quanto riportatio nel capitolo 5 delle vigenti norme italiane) due differenti schemi di carico che sollecitano la struttura simulando le condizioni maggiormente gravose dovute alla presenza dei veicoli (talvolta pesanti) sopra la copertura della tombinatura. Considerando il punto del tracciato ove l'asse viario è sovrapponibile, per il suo intero ingombro in larghezza, alla copertura della tombinatura, sono state individuate due corsie di larghezza 3 m e definiti in conseguenza i due schemi di carico riportati in seguito:

Schema di carico 1

Tale schema prevede due carichi distribuiti sulle due corsie di valore:

$q_{1k} = 9\ kN/m^2$ (sulla corsia definita come "corsia 1")

$q_{2k} = 2.5\ kN/m^2$ (sulla corsia definita come "corsia 2")

Su ciascuna delle corsie è prevista una coppia di carichi tandem a distanza di 1.2 m tra loro (ove per tandem si intende la ridistribuzione del carico indicato su due distinte aree di pressione) di intensità:

$Q_{1k} = 300\ kN$ (valore di un singolo tandem sulla corsia definita come "corsia 1") → ovvero due carichi di valore 150 kN distanti 2 m tra loro

$Q_{2k} = 200\ kN$ (valore di un singolo tandem sulla corsia definita come "corsia 2") → ovvero due carichi di valore 100 kN distanti 2 m tra loro

Schema di carico 2

Tale schema prevede un solo carico tandem di intensità 400 kN (Q_{ak}) che, per completezza di trattazione ed analisi, è stato applicato in tre zone differenti della struttura ovvero:

Q_{ak1} (in asse con la "corsia 1")

Q_{ak2} (sul mrgine della „corsia 1" in modo da massimizzare il taglio sulla sponda più vicina)

Q_{ak3} (a cavallo tra la "corsia 1" e la "corsia 2") dunque più in mezzeria rispetto al solettone

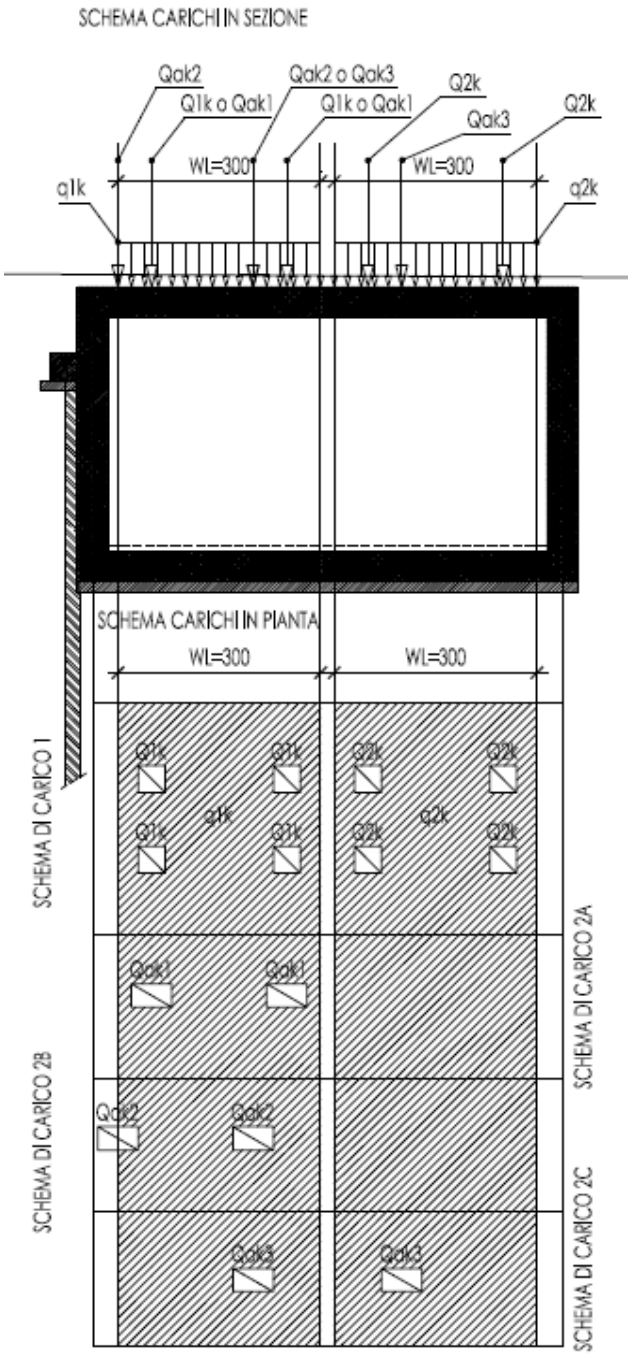
Si precisa che, benchè nelle normative venga indicato di ridistribuire le pressioni legate ai carichi tandem (sia dello schema di carico 1 che dello schema di carico 2) su apposite aree di ripartizione, le sollecitazioni riportate in precedenza sono state applicate, a favore di sicurezza, ad un nodo del modello costituendo così dei veri e propri carichi nodali (puntuali).

Benché nelle vigenti normative siano riportati altri schemi di carico, essi non sono stati presi in considerazione nella presente trattazione in quanto non sono previsti sulla struttura in esame marciapiedi

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

(schema di carico 3 e 4), folle compatte (schama di carico 5) e luci di impalcato sospese da terra di lunghezza superiore a 300 m (schema di carico 6).

Di seguito viene riportata un'immagine che, in maniera schematica, raffigura in sezione ed in pianta i carichi inerenti al traffico sopra riportati.



Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

L'azione longitudinale di frenamento, applicata alla corsia convenzionale 1, può essere espressa dalla seguente formula:

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

Ove:

$Q_{1k} = \mathbf{300\ kN}$

$q_{1k} = \mathbf{9\ kN/m^2}$

$w_l = \mathbf{3\ m}$ ovvero la larghezza della corsia convenzionale

$L = \mathbf{16\ m}$ ovvero la lunghezza di riferimento lungo la quale si ritiene sia applicata tale forza frenante

Si ottiene così una forza pari a 403.2 kN che, se ridistribuita lungo la superficie sulla quale viene applicata ($w_l \cdot L$) si ottiene un'azione longitudinale all'impalcato della tombinatura pari a:

$q_3 = \mathbf{8.4\ kN/m^2}$

6.4. Azioni gravitazionali sul paramento con aggetto in alveo (intervento E)

- **Carico permanente portato di finitura nuovo manto stradale** 4 kN/m^2

- **Carico dovuto alla pressione idrostatica**

  Il carico è orizzontale agente perpendicolarmente al paramento con intensità variabile secondo la relazione:

  $$q_{H_2O} = \gamma_w \cdot Z$$

  Ove γ_w è il peso proprio dell'acqua, valutato pari a 10 kN/m^3 e Z è la profondità considerando un pelo libero alla medesima quota dell'aggetto nell'alveo. Per l'analisi delle condizioni maggiormente punitive si è considerata unicamente la condizione in cui, a seguito di un evento di piena, l'alveo del fiume sia sgombero d'acqua ed il livello di falda nel terreno a tergo del muro sia come indicato in precedenza: in tale maniera si ottiene un'azione combinata e condorde delle spinte dovute all'acqua ed al terreno.

- **Carico dovuto alla pressione del terreno**

  Il carico è orizzontale agente perpendicolarmente al paramento con intensità variabile secondo la relazione:

  $$q_{\mathrm{Terr}} = \gamma_{ter} \cdot Z \cdot k_a$$

  Per la determinazione della spinta orizzontale dovuta al terreno a tergo del paramento è stato considerato, in accordo con quanto riportato nella relazione geologica a firma del dott. geol. Stefano Montaldo, un terreno dalle seguenti caratteristiche:

  $\gamma' = \mathbf{18\ kN/m^3}$

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

$\boldsymbol{c' = 0\ kN/m^2}$(cautelativamente assunto pari a zero benché nella relazione geologica sia riportato diversamente)

$\boldsymbol{\phi = 27°}$

$\boldsymbol{k_a = 0.33}$

- **Schemi di carico dovuti alla presenza dell'asse viario al di sopra e a tergo dell'aggetto**

  Sono stati considerati (in accordo con quanto riportato nel capitolo 5 delle vigenti norme italiane) due differenti schemi di carico che sollecitano la struttura simulando le condizioni maggiormente gravose dovute alla presenza dei veicoli (talvolta pesanti) a tergo e sopra l'aggetto. Sono state individuate due corsie di larghezza 3 m e definiti in conseguenza i due schemi di carico riportati in seguito:

  Schema di carico 1

  Tale schema prevede due carichi distribuiti sulle due corsie di valore:

  $\boldsymbol{q_{1k} = 9\ kN/m^2}$ (sulla corsia definita come "corsia 1")

  $\boldsymbol{q_{2k} = 2.5\ kN/m^2}$ (sulla corsia definita come "corsia 2")

  Su ciascuna delle corsie è prevista una coppia di carichi tandem (ove per tandem si intende la ridistribuzione del carico indicato su due aree di pressione) di intensità:

  $\boldsymbol{Q_{1k} = 300\ kN}$ (valore di un singolo tandem sulla corsia definita come "corsia 1")

  $\boldsymbol{Q_{2k} = 200\ kN}$ (valore di un singolo tandem sulla corsia definita come "corsia 2")

  Schema di carico 2

  Tale schema prevede un solo carico tandem di intensità 400 kN ($\boldsymbol{Q_{ak}}$) che, per completezza di trattazione ed analisi, è stato applicato in tre punti differenti della struttura ovvero:

  $\boldsymbol{Q_{ak1}}$ (in asse con la "corsia 1")

  $\boldsymbol{Q_{ak2}}$(a cavallo tra la "corsia 1" e la "corsia 2") a massimizzare il taglioall'incastro dello sbalzo

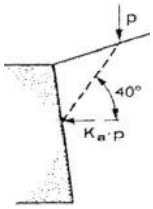
  $\boldsymbol{Q_{ak3}}$(in asse con la "corsia 2")

  Si precisa che, benchè nelle normative venga indicato di ridistribuire le pressioni legate ai carichi tandem (sia dello schema di carico 1 che dello schema di carico 2) su apposite aree di ripartizione, le sollecitazioni riportate in precedenza sono state applicate, a favore di sicurezza, ad un nodo del modello costituendo così dei veri e propri carichi nodali (puntuali).

  Benché nelle vigenti normative siano riportati altri schemi di carico, essi non sono stati presi in considerazione nella presente trattazione in quanto non sono previsti sulla struttura in esame marciapiedi (schema di carico 3 e 4), folle compatte (schama di carico 5) e luci di impalcato sospese da terra di lunghezza superiore a 300 m (schema di carico 6).

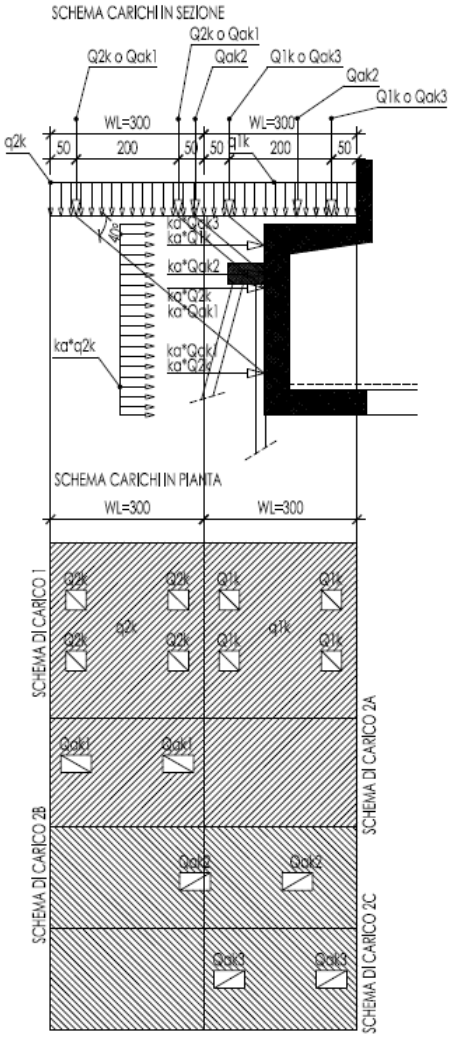
  Siccome lo sbalzo non ha mai aggetto tale da ospitare la totalità delle due corsie convenzionali individuate all'interno dell'asse viario, a seconda dei casi, le pressioni dovute allo schema di carico 1 ($\boldsymbol{q_{2k}}$) e ai vari carichi tandem degli schemi di carico 1 e 2 vengono tramutate in azioni perpendicolari al paramento murario mediante l'impiego del coefficiente di spinta attiva e, nel caso dei carichi concentrati, della seguente costruzione geometrica:

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta



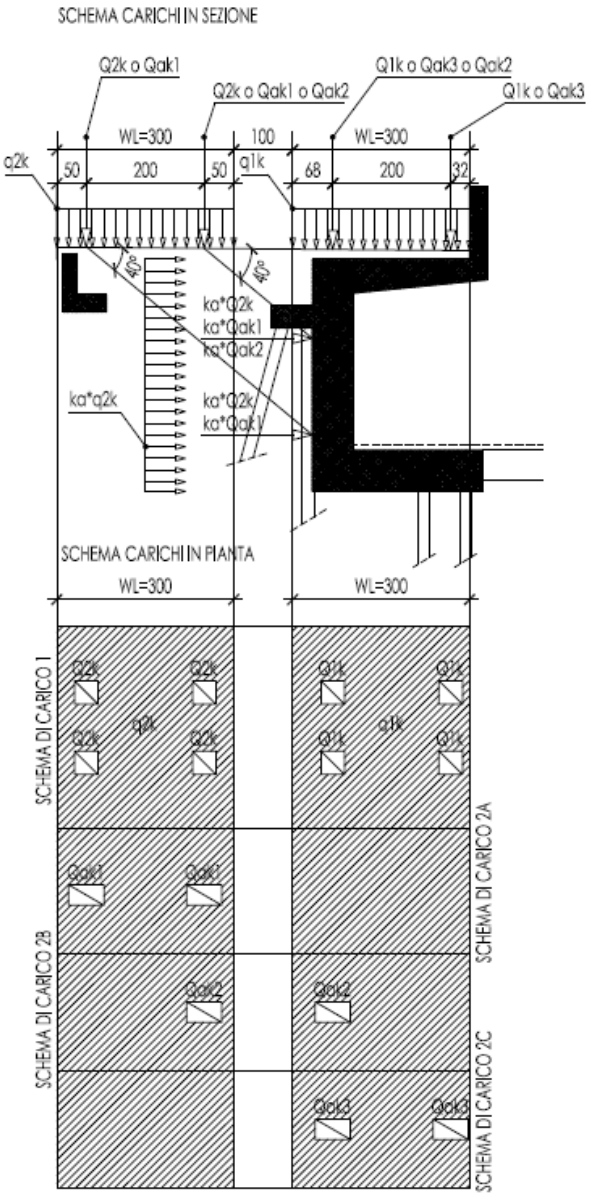
Sono stati distinti due casi differenti data la variabilità dello sbalzo sull'alveo e le differenze geometriche e strutturali del paramento a seconda dell'entità di tale aggetto: infatti, se per aggetti di modesta entità è previsto un paramento di spessore 50 cm ed un solo ordine di pali sotto il piede di fondazione, quando lo sbalzo raggiunge la sua massima estensione è previsto un paramento di spessore maggiorato (70 cm) ed un doppio ordine di pali al di sotto del piede di fondazione. Di seguito vengono riportate delle immagini raffiguranti in sezione ed in pianta i soli carichi stradali così come descritti precedentemente.

SBALZO RIDOTTO



SBALZO ESTESO

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta



Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione

L'azione longitudinale di frenamento, applicata alla corsia convenzionale 1, può essere espressa dalla seguente formula:

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

Ove:

$Q_{1k} = \mathbf{300\ kN}$

$q_{1k} = \mathbf{9\ kN/m^2}$

$w_l = \mathbf{3\ m}$ ovvero la larghezza della corsia convenzionale

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

$\boldsymbol{L = 20\ m}$ ovvero la lunghezza di riferimento lungo la quale si ritiene sia applicata tale forza frenante

Si ottiene così una forza pari a 414.0 kN che, se ridistribuita lungo la superficie sulla quale viene applicata ($\boldsymbol{w_l \cdot L}$) si ottiene **un'azione longitudinale all'impalcato della tombinatura pari a:**

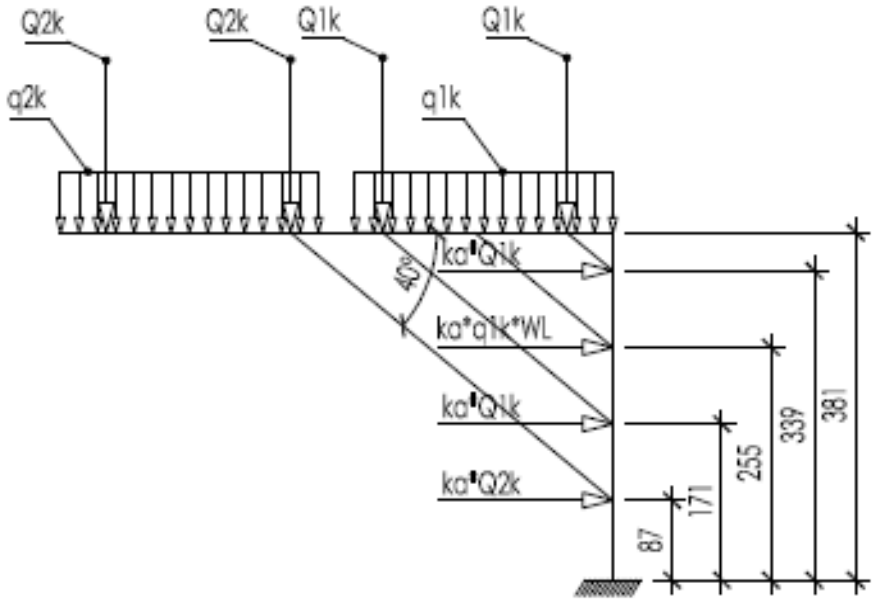
$\boldsymbol{q_3 = 7.0\ kN/m^2}$

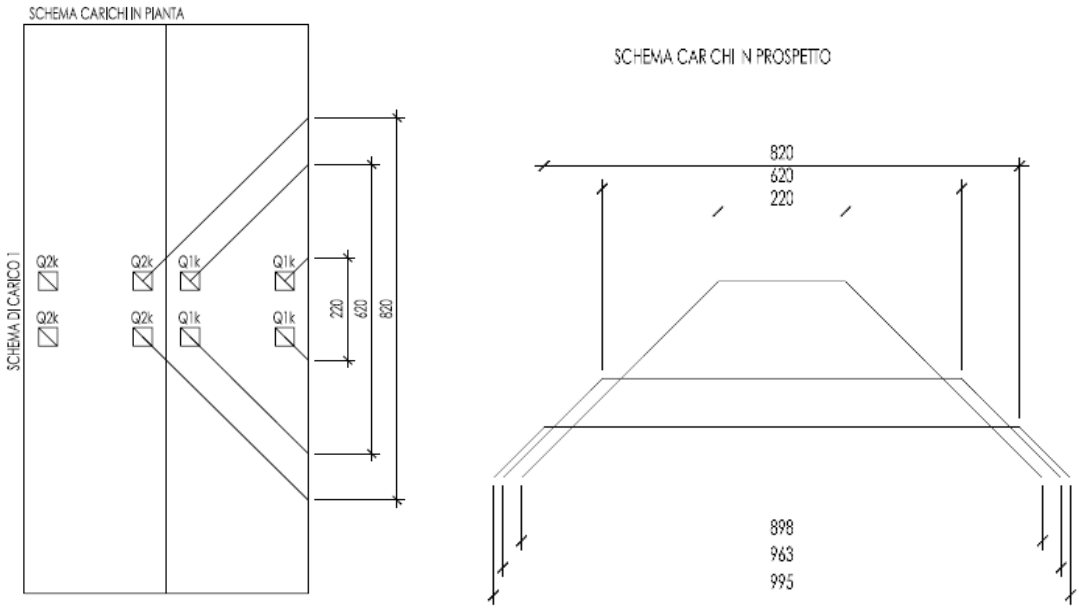
6.5. Considerazioni in merito all'entità dei carichi stradali sulle opere di sostegno

Da quanto riportato nei paragrafi precedenti, si evince come in alcuni casi, in sostituzione alla completa trattazione degli schemi di carico legati al traffico, sia stato scelto di applicare una sollecitazione uniformemente distribuita a tergo dei paramenti pari a 20 kN/m^2. Tale scelta progettuale può essere considerata a favore di sicurezza in quanto gli effetti del carico uniformemente distribuito sono maggiori rispetto a quelli dovuti agli schemi di carico per il traffico stradale; in questo capitolo si intende dimostrare tale affermazione.

