

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



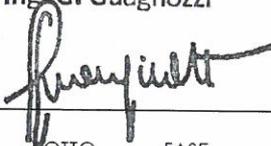
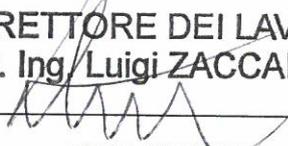
INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

**TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI
PROGETTO ESECUTIVO**

NUOVA VIABILITA' VIA ERZELLI - VIA BORZOLI

Galleria Naturale - Imbocco galleria lato Borzoli

Relazione di calcolo

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio Cociv Ing. G. Guagnozzi 	VALIDO PER COSTRUZIONE IL DIRETTORE DEI LAVORI Dott. Ing. Luigi ZACCARIA 

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 1	E	C V	C L	G A S A 0 0	0 0 1	C

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Emissione	Rocksoil 	25/06/12	Ing.F. Colla 	27/06/12	E. Pagani 	29/06/12	Ing. E. Ghislandi 
B00	Revisione a seguito istruttorie DL 001-U-28/09/12-DL-IG51/01-dl ed ITF IG51-01-E-07-IS-GASA-00-002-A	Rocksoil 	24/10/12	Ing.F. Colla 	26/10/12	E. Pagani 	29/10/12	
C00	Revisione a seguito osservazioni Italferr	Rocksoil 	31/10/12	Ing.F. Colla 	02/11/12	E. Pagani 	05/11/12	

n. Elab.: Stampato dal Service di plottaggio ITALFERR S.p.A. File: IG5101ECVCLGASA00001C00



INDICE

INDICE.....	3
1. INTRODUZIONE.....	5
2. NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI.....	6
2.1. Normativa Sismica.....	6
3. MATERIALI IMPIEGATI.....	8
3.1. Muri di sostegno.....	8
3.2. Concio d'attacco.....	8
4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO.....	11
5. INQUADRAMENTO DELL'OPERA E PROPOSTA DI INTERVENTO.....	12
5.1. FASI ESECUTIVE.....	13
5.2. Dima e Concio d'attacco.....	14
5.2.1. Fase 1: Consolidamento al contorno della galleria naturale.....	14
5.2.2. Fase 2: Realizzazione della dima.....	14
5.2.3. Fase 3: Realizzazione concio e sezione d'attacco.....	14
6. METODI DI ANALISI.....	16
6.1. Muri in c.a.	16
6.1.1. Calcolo della spinta sul muro.....	16
6.1.2. Verifica a ribaltamento.....	18
6.1.3. Verifica a scorrimento.....	18
6.1.4. Verifica al carico limite.....	19
6.1.5. Verifiche statiche.....	22
6.2. Concio d'attacco.....	24
6.2.1. Ipotesi di carico.....	24
6.2.2. Modello di calcolo.....	25
7. VERIFICA DELLE SEZIONI PROGETTUALI.....	27
7.1. Muri in c.a.	27
7.1.1. Sezione Tipo 1.....	29
7.1.2. Sezione Tipo 2.....	36
7.1.3. Sezione Tipo 3.....	43
7.1.4. Sezione Tipo 4.....	50
7.1.5. Sezione Tipo 5.....	57
7.2. Concio di attacco.....	64
7.2.1. Modello strutturale.....	64
7.2.2. Vincoli elastici.....	65

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVCLGASA00001C00

Foglio
4 di 79

7.2.3.	Carichi agenti	66
7.2.4.	Verifiche statiche concio d'attacco.....	68
8.	CONCLUSIONI	70
9.	ALLEGATI.....	71
9.1.	Concio di attacco	71

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVCLGASA00001C00
	Foglio 5 di 79

1. INTRODUZIONE

Nella presente relazione sono illustrate le scelte progettuali e le verifiche di dimensionamento dei muri in c.a., della galleria artificiale e del concio di attacco facenti parte dell'imbocco lato Borzoli della Galleria Borzoli-Erzelli, ubicato alla progressiva Km 0+026.50, nell'ambito della progettazione esecutiva della "Nuova viabilità nella tratta Via Borzoli – Via Erzelli" connessa al sistema ad Alta Velocità/Alta Capacità della linea Terzo Valico dei Giovi - Milano-Genova.

Le analisi sono state condotte in assenza di spinta idrostatica, dato che il livello piezometrico si trova ben al di sotto del piano di scavo.

Per quanto concerne le caratteristiche geologiche, idrogeologiche e la caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso presente in corrispondenza dell'imbocco, si rimanda agli elaborati specifici.

Le opere oggetto di verifica ricadono in zona sismica classificata come "zona 4". Nel seguito la progettazione è conforme a quanto previsto dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274 del 20/03/2003.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVCLGASA00001C00	Foglio 6 di 79

2. NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI

Il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali sono stati svolti nel rispetto delle norme vigenti riportate nel seguente elenco:

- L. 5/11/1971 n. 1086 : "Norme per la disciplina delle opere in cemento armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- D.M. 11/03/1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- Circ. Min. 24/9/1988 n. 30483: "Norme tecniche per terreni e fondazioni: istruzioni applicative del D.M. 11/3/1988".
- D.M. 9/01/1996: "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- Circ. Min. 15/10/1996 n. 252: "Istruzioni relative alle Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. 16/01/1996: "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi".
- Circ. Min 4/07/1996 n. 156 STC: "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi".
- EC2_UNI-ENV-1992 : "Progettazione Strutture in c.a."
- EC3_UNI-ENV-1993 : "Progettazione delle strutture in acciaio".
- EC7_UNI-ENV-1997 : "Progettazione geotecnica"
- EC8_UNI-ENV-1998 : "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture"
- Raccomandazioni AICAP (Maggio 1993): "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce".
- Associazione Geotecnica Italiana "Aspetti geotecnica della progettazione in zona sismica – Linee guida" Patron Editore, Bologna. Ed. provvisoria marzo 2005.
- ISO 23469 "Bases for design of structures — Seismic actions for designing geotechnical works" First edition 2005-11-15.

2.1. Normativa Sismica

Per quanto riguarda l'analisi delle opere di imbocco in condizioni sismiche, il calcolo viene svolto con il procedimento pseudo-statico, in cui l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto delle forze di gravità per un coefficiente sismico,

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVCLGASA00001C00 <table border="1" data-bbox="1388 302 1495 362"> <tr> <td>Foglio 7 di 79</td> </tr> </table>	Foglio 7 di 79
Foglio 7 di 79		

come previsto dall'Ordinanza Ministeriale n°3274. Saranno seguite inoltre le prescrizioni dell'Eurocodice 8 (Appendice E).

L'azione sismica verrà quindi considerata nel calcolo dei coefficienti di spinta inserendo i coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$K_h = \frac{S \cdot a_g}{r}$$

$$K_v = 0.5 \cdot K_h$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG5101ECVCLGASA00001C00		Foglio 8 di 79

3. MATERIALI IMPIEGATI

3.1. Muri di sostegno

Acciaio per armature:	B450C controllato in stabilimento
Calcestruzzo strutturale	Muri rivestiti C25/30, Tipo CEM III-V, XC2, S4 Muri non rivestiti C32/40, Tipo CEM III-V, XF1, S4
Magrone di pulizia di sottofondo	Rm \geq 15 MPa, Tipo CEM I-V, X0

Le verifiche strutturali sono condotte mediante il metodo delle tensioni ammissibili, considerando sempre a favore di sicurezza una classe di CLS pari alla C25/30; nel seguito si indicano i valori di resistenza di progetto per i vari materiali.

Acciaio B450C	σ_{amm} = 160 MPa (*)
Calcestruzzo strutturale armato C25/30	σ_{amm} = 9.75 MPa

(*) In condizioni sismiche o in condizioni di esercizio con verifica a fessurazione σ_{amm} = 255 MPa

3.2. Concio d'attacco

Consolidamenti e rivestimenti provvisori

Spritz beton fibrorinforzato	<ul style="list-style-type: none"> - Resistenza media su carote $h/\phi = 1$ a 48 ore \geq 13 MPa, a 28 gg \geq 30 MPa - dosaggio per fibre in acciaio \geq 35 kg/m³ - diametro fibre 0.5 mm
Spritz beton	<ul style="list-style-type: none"> - Resistenza media su carote $h/\phi = 1$ a 48 ore \geq 13 MPa, a 30 gg \geq 30 MPa
Acciaio per centine, piastre e collegamenti:	S275J2
Acciaio per infilaggi:	S355J2
Acciaio per armatura e rete elettrosaldata:	B450C controllato

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG5101ECVCLGASA00001C00		Foglio 9 di 79

Impermeabilizzazione in PVC	<ul style="list-style-type: none"> - teli sp. 2+/-0.5 mm, - Resistenza a trazione ≥ 15 MPa - Allungamento a rottura $\geq 250\%$ - Resistenza alla lacerazione ≥ 100N/mm - Resistenza alla giunzione ≥ 10.5 MPa - Stabilità al calore = 70°C - Flessibilità a freddo = -30°C - Resistenza alle soluzioni acide alcaline = +/-20% max allungamento - Comportamento al fuoco B2 - Resistenza alla pressione dell'acqua a 1 MPa per 10 ore : impermeabile
Infilaggi metallici	<ul style="list-style-type: none"> - Diametro esterno = 88.9 mm - Spessore = 10 mm - Diametro di perforazione = 120-130 mm - Perforazione eseguita a secco
Miscele cementizie per cementazione a bassa pressione	Cemento 42.5R <ul style="list-style-type: none"> - Rapporto a/c = 0.5-0.7 - Fluidificante = 4 % di peso sul cemento - Resistenza a compressione a 48 ore > 5 MPa

Rivestimenti definitivi

Acciaio per armatura:	B450C controllato
Calcestruzzo strutturale calotta e piedritti	C25/30, Tipo CEM III-V, XC2, S4
Calcestruzzo strutturale arco rovescio	C25/30, Tipo CEM III-V, XC2, S3
Magrone di pulizia di sottofondo	Rm ≥ 15 MPa, Tipo CEM I-V,X0

Le verifiche strutturali sono condotte mediante il metodo delle tensioni ammissibili; nel seguito si indicano i valori di resistenza di progetto per i vari materiali.

Acciaio S275J2	$\sigma_{amm} = 190$ MPa
Acciaio tubi S355J2	$\sigma_{amm} = 240$ MPa
Acciaio B450C	$\sigma_{amm} = 160$ Mpa (*)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVCLGASA00001C00 Foglio 10 di 79

Calcestruzzo proiettato $R_{ck} \geq 25$ Mpa	$\sigma_{amm} = 25/1.3 = 19.23$ Mpa
Calcestruzzo strutturale armato C25/30	$\sigma_{amm} = 9.75$ Mpa $\tau_{c0} = 0.60$ Mpa $\tau_{c1} = 1.80$ Mpa

(*) In condizioni sismiche o in condizioni di esercizio con verifica a fessurazione $\sigma_{amm} = 255$ Mpa

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG5101ECVCLGASA00001C00		Foglio 11 di 79

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

Per le indicazioni relative all'inquadramento geologico e geomorfologico dell'area in esame si rimanda alle relazioni specifiche

Di seguito si riportano i valori medi assunti per i principali parametri geomeccanici del terreno naturale:

Strati	Descrizione	Spessore	gamma (kN/mc)	c' (kPa)	phi' (°)	E (MPa)	Coeff Poisson
Strato 1	basalti molto alterati e molto fratturati	variabile; in genere compreso tra 3-6m	21-22	50-100	27-30	200-500	0,35
Strato 2	basalti fratturati e parzialmente alterati	variabile; in genere compreso tra 2,5-4,5m	22-23	100-300	29-33	500-2000	0.3
Strato 3	basalti più resistenti	-	24-26	300-500	30-35	2000-4000	0,3

Per il terreno di fondazione dei muri di sostegno e quello al di sotto del solettone del concio d'attacco si è fatto riferimento allo strato 3 per il quale si è assunto cautelativamente un valore della coesione di 200 KPa.

