0	11/2017	PRIMA EMISSIONE	NARDONE	GATTI	CASSANI
Revisione	**Data**	**Oggetto revisione**	**Redatto**	**Verificato**	**Approvato**

REGIONE LIGURIA

#ItaliaSicura Presidenza del Consiglio dei Ministri

COMUNE DI GENOVA

PIANO STRALCIO PER LE AREE METROPOLITANE E LE AREE URBANE CON ALTO LIVELLO DI POPOLAZIONE ESPOSTA AL RISCHIO DI ALLUVIONI

Presidenza del Consiglio dei Ministri

PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI
COMMISSARIO STRAORDINARIO
delegato per l'attuazione degli interventi inseriti nell'A.d.P. del 16.09.2010 e ss.ii.
(ex art. 10 del D.L. n. 91 del 24.06.2014)

Commissario straordinario

Dott. Giovanni TOTI

PROGETTISTI

CAPOGRUPPO MANDATARIA:

Rocksoil S.p.A.
CONSULENZA E ASSISTENZA TECNICA
nel campo della GEOINGEGNERIA

MANDANTI:

art ambiente risorse territorio

HYDRODATA INGEGNERIA DELLE RISORSE IDRICHE

Ing. Mario CANGIANO

Ing. Paolo GALLO

Ing. Francesco DE SANCTIS

Dott.ssa Francesca GIOMI

RESPONSABILE STRUTTURA COMMISSARIALE: **Ing. Luca BERRUTI**

RESPONSABILE UNICO PROCEDIMENTO: **Ing. Stefano PINASCO**

Progettista responsabile integrazioni prestazioni specialistiche e Direttore Tecnico della mandataria.
Rocksoil S.p.A.
Ing. Giovanna Cassani
Ord. Ingg. Milano N° 20997

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI MILANO
DOTT. ING. CASSANI GIOVANNA
Sez. A Settori
a) civile e ambientale
b) industriale
c) dell'informazione
n° A 20997

Progettista/Progettisti responsabili elaborato
Rocksoil S.p.A.
Ing. Giovanna Cassani
Ord. Ingg. Milano N° 20997

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI MILANO
DOTT. ING. CASSANI GIOVANNA
Sez. A Settori
a) civile e ambientale
b) industriale
c) dell'informazione
n° A 20997

Intervento/Opera

SECONDO LOTTO DEI LAVORI RELATIVI ALLA REALIZZAZIONE DELLA GALLERIA SCOLMATRICE DEL TORRENTE BISAGNO IN COMUNE DI GENOVA

PROGETTO ESECUTIVO

N° Progr. ----

Codice elaborato: BIS2E - R - OSM03 - RE01 - 0

Oggetto della tavola

OPERE DI SBOCCO A MARE

GALLERIA ARTIFICIALE E MANUFATTO DI RACCORDO

GENERALE

Relazione tecnica e di calcolo

Scala: -

Data: NOVEMBRE 2017

Codice FILE: BIS2E-R-OSM03-RE01-0.DWG

I DISEGNI E LE INFORMAZIONI IN ESSI CONTENUTE SONO PROPRIETA' ESCLUSIVA DELLA STRUTTURA COMMISSARIALE E NON POSSONO ESSERE MODIFICATI, RIPRODOTTI, RESI PUBBLICI O UTILIZZATI PER USI DIFFERENTI DA QUELLI PER CUI SONO STATI REDATTI, SALVO AUTORIZZAZIONE SCRITTA.

INDICE

1 Introduzione 2
2 Descrizione dell'opera 3
3 Normativa e riferimenti 5
4 Materiali 6
5 Caratterizzazione geotecnica 7
6 Analisi dei carichi 8
6.1 Peso proprio 8
6.2 Spinta idrostatica 8
6.3 Ricoprimento 8
6.4 Spinta delle terre 8
6.5 Sovraccarico 8
6.6 Azione sismica 8
7 Criteri di calcolo 11
7.1 Verifiche a Stato Limite Ultimo 11
7.2 Verifiche a Stato Limite di Esercizio 12
7.2.1 Stato limite di fessurazione 13
7.2.2 Stato limite tensionale 15
8 Sezioni di calcolo 17
8.1 Metodologia di analisi 17
8.2 Geometria di calcolo 18
9 Risultati 18
9.1 Sezione 1 19
10 Verifiche 22
10.1 Sezione 1 22
11 Verifica a galleggiamento 26

1 Introduzione

Nella presente relazione vengono presentati i calcoli effettuati per il dimensionamento e la verifica della galleria artificiale prevista nell'ambito del Progetto Esecutivo per il Secondo Lotto dei lavori relativi alla realizzazione della galleria scolmatrice del torrente Bisagno. Tale struttura consentirà il collegamento della galleria del Bisagno con l'opera di sbocco a mare già realizzata nell'ambito del lotto 1.

Il manufatto si sviluppa per una lunghezza complessiva di circa 40 m dei quali 23.5 a partire dall'attuale filo delle arcate di C.so Italia verso il mare. L'opera si compone di:

1. un primo tratto che si sviluppa al di sotto degli arconi di Corso Italia per il quale è stata studiata una soluzione ad hoc per poter sorreggere la struttura esistente di galleria artificiale. La struttura studiata consentirà il riutilizzo dello spazio al di sotto degli arconi valorizzandone il valore architettonico.
2. Un secondo tratto di galleria a sezione policentrica il cui intradosso corrisponde a quello della galleria principale scavata con TMB. Tale tratto verrà realizzato al di sopra di una culla che servirà per la traslazione e lo smontaggio della fresa. La lunghezza di tale tratto misurata in asse alla galleria è di circa 10 m.
3. un terzo tratto caratterizzato dalla variabilità del profilo di intradosso per consentire il raccordo con la struttura esistente realizzata a valle del canale scolmatore del Fereggiano. Tale tratto presenta una lunghezza di 10 m.

L'opera appena descritta termina, lato mare, in adiacenza alla struttura di sbocco a mare, già in essere al momento della realizzazione e parte del primo lotto.

Il ricoprimento medio su tutto lo sviluppo dell'opera al di fuori degli arconi è pari a 0.80 m.

L'area interessata dall'opera oggetto del presente documento sarà destinata in una prima fase allo smontaggio della TBM. Nel dettaglio le fasi sono le seguenti:

1. Esecuzione delle opere di sostegno degli scavi
2. Scavo sino alla quota di imposta della fondazione/ culla
3. Traslazione e smontaggio fresa
4. Completamento delle strutture definitive

Il fondo scavo lungo tutto lo sviluppo dell'opera si attesta in corrispondenza dello strato di roccia molto fratturata caratterizzata da una permeabilità elevata di carattere secondario. In fase di scavo si prevede di gestire le venute d'acqua con un pompaggio: la realizzazione di un tampone di fondo prima di iniziare le operazioni di scavo consentirà di cementare le fratture dell'ammasso e quindi ridurre la permeabilità. Successivamente, durante lo smontaggio della fresa è previsto che sia gettata solo la soletta di fondazione/culla delle strutture interne; in questo frangente la sicurezza al galleggiamento è garantita da un sistema di tiranti verticali in roccia annegati nel getto della platea.

Una volta terminate le operazioni di smontaggio si procederà alla realizzazione delle strutture definitive costituite dalle gallerie artificiali che saranno connesse alla culla già realizzata, ove presente.