Si consideri lo schema statico del paramento dell'intervento A e le sole forze legate allo schema di carico 1 in un'ipotetica strada a due corsie convenzionali (L=6 m, W_L= 3 m) a tergo del paramento; si ipotizzi inoltre che i carichi tandem individuati da suddetto schema diffondano in senso orizzontale ed in verticale con un'apertura a 45°. Vengono individuate così delle strisce di carico a ridosso del paramento che a loro volta generano momenti flettenti al piede (per semplicità schematizzato come un incastro). Di seguito si riporta lo schema grafico di quanto appena detto.

SCHEMA CARICHI IN SEZIONE





In base a quanto riportato nell'immagine sovrastante, è possibile assumere come larghezza di distribuzione media il valore di 10 m. Il momento flettente (SLU) al piede (all'incastro) può essere calcolato come la somma dei seguenti contributi:

$$M_1 = 1.35 \cdot k_a \cdot q_{1k} \cdot W_L \cdot 2.55 = 1.35 \cdot 0.33 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 2.55 = 30.7\ kNm/m$$

$$M_2 = 1.35 \cdot k_a \cdot Q_{1k} \cdot \frac{3.39}{8.98} = 1.35 \cdot 0.33 \cdot 300 \cdot \frac{3.39}{10.0} = 45.3\ kNm/m$$

$$M_3 = 1.35 \cdot k_a \cdot Q_{1k} \cdot \frac{1.71}{9.63} = 1.35 \cdot 0.33 \cdot 300 \cdot \frac{1.71}{10.0} = 22.8\ kNm/m$$

$$M_4 = 1.35 \cdot k_a \cdot Q_{2k} \cdot \frac{0.87}{9.95} = 1.35 \cdot 0.33 \cdot 200 \cdot \frac{0.87}{10.0} = 7.7\ kNm/m$$

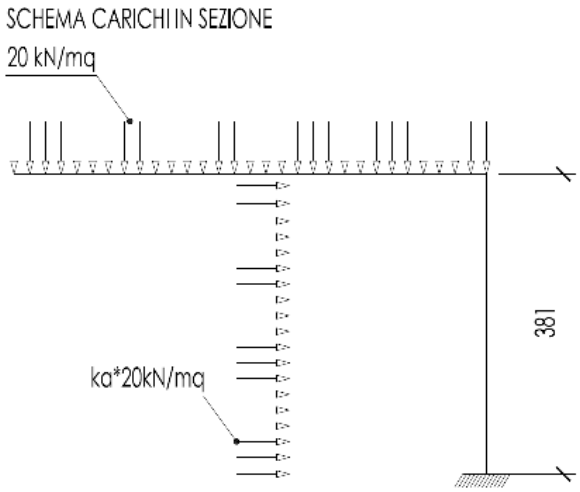
$$M_{tot} = \sum M_i = 75.8\ kNm/m$$

Se si considera invece un carico uniformemente distribuito di 20 kN/m² (vedi immagine sottostante) esso genera al piede un momento flettente (SLU) pari a:

$$M = 1.5 \cdot k_a \cdot 20 \cdot \frac{3.81^2}{2} = 1.5 \cdot 0.33 \cdot 20 \cdot \frac{3.81^2}{2} = 71.8\ kNm/m$$

Dunque dello stesso ordine di grandezza rispetto ai carichi tandem.

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta



È dunque dimostrato come considerare un'azione di 20 kN/m^2 a tergo dei paramenti sia sostanzialmente equivalente a considerare le effettive sollecitazioni dovute alla presenza dell'asse viario.

6.6. Valutazione dell'azione sismica di progetto

La valutazione dell'azione sismica sulle opere di sostegno e strutturali analizzate nella seguente relazione è di seguito sviluppata conformemente ai dettami del *D.M. 17 Gennaio 2018*.

In particolare, relativamente alle tipologie di opere geotecniche a progetto, le verifiche in condizioni statiche sono svolte nei confronti degli SLU mentre le verifiche in condizioni sismiche sono svolte nei confronti dello SLV (quelle relative allo SLD sono considerate soddisfatte in quanto non sussistono le condizioni di possibile perdita di funzionalità dell'opera, par. 7.11.6.2.2.). La determinazione dell'accelerazione sismica viene effettuata in conformità a quanto previsto al paragrafo 7.11.6.2.1. con l'ausilio del software di calcolo della ditta GEOSTRU che permette la valutazione di tutti i parametri sismici di calcolo in funzione delle coordinate topografiche del sito in esame o in automatico dal software di calcolo MasterSAP2022. Tali parametri sono riassunti di seguito per i diversi stati limite previsti dalla vigente normativa.

Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Opere di sostegno NTC 2018

Muro rigido: 1

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Sito in esame.

latitudine: 44,435443

longitudine: 8,870605

Classe: 3

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 16695 Lat: 44,4450 Lon: 8,8684 Distanza: 1073,169

Sito 2 ID: 16696 Lat: 44,4477 Lon: 8,9383 Distanza: 5544,068

Sito 3 ID: 16918 Lat: 44,3977 Lon: 8,9421 Distanza: 7058,574

Sito 4 ID: 16917 Lat: 44,3950 Lon: 8,8723 Distanza: 4494,668

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T2

Periodo di riferimento: 75anni

Coefficiente cu: 1,5

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

Tr: 45 [anni]

ag: 0,028 g

Fo: 2,528

Tc*: 0,200 [s]

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

Tr: 75 [anni]

ag: 0,035 g

Fo: 2,542

Tc*: 0,223 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

Tr: 712 [anni]

ag: 0,078 g

Fo: 2,529

Tc*: 0,292 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %

Tr: 1462 [anni]

ag: 0,100 g

Fo: 2,523

Tc*: 0,299 [s]

Coefficienti Sismici Opere di sostegno NTC 2018

SLO:

Ss: 1,200

Cc: 1,520

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

St: 1,200

Kh: 0,040

Kv: 0,020

Amax: 0,395

Beta: 1,000

SLD:

Ss: 1,200

Cc: 1,480

St: 1,200

Kh: 0,050

Kv: 0,025

Amax: 0,487

Beta: 1,000

SLV:

Ss: 1,200

Cc: 1,410

St: 1,200

Kh: 0,113

Kv: 0,056

Amax: 1,107

Beta: 1,000

SLC:

Ss: 1,200

Cc: 1,400

St: 1,200

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Kh: 0,145

Kv: 0,072

Amax: 1,417

Beta: 1,000

I parametri appena riportati sono stati impiegati per la determinazione delle spinte del terreno in condizioni sismiche (SLV) per mezzo dei coefficienti k_h e k_v. Per tutti i modelli analizzati mediante il programma MasterSAP2022 sono stati generati inoltre degli spettri di risposta sismica (finalizzati all'esecuzione di un'analisi dinamica modale) i cui parametri vengono di seguito elencati:

- Vita nominale: opere ordinarie V_N=50 anni
- Classe d'uso: III – normali affollamenti Cu=1.5
- Periodo di riferimento: $V_R = V_N \times Cu = 75$ anni
- Coefficiente topografico: 1.2
- Coefficiente di smorzamento: (per analisi dinamica in campo elastico) 5%
- Eccentricità accidentale: ±5%
- Sisma verticale: 0
- Direzione del sisma: rotazione rispetto agli assi X e Y = 0°
- Combinazione dell'azione sismica: regola dell'Eurocodice 8
- Categoria del suolo di fondazione: B

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto al par. 3.2.2 il D.M.17 Gennaio 2018 definisce cinque categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (più ulteriori due, per le quali sono richiesti studi speciali per la definizione dell'azione sismica da considerare).

In accordo con la relazione geologica a firma del geologo Stefano Montaldo, il terreno di fondazione è classificabile nella *categoria B con caratterizzazione topografica T2*

Periodo di ritorno del sisma:

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

SLV probabilità di superamento pari al 10% cui corrisponde un periodo di ritorno di 712 anni;

- Accelerazione massima al suolo a_g/g e parametri F_0 e T_c^*:

SLV

ag/g:	0.0775	F0:	2.531	Tc*:	0.292
Coeff.moltiplicativo sisma:					1

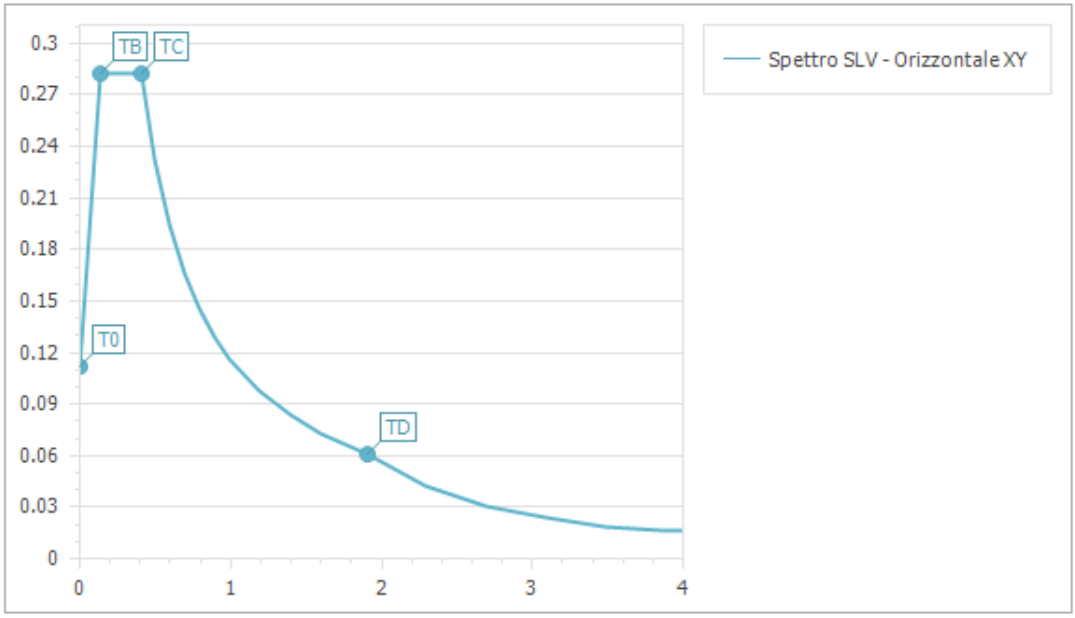
Fattori di struttura e spettri di progetto SLV

Con riferimento al documento "parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici Sezione Prima prot. 155/2010 del 14 dicembre 2010" avente per oggetto la richiesta di pareri relativi al DPR 380/2001 e al DM 17/01/2018, si è scelto, a favore di sicurezza, di non tenere conto delle risorse plastiche delle opere prevedendo la permanenza in campo elastico di quest'ultime in occasione di un evento sismico.

Si assume dunque un fattore di struttura q=1 e pertanto lo spettro di progetto allo SLU (SLV) coincide con lo spettro elastico.

Spettri di progetto per lo stato limite ultimo SLV

L'azione sismica di progetto Sd(T) è data dallo spettro di risposta elastico riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}.



Spettro di progetto orizzontale allo S.L.V.

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Si precisa che, per i modelli in esame, viene condotta un'analisi sismica dinamica modale con spettro di risposta.

La risposta strutturale è ottenuta attraverso la sovrapposizione dei singoli modi di vibrare (sovrapposizione modale), combinando le sollecitazioni e gli spostamenti massimi di ciascun modo di vibrare della struttura elastica lineare ottenuti dall'utilizzo dello spettro di risposta delle accelerazioni.

Per l'analisi è stata utilizzata una combinazione quadratica completa, metodo CQC, quale indicata nell'espressione:

$$E = (\Sigma_i \Sigma_j \rho_{ij} E_i E_j)^{1/2}$$

dove:

E è il valore totale della componente di risposta sismica che si sta considerando

Ei è il valore della medesima componente dovuta al modo i

Ej è il valore della medesima componente dovuta al modo j

$\rho ij = (8\xi^2 (1 + \beta ij) \beta ij^{3/2}) / ((1 - \beta ij^2)^2 + 4\xi^2 \beta ij(1 + \beta ij)^2)$ è il coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j

ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente

βij è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi ($\beta ij = \omega_i/\omega_j$).

7. Verifica delle strutture

7.1. Regole di combinazione

Combinazioni di carico SLU statiche

Per le verifiche agli stati limite ultimi le condizioni di carico sono state combinate, in assenza di carichi sismici, in accordo a quanto richiesto dalla normativa, nel modo più sfavorevole secondo combinazioni del tipo:

$$F_d = g_{G1} G_1 + g_{G2} G_2 + g_{Q1} Q_{K1} + S (\psi_{0i} g_{Qi} Q_{kI})$$

G_1	valore caratteristico dei carichi permanenti
G_2	valore caratteristico dei carichi permanenti non strutturali
Q_{1k}	valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione
Q_{ik}	valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti
g_{G1}	= 1,3 (1 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
g_{G2}	= 1,3 (0,8 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
g_Q	= 1,5 (0,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

ψ_{0i} = coefficienti di combinazione
= 0,7 categoria A ambienti ad uso residenziale
= 0,5 neve (copertura)

Combinazioni di carico sismiche (SLV e SLD)

La verifica è stata effettuata per la seguente combinazione della azione sismica con le altre azioni:

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

G_1 valore caratteristico dei carichi permanenti
G_2 valore caratteristico dei carichi permanenti non strutturali
Q_{kj} valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti
ψ_{2j} = coefficienti di combinazione

7.2. Modellazione delle azioni

La modellazione delle azioni è stata eseguita in automatico dal software per quello che riguarda i pesi propri degli elementi modellati (travi di fondazione, paramenti murari, platee, sbalzi e parapetti) e manualmente mediante comandi di input per quello che riguarda le altre sollecitazioni statiche e sismiche (azioni permanenti e variabili sugli orizzontamenti e sui paramenti verticali).

7.3. Combinazioni di carico adottate per interventi A-B

Si riportano di seguito i codici di carico utilizzati nel modello F.E.M.

CARICHI PER ELEMENTI BIDIMENSIONALI

Carico di superficie nella direzione locale z, agente sulla superficie reale

Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Valore	Aliq.dinamica	Aliq.inerz.SLD
Terreno strada	1	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	1.000000	1.0000	1.0000
Acqua strada	2	Condizione 2	Permanente: Permanente portato	1.000000	1.0000	1.0000
Sovraccarico strada	3	Condizione 3	Nessuna	6.600000	0.0000	0.0000
Terreno piazzale	4	Condizione 4	Permanente: Permanente portato	1.000000	1.0000	1.0000
Acqua piazzale	5	Condizione 5	Permanente: Permanente portato	1.000000	1.0000	1.0000
Sovraccarico piazzale	6	Condizione 6	Nessuna	6.600000	0.0000	0.0000
Terreno strada sisma	7	Condizione 7	Permanente: Permanente portato	1.000000	1.0000	1.0000
Terreno piazzale sisma	8	Condizione 8	Permanente: Permanente portato	1.000000	1.0000	1.0000
Acqua strada sisma	9	Condizione 9	Permanente: Permanente portato	1.000000	1.0000	1.0000

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Valore	Aliq.dinamica	Aliq.inerz.SLD
Acqua piazzale sisma	10	Condizione 10	Permanente: Permanente portato	1.000000	1.0000	1.0000

Le colonne della precedente figura riportano la descrizione del carico, la condizione di carico corrispondente, il tipo di azione e la categoria, il valore del carico [in kN/m^2], l'aliquota inerziale per analisi dinamica allo SLV e l'aliquota inerziale per analisi dinamica allo SLD.

Si riportano di seguito le combinazioni di carico impiegate per l'analisi della struttura in oggetto (Combinazioni di Carico allo SLU statiche ed SLV sismiche).

COMBINAZIONI DI CARICO

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	A1M1 simmetrica	Azione sismica: Sisma assente	Nessuna	Condizione 3	1.500
			Nessuna	Condizione 6	1.500
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 5	1.300
2	A1M1 asimmetrica	Azione sismica: Sisma assente	Nessuna	Condizione 3	1.500
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.300
7	SISMA simmetrica	Azione sismica: Presente Torsione:	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 5	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 7	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 8	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 9	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 10	1.000
8	SISMA asimmetrica	Azione sismica: Presente Torsione:	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 7	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 9	1.000

7.4. Combinazioni di carico adottate per intervento D

Si riportano di seguito i codici di carico utilizzati nel modello.

CARICHI PER ELEMENTI BIDIMENSIONALI

Carico di superficie nella direzione locale x, agente sulla superficie reale

Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Valore	Aliq.dinamica	Aliq.inerz.SLD
q2k	3	Condizione 2	Nessuna	-2.500000	0.0000	0.0000

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Carico di superficie nella direzione locale z, agente sulla superficie reale

Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Valore	Aliq.dinamica	Aliq.inerz.SLD
Pressione del terreno	4	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	1.000000	1.0000	1.0000
Acqua esterna	5	Condizione 3	Permanente: Permanente portato	1.000000	1.0000	1.0000
Acqua interna	6	Condizione 4	Permanente: Permanente portato	1.000000	1.0000	1.0000
Terreno sisma	8	Condizione 6	Permanente: Permanente portato	3.400000	1.0000	1.0000
Acqua esterna sisma	9	Condizione 7	Permanente: Permanente portato	1.000000	1.0000	1.0000
Acqua interna sisma	10	Condizione 8	Permanente: Permanente portato	1.000000	1.0000	1.0000

Carico di superficie nella direzione globale Y, agente sulla superficie reale

Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Valore	Aliq.dinamica	Aliq.inerz.SLD
Frenata	7	Condizione 5	Nessuna	8.400000	1.0000	1.0000

Carico di superficie nella direzione globale Z, agente sulla superficie reale

Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Valore	Aliq.dinamica	Aliq.inerz.SLD
Permanente strada	1	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-4.000000	1.0000	1.0000
q1k	2	Condizione 2	Nessuna	-9.000000	1.0000	1.0000

Le colonne della precedente figura riportano la descrizione del carico, la condizione di carico corrispondente, il tipo di azione e la categoria, il valore del carico [in kN/m2], l'aliquota inerziale per analisi dinamica allo SLV e l'aliquota inerziale per analisi dinamica allo SLD.