Per quanto riguarda il terreno di ritombamento (muri e concio d'attacco) sono stati assunti i valori riportati di seguito:

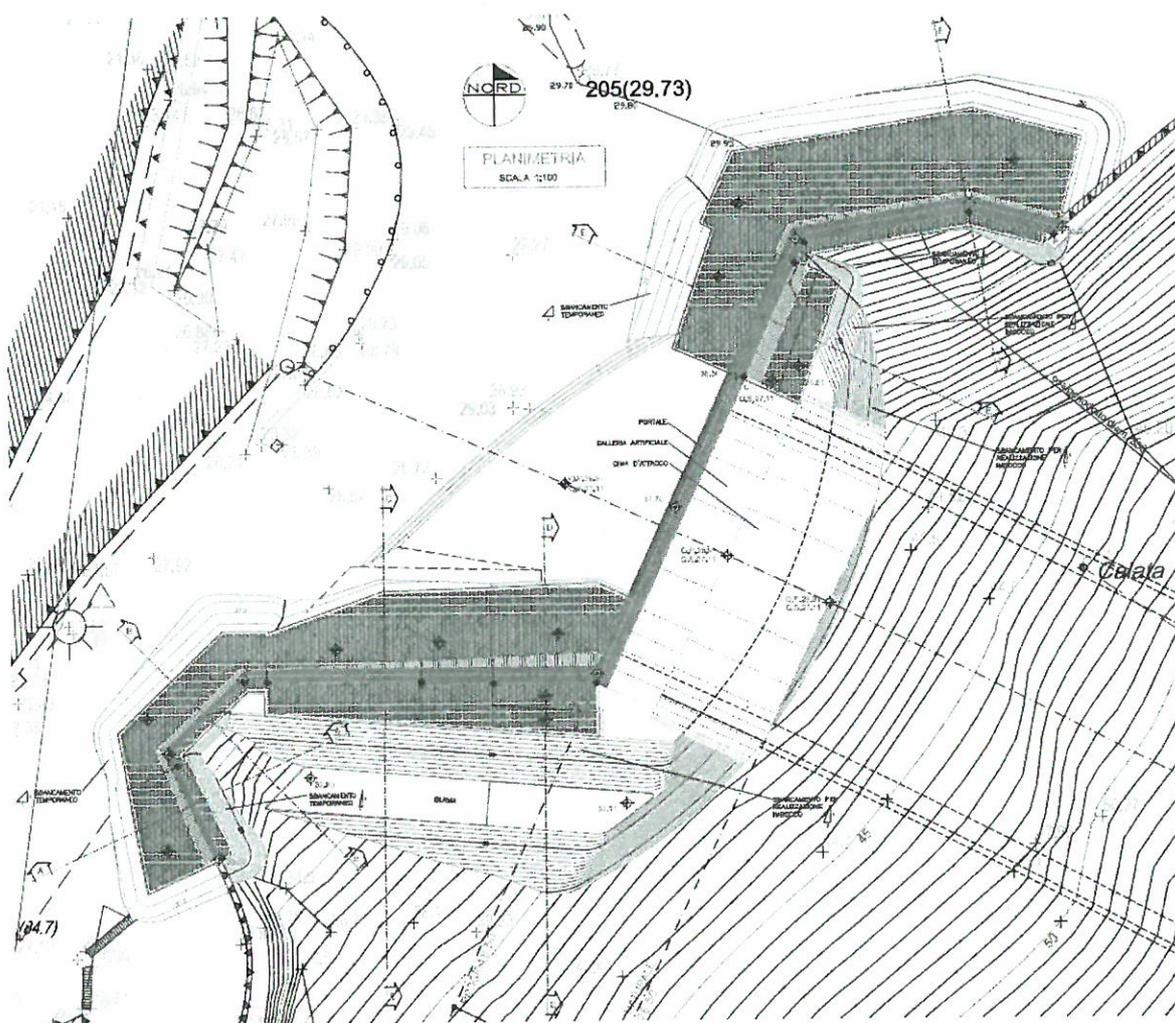
- peso di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
- coesione drenata: $c' = 0 \text{ MPa}$;
- angolo di attrito: $\phi' = 32^\circ$,
- $\nu' = 0.30$, coefficiente di Poisson

5. INQUADRAMENTO DELL'OPERA E PROPOSTA DI INTERVENTO

Per l'imbocco lato Borzoli della galleria Borzoli - Erzelli, in considerazione della presenza di pareti rocciose molto inclinate (fino a $60^\circ - 70^\circ$), costituite da basalti appartenenti alla formazione denominata "Basalti dell'Unità Timone - Teiolo" con buone proprietà geomeccaniche, si è previsto un attacco di tipo diretto, effettuando sbancamenti in roccia e provvedendo alla stabilizzazione delle pareti mediante la messa in opera di chiodature, reti metalliche di contenimento e spritz-beton.

Una volta eseguite le chiodature si provvederà a realizzare la dima d'attacco e in seguito il concio d'attacco. I muri di sostegno che verranno dimensionati nel seguito avranno la funzione di sostenere i terreni di riempimento degli scavi in roccia.

Per il dimensionamento della chiodatura si rimanda all'elaborato "IG5101ECVCLGASA04001C00 - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE OPERE DI PROTEZIONE DEGLI SCAVI"



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
IG5101ECVCLGASA00001C00	
Foglio 13 di 79	

Sezione tipo

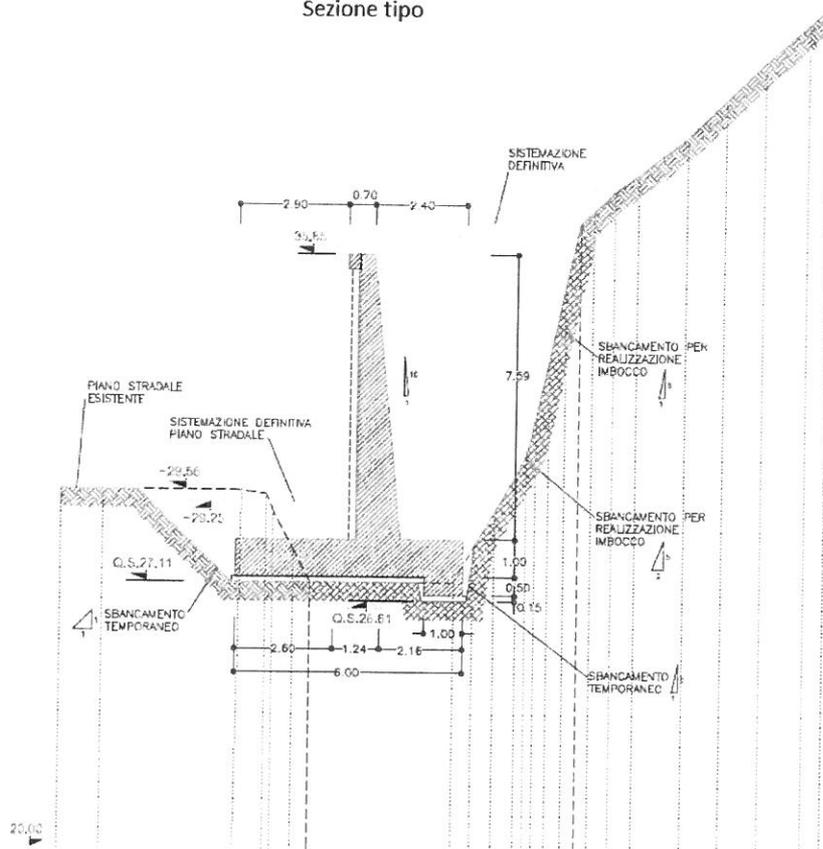


Figura 5-1: Inquadramento dell'opera

5.1. FASI ESECUTIVE

La realizzazione dell'imbocco in esame prevede i seguenti interventi:

- Esecuzione delle piste d'accesso;
- realizzazione della scarpata a protezione del futuro imbocco stabilizzata mediante uno strato di spritz-beton di spessore 8.0 cm armato con rete elettrosaldata ϕ 6 maglia 10 x 10;
- scavo di sbancamento e riprofilatura;
- realizzazione degli interventi di sostegno mediante chiodatura e contemporanea posa in opera della rete rete elettrosaldata e spritz-beton;
- realizzazione degli interventi di consolidamento previsti per la sezione di attacco della galleria con infilaggi metallici;
- realizzazione della dima di attacco a protezione degli scavi;
- scavo del primo campo d'avanzamento secondo le indicazioni progettuali;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVCLGASA00001C00 Foglio 14 di 79

- getto del concio d'attacco della galleria naturale;
- scavo delle fondazioni getto dei muri di sostegno
- ritombamento finale e sistemazione dell'imbocco.

5.2. Dima e Concio d'attacco

Una volta completato lo scavo di sbancamento si procede, senza soluzione di continuità, all'esecuzione sul fronte di tutti gli interventi di consolidamento necessari per l'attacco della galleria naturale. Per stabilizzare al meglio gli scavi si prevede di realizzare una dima di lunghezza totale di 7.50 m in tal modo la galleria artificiale viene inglobata totalmente nel concio d'attacco.

5.2.1. Fase 1: Consolidamento al contorno della galleria naturale

Consolidamento al contorno

Si realizza la coronella di infilaggi metallici non valvolati orizzontali al contorno della futura sezione di scavo della galleria, secondo le geometrie di progetto, mediante l'inserimento di n. 55 tubi in acciaio S355 J2, $\Phi=88.9\text{mm}$, $L=15\text{m}$, $Sp=10\text{mm}$, sovrapposizione 7.0m; circa 1.0m di tubo deve essere lasciato al di fuori del fronte di scavo per essere poi inglobato nel getto della dima d'attacco.

Le fasi costruttive sono le seguenti:

- perforazione eseguita a secco o mediante agenti schiumogeni $\Phi=120-130\text{ mm}$;
- inserimento del tubo in acciaio $\Phi=88.9\text{ mm}$ $Sp=10\text{mm}$, S355 J2;

Le sequenze operative andranno adattate alle caratteristiche dell'ammasso ma dovranno comunque essere tali da garantire un buon ancoraggio del tubo d'acciaio.

5.2.2. Fase 2: Realizzazione della dima

Terminati gli interventi di consolidamento descritti, si costruisce la dima d'attacco alla galleria, secondo le seguenti fasi costruttive:

- Immediato posizionamento della centinatura metallica all'intradosso della dima;
- Casseratura e getto della dima d'attacco con conglomerato cementizio (C25/30).

5.2.3. Fase 3: Realizzazione concio e sezione d'attacco

Si esegue un primo avanzamento in naturale, secondo le seguenti fasi costruttive:

- Avanzamento a piena sezione, realizzando sfondi di circa 1.00 m e posa immediata del rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton proiettato fibrorinforzato $sp = 25\text{ cm}$ e centine metalliche 2IPN180/m passo 1.00 m, per una lunghezza circa 7.00 m;

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG5101ECVCLGASA00001C00</p>
	<p>Foglio 15 di 79</p>

- Al termine dell'avanzamento complessivo, il fronte di scavo va sagomato a forma concava (f \approx 1.50 m) e protetto con uno strato di spritz-beton sp = 10 cm fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata. Gli avanzamenti successivi sono descritti nel progetto della galleria naturale;
- Getto di uno spessore minimo di 10 cm di cls di magrone di pulizia;
- Posizionamento dell'armatura, della casseratura e getto dell'arco rovescio del concio d'attacco fino alla quota di ripresa di getto, secondo quanto indicato negli elaborati grafici relativi;
- Posizionamento dell'armatura, della casseratura e getto dei piedritti e della calotta del concio d'attacco, secondo quanto indicato negli elaborati grafici relativi.
- I getti di arco rovescio, murette e calotta del concio di attacco potranno essere realizzati dopo aver già effettuato il minimo avanzamento nella galleria naturale sufficiente a fornire al Cantiere gli spazi operativi necessari, ma sempre in funzione di quanto rilevato direttamente in opera e tramite il sistema di monitoraggio previsto.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Foglio 16 di 79
IG5101ECVCLGASA00001C00		

6. METODI DI ANALISI

6.1. Muri in c.a.

Le opere di stabilizzazione e sostegno degli scavi previste in prossimità dell'imbocco sono costituite da muri in calcestruzzo armato gettati in opera che presentano altezze del paramento verticale e impronta delle fondazioni variabili.

Nel seguito si illustrano i criteri generali seguiti per il dimensionamento di dette opere.

Le verifiche dei muri sono eseguite secondo i metodi dell'equilibrio limite ed il calcolo è effettuato con riferimento al seguente schema:

- calcolo della spinta del terreno;
- verifica a ribaltamento;
- verifica a scorrimento del muro sul piano di posa;
- verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite).

Per le analisi è stato definito un sovraccarico accidentale uniformemente distribuito pari a 10 kN/m² applicato sul terreno a tergo del muro.

Le combinazioni di calcolo utilizzate per le verifiche sono le seguenti:

- statica (spinta muro + pesi propri + sovr. accidentale)
- sismica (spinta muro + pesi propri + sovr. accidentale + sisma orizzontale)

Le verifiche statiche sono state svolte con il metodo delle tensioni ammissibili.

6.1.1. Calcolo della spinta sul muro

La spinta esercitata su un muro di altezza H è valutata secondo la teoria di Coulomb.

Per un terrapieno di peso specifico γ la spinta è espressa dalla seguente relazione:

$$S_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot K_a \cdot H^2 - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a} \cdot H$$

In presenza di un sovraccarico uniforme q, alla spinta del terrapieno si somma la spinta dovuta al sovraccarico q secondo la relazione:

$$S_q = q \cdot K_a \cdot H$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
IG5101ECVCLGASA00001C00	
Foglio 17 di 79	

In entrambe le relazioni il coefficiente di spinta attiva K_a è determinabile con la formula di Muller – Breslau:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi'_{t,d} - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta_d + \beta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_{t,d} + \delta_d) \cdot \sin(\varphi'_{t,d} - \varepsilon)}{\cos(\varepsilon - \beta) \cdot \cos(\delta_d + \beta)}} \right]^2}$$

In condizioni sismiche la spinta è calcolata secondo le seguenti espressioni:

$$S_t = \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot K_a \cdot H^2 - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \cdot H \right] \cdot (1 - k_v)$$

$$S_q = q \cdot K_a \cdot H \cdot (1 - k_v)$$

dove il coefficiente di spinta attiva K_a è determinabile con la formula di Mononobe – Okabe:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi'_{t,d} - \theta - \beta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta_d + \beta + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_{t,d} + \delta_d) \cdot \sin(\varphi'_{t,d} - \theta - \varepsilon)}{\cos(\varepsilon - \beta) \cdot \cos(\delta_d + \beta + \theta)}} \right]^2}$$

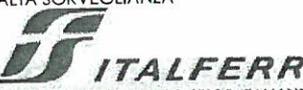
$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

Oltre alla spinta del terreno e del sovraccarico, in fase sismica occorre tener conto anche delle forze d'inerzia verticali ed orizzontali legate alle masse:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi permanenti.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Foglio 18 di 79
IG5101ECVCLGASA00001C00		

6.1.2. Verifica a ribaltamento

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

La Normativa impone che sia $\eta \geq 1.5$. Deve quindi essere verificata la seguente diseuguaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo.

6.1.3. Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere inferiore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. In particolare, la normativa richiede che il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s sia

$$\frac{F_r}{F_s} \geq 1.3$$

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

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

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

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVCLGASA00001C00
	Foglio 19 di 79

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , in questo caso è assunto pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione; c_a è posto cautelativamente pari al 50% della coesione minima della fondazione.