2 Descrizione dell'opera

La presente relazione riguarda le gallerie artificiali che costituiscono la connessione della galleria del Bisagno all'opera di sbocco a mare comune al canale scolmatore del Fereggiano. Le analisi strutturali e le relative verifiche statiche riportate sono riferite alla porzione al di fuori degli arconi di Corso Italia. Si rimanda agli elaborati specifici per la struttura speciale studiata per la porzione al di sotto degli arconi.

Come descritto in precedenza l'opera in oggetto si compone di due parti:

1. un primo tratto di galleria a sezione policentrica il cui intradosso corrisponde a quello della galleria principale scavata con TMB. Tale tratto verrà realizzato al di sopra di una culla che servirà per la traslazione e lo smontaggio della fresa. Si prevede che in fase di lungo termine le due strutture, galleria artificiale e culla, collaborino grazie alla connessione con barre di armatura. La lunghezza di tale tratto misurata in asse alla galleria è di circa 10 m.
2. un secondo tratto caratterizzato dalla variabilità del profilo di intradosso per consentire il raccordo con la struttura esistente realizzata a valle del canale scolmatore del Fereggiano. Anche questa porzione sarà realizzata al di sopra della culla che sisestende sino alla progressiva finale del tratto di raccordo. Si prevede che in fase di lungo termine le due strutture, galleria artificiale e culla, collaborino grazie alla connessione con barre di armatura. Tale tratto presenta una lunghezza di 10 m.