Si precisa che alcuni codici di carico (quelli che costituiscono le spinte orizzontali varibili con la profondità sulle sponde della tombinatura) presentano valore di pressione unitario (1kN/mq) in quanto l'effettivo valore sollecitante è stato imputato tramite il comando "pressione automatica" del programma MasterSAP2022 secondo le regole algebriche riportate nei capitoli precedenti.

Si riportano di seguito le combinazioni di carico impiegate per l'analisi della struttura in oggetto (Combinazioni di Carico allo SLU statiche, SLV sismiche e SLD sismiche

COMBINAZIONI DI CARICO

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	SISMA_01	Azione sismica: Presente Torsione:			
2	SLU_01	Azione sismica: Sisma assente	Nessuna	Condizione 2	1.350
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.350
7	SLU_02	Azione sismica: Sisma assente	Nessuna	Condizione 2	1.350
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.350
8	SLU_03	Azione sismica: Sisma assente	Nessuna	Condizione 2	1.350
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
9	SLU_04	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.350
10	SLU_05	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.350
11	SLU_06	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.350
12	SLU_07	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.350
13	SLU_08	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.350
14	SLU_09	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.350
15	SLU_10	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
16	SLU_11	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
17	SLU_12	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
18	SLU_13	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.350
19	SLU_14	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.350
20	SLU_15	Azione sismica: Sisma assente	Nessuna	Condizione 2	0.540
			Nessuna	Condizione 5	1.350
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.350
21	SLU_16	Azione sismica: Sisma assente	Nessuna	Condizione 2	0.540
			Nessuna	Condizione 5	1.350
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.350

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
22	SLU_17	Azione sismica: Sisma assente	Nessuna	Condizione 2	0.540
			Nessuna	Condizione 5	1.350
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
23	SLU_18	Azione sismica: Sisma assente	Nessuna	Condizione 5	1.350
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.350
24	SLU_19	Azione sismica: Sisma assente	Nessuna	Condizione 5	1.350
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.350
25	SLU_20	Azione sismica: Sisma assente	Nessuna	Condizione 5	1.350
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.350
26	SLU_21	Azione sismica: Sisma assente	Nessuna	Condizione 5	1.350
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.350
27	SLU_22	Azione sismica: Sisma assente	Nessuna	Condizione 5	1.350
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.350
28	SLU_23	Azione sismica: Sisma assente	Nessuna	Condizione 5	1.350
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.350
29	SLU_24	Azione sismica: Sisma assente	Nessuna	Condizione 5	1.350
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
30	SLU_25	Azione sismica: Sisma assente	Nessuna	Condizione 5	1.350
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
31	SLU_26	Azione sismica: Sisma assente	Nessuna	Condizione 5	1.350
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
32	SISMA_01	Azione sismica: Presente Torsione:	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 6	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 7	1.000
33	SISMA_02	Azione sismica: Presente Torsione:	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 6	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 8	1.000
34	SISMA_03	Azione sismica: Presente Torsione:	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 6	1.000

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
3	RARA_01	Tipologia: Rara	Nessuna	Condizione 2	1.000
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
4	RARA_02	Tipologia: Rara	Nessuna	Condizione 2	1.000
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.000
5	RARA_03	Tipologia: Rara	Nessuna	Condizione 2	1.000
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
35	RARA_04	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
36	RARA_05	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
37	RARA_06	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
38	RARA_07	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.000
39	RARA_08	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.000
40	RARA_09	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.000
41	RARA_10	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
42	RARA_11	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
43	RARA_12	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
44	RARA_13	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
45	RARA_14	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.000
46	RARA_15	Tipologia: Rara	Nessuna	Condizione 2	0.400
			Nessuna	Condizione 5	1.000
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
47	RARA_16	Tipologia: Rara	Nessuna	Condizione 2	0.400
			Nessuna	Condizione 5	1.000
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.000
48	RARA_17	Tipologia: Rara	Nessuna	Condizione 2	0.400
			Nessuna	Condizione 5	1.000
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
49	RARA_18	Tipologia: Rara	Nessuna	Condizione 5	1.000
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
50	RARA_19	Tipologia: Rara	Nessuna	Condizione 5	1.000
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
51	RARA_20	Tipologia: Rara	Nessuna	Condizione 5	1.000
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
52	RARA_21	Tipologia: Rara	Nessuna	Condizione 5	1.000
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.000
53	RARA_22	Tipologia: Rara	Nessuna	Condizione 5	1.000
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.000
54	RARA_23	Tipologia: Rara	Nessuna	Condizione 5	1.000
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.000
55	RARA_24	Tipologia: Rara	Nessuna	Condizione 5	1.000
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
56	RARA_25	Tipologia: Rara	Nessuna	Condizione 5	1.000
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
57	RARA_26	Tipologia: Rara	Nessuna	Condizione 5	1.000
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000

7.5. Combinazioni di carico adottate per intervento E

Si riportano di seguito i codici di carico utilizzati nel modello.

CARICHI PER ELEMENTI BIDIMENSIONALI

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Carico di superficie nella direzione locale z, agente sulla superficie reale

Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Valore	Aliq.dinamica	Aliq.inerz.SLD
Permanente Finitura	1	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-4.000000	1.0000	1.0000
Terreno statico	2	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	1.000000	1.0000	1.0000
q1k	3	Condizione 2	Nessuna	-9.000000	0.0000	0.0000
kq2k	4	Condizione 2	Nessuna	-0.830000	0.0000	0.0000
Acqua statica	5	Condizione 3	Permanente: Permanente portato	-1.000000	0.0000	0.0000
Acqua sisma	6	Condizione 4	Permanente: Permanente portato	-1.000000	0.0000	0.0000
Terreno sisma	7	Condizione 5	Permanente: Permanente portato	-2.800000	0.0000	0.0000

Carico di superficie nella direzione globale Y, agente sulla superficie reale

Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Valore	Aliq.dinamica	Aliq.inerz.SLD
Frenata	8	Condizione 6	Nessuna	7.000000	0.0000	0.0000

Le colonne della precedente figura riportano la descrizione del carico, la condizione di carico corrispondente, il tipo di azione e la categoria, il valore del carico [in kN/m2], l'aliquota inerziale per analisi dinamica allo SLV e l'aliquota inerziale per analisi dinamica allo SLD.

Si precisa che alcuni codici di carico (quelli che costituiscono le spinte orizzontali varibili con la profondità sulle sponde della tombinatura) presentano valore di pressione unitario (1kN/mq) in quanto l'effettivo valore sollecitante è stato imputato tramite il comando "pressione automatica" del programma MasterSAP2022 secondo le regole algebriche riportate nei capitoli precedenti.

Si riportano di seguito le combinazioni di carico impiegate per l'analisi della struttura in oggetto (Combinazioni di Carico allo SLU statiche, SLV).

COMBINAZIONI DI CARICO

NORMATIVA: NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - D.M. 17/01/2018 (STATICO E SISMICO)

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	SLU_01	Azione sismica: Sisma assente	Nessuna	Condizione 2	1.350
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.350
2	SLU_02	Azione sismica: Sisma assente	Nessuna	Condizione 2	1.350
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
7	SLU_03	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.350
8	SLU_04	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
9	SLU_05	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.350
10	SLU_06	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
11	SLU_07	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.350
12	SLU_08	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
13	SLU_09	Azione sismica: Sisma assente	Nessuna	Condizione 2	0.540
			Nessuna	Condizione 6	1.350
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.350
14	SLU_10	Azione sismica: Sisma assente	Nessuna	Condizione 2	0.540
			Nessuna	Condizione 6	1.350
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
15	SLU_11	Azione sismica: Sisma assente	Nessuna	Condizione 6	1.350
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.350
16	SLU_12	Azione sismica: Sisma assente	Nessuna	Condizione 6	1.350
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
17	SLU_13	Azione sismica: Sisma assente	Nessuna	Condizione 6	1.350
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.350
18	SLU_14	Azione sismica: Sisma assente	Nessuna	Condizione 6	1.350
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
19	SLU_15	Azione sismica: Sisma assente	Nessuna	Condizione 6	1.350
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.350
20	SLU_16	Azione sismica: Sisma assente	Nessuna	Condizione 6	1.350
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.350
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.350
21	SISMA_01	Azione sismica: Presente Torsione:	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 5	1.000

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
22	SISMA_02	Azione sismica: Presente Torsione:	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 5	1.300

8. Modellazione della struttura e dei vincoli

8.1. *Interventi A-B*

A titolo indicativo si riporta in figura seguente l'immagine del modello tridimensionale dei paramenti, realizzati mediante il software di modellazione agli elementi finiti *MasterSap 2022*.

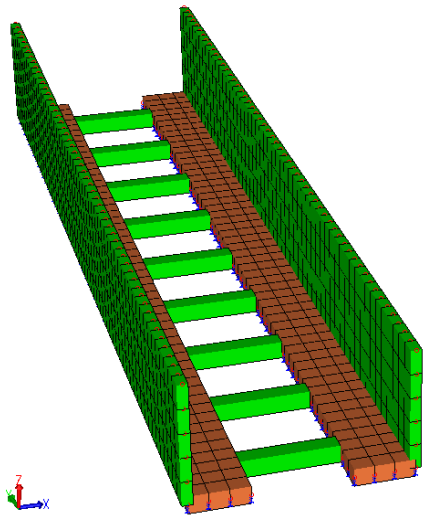


Immagine 3D del modello agli elementi finiti e sistema di riferimento.

Da quanto è possibile notare, la struttura in oggetto è stata modellata utilizzando elementi shell bidimensionali per la modellazione dei due paramenti contrapposti che formano i due argini del rio ed i rispettivi piedi di fondazione. Gli unici elementi lineari (elementi beam) presenti nel modello sono i puntoni di collegamento 50x50 cm disposti con passo regolare di 3 m.

I vincoli esterni sono costituiti da un letto di molle alla Winkler la cui rigidezza è stata calcolata secondo la seguente regola:

$$k = \frac{0.6 \cdot E}{b} = \frac{0.6 \cdot 40000}{0.55} = 43636.3\ kN/m^3$$

Ove b è la lunghezza media considerata per il lato degli elementi shell che concorrono a formare il modello.

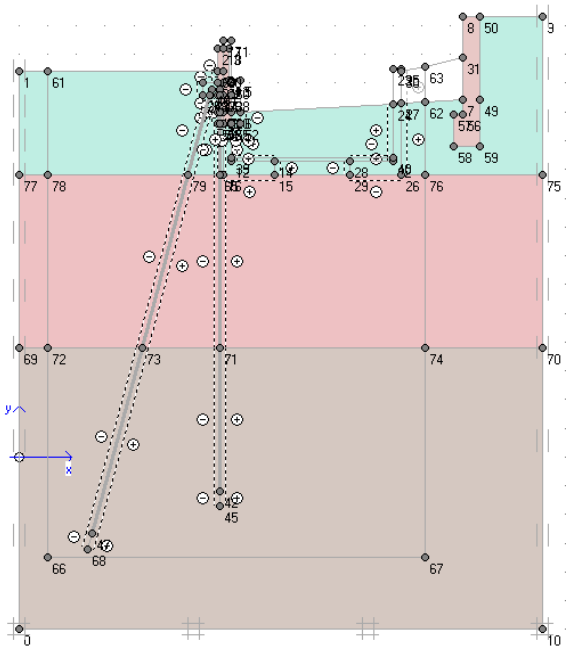
È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

I materiali e le proprietà inerziali delle sezioni dei diversi elementi costituenti il modello sono stati assegnate fornendo le proprietà elastiche dei materiali e le proprietà geometriche delle sezioni.

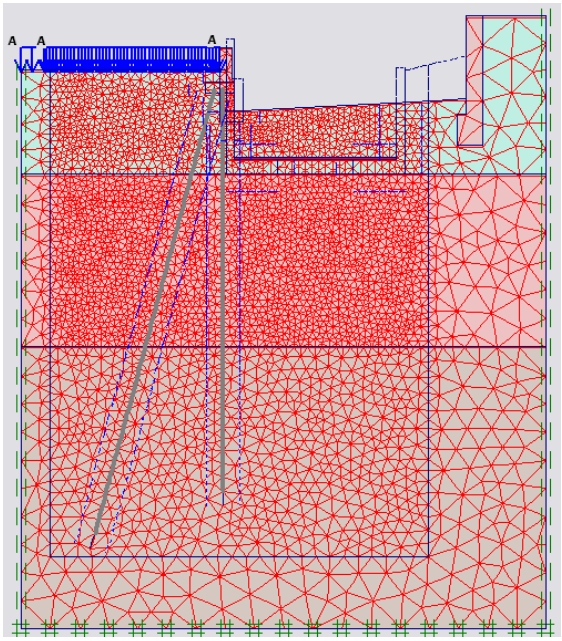
8.2. Intervento C

Nelle figure seguenti si riportano la geometria del modello geotecnico in stato piano dopo l'intervento di consolidamento, la mesh di discretizzazione e le fasi di calcolo.

Sezione comprendente le strutture oggetto d'intervento (geometria)



Sezione comprendente le strutture oggetto di intervento (meshatura)



Fasi analizzate

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input
Initial phase	0	0	N/A	N/A
k0	1	0	Plastic	Total multipliers
FS0	2	1	Plastic	Phi/c reduction
A1M1_Carichi	3	1	Plastic	Total multipliers
A1M1_Pali	4	3	Plastic	Staged construction
A1M1_Cordolo e demolizione	5	4	Plastic	Staged construction
A1M1_Scavo e muro dx	6	5	Plastic	Staged construction
A1M1_Muro sx e reinterro	7	6	Plastic	Staged construction
A1M1_Puntoni al piede	8	7	Plastic	Staged construction
FS1_Statico	9	8	Plastic	Phi/c reduction
M1_Sisma	10	8	Plastic	Total multipliers
M1_FS2_Sisma	11	10	Plastic	Phi/c reduction

Per quanto riguarda la sezione BB, con la simbologia riportata nelle figure si indica:

- **k0**: calcolo dello stato tensionale e deformativo del terreno in condizione di carico vergine in presenza dei manufatti esistenti (γ_M=1 e condizione dell'alveo attuale);

- **FS**: analisi a collasso della struttura al fine di valutare il coefficiente globale (*Fattore di Sicurezza*) nello stato attuale e ad opera ultimata. In particolare:

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

- **FS0**: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni iniziali con valori nominali delle caratteristiche del terreno e senza sovraccarichi variabili applicati;

- **FS1_Statico**: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni di progetto con valori nominali delle caratteristiche del terreno e carichi in condizione A1 (statici);

- **FS2_Sisma**: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni di progetto con valori delle caratteristiche del terreno in condizione M1 e carichi in combinazione sismica;

- **A1M1_Carichi**: Attivazione dei carichi e dei sovraccarichi in condizione A1;

- **A1M1_Pali**: Fase nella quale vengono realizzati i micropali: il terreno ha caratteristiche in condizione M1 mentre le azioni sono in condizione A1;

- **A1M1_Cordolo e demolizione**: Fase nella quale viene realizzato il cordolo testa pali e demolita parte del paramento esistente: il terreno ha caratteristiche in condizione M1 mentre le azioni sono in condizione A1;

- **A1M1_Scavo e muro dx**: Fase nella quale viene eseguito lo scavo per la ridefinizione della sezione dell'alveo e realizzato il muro d'argine destro: il terreno ha caratteristiche in condizione M1 mentre le azioni sono in condizione A1;

- **A1M1_Muro sx e reiterro**: Fase nella quale viene eseguito in sottomurazione il muro d'argine sinistro e realizzato un piccolo reiterro al di sopra dei piedi di fondazione: il terreno ha caratteristiche in condizione M1 mentre le azioni sono in condizione A1;

- **A1M1_Puntoni al piede**: Fase nella quale viene eseguito il puntone a collegamento dei piedi di fondazione dei muri: il terreno ha caratteristiche in condizione M1 mentre le azioni sono in condizione A1;

- **M1_Sisma**: calcolo dello stato tensionale e deformativo in seguito ad un evento sismico con valori dei parametri geomeccanici in condizioni M1.

8.3. Intervento D

A titolo indicativo si riporta in figura seguente l'immagine del modello tridimensionale della tombinatura, realizzata mediante il software di modellazione agli elementi finiti *MasterSap 2022*.

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

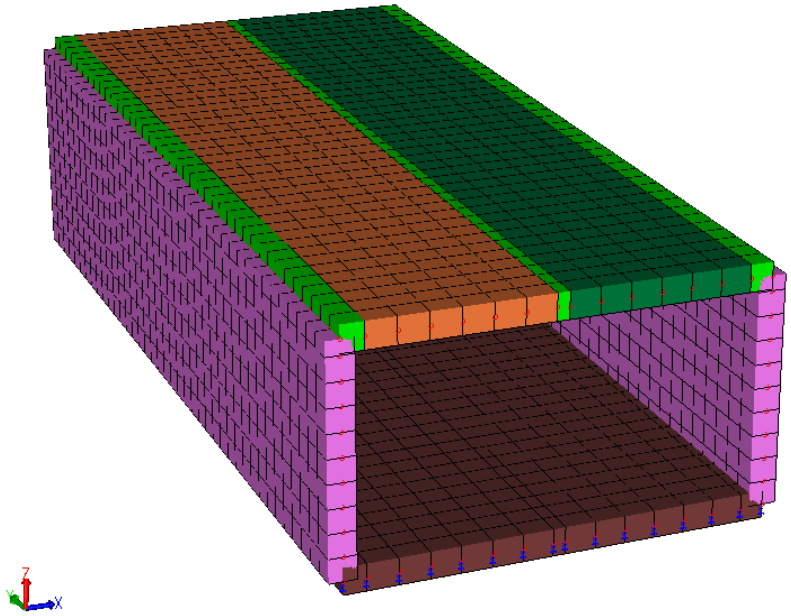


Immagine 3D del modello agli elementi finiti e sistema di riferimento.

Da quanto è possibile notare, la struttura in oggetto è stata modellata utilizzando unicamente elementi shell bidimensionali per la modellazione delle due sponde, del fondo che costituisce l'alveo artificiale e della copertura (quest'ultima è stata modellata al fine di conferire il corretto grado di vincolo in testa benchè l'elemento di copertura venga realizzato mediante travi prefabbricate e getto di completamento in opera).