6.1.4. Verifica al carico limite

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

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

La Normativa Italiana (D.M. 1988) impone che $\eta_q \geq 2.0$

Le espressioni di Hansen utilizzate per il calcolo della capacità è la seguente:

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

in cui d_c, d_q, d_γ , sono i fattori di profondità; s_c, s_q, s_γ , sono i fattori di forma; i_c, i_q, i_γ , sono i fattori di inclinazione del carico; b_c, b_q, b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa; g_c, g_q, g_γ , sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori N_c, N_q, N_γ sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) c \tan \phi$$

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \phi$$

I vari fattori che compaiono nella espressione del carico ultimo sono ricavabili mediante le relazioni seguenti.

Fattori di forma

$$\text{per } \phi=0 \quad s_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad s_c = 1 - \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 - \frac{B}{L} \operatorname{tg} \phi$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di profondità

Si definisce il parametro k come

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \operatorname{arctg} \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1$$

I vari coefficienti si esprimono come

$$\text{per } \phi=0 \quad d_c = 0.4k$$

$$\text{per } \phi>0 \quad d_c = 1 - 0.4k$$

$$d_q = 1 - 2 \operatorname{tg} \phi (1 - \sin \phi)^2 k$$

$$\dots = 1$$

Fattori di inclinazione del carico

$$\text{per } \phi = 0 \quad i_c = 1 - 2 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \tau_a}} \right)$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V - A_f \tau_a \text{ctg} \phi} \right)^5$$

$$\text{per } \eta = 0 \quad i_{..} = \left(1 - \frac{0.7H}{V - A_f \tau_a \text{ctg} \phi} \right)^5$$

$$\text{per } \eta > 0 \quad i_{..} = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ + 450^\circ)H}{V - A_f \tau_a \text{ctg} \phi} \right)^5$$

Indicando con V e H le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con A_f l'area efficace della fondazione ottenuta come $A_f = B' \times L'$ (B' e L' sono legate alle dimensioni effettive della fondazione B, L e all'eccentricità del carico e_B , e_L dalle relazioni $B' = B - 2e_B$ $L' = L - 2e_L$) e con η l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ($\eta=0$ per fondazione orizzontale), i fattori di inclinazione del carico si esprimono come riportato nel modo seguente:

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$\text{per } \phi=0 \quad b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = e^{-2.71 \eta^\circ}$$

$$b_{..} = e^{-2.71 \eta^\circ}$$

Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con β la pendenza del pendio i fattori g si ottengono dalle espressioni seguenti:

$$\text{per } \phi=0 \quad g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$g_q = g_r = (1 - 0.05 \tan \beta)^\delta$$

Per poter applicare la formula di Hansen devono risultare verificate le seguenti condizioni:

$$H < \sqrt{t g \delta} - A_c c_a$$

$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_r > 0$$

$$\beta - \eta \leq 90^\circ$$

6.1.5. Verifiche statiche

Le verifiche statiche sono state svolte con il metodo delle tensioni ammissibili, considerando i seguenti valori delle tensioni ammissibili:

Acciaio B450C	$\sigma_{amm} = 160 \text{ MPa}$ $\sigma_{amm} = 255 \text{ MPa}$ (con verifica a fessurazione)
Calcestruzzo strutturale armato C25/30	$\sigma_{amm} = 9.75 \text{ Mpa}$ $\tau_{c0} = 0.60 \text{ Mpa}$ $\tau_{c1} = 1.80 \text{ Mpa}$

La verifica a fessurazione è stata svolta secondo il D.M.L.P. 09/07/96.

Secondo tale normativa, in funzione della classe di esposizione (ambiente poco aggressivo), si ritengono accettabili aperture fessurative minori di 0.2 mm. In questo caso poiché il copriferro è pari a 5 cm $> 1.5 \cdot c_{min}$ (con $c_{min} = 2.5 \text{ cm}$), è ammesso un aumento del limite di apertura delle fessure. Il limite di apertura w_k sarà pari a

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVCLGASA00001C00 <table border="1" style="float: right;"> <tr> <td>Foglio 23 di 79</td> </tr> </table>	Foglio 23 di 79
Foglio 23 di 79		

$$0.2 \cdot 1.5 = 0.3 \text{ mm.}$$

Si considera quindi:

$$M_{f II} = W_i \cdot f_{cfm}$$

dove

$$f_{cfm} = 1.2 \cdot 0.27 (Rck)^{2/3} \quad (\text{N/mm}^2)$$

L'apertura delle fessure vale:

$$w_k = 1.7 \cdot w_m = 1.7 \cdot s_{rm} \cdot \epsilon_{sm}$$

dove:

$$s_{rm} = 2(c+s/10) + k_2 k_3 \Phi / \rho_r$$

$$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s (1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2)$$

dove:

- c = copriferro netto armatura tesa
- s = interasse tra i ferri
- k₂ = 0.4 per barre ad aderenza migliorata
- k₃ = 0.125 per diagramma delle s triangolare, dovuto a flessione o pressoflessione
- Φ = diametro delle barre
- ρ_r = A_s/A_{c,eff}
- σ_s = tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la combinazione di azioni considerata
- σ_{sr} = tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la sollecitazione corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione f_{ctm} nella fibra di calcestruzzo più sollecitata nella sezione interamente reagente.
- β₁ = 1 per barre ad aderenza migliorata
- β₂ = 0.5 nel caso di azioni di lunga durata o ripetute.

Per quanto riguarda le verifiche a taglio, le tensioni tangenziali sono calcolate come:

$$\tau = \frac{T}{0.9 \cdot b \cdot d}$$

con:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVCLGASA00001C00 Foglio 24 di 79

T = taglio agente sulla sezione;

b = larghezza della sezione (1 m)

d = altezza utile della sezione

6.2. Concio d'attacco

6.2.1. Ipotesi di carico

Come anticipato nei paragrafi precedenti la dima verrà prolungata per tutta la lunghezza della galleria artificiale pertanto il dimensionamento del concio d'attacco può considerarsi valido anche per la galleria artificiale.

Per le analisi è analizzata la sezione in corrispondenza della progressiva in cui si ha la massima altezza di ritombamento.

I carichi agenti sul concio sono i seguenti:

- Peso proprio della struttura valutato automaticamente dal programma di calcolo attribuendo al c.a. un peso specifico di 25 kN/m³;
- Carico verticale del terreno di ricoprimento P_v , considerato nella parte sovrastante la calotta, pari a γH , con H costante se il piano campagna è orizzontale, ovvero variabile nel piano trasversale secondo la pendenza prevista per il terreno di riporto, definendo per ogni caso le altezze minime e massime; nel modello è stata tenuta in conto l'aliquota variabile di carico litostatico da imputare al riempimento tra la quota massima della calotta e la quota di imposta del piedritto;
- Spinte orizzontali P_h presenti a lungo termine variabili con la profondità calcolate secondo la formula:

$$P_h = P_v \cdot K_o + \gamma \cdot z \cdot K_o$$

Con

$$K_o = 1 - \tan \phi, \text{ coefficiente di spinta a riposo.}$$

Il peso proprio del terreno di ritombamento è stato assunto pari a 20 kN/m³.

Per tener conto anche delle azioni sismiche, i valori delle pressioni verticali e orizzontali sono incrementati secondo le prescrizioni della vigente normativa, nelle diverse condizioni di carico si è provveduto ad incrementare ed a decrementare le spinte orizzontali del 6.3%, mentre quelle verticali dell'3.1%, combinandole tra loro.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVCLGASA00001C00
	Foglio 25 di 79

Le condizioni di carico utilizzate sono cinque, di cui una in condizioni normali di esercizio e quattro in presenza di sisma:

- carichi geostatici + spinte del terreno (COMBO 1)
- carichi geostatici + spinte del terreno + sisma verticale diretto verso il basso (COMBO 2)
- carichi geostatici + spinte del terreno + sisma verticale diretto verso l'alto (COMBO 3)
- carichi geostatici + spinte del terreno + sisma orizzontale + sisma verticale diretto verso il basso (COMBO 4)
- carichi geostatici + spinte del terreno + sisma orizzontale + sisma verticale diretto verso l'alto (COMBO 5)

6.2.2. Modello di calcolo

Per il calcolo delle azioni interne si adotta il metodo delle reazioni iperstatiche attraverso una modellazione numerica ad elementi finiti monodimensionali.

Il programma di calcolo utilizzato è SAP2000.

Si considera una sezione di galleria di lunghezza unitaria (1m) definendo per la struttura un modello costituito da conci monodimensionali (elementi beam).

Gli spessori delle diverse aste sono variabili secondo l'elemento strutturale considerato (calotta, piedritto, arco rovescio).

In corrispondenza dei nodi vengono posti degli elementi elastici radiali (molle elastiche), che hanno lo scopo di simulare l'interazione tra il terreno e la struttura e che inducono su quest'ultima, solo se compresse, una reazione pari alla pressione di contatto terreno-struttura.

La rigidezza di tali supporti è calcolata secondo le formulazioni seguenti:

- per superfici rettilinee (piedritto e calotta): Formula di Bowles
- per solettone: Formula di Boussinesq

MOLLE DI BOUSSINESQ			
E =	2	GPa	modulo elastico del terreno naturale
B =	7	m	base della fondazione
$\nu =$	0.30		coefficiente di Poisson
$I_w =$	2.25		coefficiente di forma
K =	139543	kN/m ³	rigidezza per m ³

$$k = \frac{E}{B \cdot (1 - \nu^2) \cdot I_w}$$

Figura 2: Espressioni per la determinazione delle molle elastiche

Il valore della rigidezza delle molle impiegate per la schematizzazione del terreno in calotta e piedritti tiene conto della presenza della dima in cls ed è stata valutata con l'espressione di Bowles.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Valchi	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVCLGASA00001C00 Foglio 27 di 79

7. VERIFICA DELLE SEZIONI PROGETTUALI

7.1. Muri in c.a.

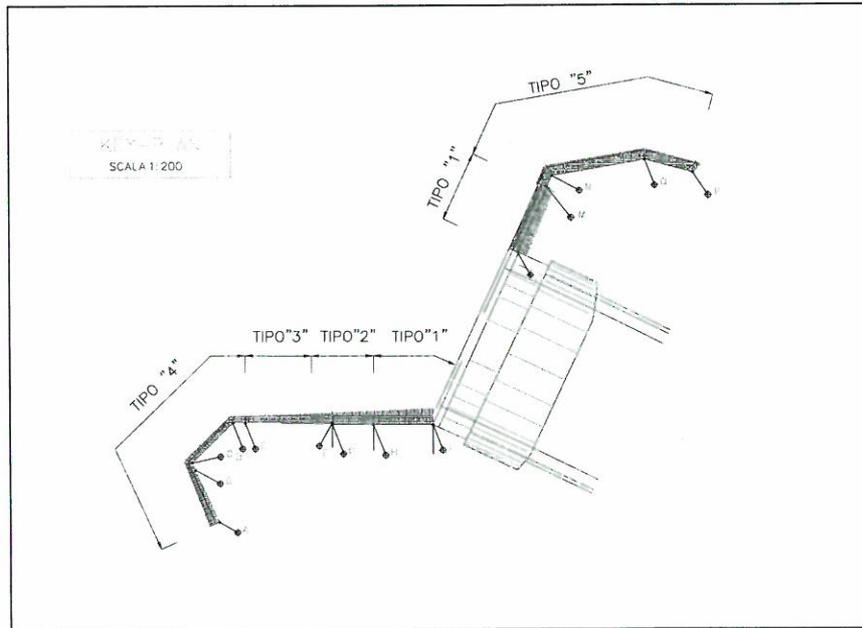
Ai fini del dimensionamento dei muri di sostegno dell'imbocco in esame, sulla base alla geometria del muro e del pendio a tergo di esso, sono state individuate tre differenti tipologie di muro.

Nelle verifiche, per ciascuna sezione tipo, sono state prese in considerazione le altezze di scavo massime presenti all'imbocco.

Le sezioni tipo analizzate sono descritte di seguito:

- sezione tipo 1: relativa al tratto del muro di rivestimento in cui è presente la massima altezza di scavo, sia sulla sinistra che sulla destra dell'imbocco, è costituita da un muro in c.a. con paramento a spessore variabile, altezza media del paramento verticale dalla quota di spiccato pari a 8.3 m ed inclinazione del pendio a tergo pari a circa 23°;
- sezione tipo 2: relativa al tratto del muro di rivestimento sulla destra dell'imbocco, è costituita da un muro in c.a. con paramento a spessore variabile, altezza media del paramento verticale dalla quota di spiccato pari a 6.30 m ed inclinazione del pendio a tergo pari a circa 23°;
- sezione tipo 3: relativa al tratto del muro di rivestimento sulla destra dell'imbocco, è costituita da un muro in c.a. con paramento a spessore variabil, altezza media del paramento verticale dalla quota di spiccato pari a 4.45 m ed inclinazione del pendio a tergo pari a circa 23°;
- sezione tipo 4: relativa al muro di sostegno della scarpata sulla destra dell'imbocco, è costituita da un muro in c.a. con paramento a spessore variabile, altezza media del paramento verticale dalla quota di spiccato pari a 4.50 m e terreno a tergo orizzontale;
- sezione tipo 5: relativa al tratto del muro di rivestimento sulla sinistra dell'imbocco, è costituita da un muro in c.a. con paramento a spessore variabile, altezza media del paramento verticale dalla quota di spiccato pari a 5.60 m e terreno a tergo orizzontale.