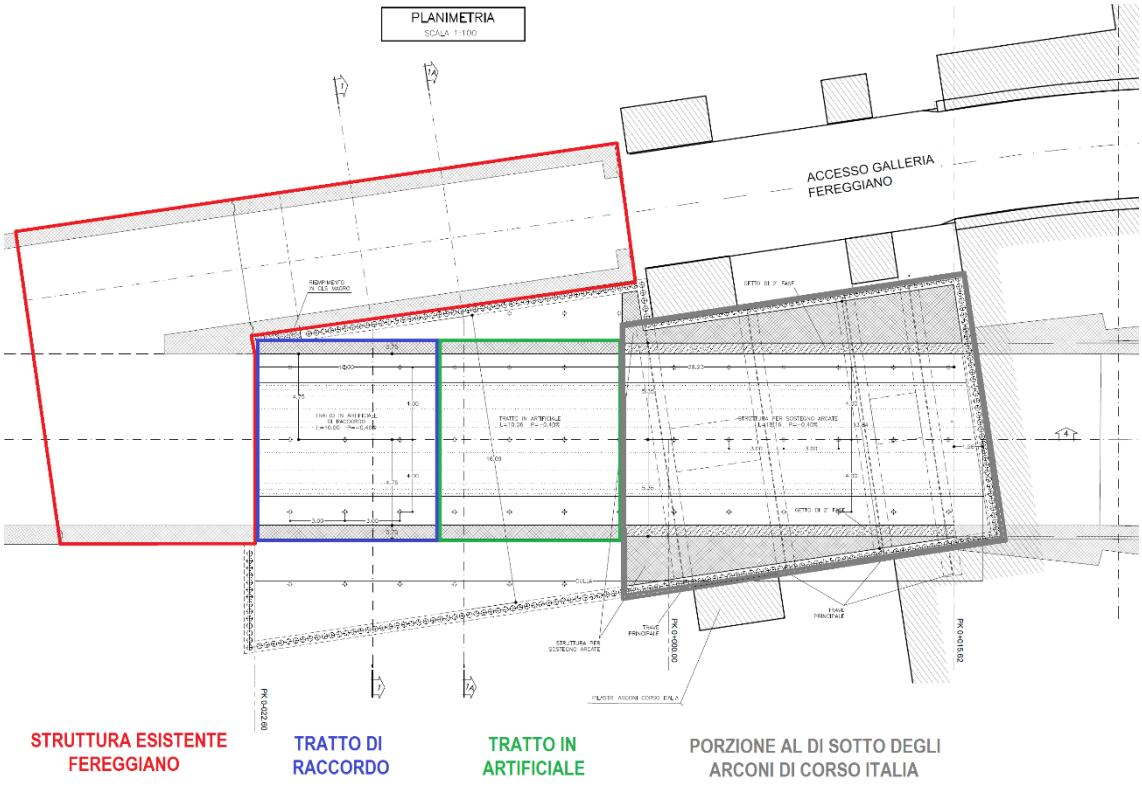


Figura 2-1 – Planimetria generale

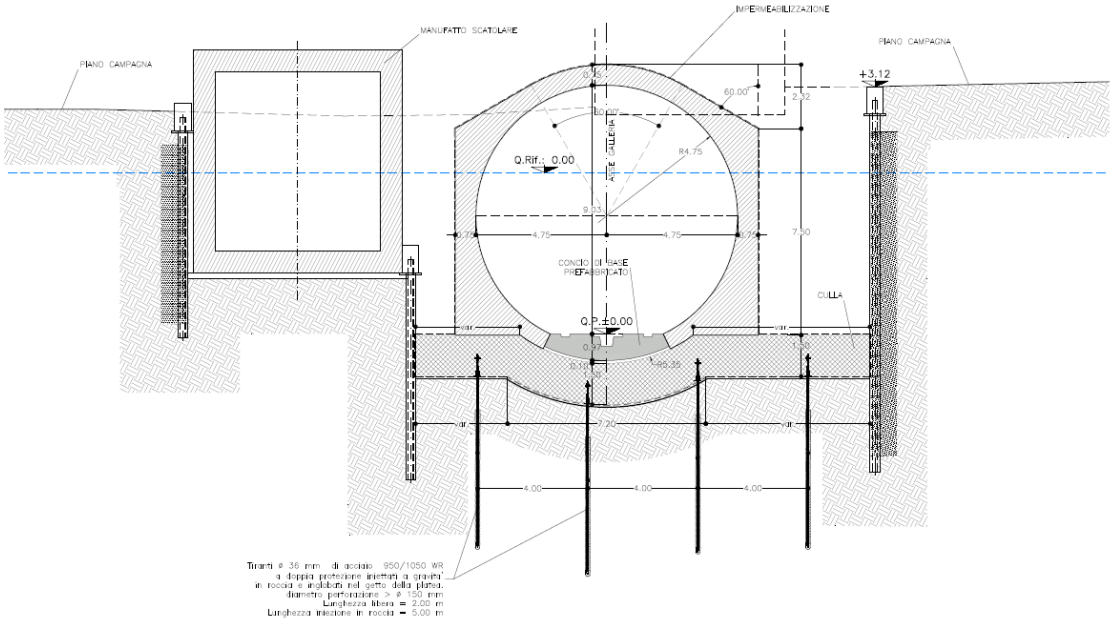


Figura 2-2 – Sezione trasversale galleria policentrica

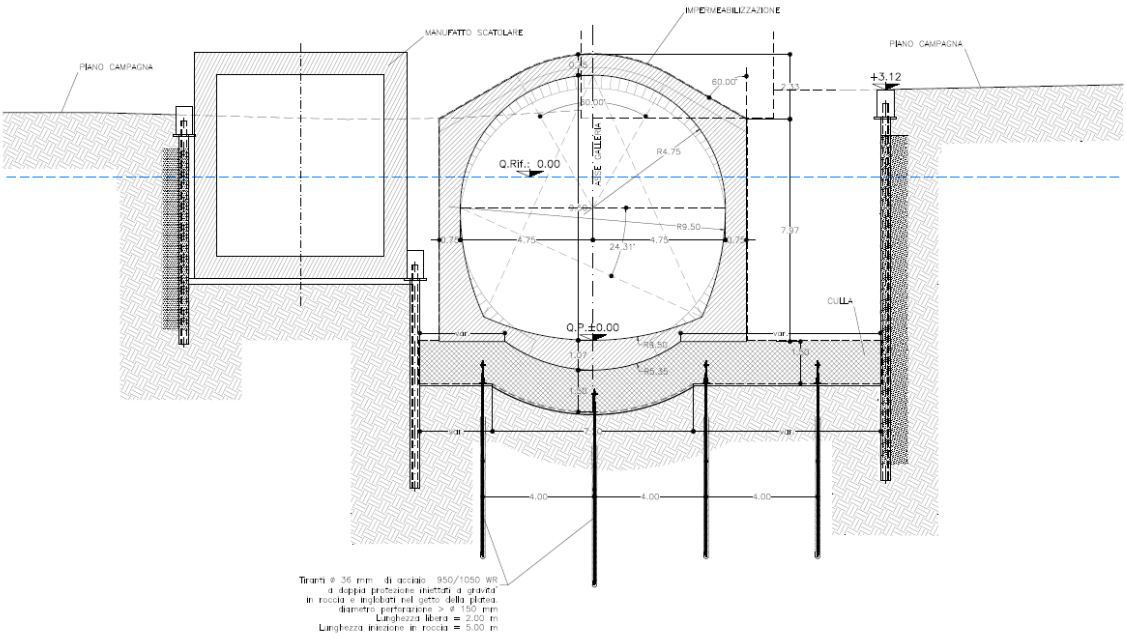


Figura 2-3 – Sezione trasversale tratto di transizione

3 Normativa e riferimenti

Per lo svolgimento delle analisi e la redazione degli elaborati di progetto esecutivo si è fatto riferimento alle seguenti norme:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617 Istruzione per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – "Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni"
- UNI EN 11104 marzo 2004 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità", Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità"

4 Materiali

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe R_{ck} ≥15 N/mm².

Per la realizzazione del manufatto di sbocco si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe R_{ck} ≥45 N/mm²:

Resistenza a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 37.35$ N/mm²
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.85 \cdot fck/1.5 = 19.83$ N/mm²
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}2/3 = 3.35$ N/mm²
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.346$ N/mm²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c = 1.564$ N/mm²
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 22.41$ N/mm²
Resistenza a compressione (comb. Quasi Permanente)	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 16.81$ N/mm²
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000\ [(f_{ck}+8)/10]0.3 = 34077$ N/mm²

Per le opere provvisionali si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe R_{ck} ≥30 N/mm2:

Resistenza a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.90$ N/mm²
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.85 \cdot fck/1.5 = 14.17$ N/mm²
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}2/3 = 2.56$ N/mm²
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79$ N/mm²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c = 1.19$ N/mm²
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 14.60$ N/mm²
Resistenza a compressione (comb. Quasi Permanente)	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 11.21$ N/mm²
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000\ [(f_{ck}+8)/10]0.3 = 31476$ N/mm²

Per le armature metalliche si adottano barre in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Limite di snervamento	f_y ≥450 N/mm²
Limite di rottura	f_t ≥540 N/mm²
Allungamento totale al carico massimo	A_{gt} ≥7.5%
Rapporto f_t/f_y	$1{,}15 \leq R_m/R_e \leq 1{,}35$
Rapporto f_y misurato/ $f_{y\,nom}$	≤ 1,25
Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara)	$\sigma_s = 0.80 \cdot f_{yk} = 360.00$ N/mm²
Fattore di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\sigma_s = 391.30$ N/mm²

5 Caratterizzazione geotecnica

Per la caratterizzazione geotecnica si faccia riferimento agli elaborati specialistici geologici e geotecnici. Le strutture analizzate risultano fondate sullo strato di roccia moderatamente o poco fratturata per il quale si possono assumere le seguenti caratteristiche geotecniche:

1) Flysch da moderatamente a poco fratturato:
   Φ = 54°
   γ = 24 kN/m^3
   c = 100 kPa
   E =1500 MPa

2) Flysch poco o nulla fratturato:
   Φ = 58°
   γ = 26 kN/m^3
   c = 400 kPa
   E = 7500 MPa

Per il ricoprimento e il terreno di rinterro si assume che siano realizzati con roccia di scavo fratturata e ricompattata e si assume:

Φ = 35°
γ = 25 kN/m^3

6 Analisi dei carichi

Per la verifica strutturale delle gallerie artificiali si considerano i vari carichi agenti sulla struttura. La condizioni elementari di carico di seguito descritte verranno combinate al fine di massimizzare le sollecitazioni interne alla struttura conformemente alla normativa (rif. Cap. 7).

6.1 Peso proprio

Si assume un peso specifico degli elementi strutturali pari al peso specifico del calcestruzzo armato (25 kN/m^3).

6.2 Spinta idrostatica

Nel calcolo si considera un battente idraulico agente sul manufatto pari alla quota di falda rilevata ovvero +0.00 mslm. Tuttavia si verifica anche una condizione di carico eccezionale per cui si considera tale livello incrementato rispetto alla quota del livello medio mare a +2.50m per tenere conto di eventuali mareggiate e congruentemente con la quota di chiusura del pancone definitivo del manufatto a valle.

Si assume un peso specifico dell'acqua pari a 10 kN/m^3.

6.3 Ricoprimento

Per il ricoprimento si assume cautelativamente lo spessore massimo di ricoprimento, pari a 80 cm per cui si considera un peso specifico pari a γ = 25 kN/m^3.

6.4 Spinta delle terre

È previsto il completo rinfianco del manufatto tra i piedritti e le paratie provvisionali.

Per il terreno di riempimento a tergo si assume quanto esplicitato al capitolo relativo alla geotecnica, cioè:

$\Phi = 35°$

γ = 25 kN/m^3

Il coefficiente di spinta a riposo vale quindi:

$k_0 = 1 - \text{sen}\Phi = 0.426$

6.5 Sovraccarico

A piano campagna si prevede un sovraccarico pari a 20 kN/m^2 che simula la presenza di un mezzo per le operazioni di manutenzione.

6.6 Azione sismica

Si verifica la struttura in esame con riferimento allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), secondo cui a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza

nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Per la valutazione della vita nominale nel caso in oggetto, l'opera ricade all'interno del tipo di costruzione 3: "grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica" (paragrafo 2.4 delle 'Nuove Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 14 gennaio 2008''). La vita nominale risulta pertanto $V_N \geq 100$ anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un'eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe IV: "costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importante, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. (…) Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. (…)". Il coefficiente d'uso risulta quindi Cu = 2.
Il periodo di riferimento V_R si ricava moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U e nel caso specifico si ottiene:

$V_R = V_N \cdot C_U = 100$ anni x 2.0 = 200 anni

Le probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, sono pari al 10% nel caso dello Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri che vengono forniti dalla normativa per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per i periodi di ritorno considerati:

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

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R, espresso in anni si ricava a partire dal periodo di riferimento e dalla probabilità di superamento secondo la seguente formula:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = -\frac{200}{\ln(1-0.1)} = 1898 \ anni$$

Si riportano i valori dei parametri sismici per il sito ove sorge la costruzione:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0,041	2,537	0,255
SLD	201	0,050	2,529	0,270
SLV	1898	0,110	2,525	0,303
SLC	2475	0,120	2,522	0,305

In base alla natura del terreno e ai parametri individuati, il suolo presente è classificabile in Categoria B. Da ciò si ricava il parametro $S = S_S S_T$ che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed S_T il coefficiente di amplificazione topografica.