I vincoli esterni sono costituiti da un letto di molle alla Winkler la cui rigidezza è stata calcolata secondo la seguente regola:

$$k = \frac{0.6 \cdot E}{b} = \frac{0.6 \cdot 40000}{0.40} = 60000\ kN/m^3$$

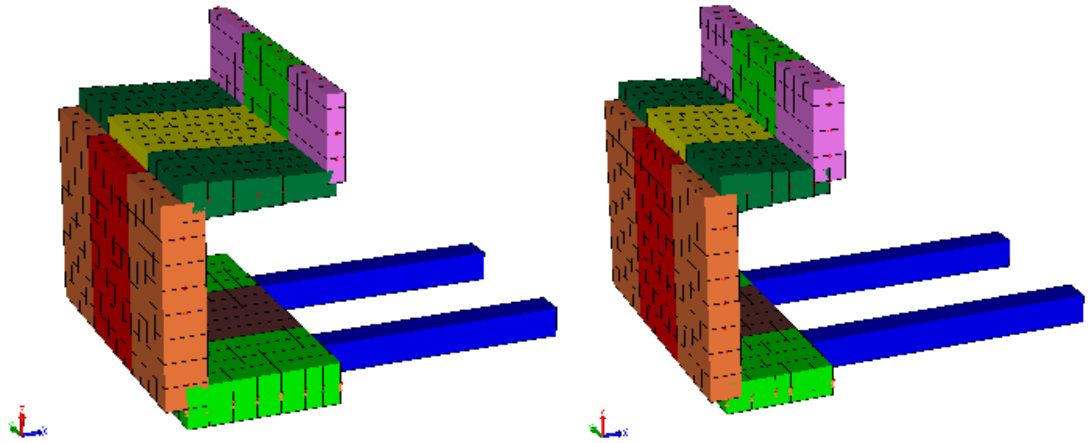
Ove b è la lunghezza media considerata per il lato degli elementi shell che concorrono a formare il modello.

Le proprietà inerziali delle sezioni dei diversi elementi costituenti il modello sono stati assegnate fornendo le proprietà elastiche dei materiali e le proprietà geometriche delle sezioni.

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

8.4. Intervento E

A titolo indicativo si riporta nelle figure seguenti le immagini dei modelli tridimensionali delle due tipologie di paramento con aggetto nell'alveo, realizzata mediante il software di modellazione agli elementi finiti *MasterSap 2022*.



Immagini 3D dei modelli agli elementi finiti e sistema di riferimento: a sinistra il modello con paramento di spessore 70 cm ed aggetto di grande entità, a destra il modello con paramento di spessore 50 cm ed aggetto di modesta entità.

Da quanto è possibile notare, le strutture in oggetto sono state modellate utilizzando unicamente elementi shell bidimensionali per la modellazione del paramento, del piede di fondazione e del parapetto. Per quanto riguarda i puntoni 50x50 cm disposti con interasse costante pari a 3 m, sono stati impiegati elementi beam monodimensionali.

I vincoli esterni sono costituiti da un letto di molle alla Winkler la cui rigidezza è stata calcolata secondo la seguente regola:

$$k = \frac{0.6 \cdot E}{b} = \frac{0.6 \cdot 40000}{0.40} = 60000\ kN/m^3$$

Ove b è la lunghezza media considerata per il lato degli elementi shell che concorrono a formare il modello.

Per i soli nodi in cui è prevista la presenza di un palo di fondazione, la rigidezza della molla è stata manualmente modificata considerando una porzione di palo deformabile di lunghezza 6 m. La rigidezza è stata dunque calcolata mediante la seguente formula:

$$k_{pali} = \frac{EA}{L} = \frac{\left(E_{palo}A_{palo} + E_{acc}A_{acc}\right)}{L} = \frac{18500 \cdot 31415 + 2.1 \cdot 10^5 \cdot 3280}{6000} = 211663\,\frac{N}{mm}$$
$$= 211663\ kN/m$$

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

I materiali e le proprietà inerziali delle sezioni dei diversi elementi costituenti il modello sono stati assegnate fornendo le proprietà elastiche dei materiali e le proprietà geometriche delle sezioni.

9. Presentazione dei risultati

9.1. Tipo di analisi

L'analisi eseguita mediante il software di calcolo è stata condotta secondo il metodo di discretizzazione agli elementi finiti (F.E.M.).

Si riporta nei seguenti paragrafi una breve descrizione dei procedimenti in base ai quali il software di calcolo *MasterSap 2022* esegue le analisi.

L'analisi statica implica la soluzione dell'equazione di equilibrio: Ku = R, dove K è la matrice di rigidezza, u è il vettore delle deformazioni nodali, R è il vettore dei carichi.

Ogni nodo ha potenzialmente sei gradi di libertà, per cui ad ogni nodo corrispondono, nel caso più generale, sei deformazioni incognite.

Note le deformazioni, il programma provvede al calcolo delle sollecitazioni.

La matrice di rigidezza viene formata a blocchi. Il numero delle equazioni per blocco dipende dalle dimensioni della memoria centrale disponibile, mentre il numero massimo dei blocchi dipende dalla memoria di massa disponibile.

Il vettore dei carichi R è assemblato assieme alla matrice di rigidezza del sistema. Per risolvere il sistema simmetrico, definito positivo, di equazioni, il programma applica il metodo di Gauss, impiegando un numero minimo di operazioni, in quanto trascura gli elementi nulli.

Il programma decompone la matrice K nella forma L^TDL.

Le equazioni di equilibrio diventano: $L^TDLu = R$ e ponendo $v = DLu$ deriva

$L^Tv = R$.

Il sistema viene quindi risolto per riduzione dei vettori di carico; il vettore delle deformazioni è calcolato per sostituzione all'indietro. Note le deformazioni vengono calcolate le sollecitazioni.

Nell'analisi sismica con il metodo statico equivalente le corrispondenti forze inerziali vengono automaticamente aggiunte agli altri carichi eventualmente presenti sulla struttura.

Analisi dinamica modale

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Il programma effettua l'analisi dinamica con il metodo dello spettro di risposta. In questo paragrafo viene sinteticamente illustrata la procedura utilizzata, per altro ampiamente descritta nella letteratura specializzata a cui si rimanda per gli eventuali approfondimenti.

Il sistema (struttura) da analizzare può essere visto come un oscillatore a n gradi di libertà, di cui vanno innanzitutto individuati i modi propri di vibrazione. Il numero di frequenze da considerare, in base all'attuale normativa italiana, non può essere inferiore a 3 per le comuni applicazioni dell'Ingegneria civile, ed è un dato di ingresso che l'utente deve assegnare a MasteSap. Si osservi che il numero di modi propri di vibrazione non può superare il numero di gradi di libertà del sistema.

La procedura attua l'analisi dinamica in due fasi distinte, la prima si occupa di calcolare le frequenze proprie di vibrazione, la seconda calcola spostamenti e sollecitazioni conseguenti allo spettro di risposta assegnato in input.

Sotto il profilo dei tempi di elaborazione, la fase di calcolo delle frequenze è quella più onerosa: tale fase è stata mantenuta perciò distinta rispetto a quella di calcolo della risposta spettrale e va sempre lanciata per prima; sono previste due specifiche fasi di stampa per tali risultati, una che riguarda le sole frequenze proprie di oscillazione, la seconda che evidenzia anche gli autovettori. Così, una volta individuate le frequenze, se il sistema da risolvere non cambia, l'utente può successivamente procedere alla solo analisi spettrale.

Nell'analisi spettrale il programma utilizza lo spettro di risposta assegnato in input, coerentemente con quanto previsto dalla Normativa. Per le direzioni globali X e Y lo spettro è decrescente per periodi superiori a 0,8 secondi.

L'eventuale spettro nella direzione globale Z è unitario. L'ampiezza degli spettri di risposta è determinato dai parametri sismici previsti dalla normativa e assegnati in input dall'utente.

La proceduta calcola inizialmente i coefficienti di partecipazione modale per ogni direzione del sisma e per ogni frequenza. Tali coefficienti possono essere visti come il contributo dinamico che ogni modo di vibrazione dà nelle direzioni assegnate. Si potrà perciò notare in quale direzione il singolo modo di vibrazione ha effetti predominanti.

Successivamente vengono calcolati, per ogni modo di vibrazione, gli spostamenti e le sollecitazioni relative a ciascuna direzione dinamica attivata, per ogni modo di vibrazione. Per ogni direzione dinamica viene calcolato l'effetto globale, dovuto ai singoli modi di vibrazione, mediante la radice quadrata della somma dei quadrati dei singoli effetti. E prevista una specifica fase di stampa per tali risultati.

L'ultima elaborazione riguarda il calcolo degli effetti complessivi, ottenuti considerando tutte le direzioni dinamiche applicate. Tali risultati (inviluppo) può

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

essere ottenuto, a discrezione dell'utente in remoti distinti, inclusi quelli suggeriti dalla normativa italiana e dall'Eurocodice 8.

9.2. Individuazione del codice di calcolo

Si riportano di seguito le caratteristiche del software di calcolo adottato:

- **titolo:** MasterSap ver. 2022 analisi verifiche e disegno strutturale;
- **autore**: AMV Studio software.

Il programma MasterSap 2022 consente la risoluzione, anche in zona sismica, di generiche strutture, disposte nel piano o nello spazio, descritte mediante un insieme di elementi finiti. Possono essere analizzate strutture reticolari e intelaiate, piastre e lastre, opere di fondazione, strutture assialsimmetriche. In generale l'analisi può essere di tipo statico o dinamico: in particolare per strutture intelaiate in zona sismica si può scegliere fra analisi dinamica e statica equivalente. Il modello strutturale è pertanto nella più ampia generalità. In pratica per eseguire il calcolo di una struttura con MasterSap 2022 è necessario assegnare i nodi e le aste di collegamento, i vincoli, i materiali, le sezioni e le situazioni di carico.

MasterSap 2022 è il prodotto del lavoro dei laboratori AMV, che negli ultimi anni hanno scritto completamente il programma, sfruttando anche tutte le innovazioni rese disponibili dall'ultima tecnologia hardware e software, ovvero linguaggi di programmazione, compilatori, librerie grafiche.

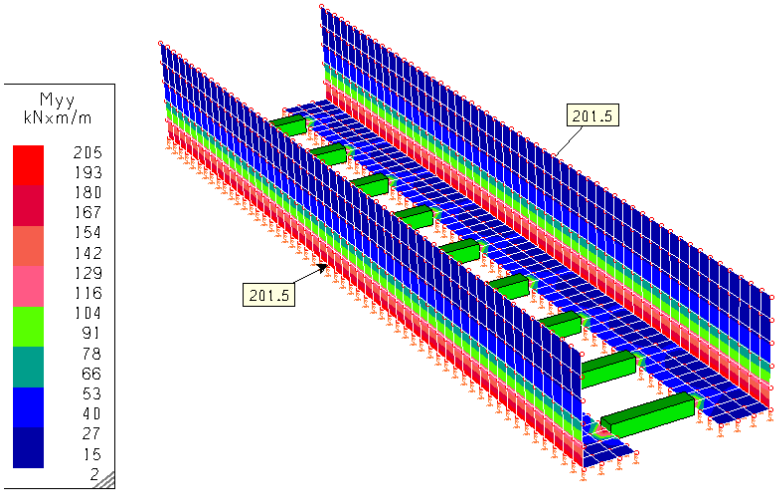
Questo prodotto è stato sottoposto a migliaia di test di qualità di ogni tipo e si ritiene che abbia un ottimo livello di affidabilità.

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

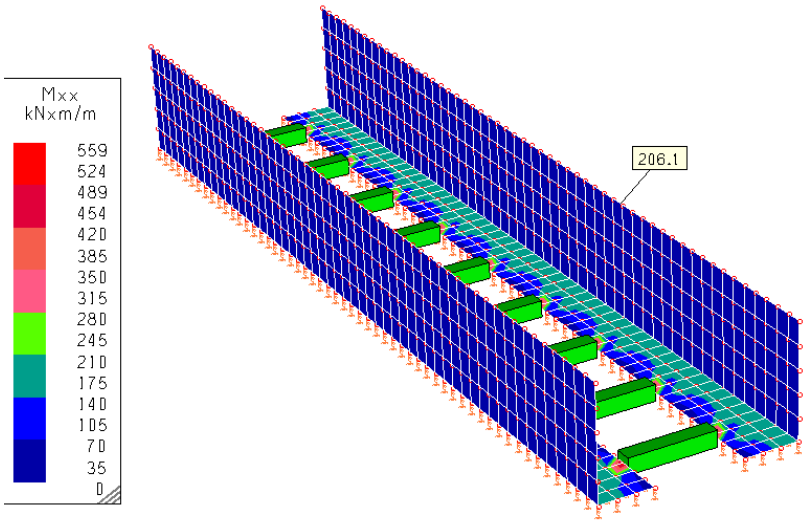
9.3. Presentazione dei risultati interventi A-B

Si riportano ora, in forma grafica, le massime sollecitazioni ottenute al seguito delle analisi condotte sul modello agli elementi finiti.

Inviluppo Momento flettente sui paramenti [kNm/m]

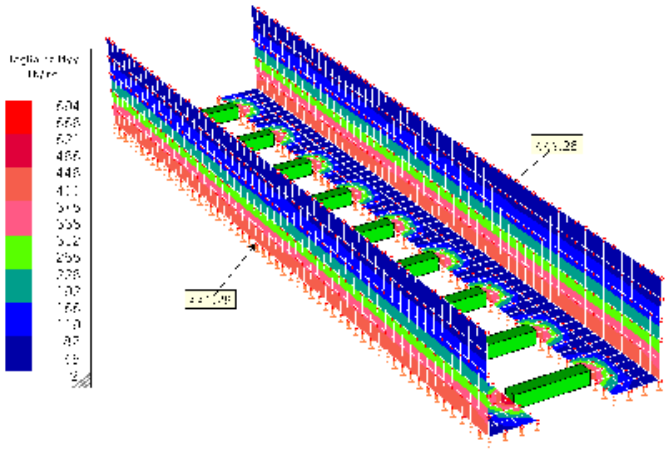


Inviluppo Momento flettente sui piedi [kNm/m]



Inviluppo Taglio sul paramento [kN/mq]

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta



Da quanto possibile notare dalle immagini appena riportate, il paramento murario risulta inflesso con una sollecitazione a momento massima pari a 201.5 kNm/m; considerando un metro di fuga di muro è possibile determinare, in prima approssimazione, l'area necessaria in zona tesa per resistere a tale sollecitazione:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot 0.9d} = \frac{201.5 \cdot 10^6}{391.3 \cdot 0.9 \cdot 250} = 2288.7\ mm^2 = 22.9\ cm^2$$

Se si considera una disposizione, in zona tesa, di Φ20/10, a metro lineare si avrebbe un'area di 31.4 cm^2 maggiore rispetto al minimo calcolato. I requisiti minimi di sicurezza risulterebbero pertanto soddisfatti.

9.4. Presentazione dei risultati intervento C

Il programma consente di sviluppare tutta la sezione significativa, compresi sia il P.C. di monte che di valle, impostando la stratigrafia, la morfologia del P.C., la presenza di opere antropiche quali, ad es. fabbricati, fondazioni etc., l'eventuale falda idrica ed altro ancora. Plaxis è un programma agli elementi finiti specificatamente compilato per le analisi di deformazione e di stabilità, necessarie nei progetti d'ingegneria geotecnica.

Un corretto progetto geotecnico richiede l'utilizzo di modelli costitutivi avanzati per una corretta simulazione del comportamento non lineare o dipendente dal tempo, che rappresenta una caratteristica peculiare del comportamento del terreno anche a bassi livelli tensionali. È inoltre fondamentale tenere in debita considerazione anche il comportamento chiaramente multifase del terreno.

Tutto ciò, congiuntamente alla geometria del problema di volta in volta analizzato, consente una piena modellazione dell'interazione terreno-struttura e la risoluzione di

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

numerosi aspetti geotecnici, anche complessi, d'importanza fondamentale nel campo dell'ingegneria geotecnica.

Input della geometria

La geometria del modello, sia essa il piano di campagna, gli strati del terreno, la superficie piezometrica, le fasi di costruzione o di scavo, etc., sono inserite mediante un cad interno allo scopo di ottenere un modello geometrico il più fedele possibile alla realtà fisica studiata. Una volta terminata l'immissione della geometria, il programma permette di definire in maniera interamente automatica e controllata la mesh di calcolo.

Generazione della mesh

La generazione della mesh avviene in maniera automatica; la geometria della mesh è di tipo triangolare, non strutturata, con varie possibilità di aumentarne il grado di finezza (aumentando, quindi, la precisione ma anche i tempi di calcolo). Il generatore di mesh utilizzato è un'evoluzione della procedura Triangolare sviluppata da Sepra (Ingenieusbureau Sepra, Park Nabij 3, 2267 AX Leidschendam (NL)).

Elementi terreno

Gli elementi individuati all'interno della geometria della mesh possono essere distinti in due classi: normali o avanzati.

Questi ultimi sono specificatamente progettati per la ricerca di una più fine distribuzione delle tensioni, all'interno del terreno, nonché per una più precisa analisi di previsione dei carichi di collasso (in alcuni specifici problemi).

In ausilio all'elemento triangolare standard a 6 nodi, con precisione quadratica, è quindi affiancato l'elemento triangolare avanzato a 15 nodi con precisione cubica, particolarmente indicato per i problemi assialsimmetrici.

Elemento beam

Allo scopo di simulare le strutture di sostegno del terreno, gli archi delle gallerie ed altre categorie di strutture soggette a flessione, è stato sviluppato l'elemento "beam" definito dalle seguenti caratteristiche:

- rigidezza flessionale;

- rigidezza assiale;

- momento plastico.

Questi elementi sono spesso accoppiati all'elemento "interfaccia" per una miglior simulazione dell'interazione struttura-terreno.

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Elemento interfaccia

Questo elemento permette di simulare il contatto fra struttura e terreno (fondazioni, pali, paratie, tiranti, etc.) oppure per simulare le discontinuità presenti all'interno di un ammasso roccioso.

Possono essere definite le stesse caratteristiche di resistenza del terreno, oppure, in alternativa, è possibile definirne di specifiche.

Elemento tirante

Questo elemento è identificato da una molla elastoplastica il cui comportamento è definito mediante:

- una rigidezza assiale [kN];
- un interasse [m];
- una forza di tesatura (se l'elemento è pretensionato) [kN/m].

Come si nota questo elemento consente di simulare, indifferentemente, tiranti attivi o passivi.

Elemento geotessile

Come dice il nome questo elemento è specificatamente progettato per la simulazione del comportamento di tutta quella famiglia di elementi che interagiscono direttamente con il terreno, aumentandone le sue caratteristiche di resistenza; nella simulazione dei tiranti, definiti al paragrafo precedente, esso è utilizzato per la simulazione del tratto di fondazione del tirante stesso (bulbo).

Tale elemento è identificato nel caso specifico del bulbo di un tirante da una rigidezza assiale [kN/m].

Modello costitutivo alla "Mohr-Coulomb"

Questo modello costitutivo del terreno è robusto e semplice ed è quello più comunemente utilizzato nelle applicazioni pratiche.

Questo modello permette di cogliere anche alcuni, ma non tutti, degli aspetti del comportamento non lineare del terreno e può essere efficacemente utilizzato nell'analisi preliminare a collasso utilizzando l'approccio "phi-c reduction" per il calcolo del fattore di sicurezza globale della struttura modellata in corrispondenza di una qualunque fase (provvisionale o definitiva).