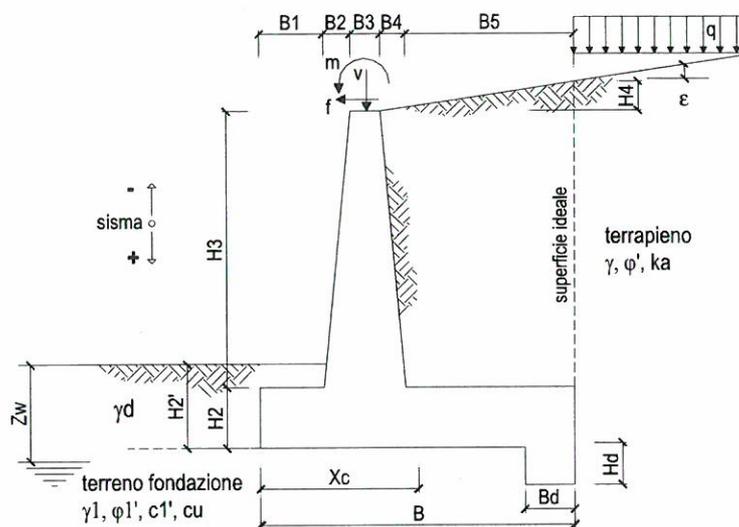
Di seguito la distribuzione delle sezioni tipo è illustrata in pianta lungo lo sviluppo del muro.



Le verifiche svolte per il dimensionamento riguardano:

- lo scorrimento del muro;
- il ribaltamento del muro;
- il carico limite della fondazione;
- le verifiche statiche del muro;

Tali verifiche sono state svolte in corrispondenza delle condizioni statica e sismica con riferimento allo schema di muro riportato di seguito.



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVCLGASA00001C00 Foglio 29 di 79

Nei paragrafi che seguono sono riportate le verifiche del muro in corrispondenza di cinque sezioni ritenute significative per il dimensionamento.

7.1.1. Sezione Tipo 1

La sezione tipo 1 è stata verificata considerando l'altezza massima di scavo pari a 9.44 m.

Di seguito si riportano la geometria del muro e della fondazione, la geometria del terreno a monte e a valle del muro, i parametri geotecnici utilizzati nelle verifiche ed i carichi agenti.

Tra l'opera di sostegno ed il terreno a tergo è stato assunto un angolo di attrito δ pari a $2/3$ dell'angolo d'attrito, mentre al di sotto della fondazione è stato considerato $\delta = \phi$.

Il contributo della coesione per la verifica a scivolamento è considerato pari al 50%, ovvero coesione di calcolo 100kPa.

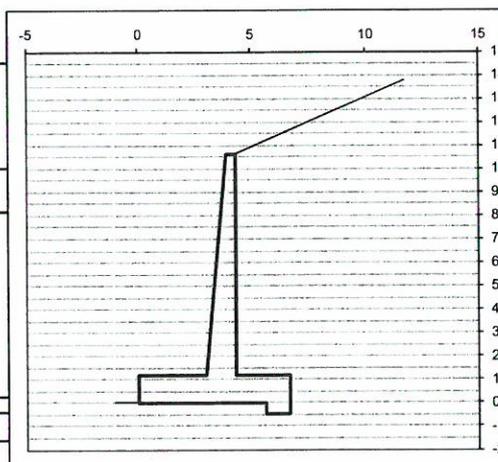
OPERA NV01 - IMBOCCO BORZOLI - SEZ TIPO 1**DATI DI PROGETTO:****Geometria del Muro**

Elevazione	H3	9.44	(m)
Aggetto Valle	B2	0.94	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3	0.40	(m)
Aggetto monte	B4	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B	6.68	(m)
Spessore Fondazione	H2	1.20	(m)
Suola Lato Valle	B1	3.03	(m)
Suola Lato Monte	B5	2.31	(m)
Altezza dente	Hd	0.50	(m)
Larghezza dente	Bd	1.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc	3.34	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls}	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	----------------	-------	----------------------

**Dati Geotecnici**

		Valori caratteristici	Valori di progetto		
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	φ'	32.00	32.00	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ	20.00	19.00	(kN/m ³)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ϵ	23.00	23.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	21.00	21.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$	21.00	21.00	(°)
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	$c1'$	200.00	200.00	(kPa)
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	φ_1'	32.00	32.00	(°)
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	γ_1	25.00	25.00	(kN/m ³)
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	γ_d	20.00	20.00	(kN/m ³)
	Profondità Piano di Posizione della Fondazione	H2'	0.00		(m)
	Profondità Falda	Zw	50.00		(m)
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	Hs	12.90		(m)
Dati Sismici	Modulo di deformazione	E	2000000	2000000	(kN/m ²)
	Accelerazione sismica	a_g/g	0.05		(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1.25		(-)
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0.0625		(-)
Coefficienti di Spinta	coefficiente sismico verticale	kv	0.0313		(-)
	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0.40	0.40	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0.50	0.50	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0.51	0.51	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva in Fondazione	kp	3.25	3.25	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma +	kps+	3.14	3.14	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma -	kps-	3.14	3.14	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0.43	0.40	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0.50	0.50	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0.51	0.51	(-)

Carichi Agenti

		Valori caratteristici	Valori di progetto		
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	10.00	10.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	0.00	0.00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	0.00	0.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	0.00	0.00	(kNm/m)

Di seguito si riportano le verifiche svolte nelle condizioni statiche e sismiche.

CONDIZIONE SISMICA -

Azioni orizzontali

Spinta terreno	524.82	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	363.68	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	26.14	(kN/m)
Inerzia terrapieno	28.29	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	418.22	(kN/m)
PP terreno a monte	452.60	(kN/m)
Spinta terreno	201.46	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-14.14	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	3119.68	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	-0.50	(kNm/m)
Spinta passiva	91.81	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	72.38	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	250.92	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	1545.83	(kNm/m)
PP terreno a monte	2506.95	(kNm/m)
Spinta terreno	1345.74	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 1058.13 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 579.24 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.62 (-)

Fs = (N*f + Sp+Ca*BF*nu) / T 2.92 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 5398.52 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 3534.30 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 1.53 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 1058.13 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 215.57 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 1669.94 (kNm/m)

eccentricità e = 1.58 (m)

larghezza equivalente B* = 3.52 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	23.18	(-)
Nc	35.49	(-)
N _γ	30.21	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.81	(-)
ic	0.80	(-)
i _γ	0.73	(-)

qlim (carico limite unitario) = 6681.75 (kN/m²)

F qlim*B*/N 22.25 (-)

GEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

δ 0.48 (mm)

Nella tabella seguente sono riassunti i risultati in termini di coefficienti di sicurezza relativi alla condizione statica ed alla condizione sismica più critica.

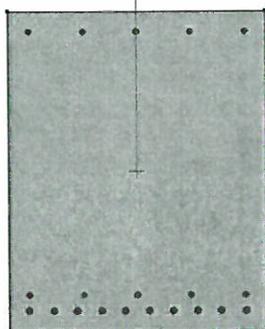
Sezione tipo 1	FS_ribaltamento	FS_scorrimento	FS_carico limite
Statico	2.52	3,48	48.78
Sismico	1,53	2.83	20.88

Le verifiche all'equilibrio limite sono soddisfatte, poiché il coefficiente di sicurezza in condizione statica rispetta i valori limite previsti dalla normativa (paragrafi da 6.1.2 a 6.1.4).

Di seguono sono riportate le verifiche a presso-flessione ed a taglio svolte in corrispondenza delle sezioni più significative del muro (sezioni di incastro e di mezzera del muro e sezione della fondazione).

Il copriferro assunto per le verifiche è pari a 5 cm.

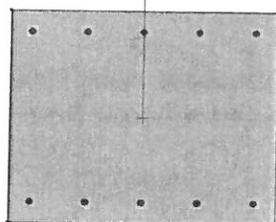
Parete verticale - Sezione d'incastro



B = 100 cm
H = 134 cm
Armatura a presso-flessione
As = $\Phi 26/10\text{cm} + \Phi 24/20\text{cm}$
As' = $\Phi 24/20\text{cm}$
Armatura a taglio minima

Condizione	N_{\max} (kN/m)	M_{\max} (kN·m/m)	T_{\max} (kN/m)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	w_k (mm)	τ_c (MPa)
Statica	348	1225	413	-4.9	128	0.13	0.37
Sismica	376	2075	580	-8.3	229	-	0.52

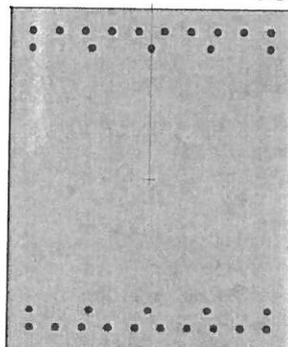
Parete verticale - Sezione di mezzeria



B = 100 cm
H = 87 cm
Armatura a presso-flessione
As = $\Phi 24/20\text{cm}$
As' = $\Phi 24/20\text{cm}$
Armatura a taglio minima

Condizione	N_{\max} (kN/m)	M_{\max} (kN·m/m)	T_{\max} (kN/m)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	w_k (mm)	τ_c (MPa)
Statica	114	174	206.5	-2.2	82.4	0.08	0.29
Sismica	118	262	290	-3.3	135	-	0.41

Fondazione



B = 100 cm
H = 120 cm
Armatura a presso-flessione
As = $\Phi 26/10\text{cm}$
+ $\Phi 24/20\text{cm}$
As' = $\Phi 26/10\text{cm}$
+ $\Phi 24/20\text{cm}$
Armatura a taglio
Spilli $\phi 14$ 40x40

Condizione	N_{\max} (kN/m)	M_{\max} (kN·m/m)	T_{\max} (kN/m)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	w_k (mm)	τ_c (MPa)	σ_{staffe} (MPa)
Statica	0	870	1107	-3.5	118	0.1	1.13	56.5
Sismica	0	1871	1162	-7.4	254	-	1.18	59.3

Le verifiche a presso-flessione delle sezioni, armate come indicato nelle figure su riportate, risultano soddisfatte, essendo lo stato tensionale dell'acciaio e del calcestruzzo inferiore a quello di normativa (paragrafo 6.1.5).

Per quanto riguarda le verifiche a taglio, nelle sezioni di verifica in cui la tensione tangenziale del calcestruzzo risulta inferiore alla τ_{c0} (mezzeria ed incastro del muro) è sufficiente predisporre un'armatura minima, mentre nelle sezioni in cui la tensione tangenziale del calcestruzzo risulta superiore alla τ_{c0} (fondazione) occorre armare a taglio. Per il calcolo si è pensato di affidare il 50%

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Foglio 36 di 79
IG5101ECVCLGASA00001C00		

del taglio sollecitante alle armature trasversali così come permette il D.M. 1996 al paragrafo 4.2.2.3.2.

Le verifiche a fessurazione, svolte in corrispondenza della sola condizione statica, risultano soddisfatte, essendo il valore della fessurazione inferiore ai valori limite di normativa (paragrafo 6.1.5).

7.1.2. Sezione Tipo 2

La sezione tipo 2 è stata verificata considerando l'altezza massima di scavo pari a 7.32 m.

Di seguito si riportano la geometria del muro e della fondazione, la geometria del terreno a monte del muro, i parametri geotecnici utilizzati nelle verifiche ed i carichi agenti.

Tra l'opera di sostegno ed il terreno a tergo è stato assunto un angolo di attrito δ pari a $2/3$ dell'angolo d'attrito, mentre al di sotto della fondazione è stato considerato $\delta = \Phi$.

Il contributo della coesione per la verifica a scivolamento è considerato pari al 50%, ovvero coesione di calcolo 100kPa.

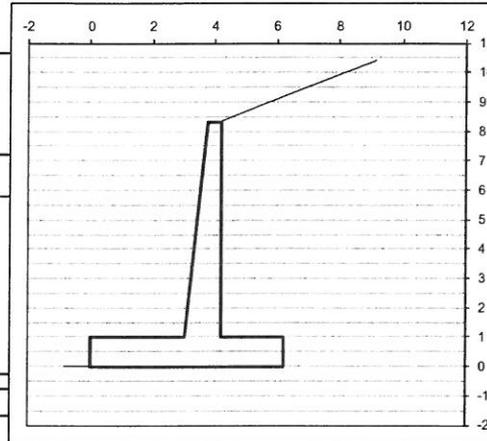
OPERA NV01 - IMBOCCO BORZOLI - SEZ TIPO 2**DATI DI PROGETTO:****Geometria del Muro**

Elevazione	H3	7.32	(m)
Aggetto Valle	B2	0.73	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3	0.40	(m)
Aggetto monte	B4	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B	6.22	(m)
Spessore Fondazione	H2	1.00	(m)
Suola Lato Valle	B1	3.06	(m)
Suola Lato Monte	B5	2.03	(m)
Altezza dente	Hd	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc	3.11	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls}	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	----------------	-------	----------------------

**Dati Geotecnici**

		Valori caratteristici	Valori di progetto		
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	φ'	32.00	32.00	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ	20.00	19.00	(kN/m ³)
	Angolo di inclinazione Piano di Campagna	ϵ	23.00	23.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	21.00	21.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{up id}$	21.00	21.00	(°)
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	c_1'	200.00	200.00	(kPa)
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	φ_1'	32.00	32.00	(°)
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	γ_l	25.00	25.00	(kN/m ³)
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	γ_d	20.00	20.00	(kN/m ³)
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2'	0.00		(m)
	Profondità Falda	Zw	50.00		(m)
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	Hs	12.90		(m)
Dati Sismici	Modulo di deformazione	E	2000000	2000000	(kN/m ²)
	Accelerazione sismica	a_g/g	0.05		(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1.25		(-)
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0.0625		(-)
Coefficienti di Spinta	coefficiente sismico verticale	kv	0.0313		(-)
	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0.40	0.40	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0.50	0.50	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0.51	0.51	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva in Fondazione	kp	3.25	3.25	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma +	kps+	3.14	3.14	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma -	kps-	3.14	3.14	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0.43	0.40	(-)
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0.50	0.50	(-)	
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0.51	0.51	(-)	

Carichi Agenti

		Valori caratteristici	Valori di progetto		
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	10.00	10.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	0.00	0.00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	0.00	0.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	0.00	0.00	(kNm/m)

Di seguito si riportano le verifiche svolte nelle condizioni statiche e sismiche.