$S_S = 1.2$

$S_T = 1$ per una categoria topografica T1, da cui:

$S = S_S \cdot S_T = 1.2$

L'incremento dinamico di spinta del terreno sotto l'azione sismica viene determinato col metodo di Wood. Tale metodo fornisce la sovraspinta sismica del terreno su una parete interrata soggetta a deformazioni molto contenute, in situazioni prossime di spinta a riposo sia in condizioni statiche sia durante il sisma. In situazioni del genere, relative a manufatti scatolari interrati, la spinta sismica da assumersi è data dall'espressione:

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \gamma \cdot H^2$$

Si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza H del muro, il che equivale ad applicare una pressione uniforme pari a:

$$\Delta p_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \gamma \cdot H$$

Nel caso di presenza di acqua libera si considera inoltre un incremento della spinta dell'acqua dovuta all'effetto idrodinamico, che si valuta mediante la seguente formula:

$P(z) = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot (H \cdot z)^{0.5}$

In cui h è la quota del pelo libero dell'acqua e z è la coordinata verticale diretta verso il basso con origine al pelo libero dell'acqua.

$k_h = \beta_m \cdot S \cdot a_g/g = 1.2 \,.\, 0.11 = 0.132$

Per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore 1.

7 Criteri di calcolo

La verifica dei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'inviluppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico.

7.1 Verifiche a Stato Limite Ultimo

Per le verifiche di resistenza strutturale si considerano le sollecitazioni valutate mediante un'amplificazione dei carichi sollecitanti coerentemente a quanto prescritto dalla normativa.

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \times Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \times Q_{k3} + \ldots$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \ldots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (nel caso in esame la risalita della quota di falda):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \ldots$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono assunti coerentemente alla tabella seguente

Tabella 2.6.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,9 1,1	1,0 1,3	1,0 1,0
Carichi permanenti non strutturali[(1)]	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
[(1)]Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.					

Tabella 7-1 – Coefficienti parziali per le azioni (riferimento DM2008)

Considerando i carichi agenti sulla struttura descritti in precedenza le combinazioni analizzate cono le seguenti:

	SLU1	SLU2sx	SLU3sx	SLU4sx	SLU2dx	SLU3dx	SLU4dx	SISMA VERSO DX	SISMA VERSO SX	ECCEZ
DEAD	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1	1	1
TERRENO VERT SX	1.3	1.3	1.3	1.3	1	1.3	1	1	1	1
TERRENO VERT DX	1.3	1	1.3	1	1.3	1.3	1.3	1	1	1
TERRENO ORIZ SX	1.3	1.3	1.3	1.3	1	1.3	1	1	1	1
TERRENO ORIZ DX	1.3	1	1.3	1	1.3	1.3	1.3	1	1	1
SOVRACCARICO VERT SX	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0	0	0	0	0
SOVRACCARICO VERT DX	1.5	1.5	0	0	1.5	1.5	1.5	0	0	0
SOVRACCARICO ORIZ SX	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0	0	0	0	0
SOVRACCARICO ORIZ DX	1.5	1.5	0	0	1.5	1.5	1.5	0	0	0
SPINTA IDROSTATICA	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1	1	0
SPINTA IDROSTATICA ECC	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
SISMA VERSO DX	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
SISMA VERSO SX	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
SISMA IDR VERSO DX	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
SISMA IDR VERSO SX	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0

Tabella 7-2 - Combinazioni di carico SLU

Come si nota dalla tabella sopra riportata tra gli stati limite considerati si analizza anche il caso di uno sbilanciamento dei carichi da un lato o dall'altro della struttura considerando di fatto i carichi del terreno o i variabili come favorevoli se agenti su un lato della struttura e sfavorevoli se agenti sul lato opposto.

In generale si verifica che:

$E_d \leq R_d$

dove E_d è il valore di progetto delle sollecitazioni e R_d è il valore di progetto della resistenza dell'elemento strutturale.

Per le verifiche nei confronti del sollevamento (UPL) si applicano alle azioni i coefficienti parziali sotto riportati:

Tabella 6.2.III – *Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 7-3 – Coefficienti parziali per le azioni – condizione Uplift (riferimento DM2008)

In generale si verifica che:

$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$

dove l'effetto di progetto delle azioni instabilizzanti deve risultare inferiore alla somma degli effetti di progetto delle azioni stabilizzanti e della resistenza degli elementi strutturali.

7.2 Verifiche a Stato Limite di Esercizio

Le verifiche allo stato limite di esercizio si eseguono conformemente a quanto indicato in normativa considerando le combinazioni di carico così definite:

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \times Q_{k2} + \psi_{03} \times Q_{k3} + \ldots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \ldots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \ldots$$

Per i coefficienti di combinazione dei carichi variabili si fa riferimento alla seguente tabella:

Tabella 2.5.I – *Valori dei coefficienti di combinazione*

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 7-4 - Coefficienti di combinazione carichi

In particolare per il sovraccarico, unico carico variabile considerato nel calcolo, si fa riferimento alla categoria F.

Considerando i carichi agenti sulla struttura descritti in precedenza le combinazioni analizzate cono le seguenti:

	RARA			FREQ			Q PERM		
	SLE1	SLE2sx	SLE2dx	FREQ1	FREQ2sx	FREQ2dx	QPERM1	QPERM2sx	QPERM2dx
DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1	1
TERRENO VERT SX	1	1	1	1	1	1	1	1	1
TERRENO VERT DX	1	1	1	1	1	1	1	1	1
TERRENO ORIZ SX	1	1	1	1	1	1	1	1	1
TERRENO ORIZ DX	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SOVRACCARICO VERT SX	1	1	0	0.7	0.7	0	0.6	0.6	0
SOVRACCARICO VERT DX	1	0	1	0.7	0	0.7	0.6	0	0.6
SOVRACCARICO ORIZ SX	1	1	0	0.7	0.7	0	0.6	0.6	0
SOVRACCARICO ORIZ DX	1	0	1	0.7	0	0.7	0.6	0	0.6
SPINTA IDROSTATICA	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPINTA IDROSTATICA ECC	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SISMA VERSO DX	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SISMA VERSO SX	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SISMA IDR VERSO DX	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SISMA IDR VERSO SX	0	0	0	0	0	0	0	0	0

7.2.1 *Stato limite di fessurazione*

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

a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0

b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t \leq \frac{f_{ctk}}{\gamma_m}$$

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

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

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

Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della valutazione della durabilità delle strutture in calcestruzzo, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive.

La tabella 4.1.III delle NTC raccoglie le classi di esposizione per ogni condizione ambientale:

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

Tabella 7-5 – Descrizione delle condizioni ambientali

Nel caso in esame si considera l'opera sottoposta a condizioni XS3.

Tabella C4.1.IV *Copriferri minimi in mm*

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Tabella 7-6: Copriferri minimi

Si mantiene pertanto un copriferro di 5 cm impiegando un calcestruzzo di classe C35/45.

Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi: armature sensibili e armature poco sensibili. Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso (con stato tensionale imposto). Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Le armature del manufatto oggetto di analisi appartengono al gruppo delle armature poco sensibili.

Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella tabella sottostante sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tabella 4.1.IV – *Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione*

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

Tabella 7-7: Stato limite di fessurazione

Le armature della galleria, oggetto della presente relazione, appartengono al gruppo delle armature poco sensibili e si trovano in condizioni ambientali molto aggressive.