Pressione idraulica in regime stazionario

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

La generazione della pressione idraulica nel terreno, in regime stazionario (ad esempio la condizione Ko), può essere eseguita mediante due approcci diversi: mediante un'analisi di flusso in condizioni bidimensionali o direttamente dall'immissione della superficie piezometrica, nei casi più semplici.

Costruzione a step

Con Plaxis è possibile, in fase di calcolo, simulare tutte le fasi di costruzione della struttura in progetto, attivando l'opzione "Staged Construcion"; in questa maniera, disattivando ed attivando volta per volta elementi di terreno o di strutture in esso definite, è possibile cogliere anche le fasi di lavoro per ottenere l'opera finita.

Calcolo del Fattore di Sicurezza

Il calcolo del fattore di sicurezza del progetto è un elemento d'importanza fondamentale; il fattore di sicurezza è definito come il rapporto fra il carico di collasso ed il carico di lavoro (nel caso delle fondazioni) oppure come il rapporto fra la resistenza a taglio disponibile e le tensioni tangenziali mobilitate.

Il calcolo del fattore di sicurezza è eseguito in automatico, mediante la definizione di uno step addizionale, diminuendo iterativamente il valore dell'angolo di taglio e della coesione, fino ad arrivare alla prima configurazione di collasso ("phi-c reduction").

In estrema sintesi, la ricerca del Grado di Sicurezza dell'opera nel suo complesso è condotta mediante una procedura iterativa, denominata c-phi reduction, la quale riduce passo passo i valori delle resistenze del terreno (coesione ed angolo di taglio) arrestandosi nell'istante di nascita di una situazione di collasso (o per raggiungimento del criterio di rottura negli elementi terreno o per raggiungimento delle condizioni di rottura in qualche elemento strutturale – pali, tiranti etc. –).

Ovviamente il punto di partenza dell'analisi iterativa coincide con l'ultima fase studiata (e quindi il raggiungimento del fondo di scavo). Il Grado di Sicurezza è definito dalla seguente espressione: $GS = \frac{\tau_{iniziale}}{\tau_{collasso}}$ (4)

ossia dal rapporto fra la resistenza del terreno all'inizio dell'analisi e dalla stessa al momento del collasso.

Risultati

Plaxis permette di presentare i risultati dell'analisi in varie forme:

- mediante rappresentazioni delle tensioni nel modello;
- mediante rappresentazioni delle deformazioni del modello;

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

- mediante tabulati;
- mediante percorsi tensionali.

La caratterizzazione geotecnica del modello è stata fatta utilizzando i parametri riportati nel paragrafo "Parametri geotecnici del terreno" (Cap.5.4) in relazione alle stratigrafie interessate dall'opera in progetto.

A seguito delle analisi condotte sul modello agli elementi finiti è stato possibile determinare le massime sollecitazioni agenti, allo SLU, sui micropali di fondazione. Di seguito si riportano, in forma tabulare, i risultati precedentemente descritti.

Fase	Palo verticale		Palo inclinato	
	N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]
A1M1_Pali	-5.02	0	-11.41	0
A1M1_Cordolo e demolizione	-25.30	1.35	10.08	2.37
A1M1_Scavo e muro dx	-102.04	14.34	89.63	18.22
A1M1_Muro sx e reiterro	-139.42	13.95	84.83	18.02
A1M1_Puntone al piede	-136.34	13.90	87.06	17.79
M1_Sisma	-132.52	13.80	104.43	17.39

Il calcolo della capacità portante dei pali è stato eseguito con il Metodo di Berezantzev et al. (1961). Si riportano di seguito i calcoli eseguiti per i pali verticali e per i pali inclinati. Essendo il palo costantemente immerso nella falda presente al di sotto dell'alveo del rio, si è deciso di considerare dei parametri geo-meccanici che tengano conto di tale condizione; si riportano nel seguito i valori assunti per i differenti strati sulla base di tale ipotesi:

STRATO	γ*[kN/mc]	ϕ'	k	μ
Deposito 1	17	27	0.45	0.51
Deposito 2	17.5	28.5	0.45	0.54
Deposito 3	18	32	0.45	0.62

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Pali verticali

Data

- Metodo di Berezantzev et al. (1961)

Resistenza unitaria laterale del palo in condizioni drenate:

$$s = k\mu\sigma_{vz}^{'}$$

dove:

$k = 0.45$ valore medio assunto sulla base delle caratteristiche geo-meccaniche degli strati di terreno attraversati dal palo

$\mu = \tan\phi'$ coefficiente di attrito tra palo e terreno

$\sigma_{vz}' = \sigma_{vz} - u_z$ tensione effettiva litostatica verticale

In accordo con quanto riportato nei paragrafi precedenti in merito alle proprietà fisico meccaniche degli strati che costituiscono il terreno, sono stati individuati due differenti valori di s basati su un valore medio litostatico per ogni strato (1=deposito 2, 2=deposito 3). I valori individuati sono:

$$s_1 = 12.8\frac{kN}{m^2}$$

$$s_2 = 41.9\frac{kN}{m^2}$$

Resistenza unitaria alla punta del palo in condizioni drenate viene calcolata come:

$$Q_{lim,base} = \mathrm{p} \cdot \frac{\pi \cdot d_s^2}{4}$$

Ove p è un valore assunto pari a:

. $\mathrm{p} = \mathrm{N_q} \cdot \sigma'_{\mathrm{v}} = 23 \cdot 195 = 4485\ \mathrm{kN/m^2}$

La resistenza alla punta e la resistenza laterale si calcolano come segue:

$$Q_{lim,lat} = \pi \cdot d_s \cdot \int s\,dz = \pi \cdot (1.1 \cdot 0.2) \cdot (12.8 \cdot l_1 + 41.9 \cdot l_2) = 197.9\ kN$$

Dalla formula si può notare come siano state considerate due lunghezze, le quali corrispondono ai tratti di micropalo che attraversano i due strati.

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

$$Q_{lim,base} = \mathrm{p} \cdot \frac{\pi \cdot d_s^2}{4} = 4485 \cdot \frac{\pi \cdot (1.1 \cdot 0.2)^2}{4} = 170.5\ kN$$

$d_s = \alpha \cdot d$ diametro reso del palo

d = diametro della perforazione $\alpha = 1{,}1$ coeff. di maggiorazione

Di tale valore lo scrivente ha deciso di considerare solo il 70% del valore calcolato in quanto la resistenza di punta, qualora il palo non sia intestato in roccia come nel caso in esame, viene innescata a seguito di notevoli deformazioni.

Capacità portante assunta nei calcoli e portata utile dei pali

La capacità portante assunta nei calcoli è stata calcolata come segue:

$$Q_{lim,lat,k} = {Q_{lim,lat}}/{\xi_4}$$

$$Q_{lim,base,k} = {Q_{lim,base}}/{\xi_4}$$

Tabella 6.4.IV – *Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.*

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

$\xi_4 = 1.34$

Fattori di sicurezza (SLU) - Approccio 2 (A1+M1+R3)

Resistenza alla base	γ_b	1,35
Resistenza laterale in compressione	γ_s	1,15
Resistenza laterale in trazione	γ_{st}	1,25

Tabella 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

La portata utile dei pali in caso di compressione è stata calcolata con le relazioni:

$$Q_{utile,comp} = {Q_{lim,lat,k}}/{\gamma_s} + {Q_{lim,base,k}}/{\gamma_b} - 1.3 \cdot W = 179.8\ kN \geq N_{Ed,max,comp} = 139.42\ kN$$

dove W è il peso proprio del palo (pari a 11.0 kN).

In ultima istanza si riporta il valore della resistenza a trazione/compressione di un micropalo avente diametro D=114.3 mm sp=10 mm:

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{3280 \cdot 275}{1.05} = 859\ kN \geq 139.42\ kN$$

Sia la resistenza meccanica dei micropali che la loro portata utile a trazione e compressione è pertanto superiore ai rispettivi valori di sollecitazione riscontrati a seguito delle analisi svolte sui modelli agli elementi finiti.

Dai risultati ottenuti si evince come i requisiti minimi di sicurezza siano rispettati.

Pali inclinati

Data

- Metodo di Berezantzev et al. (1961)

Resistenza unitaria laterale del palo in condizioni drenate:

$$s = k\mu\sigma_{vz}^{'}$$

dove:

$k = 0.45$ valore medio assunto sulla base delle caratteristiche geo-meccaniche degli strati di terreno attraversati dal palo

$\mu = \tan\phi'$ coefficiente di attrito tra palo e terreno

$\sigma_{vz}' = \sigma_{vz} - u_z$ tensione effettiva litostatica verticale

In accordo con quanto riportato nei paragrafi precedenti in merito alle proprietà fisico meccaniche degli strati che costituiscono il terreno, sono stati individuati tre differenti valori di s basati su un valore medio litostatico per ogni strato (1=deposito 1, 2=deposito 2, 3= deposito 3). I valori individuati sono:

$$s_1 = 7.8\frac{kN}{m^2}$$

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

$$s_2 = 27.3 \frac{kN}{m^2}$$

$$s_3 = 61.9 \frac{kN}{m^2}$$

La resistenza alla punta e la resistenza laterale si calcolano come segue:

$$Q_{lim,lat} = \pi \cdot d_s \cdot \int s\, dz = \pi \cdot (1.1 \cdot 0.2) \cdot (7.8 \cdot l_1 + 27.3 \cdot l_2 + 61.9 \cdot l_3) = 424.1\ kN$$

Capacità portante assunta nei calcoli e portata utile dei pali

La capacità portante assunta nei calcoli è stata calcolata come segue:

$$Q_{lim,lat,k} = {Q_{lim,lat}}/{\xi_4}$$

Tabella 6.4.IV – *Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.*

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

$\xi_4 = 1.34$

Fattori di sicurezza (SLU) - Approccio 2 (A1+M1+R3)

Resistenza alla base	γ_b	1,35
Resistenza laterale in compressione	γ_s	1,15
Resistenza laterale in trazione	γ_{st}	1,25

La portata utile dei pali in caso di compressione è stata calcolata con le relazioni:

Tabella 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

$$Q_{utile,traz} = {Q_{lim,lat,k}}/{\gamma_s} + W = 269.2\ kN \geq N_{Ed,max,traz} = 104.43\ kN$$

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

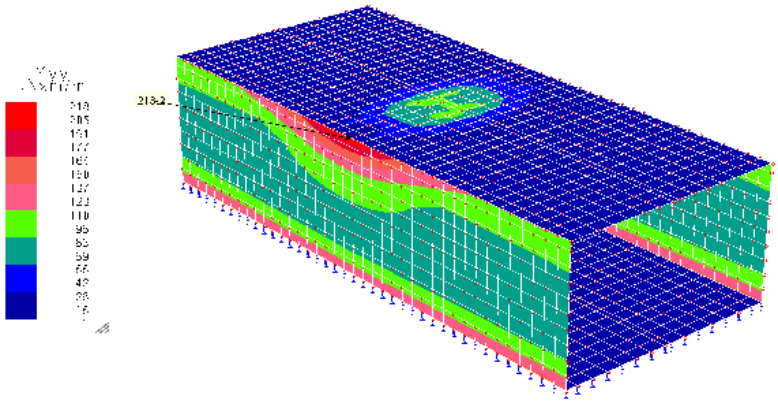
dove W è il peso proprio del palo (pari a 16 kN).

Dai risultati ottenuti si evince come i requisiti minimi di sicurezza siano rispettati.

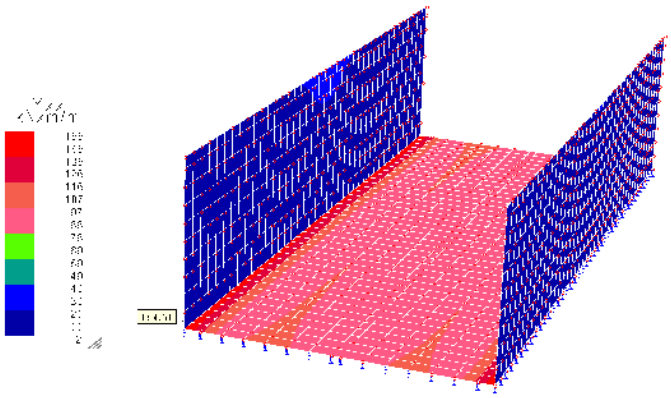
9.5. Presentazione dei risultati intervento D

Si riportano ora, in forma grafica, le massime sollecitazioni ottenute al seguito delle analisi condotte sul modello agli elementi finiti.

Inviluppo Momento flettente sulle sponde [kNm/m]

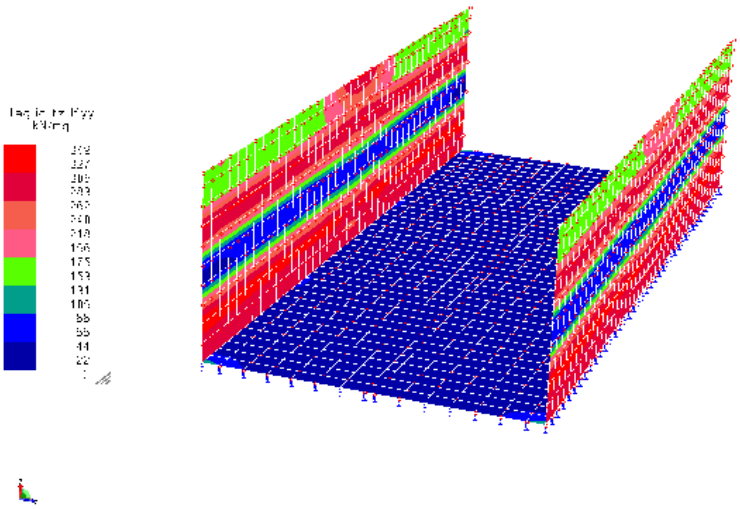


Inviluppo Momento flettente sulla platea di fondazione [kNm/m] (mancano nell'immagine gli elementi di copertura per consentire una corretta visione degli elementi di base)



Inviluppo Taglio sulle sponde [kN/mq] (mancano nell'immagine gli elementi di copertura per consentire una corretta visione degli elementi di base)

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta



Da quanto possibile notare dalle immagini appena riportate, le sponde risultano inflesse con una sollecitazione a momento massima pari a 218 kNm/m; considerando un metro di fuga di muro è possibile determinare, in prima approssimazione, l'area di acciaio necessaria in zona tesa per resistere a tale sollecitazione:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot 0.9d} = \frac{218 \cdot 10^6}{391.3 \cdot 0.9 \cdot 400} = 1547\ mm^2 = 15.4\ cm^2$$

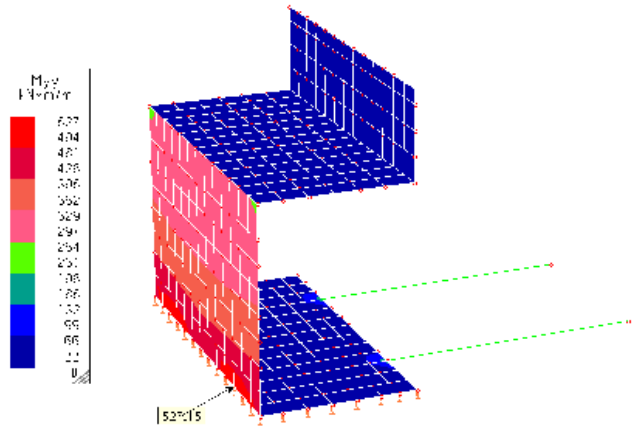
Se si considera una disposizione, in zona tesa, di Φ20/20, a metro lineare si avrebbe un'area di acciaio di 15.7 cm^2 maggiore rispetto al minimo calcolato. I requisiti minimi di sicurezza risulterebbero pertanto soddisfatti. Tale disposizione soddisferebbe implicitamente anche i requisiti di sicurezza minimi per quanto riguarda le sollecitazioni presenti nella platea di fondazione costituente l'alveo artificiale.

9.6. Presentazione dei risultati intervento E

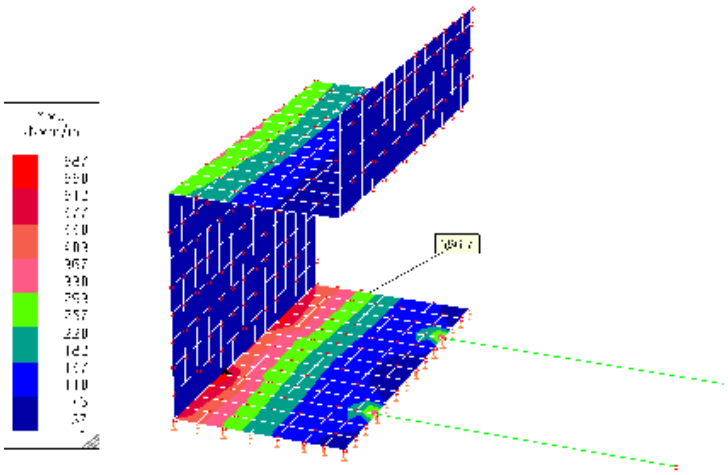
Si riportano ora, in forma grafica, le massime sollecitazioni ottenute al seguito delle analisi condotte sui modelli agli elementi finiti (sia quello di spessore maggiorato e sbalzo di entità considerevole, sia quello di spessore ridotto e sbalzo modesto).