CONDIZIONE SISMICA -

Azioni orizzontali

Spinta terreno	367.96	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	18.47	(kN/m)
Inerzia terrapieno	19.61	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	295.50	(kN/m)
PP terreno a monte	313.81	(kN/m)
Spinta terreno	141.25	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-9.81	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	1689.26	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	40.54	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	146.72	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	1012.57	(kNm/m)
PP terreno a monte	1639.00	(kNm/m)
Spinta terreno	878.56	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 740.75 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 406.04 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.62 (-)

Fs = (N*f + Sp+Ca*Bf*nu) / T 2.67 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 3530.13 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 1876.51 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 1.88 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 740.75 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 406.04 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 650.10 (kNm/m)

eccentricità e = 0.88 (m)

larghezza equivalente B* = 4.46 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	23.18	(-)
Nc	35.49	(-)
N _γ	30.21	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

i _q	0.66	(-)
i _c	0.65	(-)
i _γ	0.54	(-)

q_{lim} (carico limite unitario) = 5487.11 (kN/m²)

F q_{lim}*B* / N 33.07 (-)

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE δ = 0.30 (mm)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG5101ECVCLGASA00001C00		Foglio 41 di 79

Nella tabella seguente sono riassunti i risultati in termini di coefficienti di sicurezza relativi alla condizione statica ed alla condizione sismica più critica.

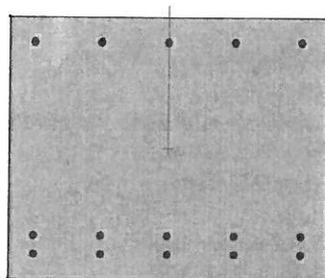
Sezione tipo 2	FS_ribaltamento	FS_scorrimento	FS_carico limite
Statico	3.19	3.22	56
Sismico	1.88	2.60	31

Le verifiche all'equilibrio limite sono soddisfatte, poiché il coefficiente di sicurezza in condizione statica rispetta i valori limite previsti dalla normativa (paragrafi da 6.1.2 a 6.1.4).

Di seguono sono riportate le verifiche svolte in corrispondenza delle sezioni più significative del muro (sezioni di incastro e di mezzeria del muro e sezione della fondazione).

Il copriferro assunto per le verifiche è pari a 5 cm.

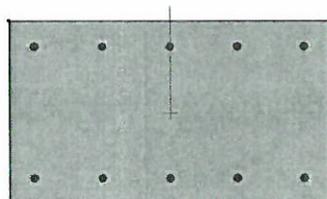
Parete verticale - Sezione d'incastro



$B = 100 \text{ cm}$
 $H = 113 \text{ cm}$
 Armatura a presso-flessione
 $A_s = \Phi 24/20\text{cm} + \Phi 24/20\text{cm}$
 $A_{s'} = \Phi 24/20\text{cm}$
 Armatura a taglio minima

Condizione	N_{\max} (kN/m)	M_{\max} (kN·m/m)	T_{\max} (kN/m)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	w_k (mm)	τ_c (MPa)
Statica	228	593	352	-3.9	123.6	0,09	0,38
Sismica	243	971	449	-6.3	216	-	0.49

Paramento verticale - Sezione di mezzeria

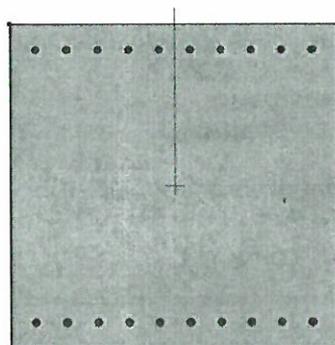


$B = 100 \text{ cm}$
 $H = 77 \text{ cm}$
 Armatura a presso-flessione
 $A_s = \Phi 24/20 \text{ cm}$
 $A_{s'} = \Phi 24/20 \text{ cm}$

Armatura a taglio minima

Condizione	N_{\max} (kN/m)	M_{\max} (kN·m/m)	T_{\max} (kN/m)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	w_k (mm)	τ_c (MPa)
Statica	78	87	176	-1.3	45	0,04	0,28
Sismica	79	123	225	-1.9	69	-	0.36

Fondazione



$B = 100 \text{ cm}$
 $H = 100 \text{ cm}$
 Armatura a presso-flessione
 $A_s = \Phi 24/10 \text{ cm}$
 $A_{s'} = \Phi 24/10 \text{ cm}$

Armatura a taglio
 Spilli $\phi 14 \text{ } 40 \times 40$

Condizione	N_{\max} (kN/m)	M_{\max} (kN·m/m)	T_{\max} (kN/m)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	w_k (mm)	τ_c (MPa)	σ_{staffe} (MPa)
Statica	0	421	745	-2.8	111	0,08	0,90	45.9
Sismica	0	822	776	-5.6	217	-	0.94	47.8

Le verifiche a presso-flessione delle sezioni, armate come indicato nelle figure su riportate, risultano soddisfatte, essendo lo stato tensionale dell'acciaio e del calcestruzzo inferiore a quello di normativa (paragrafo 6.1.5).

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVCLGASA00001C00 <table border="1" data-bbox="1385 320 1469 365"> <tr> <td>Foglio 43 di 79</td> </tr> </table>	Foglio 43 di 79
Foglio 43 di 79		

Per quanto riguarda le verifiche a taglio, nelle sezioni di verifica in cui la tensione tangenziale del calcestruzzo risulta inferiore alla τ_{c0} (mezzeria ed incastro del muro) è sufficiente predisporre un'armatura minima, mentre nelle sezioni in cui la tensione tangenziale del calcestruzzo risulta superiore alla τ_{c0} (fondazione) occorre armare a taglio. Per il calcolo si è pensato di affidare il 50% del taglio sollecitante alle armature trasversali così come permette il D.M. 1996 al paragrafo 4.2.2.3.2.

Le verifiche a fessurazione, svolte in corrispondenza della sola condizione statica, risultano soddisfatte, essendo il valore della fessurazione inferiore ai valori limite di normativa (paragrafo 6.1.5).

7.1.3. Sezione Tipo 3

La sezione tipo 3 è stata verificata considerando l'altezza massima di scavo pari a 5.34 m.

Di seguito si riportano la geometria del muro e della fondazione, la geometria del terreno a monte del muro, i parametri geotecnici utilizzati nelle verifiche ed i carichi agenti.

Tra l'opera di sostegno ed il terreno a tergo è stato assunto un angolo di attrito δ pari a 2/3 dell'angolo d'attrito, mentre al di sotto della fondazione è stato considerato $\delta = \Phi$.

Il contributo della coesione per la verifica a scivolamento è considerato pari al 50%, ovvero coesione di calcolo 100kPa.

OPERA NV01 - IMBOCCO BORZOLI - SEZ TIPO 3

DATI DI PROGETTO:

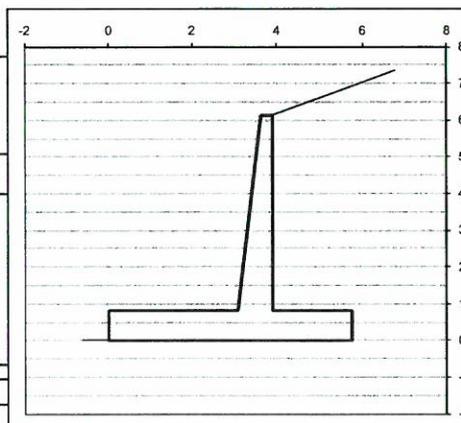
Geometria del Muro

Elevazione	H3	5.34	(m)
Aggetto Valle	B2	0.53	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3	0.30	(m)
Aggetto monte	B4	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B	5.74	(m)
Spessore Fondazione	H2	0.80	(m)
Suola Lato Valle	B1	3.09	(m)
Suola Lato Monte	B5	1.82	(m)
Altezza dente	Hd	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc	2.87	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls}	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	----------------	-------	----------------------



Dati Geotecnici

		Valori caratteristici	Valori di progetto		
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	ϕ'	32.00	32.00	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ	20.00	19.00	(kN/m ³)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ϵ	23.00	23.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	21.00	21.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$	21.00	21.00	(°)
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	$c1'$	200.00	200.00	(kPa)
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	ϕ_1'	32.00	32.00	(°)
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	γ_1	25.00	25.00	(kN/m ³)
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	γ_d	20.00	20.00	(kN/m ³)
	Profondità Piano di Posizione della Fondazione	H2'	0.00		(m)
	Profondità Falda	Zw	50.00		(m)
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	Hs	12.90		(m)
Modulo di deformazione	E	2000000	2000000	(kN/m ²)	
Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.05		(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1.25		(-)
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0.0625		(-)
	coefficiente sismico verticale	kv	0.0313		(-)
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0.40	0.40	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0.50	0.50	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0.51	0.51	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva in Fondazione	kp	3.25	3.25	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma +	kps+	3.14	3.14	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma -	kps-	3.14	3.14	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0.43	0.40	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0.50	0.50	(-)
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0.51	0.51	(-)	

Carichi Agenti

		Valori caratteristici	Valori di progetto		
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	10.00	10.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	0.00	0.00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	0.00	0.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	0.00	0.00	(kNm/m)

Di seguito si riportano le verifiche svolte nelle condizioni statiche e sismiche.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
IG5101ECVCLGASA00001C00	
Foglio 45 di 79	

CONDIZIONE STATICA

Azioni orizzontali

Spinta terreno	171.11	(kN/m)
Spinta sovraccarico	26.06	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	190.23	(kN/m)
PP terreno a monte	207.73	(kN/m)
Spinta terreno	65.68	(kN/m)
Spinta sovraccarico	10.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	394.27	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	90.06	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	602.28	(kNm/m)
PP terreno a monte	1007.40	(kNm/m)
Spinta terreno	377.02	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	57.41	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 473.65 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 197.17 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.62 (-)

F_s = (N*f + Sp+Ca*Bf*nu) / T 4.41 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (M_s) M_s = 2044.11 (kNm/m)

Momento ribaltante (M_r) M_r = 484.32 (kNm/m)

F_r = M_s / M_r 4.22 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 473.65 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 197.17 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = -200.43 (kNm/m)

eccentricità e = -0.42 (m)

larghezza equivalente B* = 4.89 (m)

Coefficienti di carico limite

N _q	23.18	(-)
N _c	35.49	(-)
N _γ	30.21	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

i _q	0.82	(-)
i _c	0.81	(-)
i _γ	0.74	(-)

q_{lim} (carico limite unitario) = 7095.87 (kN/m²)

F q_{lim}*B' / N 73.31 (-)

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

δ 0.18 (mm)

GENERAL CONTRACTOR  Conorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG5101ECVCLGASA00001C00		Foglio 46 di 79

CONDIZIONE SISMICA +

Azioni orizzontali

Spinta terreno	218.64	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	11.89	(kN/m)
Inerzia terrapieno	12.98	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	190.23	(kN/m)
PP terreno a monte	207.73	(kN/m)
Spinta terreno	83.93	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	6.49	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	755.69	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	17.26	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	16.01	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	602.28	(kNm/m)
PP terreno a monte	1007.40	(kNm/m)
Spinta terreno	481.76	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 488.38 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 243.52 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.62 (-)

Fs = (N*f + Sp+Ca*B*nu) / T 3.61 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 2091.44 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 788.97 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 2.65 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 488.38 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 243.52 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 99.19 (kNm/m)

eccentricità e = 0.20 (m)

larghezza equivalente B* = 5.33 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	23.18	(-)
Nc	35.49	(-)
Ny	30.21	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.79	(-)
ic	0.78	(-)
iγ	0.70	(-)

qlim (carico limite unitario) = 6959.56 (kN/m²)

F qlim*B* / N 76.01 (-)

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

δ 0.18 (mm)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG5101ECVCLGASA00001C00		Foglio 47 di 79

CONDIZIONE SISMICA -

Azioni orizzontali

Spinta terreno	208.56	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	11.89	(kN/m)
Inerzia terrapieno	12.98	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	190.23	(kN/m)
PP terreno a monte	207.73	(kN/m)
Spinta terreno	80.06	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-6.49	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	720.85	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	17.26	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	78.98	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	602.28	(kNm/m)
PP terreno a monte	1007.40	(kNm/m)
Spinta terreno	459.54	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 471.53 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 233.43 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.62 (-)

Fs = (N*f + Sp+Ca*B*nu) / T 3.72 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 2069.22 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 817.08 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 2.53 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 471.53 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 233.43 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 101.15 (kNm/m)

eccentricità e = 0.21 (m)

larghezza equivalente B* = 5.31 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	23.18	(-)
Nc	35.49	(-)
Ny	30.21	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

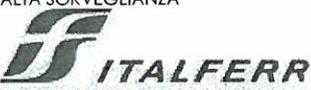
iq	0.80	(-)
ic	0.79	(-)
iy	0.71	(-)

qlim (carico limite unitario) = 7014.84 (kN/m²)

F qlim*B*/ N 79.01 (-)

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

δ 0.17 (mm)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG5101ECVCLGASA00001C00		Foglio 48 di 79

Nella tabella seguente sono riassunti i risultati in termini di coefficienti di sicurezza relativi alla condizione statica ed alla condizione sismica più critica.

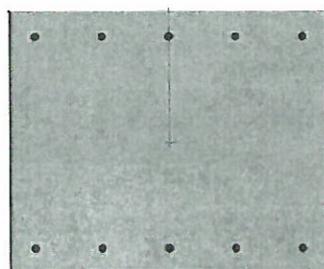
Sezione tipo 3	FS_ribaltamento	FS_scorrimento	FS_carico limite
Statico	4.41	4.41	73
Sismico	2.53	3.61	76

Le verifiche all'equilibrio limite sono soddisfatte, poiché il coefficiente di sicurezza in condizione statica rispetta i valori limite previsti dalla normativa (paragrafi da 6.1.2 a 6.1.4).

Di seguono sono riportate le verifiche svolte in corrispondenza delle sezioni più significative del muro (sezioni di incastro e di mezzera del muro e sezione della fondazione).