Per la verifica dello stato limite di fessurazione si fa quindi riferimento al limite di apertura delle fessure w_1 pari a 0.2 mm sia per le azioni frequenti sia per le quasi permanenti.

Stato limite di apertura delle fessure

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

Il valore caratteristico di calcolo è dato da: $w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax}$

dove ε_{sm} è la deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} e Δ_{smax} è la distanza massima tra le fessure.

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{smax} si utilizzano le formulazioni riportate nella circolare esplicativa alle NTC 2008. Cui si rimanda per i dettagli.

7.2.2 Stato limite tensionale

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

Verifica della tensione massima di compressione del conglomerato cementizio nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del conglomerato cementizio σ_c, deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_c \leq 0.6 \cdot f_{ck}$ per la combinazione caratteristica (rara)

$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck}$ per la combinazione quasi permanente

Per l'acciaio, la tensione massima, σ_s, per effetto delle azioni dovute alle combinazioni rare deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk}$

dove f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio. Per le analisi riportate in seguito si analizzeranno le combinazioni di carico frequenti per cui si eseguirà la verifica a fessurazione che risulta essere dimensionante. La verifica tensionale lato calcestruzzo verrà comunque riportata considerando il limite più stringente della combinazione quasi permanente.

La verifica tensionale lato acciaio non risulta invece dimensionante.

8 Sezioni di calcolo

Per il dimensionamento e la verifica delle strutture definitive si analizza 1 sezione di calcolo individuata nella planimetria seguente.

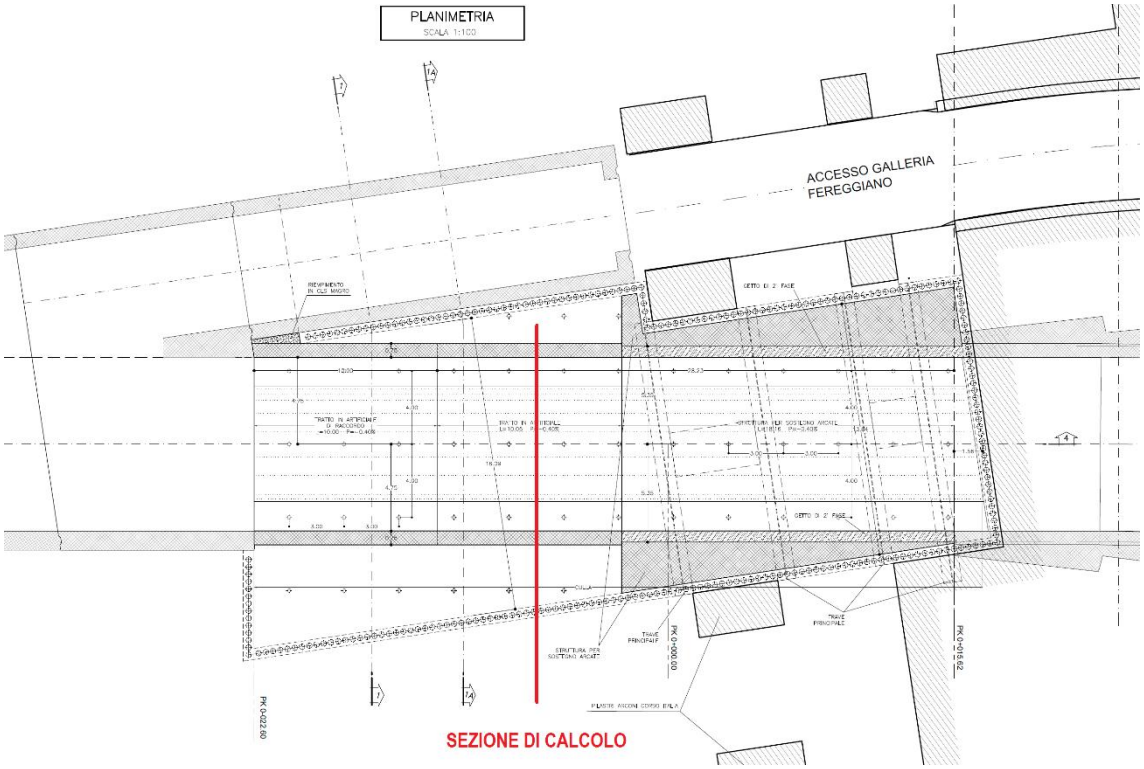


Figura 8-1 – Planimetria con indicazione della sezione di calcolo

8.1 Metodologia di analisi

L'analisi strutturale viene condotta con il codice di calcolo agli elementi finiti SAP2000. Viene eseguita un'analisi piana per metro lineare di struttura nelle sezioni individuate come rappresentative. Si considera che la sezione di calcolo sia rappresentativa del tratto di galleria artificiale policentrica e del tratto di transizione. In entrambi i casi la culla sarà connessa alle strutture verticali di piedritto a realizzare continuità strutturale.

Si evidenzia che l'analisi del manufatto viene eseguita in condizioni di manufatto vuoto, in quanto la presenza di acqua all'interno (e quindi di pressione idrostatica) agisce in modo favorevole sgravando la struttura dalle sollecitazioni indotte dalle azioni esterne.

La struttura viene modellata con riferimento alla linea d'asse, a mezzo di elementi asta ai quali sono assegnate le caratteristiche geometriche ed inerziali reali.

L'effetto del terreno che circonda la struttura viene schematizzato applicando agli elementi della platea e delle pareti laterali (solo fino a dove il paramento esterno è verticale) delle molle alla Winkler con costante di sottofondo valutata sulla base della rigidezza media del materiale:

k_w = 10 kg/cm^3 = 100000 kN/m^3

Tali molle sono caratterizzate da un comportamento a sola compressione, pertanto qualora per effetto delle condizioni di carico siano sollecitate a trazione, vengono automaticamente ignorate dal codice di calcolo. Tale condizione richiede ovviamente un'analisi di tipo non lineare.

8.2 Geometria di calcolo

Nelle figure seguenti si riporta la geometria considerata per il calcolo. La modellazione ha tenuto in considerazione la variazione dello spessore degli elementi strutturali laddove presente.

La quota di falda rispetto all'asse fondazione è stata dedotta dal profilo geologico cui si rimanda per eventuali dettagli.