Inviluppo Momento flettente sul paramento [kNm/m] (paramento con aggetto consistente)

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

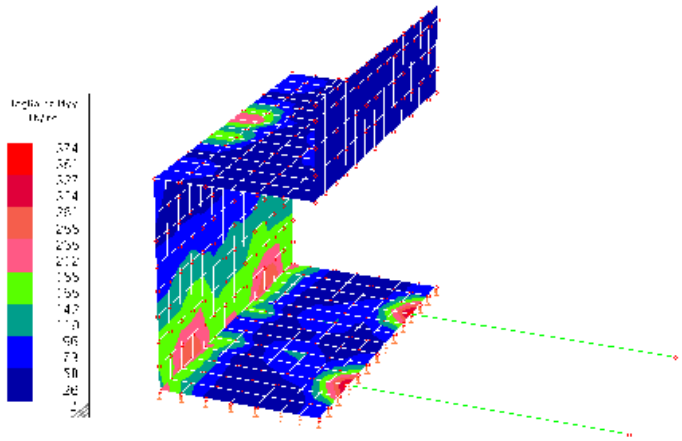


Inviluppo Momento flettente sul piede [kNm/m] (paramento con aggetto consistente)

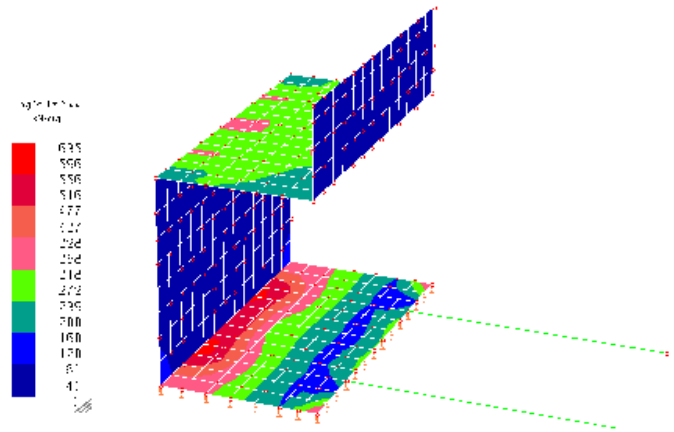


Inviluppo Taglio sul paramento [kN/mq] (paramento con aggetto consistente)

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta



Inviluppo Taglio sul piede [kN/mq] (paramento con aggetto consistente)



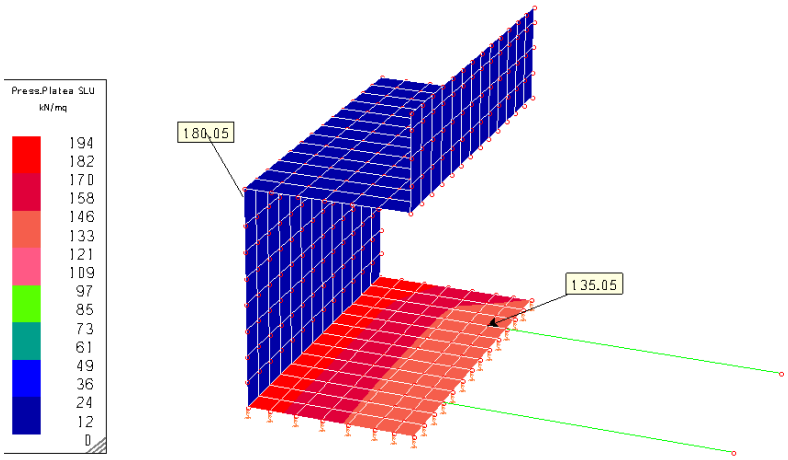
Da quanto possibile notare dalle immagini appena riportate, il paramento risulta inflesso con una sollecitazione a momento massima pari a 527.0 kNm/m; considerando un metro di fuga di muro è possibile determinare, in prima approssimazione, l'area di acciaio necessaria in zona tesa per resistere a tale sollecitazione:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot 0.9d} = \frac{527.0 \cdot 10^6}{391.3 \cdot 0.9 \cdot 650} = 2302\ mm^2 = 23.0\ cm^2$$

Se si considera una disposizione, in zona tesa, di Φ24/20, a metro lineare si avrebbe un'area di acciaio di 23.0 cm^2 pari al minimo calcolato. I requisiti minimi di sicurezza risulterebbero pertanto soddisfatti. Tale disposizione soddisferebbe implicitamente anche i requisiti di sicurezza minimi per quanto riguarda le sollecitazioni presenti sul piede di fondazione e sullo sbalzo.

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Per quanto riguarda le verifiche delle opere di fondazione, in accordo con quanto riportato nei paragrafi precedenti, si considera l'opera fondata a terra in maniera diretta mediante il piede del paramento ed il doppio ordine di pali finalizzato unicamente a prevenire/limitare eventuali fenomeni di cedimento differenziato che comporterebbero una rotazione della struttura ed un suo disservizio nei confronti dei requisiti minimi di sicurezza. Al fine di eseguire correttamente le verifiche nei confronti dei carichi permanenti e dovuti all'asse viario, è stato eseguito un modello agli elementi finiti privo di vincoli a molla caratterizzati dalla rigidezza assiale dei pali (ovvero un modello che non tenesse conto della loro presenza sotto il piede). Di seguito si riporta un'immagine delle pressioni al terreno ottenute a seguito dell'analisi sul modello agli elementi finiti:



Da quanto è possibile notare in figura, l'andamento delle pressioni può essere considerato trapezoidale al di sotto del piede (lungo 2.9 m) da un valore minimo di 135 kN/m^2 fino ad un massimo di 180 kN/m^2. Tali sollecitazioni possono essere riconsiderate come un carico uniformemente distribuito (centrato lungo la sezione trasversale del piede) di intensità pari alla risultante di pressione pari a 456.75 kN/m per metro di fuga e un momento flettente pari a 31.3 kNm/m.

In riferimento a quanto detto precedentemente riguardo le caratterische geomeccaniche del sedime di fondazione (Deposito 2) si ottengono i seguenti coefficienti:

$N_c = 26.83$

$N_q = 15.58$

$N_\gamma = 18.03$

$q' = \gamma' \cdot z = 18.5 \cdot 0{,}80 = 14.8\ kN/m^2$

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

$B' = B - 2e = 2.76\,m$ (dovuto all'eccentricità ottenuta come rapporto tra momento flettente e sforzo di compressione)

$$q_{lim,k} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma + c' \cdot N_c + q' \cdot N_q$$

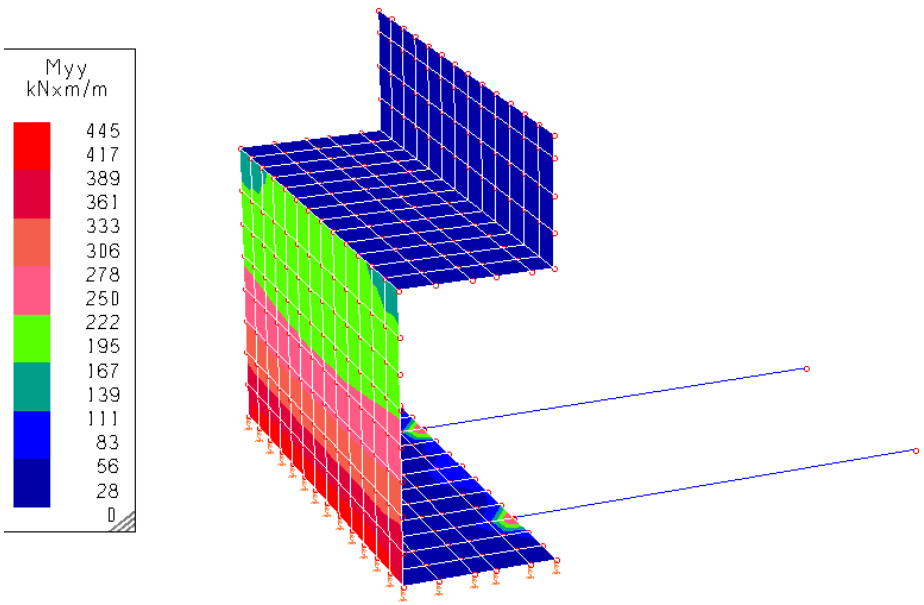
$$= 0.5 \cdot 18.5 \cdot 2.76 \cdot 18.03 + 5 \cdot 26.83 + 14.8 \cdot 15.58 = 825.0\ \frac{kN}{m^2}$$

Trattandosi di una verifica di capacità portante eseguita secondo l'Approccio 2 (A1M1R3) occorre determinare la resistenza effettiva di progetto mediante l'impiego del coefficiente γ_{R3}

$$q_{lim,d} = \frac{q_{lim,k}}{\gamma_{R3}} = \frac{825.0}{2{,}3} = 358.7\ kN/m^2 \geq q_{Ed} = 180.0 \frac{kN}{m^2}$$

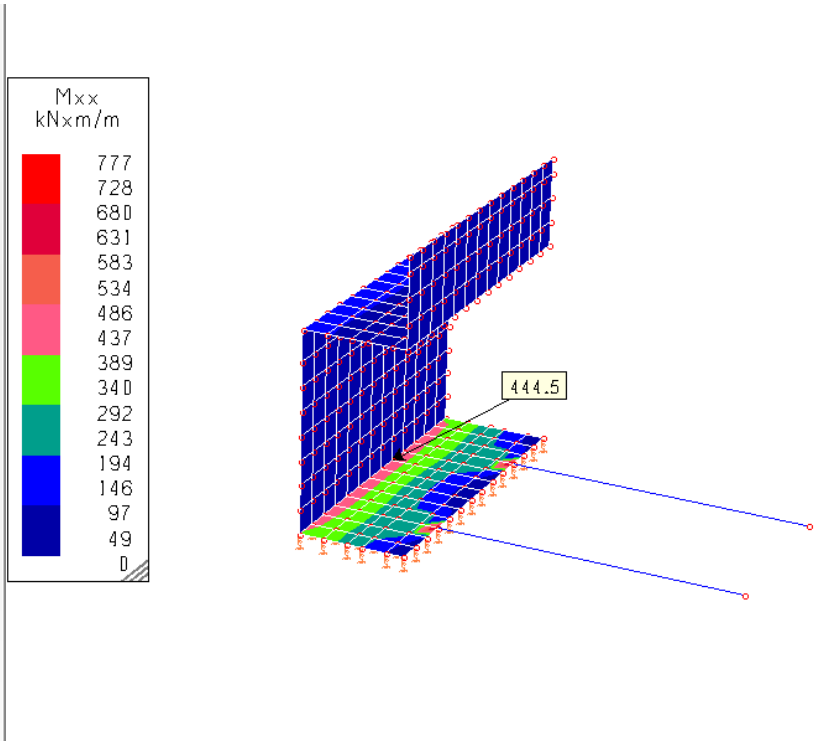
Dai risultati ottenuti si evince come i requisiti minimi di sicurezza sono rispettati.

Inviluppo Momento flettente sul paramento [kNm/m] (paramento con aggetto contenuto)

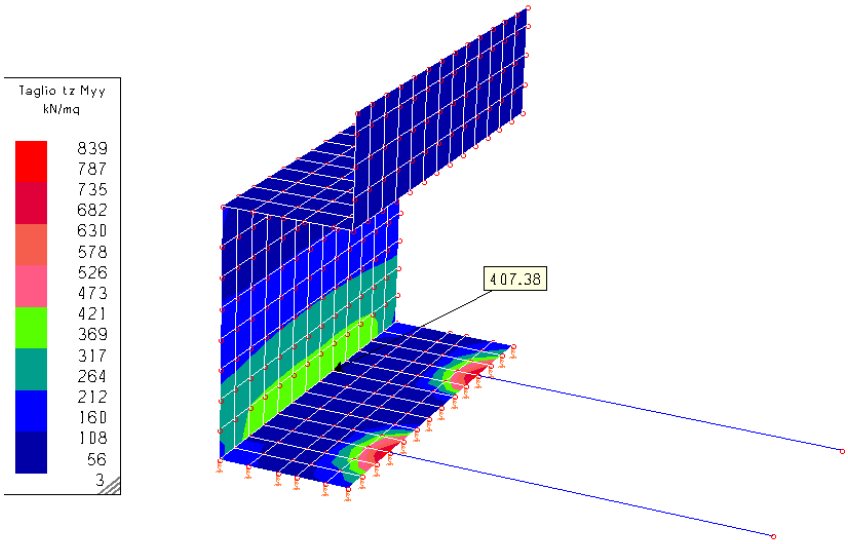


Inviluppo Momento flettente sul piede [kNm/m] (paramento con aggetto contenuto)

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

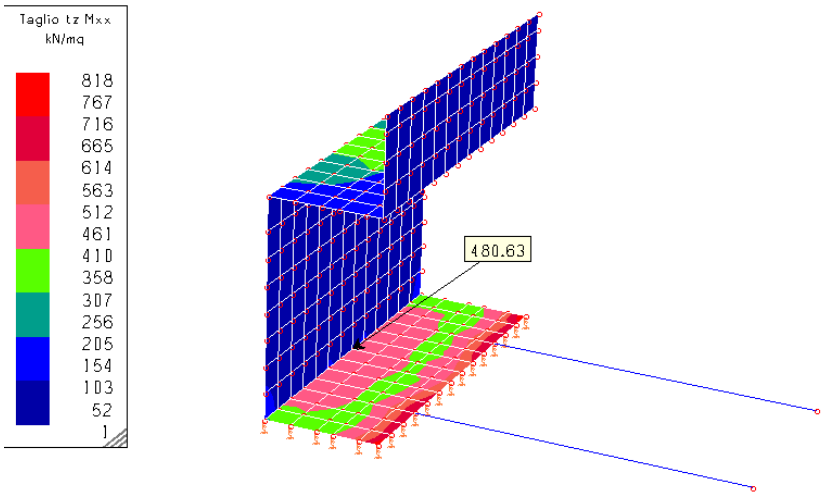


Inviluppo Taglio sul paramento [kN/mq] (paramento con aggetto contenuto)



Inviluppo Taglio sul piede [kN/mq] (paramento con aggetto contenuto)

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta



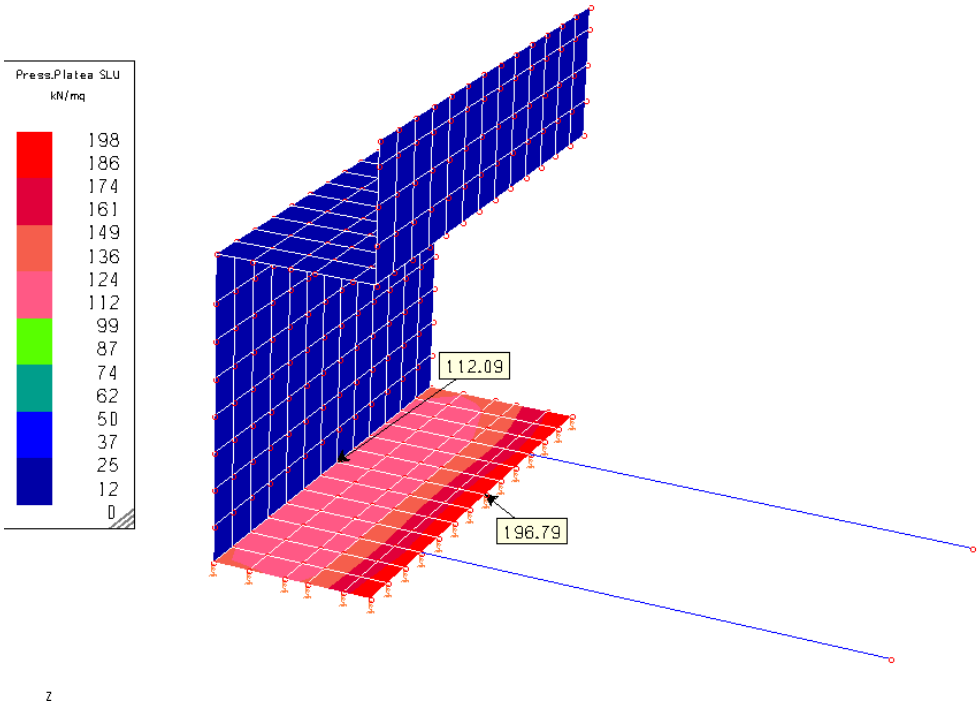
Da quanto possibile notare dalle immagini appena riportate, il paramento risulta inflesso con una sollecitazione a momento massima pari a 445.0 kNm/m; considerando un metro di fuga di muro è possibile determinare, in prima approssimazione, l'area di acciaio necessaria in zona tesa per resistere a tale sollecitazione:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot 0.9d} = \frac{445 \cdot 10^6}{391.3 \cdot 0.9 \cdot 450} = 2807\ mm^2 = 28.0\ cm^2$$

Se si considera una disposizione, in zona tesa, di Φ27/20, a metro lineare si avrebbe un'area di acciaio di 28.7 cm^2 pari al minimo calcolato. I requisiti minimi di sicurezza risulterebbero pertanto soddisfatti. Tale disposizione soddisferebbe implicitamente anche i requisiti di sicurezza minimi per quanto riguarda le sollecitazioni presenti sul piede di fondazione e sullo sbalzo.

Per quanto riguarda le verifiche delle opere di fondazione, in accordo con quanto riportato nei paragrafi precedenti, si considera l'opera fondata a terra in maniera diretta mediante il piede del paramento ed il doppio ordine di pali finalizzato unicamente a prevenire/limitare eventuali fenomeni di cedimento differenziato che comporterebbero una rotazione della struttura ed un suo disservizio nei confronti dei requisiti minimi di sicurezza. Al fine di eseguire correttamente le verifiche nei confronti dei carichi permanenti e dovuti all'asse viario, è stato eseguito un modello agli elementi finiti privo di vincoli a molla caratterizzati dalla rigidezza assiale dei pali (ovvero un modello che non tenesse conto della loro presenza sotto il piede). Di seguito si riporta un'immagine delle pressioni al terreno ottenute a seguito dell'analisi sul modello agli elementi finiti:

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta



Da quanto è possibile notare in figura, l'andamento delle pressioni può essere considerato trapezoidale al di sotto del piede (lungo 2.0 m) da un valore minimo di 112 kN/m² fino ad un massimo di 198 kN/m². Tali sollecitazioni possono essere riconsiderate come un carico uniformemente distribuito (centrato lungo la sezione trasversale del piede) di intensità pari alla risultante di pressione pari a 310.0 kN/m per metro di fuga e un momento flettente pari a circa 29.7 kNm/m.

In riferimento a quanto detto precedentemente riguardo le caratterische geomeccaniche del sedime di fondazione (Deposito 2) si ottengono i seguenti coefficienti:

$N_c = 26.83$

$N_q = 15.58$

$N_\gamma = 18.03$

$q' = \gamma' \cdot z = 18.5 \cdot 0{,}60 = 11.1\ kN/m^2$

$B' = B - 2e = 1.80\ m$ (dovuto all'eccentricità ottenuta come rapporto tra momento flettente e sforzo di compressione)

$$q_{lim,k} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma + c' \cdot N_c + q' \cdot N_q$$

$$= 0.5 \cdot 18.5 \cdot 1.80 \cdot 18.03 + 5 \cdot 26.83 + 11.1 \cdot 15.58 = 607.3\ \frac{kN}{m^2}$$

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

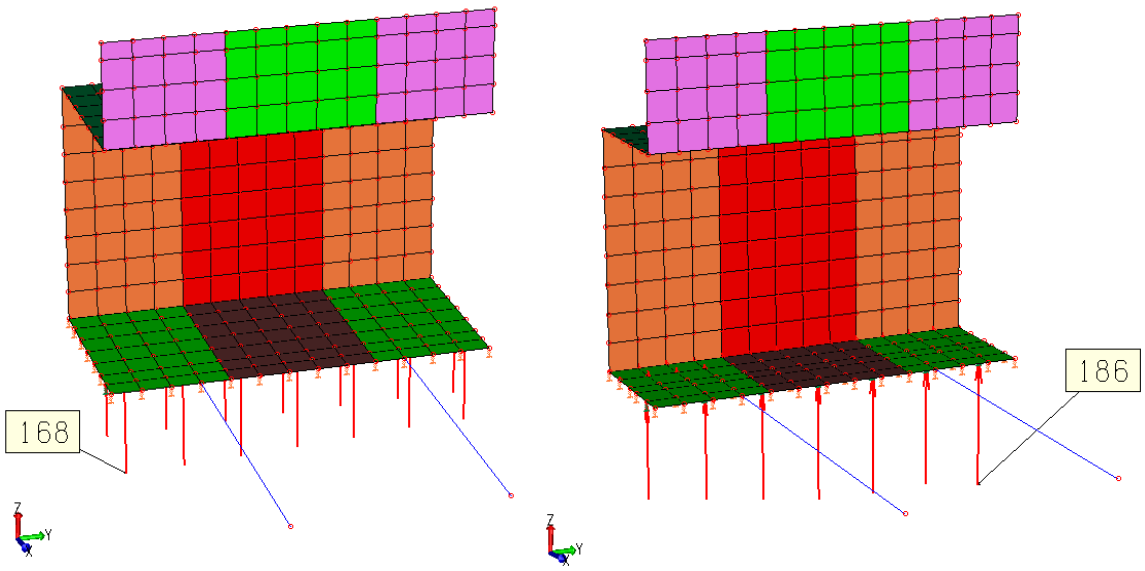
Trattandosi di una verifica di capacità portante eseguita secondo l'Approccio 2 (A1M1R3) occorre determinare la resistenza effettiva di progetto mediante l'impiego del coefficiente γ_{R3}

$$q_{lim,d} = \frac{q_{lim,k}}{\gamma_{R3}} = \frac{825.0}{2{,}3} = 264.0\ kN/m^2 \geq q_{Ed} = 198.0 \frac{kN}{m^2}$$

Dai risultati ottenuti si evince come i requisiti minimi di sicurezza sono rispettati.