Il copriferro assunto per le verifiche è pari a 5 cm.

Paramento verticale - Sezione d'incastro

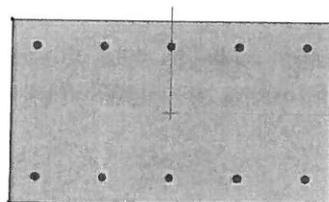


$B = 100 \text{ cm}$
 $H = 83 \text{ cm}$
 Armatura a pressoflessione
 $A_s = \Phi 24/20\text{cm}$
 $A_{s'} = \Phi 24/20\text{cm}$

 Armatura a taglio minima

Condizione	N_{\max} (kN/m)	M_{\max} (kN·m/m)	T_{\max} (kN/m)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	w_k (mm)	τ_c (MPa)
Statica	124	245	206	-3.4	132	0,13	0,29
Sismica	130	377	255	-5.1	215	-	0.37

Paramento verticale - Sezione di mezzeria

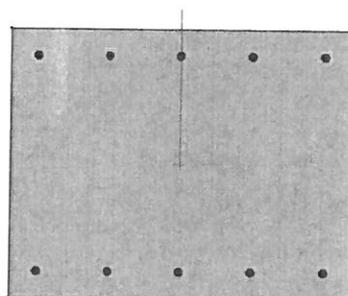


B = 100 cm
 H = 57 cm
 Armatura a pressoflessione
 $A_s = \Phi 24/20\text{cm}$
 $A_{s'} = \Phi 24/20\text{cm}$

 Armatura a taglio minima

Condizione	N_{\max} (kN/m)	M_{\max} (kN·m/m)	T_{\max} (kN/m)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	w_k (mm)	τ_c (MPa)
Statica	43	37	103	-1.0	28	0.03	0.23
Sismica	43	48	127	-1.3	39	-	0.29

Fondazione



B = 100 cm
 H = 80 cm
 Armatura a pressoflessione
 $A_s = \Phi 24/20\text{cm}$
 $A_{s'} = \Phi 24/20\text{cm}$

 Armatura a taglio
 Spilli $\phi 14$ 40x40

Condizione	N_{\max} (kN/m)	M_{\max} (kN·m/m)	T_{\max} (kN/m)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	w_k (mm)	τ_c (MPa)	σ_{staffe} (MPa)
Statica	0	195	477	-2.8	131	0.13	0.73	37.4
Sismica	0	381	493	-5.4	252	-	0.76	38.6

Le verifiche a presso-flessione delle sezioni, armate come indicato nelle figure su riportate, risultano soddisfatte, essendo lo stato tensionale dell'acciaio e del calcestruzzo inferiore a quello di normativa (paragrafo 6.1.5).

Per quanto riguarda le verifiche a taglio, nelle sezioni di verifica in cui la tensione tangenziale del calcestruzzo risulta inferiore alla τ_{c0} (mezzeria ed incastro del muro) è sufficiente predisporre un'armatura minima, mentre nelle sezioni in cui la tensione tangenziale del calcestruzzo risulta superiore alla τ_{c0} (fondazione) occorre armare a taglio. Per il calcolo si è pensato di affidare il 50%

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Foglio 50 di 79
IG5101ECVCLGASA00001C00		

del taglio sollecitante alle armature trasversali così come permette il D.M. 1996 al paragrafo 4.2.2.3.2.

Le verifiche a fessurazione, svolte in corrispondenza della sola condizione statica, risultano soddisfatte, essendo il valore della fessurazione inferiore ai valori limite di normativa (paragrafo 6.1.5).

7.1.4. Sezione Tipo 4

La sezione tipo 4 è stata verificata considerando un'altezza di scavo di 4.30 m.

Di seguito si riportano la geometria del muro e della fondazione, la geometria del terreno a monte del muro, i parametri geotecnici utilizzati nelle verifiche ed i carichi agenti.

Tra l'opera di sostegno ed il terreno a tergo è stato assunto un angolo di attrito δ pari a $2/3$ dell'angolo d'attrito, mentre al di sotto della fondazione è stato considerato $\delta = \Phi$.

Il contributo della coesione per la verifica a scivolamento è considerato pari al 50%, ovvero coesione di calcolo 100kPa.

OPERA NV01 - IMBOCCO BORZOLI - SEZ TIPO 4

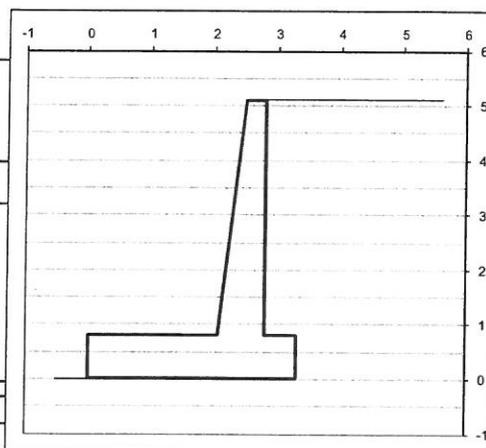
DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3	4.30	(m)
Aggetto Valle	B2	0.43	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3	0.30	(m)
Aggetto monte	B4	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B	3.30	(m)
Spessore Fondazione	H2	0.80	(m)
Suola Lato Valle	B1	2.07	(m)
Suola Lato Monte	B5	0.50	(m)
Altezza dente	Hd	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc	1.65	(m)
Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls}	25.00	(kN/m ³)



Dati Geotecnici

		Valori caratteristici	Valori di progetto		
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	ϕ'	32.00	32.00	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ'	20.00	19.00	(kN/m ³)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ϵ	0.00	0.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	21.00	21.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$	21.00	21.00	(°)
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	c_1'	200.00	200.00	(kPa)
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	ϕ_1'	32.00	32.00	(°)
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	γ_1	25.00	25.00	(kN/m ³)
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	γ_d	20.00	20.00	(kN/m ³)
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2'	0.00		(m)
	Profondità Falda	Zw	50.00		(m)
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2'B)	Hs	8.50		(m)
	Modulo di deformazione	E	2000000	2000000	(kN/m ²)
Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.05		(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1.25		(-)
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0.0625		(-)
	coefficiente sismico verticale	kv	0.0313		(-)
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0.28	0.28	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0.31	0.31	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0.32	0.32	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva in Fondazione	kp	3.25	3.25	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma +	kps+	3.14	3.14	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma -	kps-	3.14	3.14	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0.29	0.28	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0.31	0.31	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0.32	0.32	(-)

Carichi Agenti

		Valori caratteristici	Valori di progetto		
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	10.00	10.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	0.00	0.00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	0.00	0.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	0.00	0.00	(kNm/m)

Di seguito si riportano le verifiche svolte nelle condizioni statiche e sismiche.

Nella tabella seguente sono riassunti i risultati in termini di coefficienti di sicurezza relativi alla condizioni statica ed alla condizione sismica più critica.

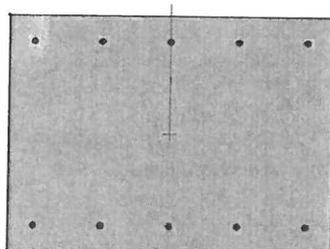
Sezione tipo 4	FS_ribaltamento	FS_scorrimento	FS_carico limite
Statico	3.38	5.89	115.7
Sismico	2.32	5.33	97.2

Le verifiche all'equilibrio limite sono soddisfatte, poiché il coefficiente di sicurezza in condizione statica rispetta i valori limite previsti dalla normativa (paragrafi da 6.1.2 a 6.1.4).

Di seguito sono riportate le verifiche svolte in corrispondenza delle sezioni più significative del muro (sezioni di incastro e di mezzeria del muro e sezione della fondazione).

Il copriferro assunto per le verifiche è pari a 5 cm.

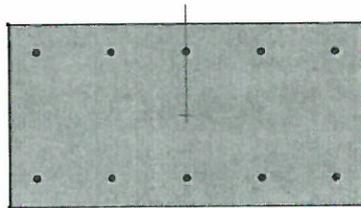
Paramento verticale - Sezione d'incastro



$B = 100 \text{ cm}$
 $H = 73 \text{ cm}$
 Armatura a pressoflessione
 $A_s = \Phi 20/20\text{cm}$
 $A_{s'} = \Phi 20/20\text{cm}$
 Armatura a taglio minima

Condizione	N_{\max} (kN/m)	M_{\max} (kN·m/m)	T_{\max} (kN/m)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	w_k (mm)	τ_c (MPa)
Statica	77.8	92	79.9	-1.9	74	0.07	0.13
Sismica	78.5	126	88.7	-2.6	109	-	0.15

Paramento verticale - Sezione di mezzeria

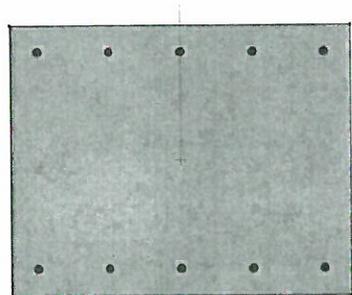


$B = 100 \text{ cm}$
 $H = 52 \text{ cm}$
 Armatura a pressoflessione
 $A_s = \Phi 20/20\text{cm}$
 $A_{s'} = \Phi 20/20\text{cm}$

 Armatura a taglio minima

Condizione	N_{\max} (kN/m)	M_{\max} (kN·m/m)	T_{\max} (kN/m)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	w_k (mm)	τ_c (MPa)
Statica	28.0	14.4	39.9	0.5	14.3	0.01	0.10
Sismica	28.6	16.3	44.3	-0.6	17.4	-	0.11

Fondazione



$B = 100 \text{ cm}$
 $H = 80 \text{ cm}$
 Armatura a pressoflessione
 $A_s = \Phi 20/20\text{cm}$
 $A_{s'} = \Phi 20/20\text{cm}$

 Armatura a taglio minima

Condizione	N_{\max} (kN/m)	M_{\max} (kN·m/m)	T_{\max} (kN/m)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	w_k (mm)	τ_c (MPa)
Statica	0	75	195	-1.3	71.7	0.07	0.3
Sismica	0	123	196	-2.1	117.7	-	0.3

Le verifiche a presso-flessione delle sezioni, armate come indicato nelle figure su riportate, risultano soddisfatte, essendo lo stato tensionale dell'acciaio e del calcestruzzo inferiore a quello di normativa (paragrafo 6.1.5).

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVCLGASA00001C00 <table border="1" style="float: right;"> <tr> <td>Foglio 57 di 79</td> </tr> </table>	Foglio 57 di 79
Foglio 57 di 79		

Per quanto riguarda le verifiche a taglio, nelle sezioni di verifica la tensione tangenziale del calcestruzzo risulta inferiore alla τ_{c0} , pertanto è sufficiente disporre un'armatura trasversale minima.

Le verifiche a fessurazione, svolte in corrispondenza della sola condizione statica, risultano soddisfatte, essendo il valore della fessurazione inferiore ai valori limite di normativa (paragrafo 6.1.5).

7.1.5. Sezione Tipo 5

La sezione tipo 5 è stata verificata considerando l'altezza massima di scavo pari a 5.70 m.

Di seguito si riportano la geometria del muro e della fondazione, la geometria del terreno a monte del muro, i parametri geotecnici utilizzati nelle verifiche ed i carichi agenti.

Tra l'opera di sostegno ed il terreno a tergo è stato assunto un angolo di attrito δ pari a 2/3 dell'angolo d'attrito, mentre al di sotto della fondazione è stato considerato $\delta = \Phi$.

Il contributo della coesione per la verifica a scivolamento è considerato pari al 50%, ovvero coesione di calcolo 100kPa.

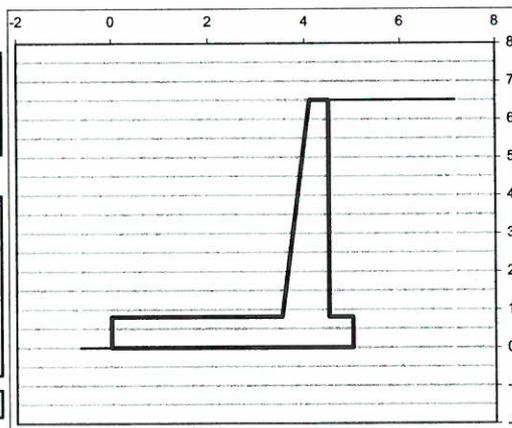
OPERA NV01 - IMBOCCO BORZOLI - SEZ. 5**DATI DI PROGETTO:****Geometria del Muro**

Elevazione	H3	5,70	(m)
Aggetto Valle	B2	0,57	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3	0,40	(m)
Aggetto monte	B4	0,00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B	5,00	(m)
Spessore Fondazione	H2	0,80	(m)
Suola Lato Valle	B1	3,53	(m)
Suola Lato Monte	B5	0,50	(m)
Altezza dente	Hd	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc	2,50	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls}	25,00	(kN/m ³)
---------------------------------	----------------	-------	----------------------

**Dati Geotecnici**

		Valori caratteristici	Valori di progetto		
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	ϕ'	32,00	32,00	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ	20,00	20,00	(kN/m ³)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ϵ	0,00	0,00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	21,00	21,00	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$	21,00	21,00	(°)
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	c_1'	200,00	200,00	(kPa)
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	ϕ_i'	32,00	32,00	(°)
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	γ_l	25,00	25,00	(kN/m ³)
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	γ_d	20,00	20,00	(kN/m ³)
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2'	0,00		(m)
	Profondità Falda	Zw	50,00		(m)
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	Hs	10,00		(m)
	Modulo di deformazione	E	2000000	2000000	(kN/m ²)
Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0,05		(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1,25		(-)
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0,0625		(-)
	coefficiente sismico verticale	kv	0,0313		(-)
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0,28	0,28	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0,31	0,31	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0,32	0,32	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva in Fondazione	kp	3,25	3,25	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma +	kps+	3,14	3,14	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma -	kps-	3,14	3,14	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0,28	0,28	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0,31	0,31	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0,32	0,32	(-)

Carichi Agenti

		Valori caratteristici	Valori di progetto		
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	10,00	10,00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	0,00	0,00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	0,00	0,00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	0,00	0,00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	0,00	0,00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	0,00	0,00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	0,00	0,00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	0,00	0,00	(kNm/m)

Di seguito si riportano le verifiche svolte nelle condizioni statiche e sismiche.