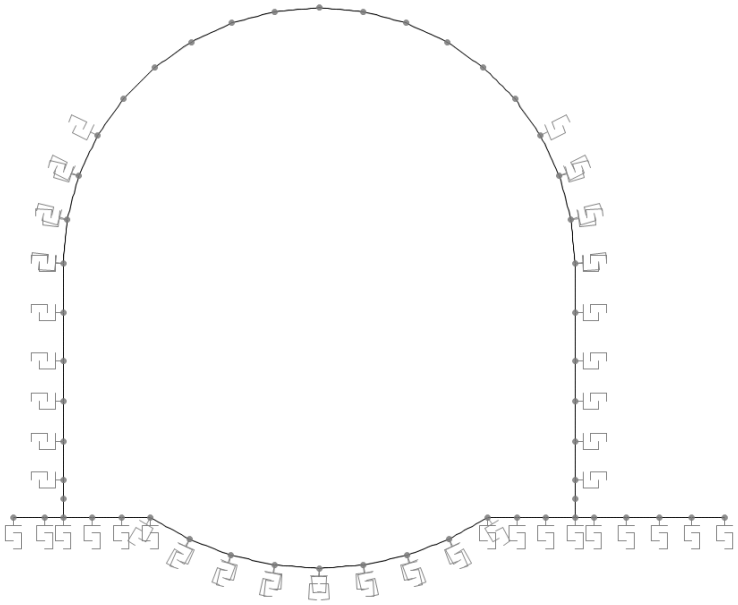


Figura 8-2 - Sezione 1

9 Risultati

Di seguito si riporta per la sezione di calcolo analizzata l'inviluppo dei risultati utilizzati per le verifiche ed in particolare:

- L'inviluppo delle sollecitazioni flettenti per le combinazioni di carico SLU
- L'inviluppo dello sforzo normale per le combinazioni di carico SLU
- L'inviluppo delle sollecitazioni a taglio per le combinazioni di carico SLU
- L'inviluppo delle sollecitazioni flettenti per le combinazioni di carico SLE_frequenti
- L'inviluppo dello sforzo normale per le combinazioni di carico SLE

9.1 Sezione 1

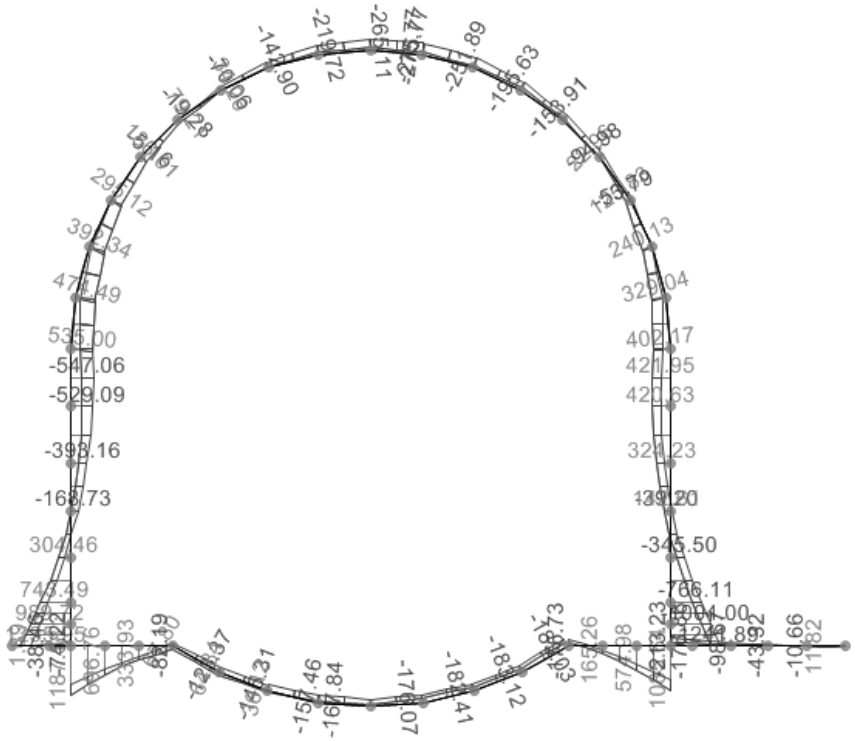


Figura 9-1 – Inviluppo momento flettente - combinazione SLU

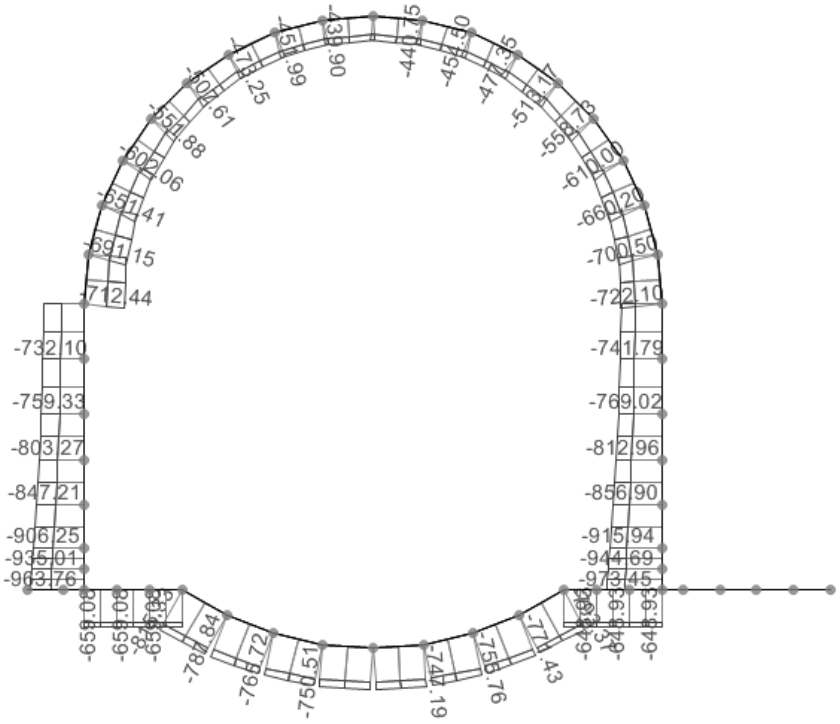


Figura 9-2 – Inviluppo sforzo normale - combinazione SLU (la rappresentazione non coerente è dovuta alla diversa orientazione degli assi degli elementi)