Se invece si considerasse il contributo dei pali posti al di sotto dei piedi di fondazione (un solo ordine al di sotto del paramento con sbalzo contenuto e due ordini al di sotto del paramento con sbalzo consistente) questi risulterebbero sollecitati a compressione come riportato nelle due immagini di seguito:

MODELLO CON SBALZO CONSISTENTE - MODELLO CON SBALZO CONTENUTO



Da quanto possibile notare nelle immagini sopra riportate, la massima sollecitazione a compressione risulta essepe pari a 186 kN.

Il calcolo della capacità portante dei pali è stato eseguito con il Metodo di Berezantzev et al. (1961). Essendo il palo costantemente immerso nella falda presente al di sotto dell'alveo del rio, si è deciso di considerare dei parametri geo-meccanici che tengano conto di tale condizione; si riportano nel seguito i valori assunti per i differenti strati sulla base di tale ipotesi:

STRATO	γ*[kN/mc]	ϕ'	k	μ
Deposito 1	17	27	0.45	0.51
Deposito 2	17.5	28.5	0.45	0.54
Deposito 3	18	32	0.45	0.62

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Pali verticali

Data

- Metodo di Berezantzev et al. (1961)

Resistenza unitaria laterale del palo in condizioni drenate:

$$s = k\mu\sigma_{vz}^{'}$$

dove:

$k = 0.45$ valore medio assunto sulla base delle caratteristiche geo-meccaniche degli strati di terreno attraversati dal palo

$\mu = \tan\phi'$ coefficiente di attrito tra palo e terreno

$\sigma_{vz}' = \sigma_{vz} - u_z$ tensione effettiva litostatica verticale

In accordo con quanto riportato nei paragrafi precedenti in merito alle proprietà fisico meccaniche degli strati che costituiscono il terreno, sono stati individuati due differenti valori di s basati su un valore medio litostatico per ogni strato (1=deposito 2, 2=deposito 3). I valori individuati sono:

$$s_1 = 12.8\frac{kN}{m^2}$$

$$s_2 = 44.4\frac{kN}{m^2}$$

Resistenza unitaria alla punta del palo in condizioni drenate viene calcolata come:

$$Q_{lim,base} = \mathrm{p} \cdot \frac{\pi \cdot d_s^2}{4}$$

Ove p è un valore assunto pari a:

. $\mathrm{p} = \mathrm{N_q} \cdot \sigma'_{\mathrm{v}} = 23 \cdot 213 = 4899\ \mathrm{kN/m^2}$

La resistenza alla punta e la resistenza laterale si calcolano come segue:

$$Q_{lim,lat} = \pi \cdot d_s \cdot \int s\,dz = \pi \cdot (1.1 \cdot 0.2) \cdot (12.8 \cdot l_1 + 44.4 \cdot l_2) = 197.9\ kN$$

Dalla formula si può notare come siano state considerate due lunghezze, le quali corrispondono ai tratti di micropalo che attraversano i due strati.

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

$$Q_{lim,base} = \mathrm{p} \cdot \frac{\pi \cdot d_s^2}{4} = 4899 \cdot \frac{\pi \cdot (1.1 \cdot 0.2)^2}{4} = 186.2\ kN$$

$d_s = \alpha \cdot d$ diametro reso del palo

d = diametro della perforazione $\alpha = 1{,}1$ coeff. di maggiorazione

Di tale valore lo scrivente ha deciso di considerare solo il 70% del valore calcolato in quanto la resistenza di punta, qualora il palo non sia intestato in roccia come nel caso in esame, viene innescata a seguito di notevoli deformazioni.

Capacità portante assunta nei calcoli e portata utile dei pali

La capacità portante assunta nei calcoli è stata calcolata come segue:

$$Q_{lim,lat,k} = {Q_{lim,lat}}/{\xi_4}$$

$$Q_{lim,base,k} = {Q_{lim,base}}/{\xi_4}$$

Tabella 6.4.IV – *Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.*

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

$\xi_4 = 1.34$

Fattori di sicurezza (SLU) - Approccio 2 (A1+M1+R3)

Resistenza alla base	γ_b	1,35
Resistenza laterale in compressione	γ_s	1,15
Resistenza laterale in trazione	γ_{st}	1,25

Tabella 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

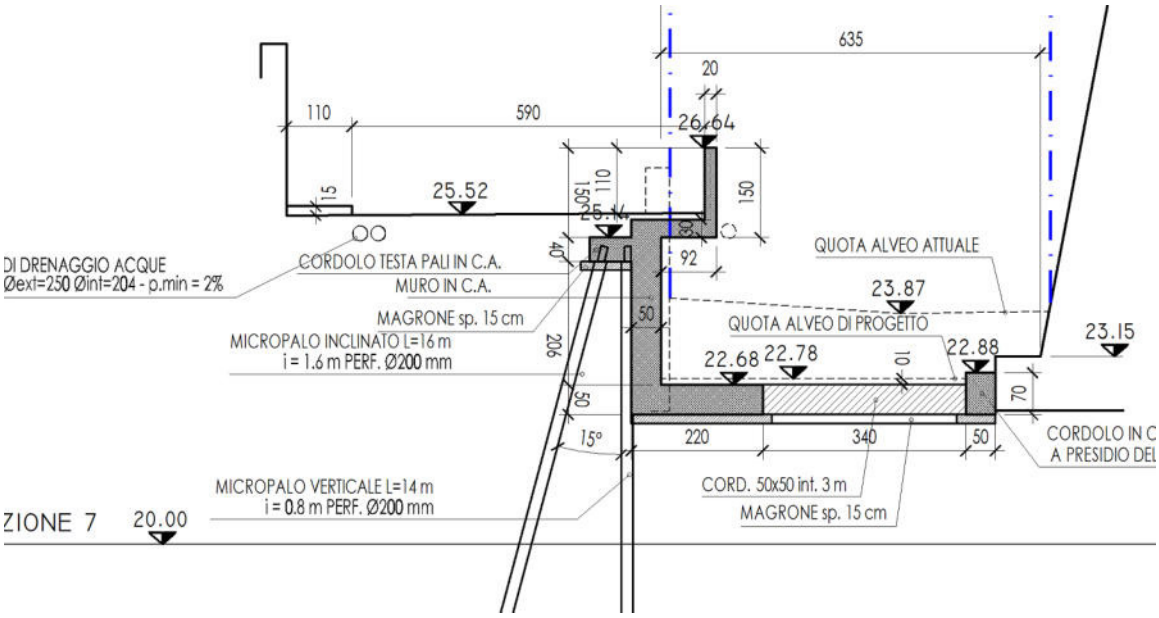
La portata utile dei pali in caso di compressione è stata calcolata con le relazioni:

$$Q_{utile,comp} = {Q_{lim,lat,k}}/{\gamma_s} + {Q_{lim,base,k}}/{\gamma_b} - 1.3 \cdot W = 188.3\ kN \geq N_{Ed,max,comp} = 186.0\ kN$$

dove W è il peso proprio del palo (pari a 9.4 kN).

Dai risultati ottenuti si evince come i requisiti minimi di sicurezza siano rispettati.

Si procede ora con la verifica strutturale dello sbalzo relativo al tratto compreso tra le sezioni 7 e 8 oggetto di ultime modifiche:



Su tale sbalzo agiscono i seguenti carichi:

- **P.P. parapetto**

$$q_{SLU1} = 1.3 \cdot PP = 1.3 \cdot 25 \cdot 0.20 \cdot 1.50 = 9.75\ kN$$

- **P.P. mensola + finitura strada**

$$q_{SLU2} = 1.3 \cdot PP + 1.3 \cdot finitura = 1.3 \cdot 25 \cdot 0.30 + 1.3 \cdot 20 \cdot 0.10 = 12.35\ kN/m$$

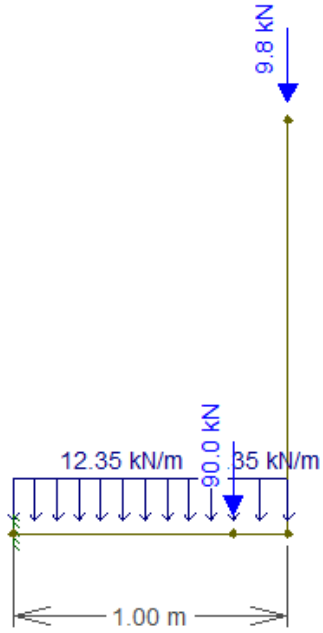
- **Accidentali**

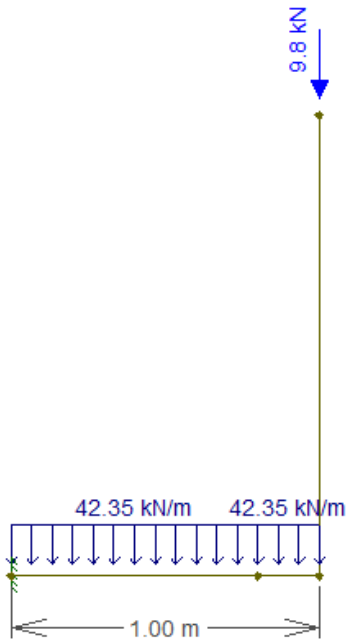
$$carico\ concentrato\ 60\ kN\ (carico\ massimo\ asse\ 12\ t)\ o\ carico\ distribuito\ 20\ kN/mq$$

Considerando una luce di calcolo pari a circa 1 m ed uno schema statico di trave a sbalzo, è possibile determinare i valori massimi delle caratteristiche di sollecitazione:

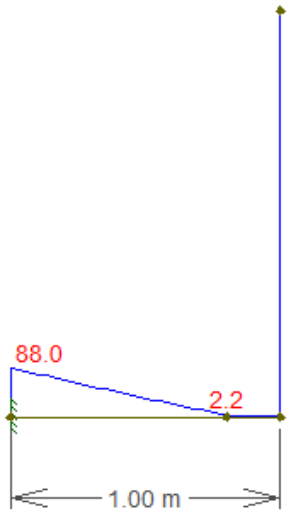
È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

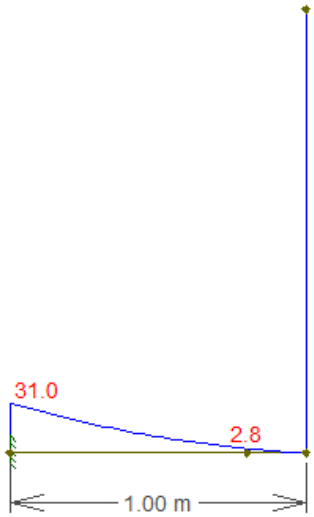
SCHEMI STATICI





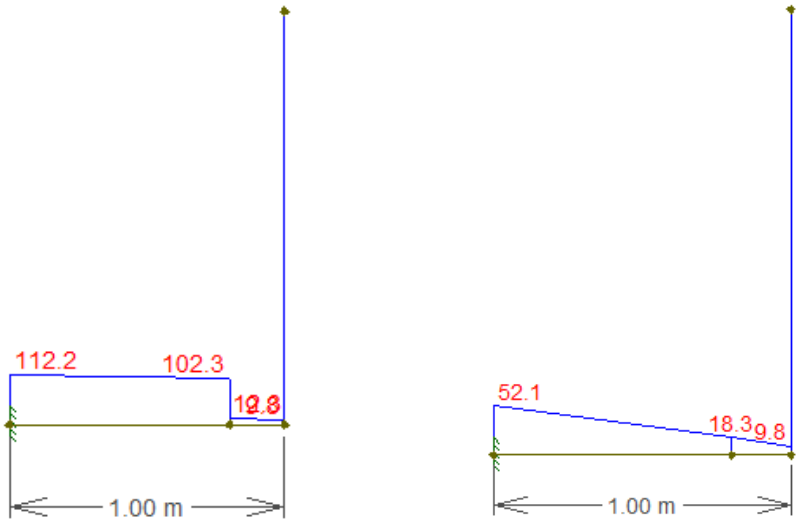
MOMENTI FLETTENTI [kN m]





È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

TAGLI [kN]



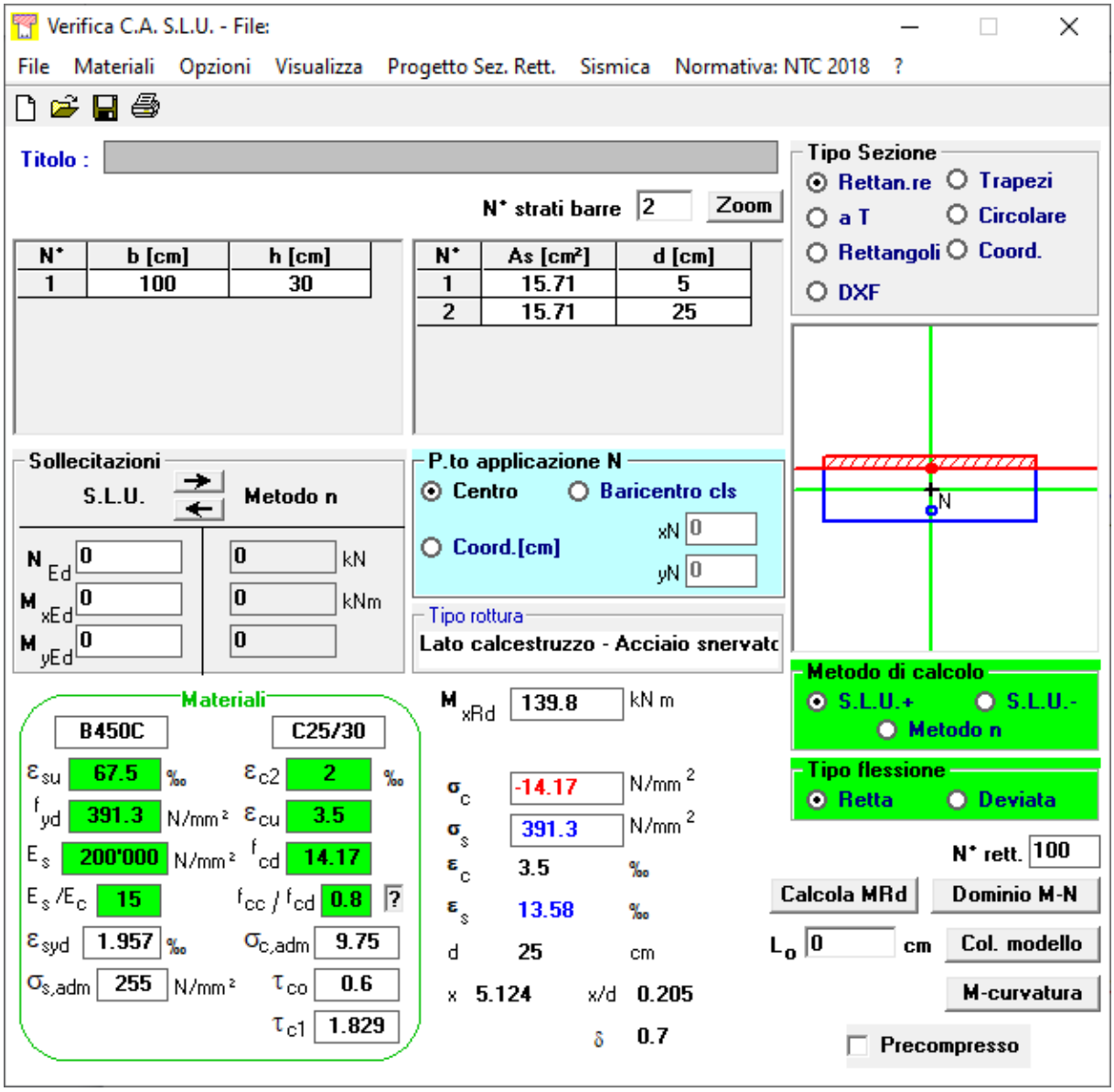
Dalle immagini sopra riportate si evince come i valori di sollecitazione massimi siano pari a:

$M_{Ed,y} = 88\ kNm$

$V_{Ed} = 112.2\ kN$

Ipotizzando una distribuzione di armatura composta da 5Φ20 superiori e 5Φ20 inferiori, mediante l'ausilio del programma VcaSLU è possibile determinare il momento resistente della sezione in esame.

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta



Dall'immagine si evince come il momento ultimo resistente sia pari a 139.8 kNm, maggiore al momento massimo sollecitante.

Per quanto riguarda il taglio ultimo resistente, si riportano in forma tabulare i calcoli eseguiti per determinare tale grandezza ipotizzando una sezione senza armatura a taglio.