**CONDIZIONE SISMICA -****Azioni orizzontali**

Spinta terreno	114.59	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	12.35	(kN/m)
Inerzia terrapieno	3.56	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	197.61	(kN/m)
PP terreno a monte	57.00	(kN/m)
Spinta terreno	43.99	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-1.78	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	372.43	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	22.36	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	21.46	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	653.89	(kNm/m)
PP terreno a monte	270.75	(kNm/m)
Spinta terreno	219.94	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 296.82 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 130.51 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.62 (-)

Fs = (N*f + Sp+Ca*B*nu) / T 5.25 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 1144.59 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 416.25 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 2.75 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 296.82 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 130.51 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 13.71 (kNm/m)

eccentricità e = 0.05 (m)

larghezza equivalente B* = 4.91 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	23.18	(-)
Nc	35.49	(-)
Ny	30.21	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.87	(-)
ic	0.86	(-)
iy	0.80	(-)

qlim (carico limite unitario) = 7589.00 (kN/m²)

F qlim*B*/ N 125.48 (-)

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

δ 0.10 (mm)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG5101ECVCLGASA00001C00		Foglio 62 di 79

Nella tabella seguente sono riassunti i risultati in termini di coefficienti di sicurezza relativi alla condizione statica ed alla condizione sismica più critica.

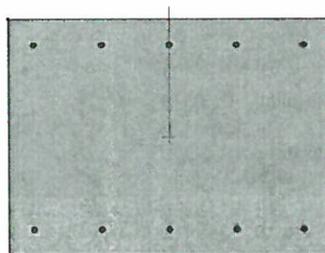
Sezione tipo 5	FS_ribaltamento	FS_scorrimento	FS_carico limite
Statico	4.16	5.74	101.2
Sismico	2.75	5.04	120.6

Le verifiche all'equilibrio limite sono soddisfatte, poiché il coefficiente di sicurezza in condizione statica rispetta i valori limite previsti dalla normativa (paragrafi da 6.1.2 a 6.1.4).

Di seguito sono riportate le verifiche svolte in corrispondenza delle sezioni più significative del muro (sezioni di incastro e di mezzeria del muro e sezione della fondazione).

Il copriferro assunto per le verifiche è pari a 5 cm.

Paramento verticale - Sezione d'incastro

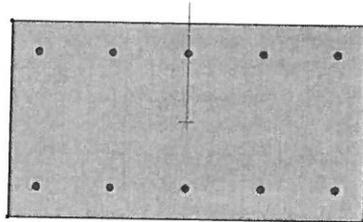


$B = 100 \text{ cm}$
 $H = 97 \text{ cm}$
 Armatura a pressoflessione
 $A_s = \Phi 20/20\text{cm}$
 $A_{s'} = \Phi 20/20\text{cm}$

Armatura a taglio minima

Condizione	N_{\max} (kN/m)	M_{\max} (kN·m/m)	T_{\max} (kN/m)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	w_k (mm)	τ_c (MPa)
Statica	135	200	125	-2.5	112.8	0.18	0.15
Sismica	138	294	143	-3.6	183.6	-	0.17

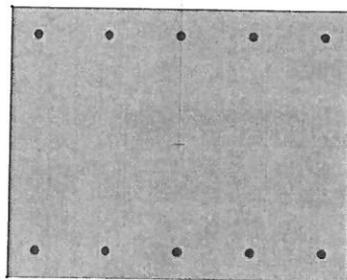
Paramento verticale - Sezione di mezzeria



$B = 100 \text{ cm}$
 $H = 69 \text{ cm}$
 Armatura a pressoflessione
 $A_s = \Phi 20/20\text{cm}$
 $A_{s'} = \Phi 20/20\text{cm}$
 Armatura a taglio minima

Condizione	N_{\max} (kN/m)	M_{\max} (kN·m/m)	T_{\max} (kN/m)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	w_k (mm)	τ_c (MPa)
Statica	49	30	62.5	-0.7	19	0.02	0.11
Sismica	49	38	71.5	-0.9	28	-	0.13

Fondazione



$B = 100 \text{ cm}$
 $H = 80 \text{ cm}$
 Armatura a pressoflessione
 $A_s = \Phi 24/20\text{cm}$
 $A_{s'} = \Phi 24/20\text{cm}$
 Armatura a taglio minima

Condizione	N_{\max} (kN/m)	M_{\max} (kN·m/m)	T_{\max} (kN/m)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	w_k (mm)	τ_c (MPa)
Statica	0	158	303	-2.3	103	0.1	0.47
Sismica	0	279	305	-4.0	187	-	0.47

Le verifiche a presso-flessione delle sezioni, armate come indicato nelle figure su riportate, risultano soddisfatte, essendo lo stato tensionale dell'acciaio e del calcestruzzo inferiore a quello di normativa (paragrafo 6.1.5).

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Foglio 64 di 79
IG5101ECVCLGASA00001C00		

Per quanto riguarda le verifiche a taglio, nelle sezioni di verifica la tensione tangenziale del calcestruzzo risulta inferiore alla τ_{c0} , pertanto è sufficiente disporre un'armatura trasversale minima.

Le verifiche a fessurazione, svolte in corrispondenza della sola condizione statica, risultano soddisfatte, essendo il valore della fessurazione inferiore ai valori limite di normativa (paragrafo 6.1.5).

7.2. Concio di attacco

Le analisi sono state svolte con il programma agli elementi finiti SAP2000.

Il modello utilizzato implementa le geometria della galleria artificiale, i parametri geotecnici, le caratteristiche elastiche e le condizioni di carico applicate alla struttura.

7.2.1. Modello strutturale

Il programma di calcolo utilizzato per le analisi, SAP2000, opera secondo il metodo degli spostamenti attraverso un solutore di equazione a blocchi. Tramite tale programma è possibile ottenere gli spostamenti della struttura in ogni elemento in cui questa è stata schematizzata e da questi risalire, attraverso la matrice di rigidità del sistema, alle azioni assiali, flessionali e taglianti che la sollecitano nelle diverse condizioni di carico considerate.

Nel file di input, in formato libero, vengono assegnate le caratteristiche geometriche delle aste e le condizioni di vincolo esterno con i relativi carichi applicati.

La tratta della galleria è stata schematizzata con un modello a 42 nodi.

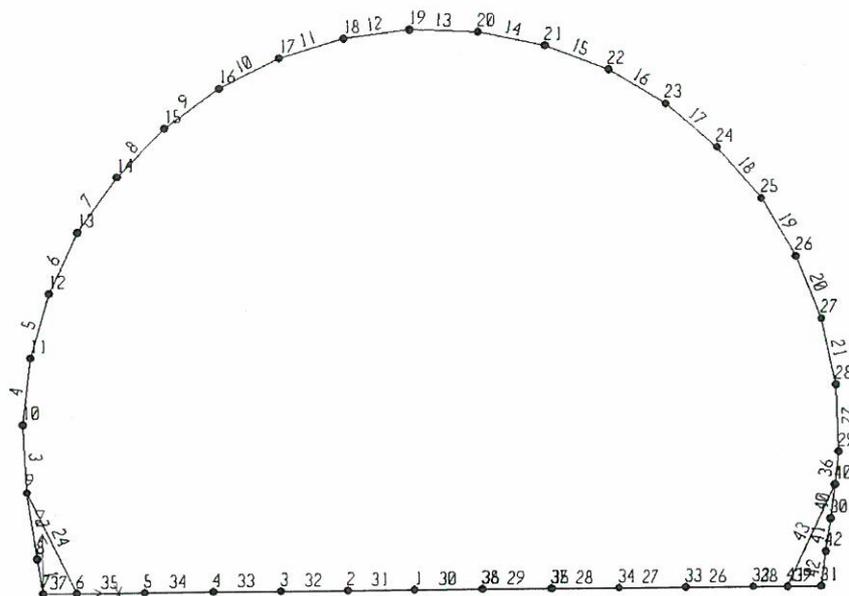


Figura 3: Geometria utilizzata nelle analisi – Individuazione numerazione nodi e aste

7.2.2. Vincoli elastici

Per tenere conto dell'interazione terreno struttura sono stati inseriti degli elementi elastici (springs) in corrispondenza di alcuni nodi del modello.

La costante di sottofondo k è stata calcolata secondo la formula di Bowles per calotta, piedritti e muretta:

$$K = A + B \cdot z^n$$

con il seguente significato dei simboli:

$$A = C \cdot (c \cdot N_c + 0.5 \cdot \gamma \cdot N_\gamma)$$

$$B = C \cdot (\gamma \cdot N_q)$$

$C = 40$, costante valida per unità del S.I.

$n = 0.1$, coefficiente correttivo

N_c , N_γ e N_q , coefficienti di portata del terreno (Terzaghi).

Il valore della rigidità è stato determinato schematizzando il calcestruzzo della dima come un terreno con legame di tipo Mohr Coulomb con i seguenti parametri di resistenza: $c' = 500$ kPa, $f' = 35$.

Il valore utilizzato per le molle risulta mediamente pari a $k = 90000$ kN/m³.

Per quanto riguarda la reazione del terreno naturale al di sotto dell'arco rovescio si è fatto riferimento al calcolo della costante di sottofondo secondo la formula di Boussinesq

MOLLE DI BOUSSINESQ				
E =	2	GPa	modulo elastico del terreno naturale	$k = \frac{E}{B \cdot (1 - \nu^2) \cdot I_w}$
B =	7	m	base della fondazione	
ν =	0.30		coefficiente di Poisson	
I_w =	2.25		coefficiente di forma	
K =	139543	kN/m ³	rigidezza per m ³	
% riduz =	%		percentuale di riduzione di K	
k ridotto =	139543	kN/m ³		

Figura 4: Riepilogo parametri di input

7.2.3. Carichi agenti

La sezione analizzata e riportata nel seguito, è la sezione A_A (cfr elaborati grafici).

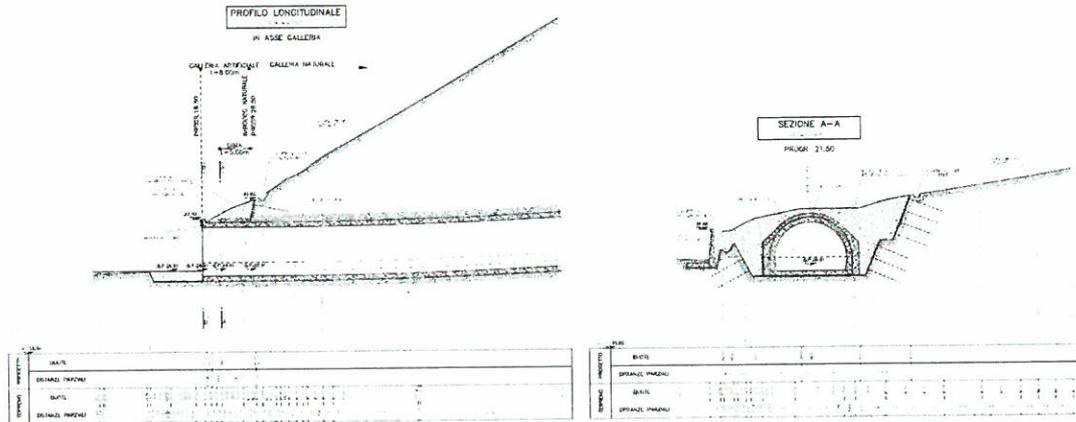


Figura 5: Sez. A-A di calcolo

La sezione di verifica per il concio di attacco è riportata nel seguito.

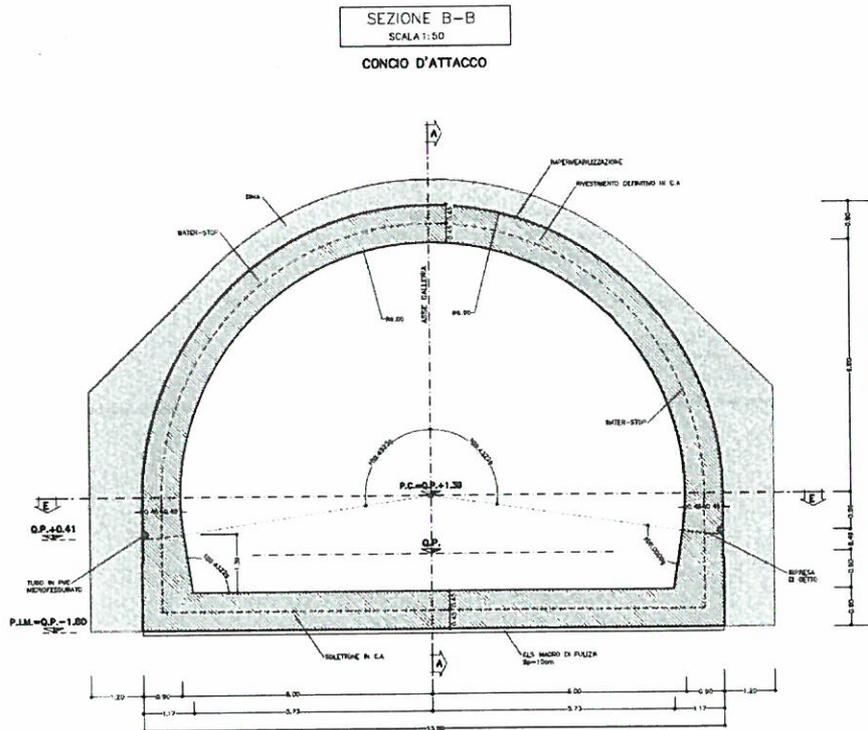


Figura 6: Carpenteria Concio di attacco

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVCLGASA00001C00 Foglio 67 di 79

Carichi verticali

I carichi verticali applicati al modello sono quelli dovuti a:

- pp = peso proprio valutato automaticamente dal programma attribuendo al c.a. un peso specifico pari a 25 kN/m³;
- q = peso del terreno di ricoprimento, γ_r = peso di volume terreno di ricoprimento = 21 kN/m³;

Carichi orizzontali

I carichi orizzontali applicati al modello sono quelli dovuti alle spinte laterali del terreno. Per il terreno sono state considerate condizioni di spinta attiva (K_a).