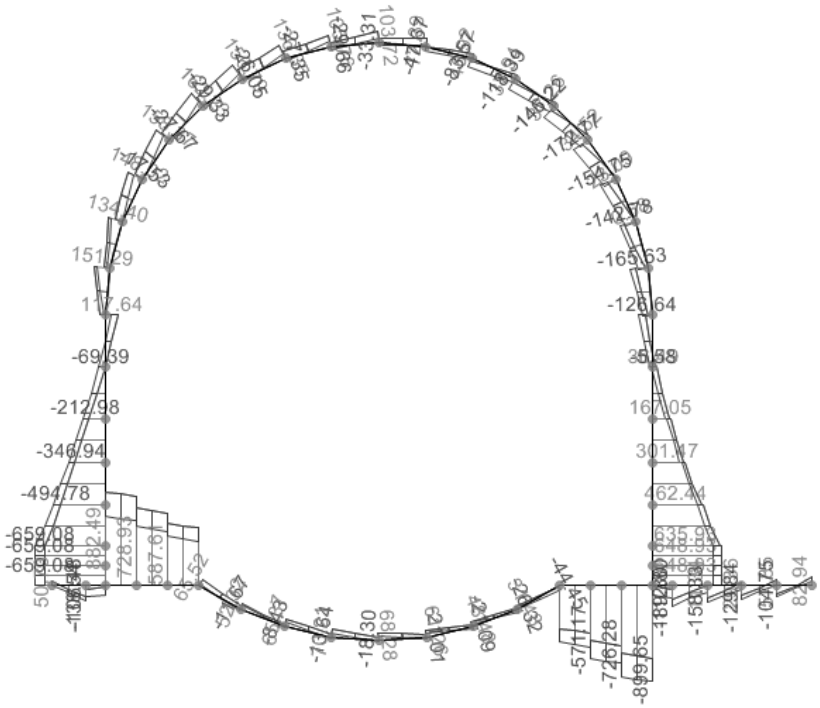


Figura 9-3 – Inviluppo taglio - combinazione SLU

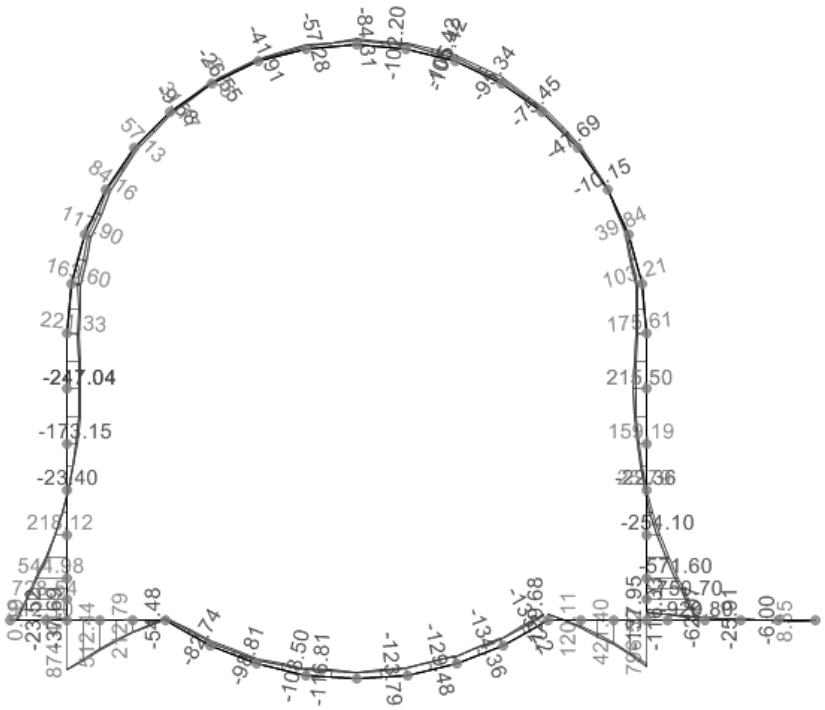


Figura 9-4 – Inviluppo momento flettente - combinazione SLE

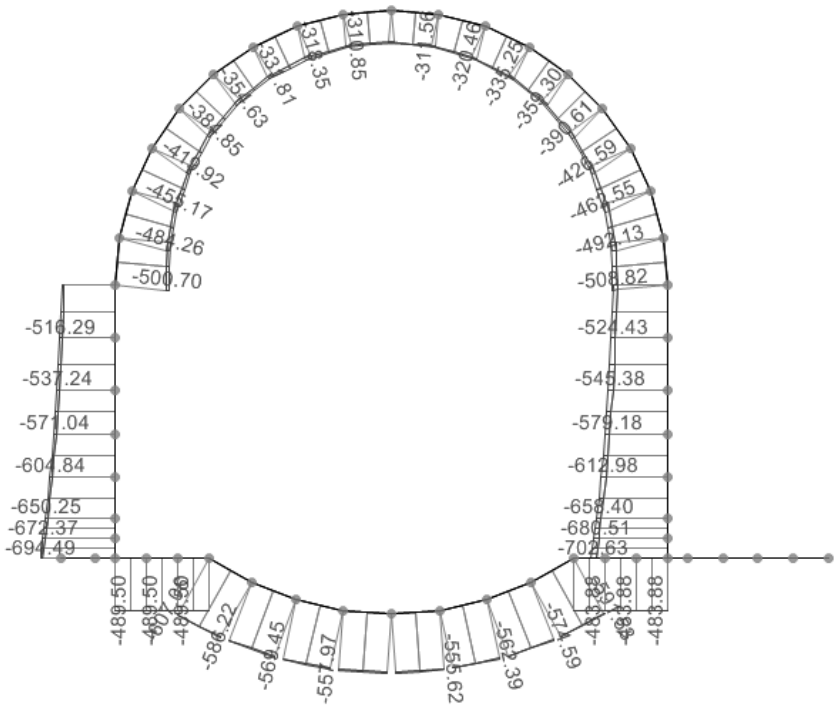


Figura 9-5 – Inviluppo sforzo normale - combinazione SLE (la rappresentazione non coerente è dovuta alla diversa orientazione degli assi degli elementi)

10 Verifiche

Di seguito si riportano per la sezione di calcolo analizzata le verifiche strutturali svolte. Nel dettaglio si verificano le sezioni maggiormente sollecitate in funzione degli spessori.

10.1 Sezione 1

Si riportano le verifiche degli elementi strutturali per la sezione di calcolo 1. La tabella seguente riassume le sollecitazioni massime per cui sono state effettuate le verifiche. Per ciascuna sezione valutata in termini di spessore e localizzazione si è considerata la massima azione flettente e il minimo sforzo assiale risultanti dall'inviluppo.

	SPESSORE	M_{SLU}	N_{SLU}	M_{SLE}	N_{SLE}
	cm	kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m
CALOTTA	75	547.06	406.59	247.04	492.00
BASE PIEDRITTO	236	1142.73	571.19	819.56	652.49
SOLETTA	150	696.76	568.39	512.44	477.34

Tabella 10-1 - Sollecitazioni massime sezione 1

Per quanto riguarda le verifiche a stato limite ultimo nella tabella seguente si riassumono i risultati delle verifiche a pressoflessione.

	SPESSORE	M_{SLU}	N_{SLU}	Armatura	M_{Rd}	FS
	cm	kNm/m	kN/m	Φmm/cm	kNm/m	-
CALOTTA	75	547.06	406.59	1+1Φ22/20	619.50	1.13
BASE PIEDRITTO	236	1142.73	571.19	1+1Φ26/40	1827.00	1.60
SOLETTA	150	696.76	568.39	1+1Φ20/20	1265.00	1.82

Tabella 10-2 - Verifiche pressoflessione SLU

Si riportano di seguito le verifiche a taglio trascurando lo sforzo normale.

RESISTENZA A TAGLIO DI PROGETTO

b	1000	mm
h	750	mm
A_c	750000	mm^2

$\Phi_{tr\ (max)}$	16	mm
c	50	mm
f_{ck}	35.00	MPa
N_{ed}	0	kN
V_{ed}	165.63	kN

$V_{Rd,c\ (min)}$	**267.65**	**kN**
$V_{Rd,c}$	**267.65**	**kN**

n	5	
Φ	22	mm
$A_{s,tesa}$	1901	mm^2
ρ_L	0.00253	

d	673	mm
k	1.545	
f_{cd}	19.83	MPa
v_{min}	0.398	

NON E' NECESSARIA SPECIFICA ARMATURA A TAGLIO

Tabella 10-3 - Verifica a taglio - Calotta sp 75 cm

RESISTENZA A TAGLIO DI PROGETTO

b	1000	mm
h	2360	mm
A_c	2360000	mm^2

$\Phi_{tr\ (max)}$	16	mm
c	50	mm
f_{ck}	35.00	MPa
N_{ed}	0	kN
V_{ed}	680.47	kN

$V_{Rd,c\ (min)}$	**696.93**	**kN**
$V_{Rd,c}$	**696.93**	**kN**

n	2.5	
Φ	26	mm
$A_{s,tesa}$	1327	mm^2
ρ_L	0.00056	

d	2281	mm
k	1.296	
f_{cd}	19.83	MPa
v_{min}	0.306	

NON E' NECESSARIA SPECIFICA ARMATURA A TAGLIO

Tabella 10-4 - Verifica a taglio – Base piedritto sp 236 cm

RESISTENZA A TAGLIO DI PROGETTO

b	1000	mm
h	1500	mm
A_c	1500000	mm^2

$\Phi_{tr\ (max)}$	16	mm
c	50	mm
f_{ck}	35.00	MPa
N_{ed}	0	kN
V_{ed}	728.93	kN

$V_{Rd,c\ (min)}$	**475.29**	**kN**
$V_{Rd,c}$	**475.29**	**kN**

PREDISPORRE ARMATURA A TAGLIO

V_{ed}	**728.9**	**kN**
V_{Rd}	**742.6**	**kN**

LA VERIFICA A TAGLIO E' SODDISFATTA

n	5	
Φ	20	mm
$A_{s,tesa}$	1571	mm^2
ρ_L	0.00105	

d	1424	mm
k	1.375	
f_{cd}	19.83	MPa
v_{min}	0.334	

Armatura a taglio - spilli

α	90	°
θ	30	°

Φ	16	mm
L_T maglia	400	mm
L_L maglia	600	mm
A_{sw}	502.7	mm^2
$A_{sw,eff}$	7602.8	mm^3