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

VERIFICA A TAGLIO DI UNA SEZIONE RETTANGOLARE IN C.A. - EC2

Caratteristiche di sollecitazione

Taglio sollecitante allo Stato Limite Ultimo	V_{Ed} =	**112.2**	[KN]
Forza assiale di precompressione	N_{Ed} =	**0**	[KN]

Caratteristiche del calcestruzzo

classe di resitenza del calcestruzzo		C30/37	
resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube}$ =	37	[N/mm^2]
resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck}=0,83f_{ck,cube}$	f_{ck} =	30	[N/mm^2]
coefficiente di sicurezza	γ_c =	1.5	[-]
coefficiente di riduzione per carichi di lunga durata	α_{cc} =	0.85	[-]
resistenza di progetto a compressione $f_{cd}=\alpha_{cc}f_{ck}/\gamma_c$	**f_{cd} =**	**17.0**	**[N/mm^2]**

Caratteristiche acciaio d'armatura

tipologia acciaio		B450	
tensione di snervamento	f_{yk} =	450	[N/mm^2]
coeficiente di sicurezza	γ_s =	1.15	[-]
tensione di progetto	**f_{yd} =**	**391.3**	**[N/mm^2]**

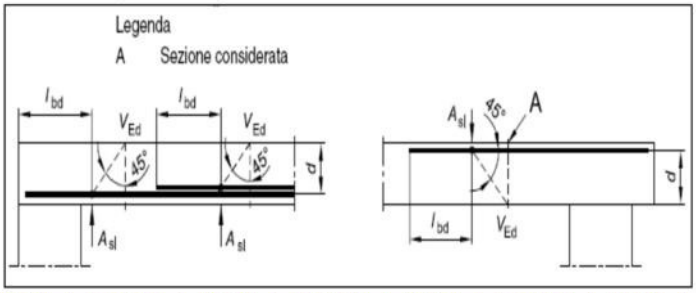
Geometria della trave

altezza sezione trasversale	h =	300	[mm]
larghezza sezione trasversale	b_w =	1000	[mm]
copriferro	c =	50	[mm]
altezza utile	d =	250	[mm]

Armatura longitudinale tesa

numero ferri	n_l =	5	[-]
diametro ferri	ϕ_l =	20	[mm]
area armatura tesa	A_{sl} =	1571	[mm^2]

dove A_{sl} è definita secondo la seguente figura:



È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Calcolo resistenza a taglio di progetto dell'elemento privo di armatura a taglio			
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck} =	30	[N/mm^2]
coefficiente $k=1+(200/d)^{0,5} \leq 2$	k =	1.89	[-]
rapporto d'armatura longitudinale $A_{sl}/(db_w) \leq 0,02$	ρ_l =	0.0063	[-]
forza assiale di precompressione	N_{Ed} =	0	[N]
area sezione di calcestruzzo	A_C =	300000	[mm^2]
tesione di compr. sul calcestruzzo dovuta a N_{Ed}	σ_{CP} =	0.00	[N/mm^2]
coefficiente $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$	$C_{Rd,c}$ =	0.12	[-]
$v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$	v_{min} =	0.4999	[N/mm^2]
coefficiente k_1	k_1 =	0.15	[-]
resistenza a taglio minima $V_{Rd,c,min}=(v_{min}+k_1\sigma_{cp})b_wd$	$V_{Rd,c,min}$ =	**124.96**	[KN]
resistenza a taglio $V_{Rd,c}=[C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3}+k_1\sigma_{cp}]b_wd$	$V_{Rd,c}$ =	**151.25**	[KN]
disporre il quantitativa minimo di armatura a taglio da normativa			

Dalla tabella si evince come il taglio ultimo resistente sia pari a 151.25 kN, maggiore dunque rispetto a quello sollecitante pari a 112.2 kN. I requisiti minimi di sicurezza si possono dunque ritenere soddisfatti.

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

9.7. Considerazioni in merito all'intervento F

L'intervento F prevede la realizzazione di uno zoccolo in c.a. inghisato al piede del muraglione posto sul lato destro del rio a valle del tratto caratterizzato dalla tombinatura in c.a.. Tale intervento comporta delle modifiche alla fondazione del paramento esistente sia in termini di larghezza di piede di appoggio che di ricarico laterale. Occorre specificare che l'intervento, in genere, non va a sottrarre terreno di appoggio al di sotto della quota di posa del muragione esistente e che costituisce, per tutto il suo sviluppo in lunghezza, un incremento di larghezza per il piede di 50 cm. Si intende dunque dimostrare in questo paragrafo, l'effettivo miglioramento in fondazione comportato dall'intervento E.

Allo stato attuale, il paramento murario presenta una base di appoggio di larghezza pari a 3.6 m ed un ricarico laterale dovuto al terreno che costituisce l'alveo del rio dato di altezza pari a 1.6 m. In accordo con quanto già riportato in precedenza, le caratteristiche geomeccaniche del sedime di fondazione (Deposito 2) individuano i seguenti parametri:

$N_c = 26.83$

$N_q = 15.58$

$N_\gamma = 18.03$

$q' = \gamma' \cdot z = 18.5 \cdot 1{,}60 = 29.6\ kN/m^2$

$B' = B = 3.6\ m$

$$q_{lim,k,att} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma + c' \cdot N_c + q' \cdot N_q$$

$$= 0.5 \cdot 18.5 \cdot 3.6 \cdot 18.03 + 5 \cdot 26.83 + 29.6 \cdot 15.58 = 1195.7\ \frac{kN}{m^2}$$

Allo stato di progetto, il ricarico viene rimosso per consentire la realizzazione dei puntoni 50x50 cm con interasse 3 m (che in media costituiscono un ricarico dovuto a 8 cm di cls sul sedime di fondazione) ma, come già anticipato, lo zoccolo basamentale incrementa la base di appoggio di 50 cm. Inoltre, a seguito della realizzazione dei puntoni, viene riportato del terreno fino a 10 cm sopra il filo superiore degli stessi. Di seguito si riportano nuovamente i coefficienti ed il calcolo della capacità portante:

$N_c = 26.83$

$N_q = 15.58$

$N_\gamma = 18.03$

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

$$q' = \gamma' \cdot z = 25 \cdot 0.08 + 18.5 \cdot 0.6 \cdot \frac{2.5}{3.0} = 11.3\ kN/m^2$$

$$B' = B = 4.1\ m$$

$$q_{lim,k,pro} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma + c' \cdot N_c + q' \cdot N_q$$

$$= 0.5 \cdot 18.5 \cdot 4.1 \cdot 18.03 + 5 \cdot 26.83 + 11.3 \cdot 15.58 = 994.0\ \frac{kN}{m^2}$$

Sia la capacità portante attuale che quella di progetto presentano valori molto elevati e tra di loro comparabili tali da far affermare la sostanziale invarianza in termini di sicurezza dell'opera.

Per quanto riguarda il contrasto alle azioni orizzontali, allo stato attuale sono presenti 1.6 m di terreno (Deposito 2) che offrono una risultate di spinta in condizioni passive (per metro lineare di fuga) pari a:

$$H_{att} = \left(k_p \cdot \gamma' \cdot h\right) \cdot \frac{h}{2} = (2.8 \cdot 18.5 \cdot 1.6) \cdot \frac{1.6}{2} = 66.3\ kN/m$$

$$k_p = tg^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) = tg^2\left(45 + \frac{28.5}{2}\right) = 2.8$$

Allo stato attuale, la resistenza a compressione dei puntoni in cls può essere valutata come:

$$H_{pro} = \frac{A_c \cdot f_{cd}}{i} = \frac{500^2 \cdot 18.13}{3} = 1510.8 \frac{kN}{m} \gg H_{att} = 66.3\ kN/m$$

Dai risultati ottenuti si evince come l'intervento F costituisca un miglioramento dal punto di vista strutturale e geotecnico per il muraglione esistente.

9.8. Considerazioni inerenti la copertura e gli attraversamenti

In merito alla copertura della porzione di rio tombinata, si rimanda al progetto del prefabbricatore il quale provvederà a garantire il rispetto dei requisiti minimi di sicurezza pevisti dalle vigenti normative nonché la classificazione dell'opera come struttura di prima categoria. Quanto appena esplicato per il tratto tombinato è asseribile anche per il ponte carrabile (Sez 1 nelle tavole di carpenteria).

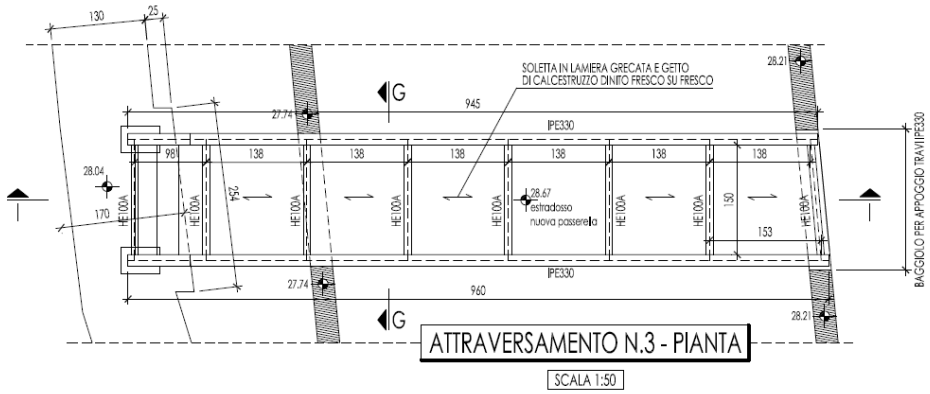
Per quanto riguarda la passerella pedonale (attraversamento n° 3), si riportano nel seguito le verifiche di sicurezza analizzate nei confronti degli elementi strutturali principali. Al fine di valutare la sicurezza delle strutture che concorrono a formare

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

l'attraversamento sull'alveo del rio, sono stati considerati i seguenti carichi gravitazionali:

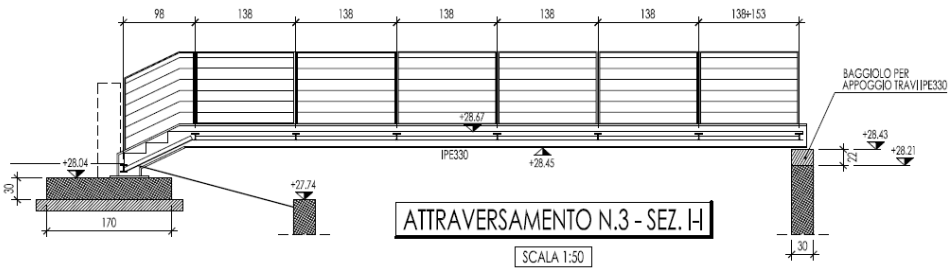
- **Carico permanente portato lamiera grecata hi-bond e getto** 2.15 kN/m^2
- **Sovraccarico variabile per passerelle e ponti pedonali** 4.00 kN/m^2
- **Peso permanente portato per finiture ed impianti** 1.00 kN/m^2

Di seguito si riportano alcune immagini di carpenteria che rappresentano gli elementi che compongono la struttura portante della passerella.



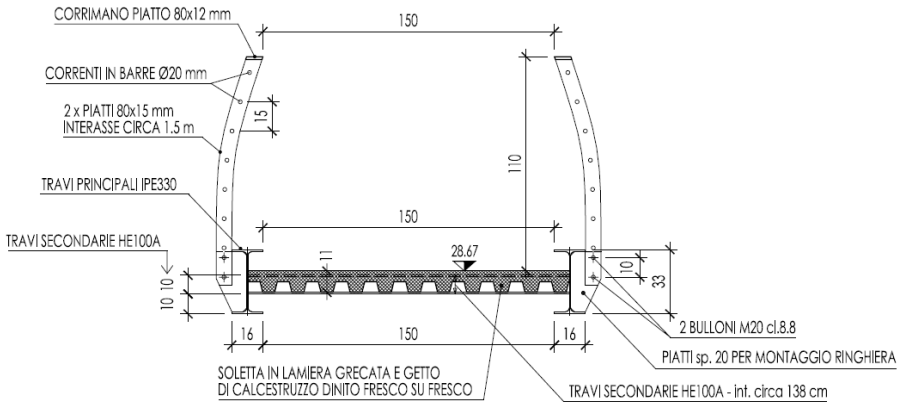
ATTRAVERSAMENTO N.3 - PIANTA

SCALA 1:50



ATTRAVERSAMENTO N.3 - SEZ. I-I

SCALA 1:50



N.B. TUTTI GLI ELEMENTI IN ACCIAIO DEVONO ESSERE ZINACATI A CALDO

ATTRAVERSAMENTO N.3 - SEZ. G-G

SCALA 1:25

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Da quanto possibile notare dalle immagini sopra riportate, la passerella si costituisce di due orditure in profili metallici: l'orditura primaria è costituita da due travi IPE330 mentre la secondaria da profili HE100A che, con passo costante pari a 1.38 m, scandiscono l'impalcato in senso trasversale. Considerando una delle due travi IPE330, è possibile affermare come, allo stato limite ultimo (SLU), essa sia soggetta alla seguente combinazionie di carico:

$$q_{SLU} = 1.3 \cdot PP + 1.3 \cdot (G_1 + G_2) \cdot i + 1.5 \cdot Q \cdot i$$
$$= 1.3 \cdot 0.5 + 1.3 \cdot (2.15 + 1) \cdot 0.91 + 1.5 \cdot 4 \cdot 0.91 = 9.83\ kN/m$$

Considerando una luce di calcolo pari a 9.30 m ed uno schema statico di trave in semplice appoggio, è possibile determinare i valori massimi delle caratteristiche di sollecitazione:

$$M_{Ed,max} = \frac{q_{SLU} \cdot l^2}{8} = 106.3\ kNm$$

$$V_{Ed,max} = \frac{q_{SLU} \cdot l}{2} = 45.7\ kN$$

Il momento ultimo resistente, per un profilo di classe 1, è esprimibile mediante la seguente formula:

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{804300 \cdot 275}{1.05} = 210.65\ kNm \geq M_{Ed,max} = 106.3\ kNm$$

Il taglio ultimo resistente, per un profilo di classe 1, è esprimibile mediante la seguente formula:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{3081 \cdot 275}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 465.9\ kN \geq V_{Ed,max} = 45.7\ kN$$

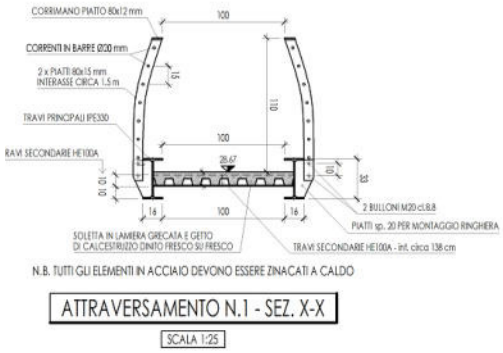
Per quanto riguarda invece le deformazioni che tale elemento può subire se sottoposto ai soli carichi variabili, si riporta di seguito il valore massimo della freccia mediante la seguente formula:

$$f_{max,var} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{var} \cdot l^4}{EJ} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(4 \cdot 0.91) \cdot 9300^4}{2.1 \cdot 10^5 \cdot 117700000} = 14.3\ mm \leq \frac{l}{400} = 23.3\ mm$$

Dai risultati ottenuti si evince come i requisiti minimi di sicurezza previsti dalle vigenti normative siano soddisfatti.

Per quanto riguarda, invece, la passerella pedonale (attraversamento n° 1) sotto riportata, essendo quest'ultima di luce e larghezza inferiori all'attraversamento n°3 ed avendo gli stessi profili in carpenteria metallica, si evince come i requisiti minimi di sicurezza previsti dalle vigenti normative siano soddisfatti.

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta



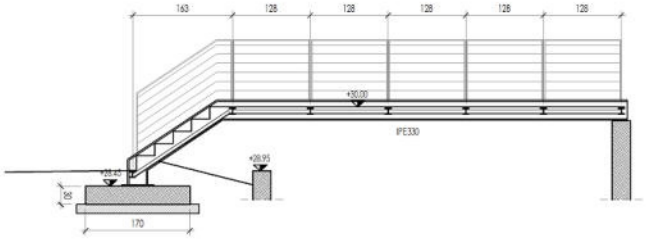
ATTRAVERSAMENTO N.1 - SEZ. X-X

SCALA 1:25



ATTRAVERSAMENTO N.1 - PIANTA

SCALA 1:50



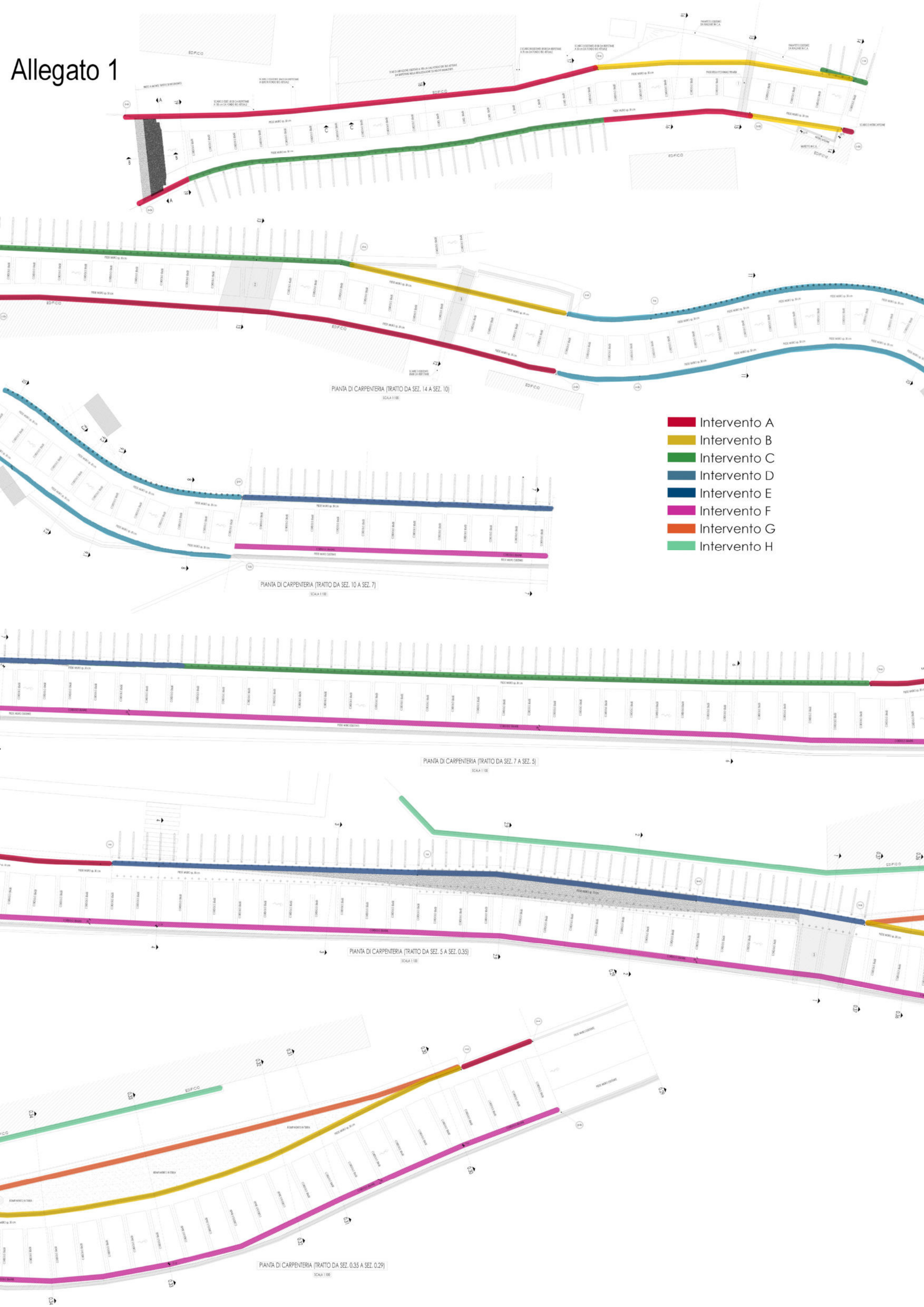
ATTRAVERSAMENTO N.1 - SEZ. Y-Y

SCALA 1:50

10. Allegato 1

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Allegato 1


PIANTA DI CARPENTERIA (TRATTO DA SEZ. 14 A SEZ. 10)
PIANTA DI CARPENTERIA (TRATTO DA SEZ. 10 A SEZ. 7)
PIANTA DI CARPENTERIA (TRATTO DA SEZ. 7 A SEZ. 5)
PIANTA DI CARPENTERIA (TRATTO DA SEZ. 5 A SEZ. 0.35)
PIANTA DI CARPENTERIA (TRATTO DA SEZ. 0.35 A SEZ. 0.29)
Intervento A
Intervento B
Intervento C
Intervento D
Intervento E
Intervento F
Intervento G
Intervento H