f_{yk}	450	Mpa
f_{yd}	391	Mpa
d	1424	mm
z	1281.6	mm
ν	0.5	

σ_{cp}	0	Mpa
α_{cw}	1	

$V_{Rd,s}$	**742.6**	**kN**
$V_{Rd,max}$	**5447.0**	**kN**

Tabella 10-5 - Verifica a taglio – Soletta sp 150 cm

Le verifiche tensionali e di apertura delle fessure si riportano nelle tabelle seguenti per le tre sezioni strutturali verificate.

M	247.04	kNm
N	492	kN
b	1000	mm
h	750	mm
R_{ck}	45	MPa
f_{ck}	37.35	MPa
f_{ctm}	3.35	MPa
E_{cm}	34625	MPa
E_s	210000	MPa
α_e	15.00	-

x	271.6	mm
σ_s	95.63	MPa
σ_c	4.313	MPa
$\sigma_{s,lim}$	313.04	MPa
$\sigma_{c,lim-QP}$	16.81	MPa

$\varepsilon_{sm,clc}$	-1.76E-04	-
$\varepsilon_{sm,min}$	2.73E-04	-
ε_{sm}	2.73E-04	-
Δ_{smax}	538.19	mm
w_d	0.147	mm

c_{netto}	50	mm
Φ_{staffe}	16	mm
d	673	mm
$n_{barre\ tese}$	5	-
$\Phi_{barre\ tese}$	22.0	mm
A_Φ	380	mm^2
A_s	1901	mm^2
$h_{c,eff}$	159.5	mm
$A_{c,eff}$	159466.7	mm^2
ρ_{eff}	0.012	-
k_t	0.4	-
k_1	0.8	-
k_2	0.5	-
k_3	3.4	-
k_4	0.425	-

Calcolo diametro equivalente		
Φ_1	22	mm
n_1	5	-
Φ_1		mm
n_1		-
Φ_{eq}	22.0	mm

Tabella 10-6 - Verifica pressoflessione SLE - Calotta sp 75 cm

M	819.56	kNm
N	652.49	kN
b	1000	mm
h	2360	mm
R_{ck}	45	MPa
f_{ck}	37.35	MPa
f_{ctm}	3.35	MPa
E_{cm}	34625	MPa
E_s	210000	MPa
α_e	15.00	-

x	690.3	mm
σ_s	71.26	MPa
σ_c	2.288	MPa
$\sigma_{s,lim}$	313.04	MPa
$\sigma_{c,lim-QP}$	16.81	MPa

$\varepsilon_{sm,clc}$	-7.06E-04	-
$\varepsilon_{sm,min}$	2.04E-04	-
ε_{sm}	2.04E-04	-
Δ_{smax}	882.08	mm
w_d	0.180	mm

c_{netto}	50	mm
Φ_{staffe}	16	mm
d	2281	mm
$n_{barre\ tese}$	2.5	-
$\Phi_{barre\ tese}$	26.0	mm
A_Φ	531	mm^2
A_s	1327	mm^2
$h_{c,eff}$	197.5	mm
$A_{c,eff}$	197500	mm^2
ρ_{eff}	0.007	-
k_t	0.4	-
k_1	0.8	-
k_2	0.5	-
k_3	3.4	-
k_4	0.425	-

Calcolo diametro equivalente		
Φ_1	26	mm
n_1	2.5	-
Φ_1		mm
n_1		-
Φ_{eq}	26.0	mm

Tabella 10-7 - Verifica pressoflessione SLE – Base piedritto sp 236 cm

M	512.44	kNm
N	477.34	kN
b	1000	mm
h	1500	mm
R_{ck}	45	MPa
f_{ck}	37.35	MPa
f_{ctm}	3.35	MPa
E_{cm}	34625	MPa
E_s	210000	MPa
α_e	15.00	-

x	409.5	mm
σ_s	107	MPa
σ_c	2.88	MPa
$\sigma_{s,lim}$	313.04	MPa
$\sigma_{c,lim-QP}$	16.81	MPa

$\varepsilon_{sm,clc}$	-3.59E-04	-
$\varepsilon_{sm,min}$	3.06E-04	-
ε_{sm}	3.06E-04	-
Δ_{smax}	635.66	mm
w_d	0.194	mm

c_{netto}	50	mm
Φ_{staffe}	16	mm
d	1424	mm
$n_{barre\ tese}$	5	-
$\Phi_{barre\ tese}$	20.0	mm
A_Φ	314	mm^2
A_s	1571	mm^2
$h_{c,eff}$	190.0	mm
$A_{c,eff}$	190000	mm^2
ρ_{eff}	0.008	-
k_t	0.4	-
k_1	0.8	-
k_2	0.5	-
k_3	3.4	-
k_4	0.425	-

Calcolo diametro equivalente		
Φ_1	20	mm
n_1	5	-
Φ_1		mm
n_1		-
Φ_{eq}	20.0	mm

Tabella 10-8 - Verifica pressoflessione SLE – Soletta/culla sp 150 cm

11 Verifica a galleggiamento

Di seguito si riporta per la sezione di calcolo 1 le verifiche a galleggiamento nel caso di lungo termine in cui si prevede un innalzamento eccezionale della falda a 2.5 m.

Come forze stabilizzanti si considerano il peso proprio della struttura e il terreno di rinterro.

L'analisi è svolta al metro in direzione longitudinale.

SEZIONE 1

F_{inst} = 1445 kN/m

$F_{stab} = G_{culla} + G_{galleria} + G_{terreno} = (21.7+33.2+51.2) \cdot 25 = 2651$ kN/m

$0.9\ F_{stab} / 1.1\ F_{inst} = 1.5$

In fase temporanea si considera la presenza della sola soletta di contrasto (sezione 1) o culla (sezione 2) e una quota di falda massima pari a +1.00 m slm. In questo caso è necessario introdurre dei tiranti di ancoraggio alla base per garantire la stabilità. Si considerano tiranti Φ36 mm disposti longitudinalmente a 3 m di interasse al di sotto della culla; in sezione trasversale se ne considerano 4. Ciascuno di essi presenta una resistenza ultima di 960 kN che fattorizzata per 1.15 dà 834 kN di resistenza per tirante.

SEZIONE 1

F_{inst} = 1234 kN/m

$F_{stab} = G_{culla} + R_{d,tirante}/3m \cdot 4 = 1.5 \cdot 25 \cdot 14.1 + 834 / 3 \cdot 4 = 1640$ kN/m

$0.9\ F_{stab} / 1.1\ F_{inst} = 1.31$