Incremento dei carichi dovuti al sisma

Per valutare lo stato deformativo e tensionale delle strutture analizzate in condizione sismica si è proceduto inserendo i coefficienti sismici orizzontale e verticale nel modello come accelerazioni applicate nell'ultima fase di calcolo.

Considerando inoltre i seguenti parametri relativi alla categoria di suolo e alla deformabilità della struttura:

$$S = 1.25$$

$$r = 1$$

Dalla quale si ricavano infine i coefficienti sismici orizzontale e verticale

$$K_h = \frac{S \cdot a_g}{r} = 0.063$$

$$K_v = 0.5 \cdot K_h = 0.031$$

Per quanto riguarda le condizioni sismiche, nelle diverse condizioni di carico si è provveduto ad incrementare le spinte orizzontali del 6.3% e ad incrementare (o a diminuire nel caso di sisma verticale diretto verso l'alto) i carichi verticali del 3.1%. Analogo incremento/decremento è stato applicato al peso proprio.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	IG5101ECVCLGASA00001C00
		Foglio 68 di 79

Combinazioni di carico

Sia i carichi verticali, che quelli orizzontali sono stati applicati sul modello come carichi distribuiti in corrispondenza delle varie aste.

Le condizioni di carico utilizzate per ciascuna delle due verifiche sono cinque, di cui una in condizioni normali di esercizio e quattro in presenza di sisma:

- carichi geostatici + spinte del terreno (COMBO 1)
- carichi geostatici + spinte del terreno + sisma verticale diretto verso il basso (COMBO 2)
- carichi geostatici + spinte del terreno + sisma verticale diretto verso l'alto (COMBO 3)
- carichi geostatici + spinte del terreno + sisma orizzontale + sisma verticale diretto verso il basso (COMBO 4)
- carichi geostatici + spinte del terreno + sisma orizzontale + sisma verticale diretto verso l'alto (COMBO 5)

7.2.4. Verifiche statiche concio d'attacco

Le verifiche per il concio di attacco sono eseguite secondo il Metodo delle Tensioni Ammissibili in alcune sezioni caratteristiche del rivestimento per le sollecitazioni più gravose ottenute dal calcolo per tutte le combinazioni di calcolo analizzate.

La geometria di ciascuna sezione verificata è riportata nelle tabelle seguenti; l'armatura è costituita da barre $\Phi 20/20$ (intradosso/estradosso).

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza in corrispondenza di ciascuna combinazione di carico analizzata; le verifiche risultano soddisfatte.

COMB1	ELE	H (cm)	N (KN)	T (KN)	M (KN m)	σ_{cls} (MPa)	σ_f (MPa)	σ'_f (MPa)	τ_{c0} (MPa)	w (mm)
Calotta	13	90	454.9	6.1	66.7	-0.9	-1.5	-12.9	0.01	0.00
Rene dx	18	90	548.1	115.6	74.4	-1.1	-2.3	-15.1	0.15	0.00
Rene sx	8	90	494.2	53.3	21.7	-0.7	-6.0	-9.7	0.07	0.00
Piedritto dx	22	150	990.6	234.0	-530.3	-2.4	-33.0	26.6	0.18	0.02
Piedritto sx	4	150	790.6	97.7	-164.7	-0.9	-13.3	-2.1	0.08	0.00
Attacco - Solettone sx	34	90	494.2	223.1	33.5	-0.7	-4.9	-10.7	0.30	0.00
Attacco - Solettone dx	26	90	494.2	383.2	-203.2	-2.5	-31.8	39.8	0.51	0.03
Asse solettone	30	90	494.2	10.5	-372.4	-5.0	-57.5	161.9	0.01	0.13

GENERAL CONTRACTOR



Consorzio Collegamenti Integrati Veloci

ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

IG5101ECVCLGASA00001C00

Foglio
69 di 79

COMB2	ELE	H (cm)	N (KN)	T (KN)	M (KN m)	σ cls (MPa)	σ f (MPa)	σ' f (MPa)	τ c0 (MPa)	w (mm)
Calotta	13	90	464,4	5,9	72,5	-1,0	-1,1	-13,6	0,01	0,00
Rene dx	18	90	564,3	119,6	74,4	-1,1	-2,5	-15,3	0,16	0,00
Rene sx	8	90	507,0	53,1	22,2	-0,7	-6,1	-9,9	0,07	0,00
Piedritto dx	22	90	1020,5	238,5	-548,9	-7,1	-86,4	168,6	0,32	0,16
Piedritto sx	4	90	814,1	101,4	-173,4	-2,0	-27,8	2,0	0,13	0,00
Attacco - Solettone sx	34	90	502,6	228,6	31,4	-0,7	-5,3	-10,7	0,30	0,00
Attacco - Solettone dx	26	90	502,6	393,5	-212,4	-2,6	-33,3	44,0	0,52	0,04
Asse solettone	30	90	502,6	11,0	-383,7	-5,1	-59,2	168,6	0,01	0,14

COMB3	ELE	H (cm)	N (KN)	T (KN)	M (KN m)	σ cls (MPa)	σ f (MPa)	σ' f (MPa)	τ c0 (MPa)	w (mm)
Calotta	13	90	445,4	6,2	60,8	-0,9	-1,8	-12,3	0,01	0,00
Rene dx	18	90	532,0	111,5	74,3	-1,1	-2,0	-14,8	0,15	0,00
Rene sx	8	90	481,4	53,5	21,2	-0,6	-5,8	-9,4	0,07	0,00
Piedritto dx	22	90	960,6	229,6	-511,6	-6,6	-80,6	155,0	0,30	0,12
Piedritto sx	4	90	767,2	94,0	-155,9	-1,8	-25,6	1,3	0,12	0,00
Attacco - Solettone sx	34	90	485,8	217,6	35,5	-0,7	-4,6	-10,7	0,29	0,00
Attacco - Solettone dx	26	90	485,8	372,9	-193,9	-2,4	-30,3	35,7	0,49	0,03
Asse solettone	30	90	485,8	10,0	-361,1	-4,8	-55,9	155,3	0,01	0,13

COMB4	ELE	H (cm)	N (KN)	T (KN)	M (KN m)	σ cls (MPa)	σ f (MPa)	σ' f (MPa)	τ c0 (MPa)	w (mm)
Calotta	13	90	469,3	6,2	68,2	-0,9	-1,6	-13,3	0,01	0,00
Rene dx	18	90	564,5	119,3	76,2	-1,1	-2,4	-15,5	0,16	0,00
Rene sx	8	90	508,3	54,4	23,8	-0,7	-6,0	-10,1	0,07	0,00
Piedritto dx	22	90	1020,3	243,0	-546,2	-7,0	-86,0	166,6	0,32	0,15
Piedritto sx	4	90	814,0	102,3	-170,0	-2,0	-27,5	1,7	0,14	0,00
Attacco - Solettone sx	34	90	507,3	229,8	34,4	-0,8	-5,1	-11,0	0,30	0,00
Attacco - Solettone dx	26	90	507,3	394,7	-209,3	-2,6	-32,8	41,3	0,52	0,03
Asse solettone	30	90	507,3	10,8	-383,6	-5,1	-59,3	167,2	0,01	0,13

COMB5	ELE	H (cm)	N (KN)	T (KN)	M (KN m)	σ cls (MPa)	σ f (MPa)	σ' f (MPa)	τ c0 (MPa)	w (mm)
Calotta	13	90	447,9	6,3	58,7	-0,9	-2,0	-12,1	0,01	0,00
Rene dx	18	90	532,1	111,3	75,2	-1,1	-2,0	-14,9	0,15	0,00
Rene sx	8	90	482,0	54,1	22,0	-0,7	-5,7	-9,5	0,07	0,00
Piedritto dx	22	90	960,5	231,8	-510,2	-6,6	-80,4	154,1	0,31	0,12
Piedritto sx	4	90	767,1	94,5	-154,3	-1,8	-25,4	1,1	0,13	0,00
Attacco - Solettone sx	34	90	488,1	218,2	37,0	-0,8	-4,5	-10,9	0,29	0,00
Attacco - Solettone dx	26	90	488,1	373,5	-192,4	-2,3	-30,1	34,5	0,49	0,03
Asse solettone	30	90	488,1	9,9	-361,0	-4,8	-55,9	154,6	0,01	0,12

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVCLGASA00001C00 <table border="1" data-bbox="1406 309 1503 356"> <tr> <td>Foglio 70 di 79</td> </tr> </table>	Foglio 70 di 79
Foglio 70 di 79		

8. CONCLUSIONI

Nel presente documento sono state affrontate le verifiche relative ai muri di sostegno e il concio di attacco dell'imbocco lato Borzoli della Galleria Borzoli-Erzelli, nell'ambito della progettazione esecutiva della "Nuova viabilità nella tratta Via Borzoli – Via Erzelli" connessa al sistema ad Alta Velocità/Alta Capacità della linea Terzo Valico dei Giovi - Milano-Genova.

9. ALLEGATI

9.1. Concio di attacco

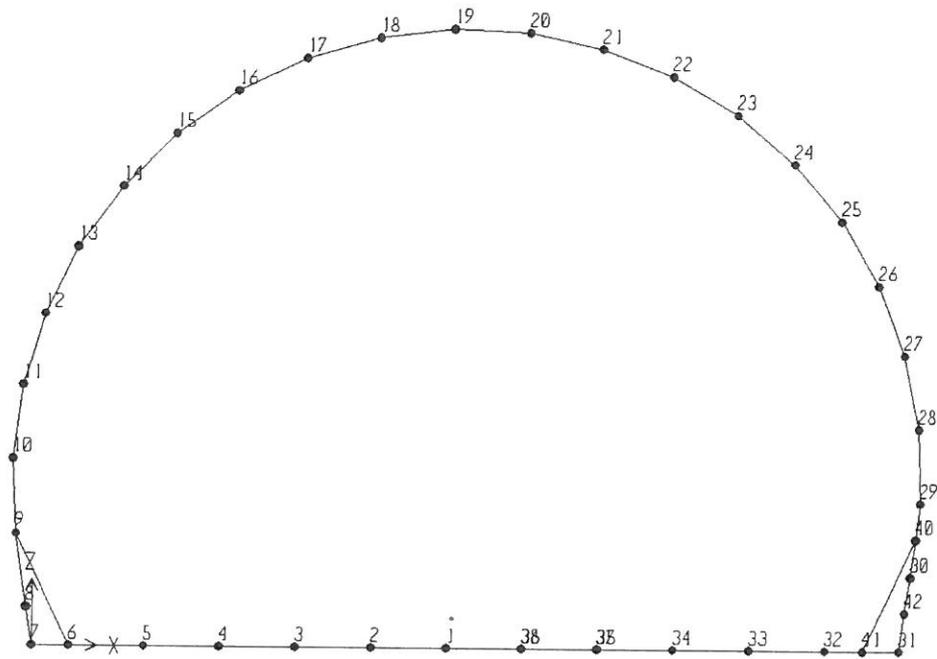


Figura 7: Individuazione nodi della griglia di calcolo

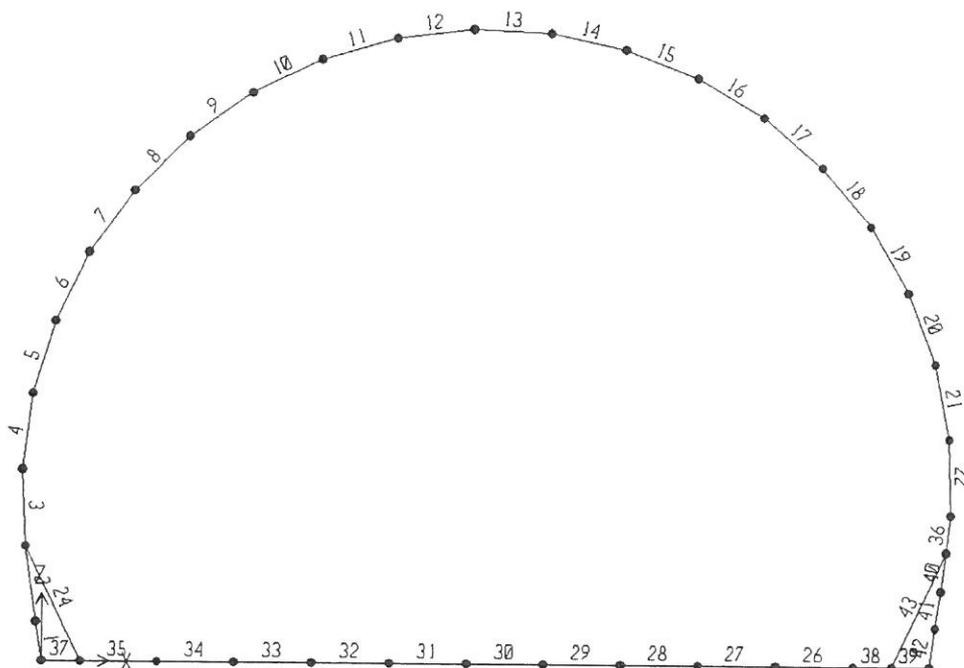


Figura 8: Individuazione elementi beam della griglia di calcolo

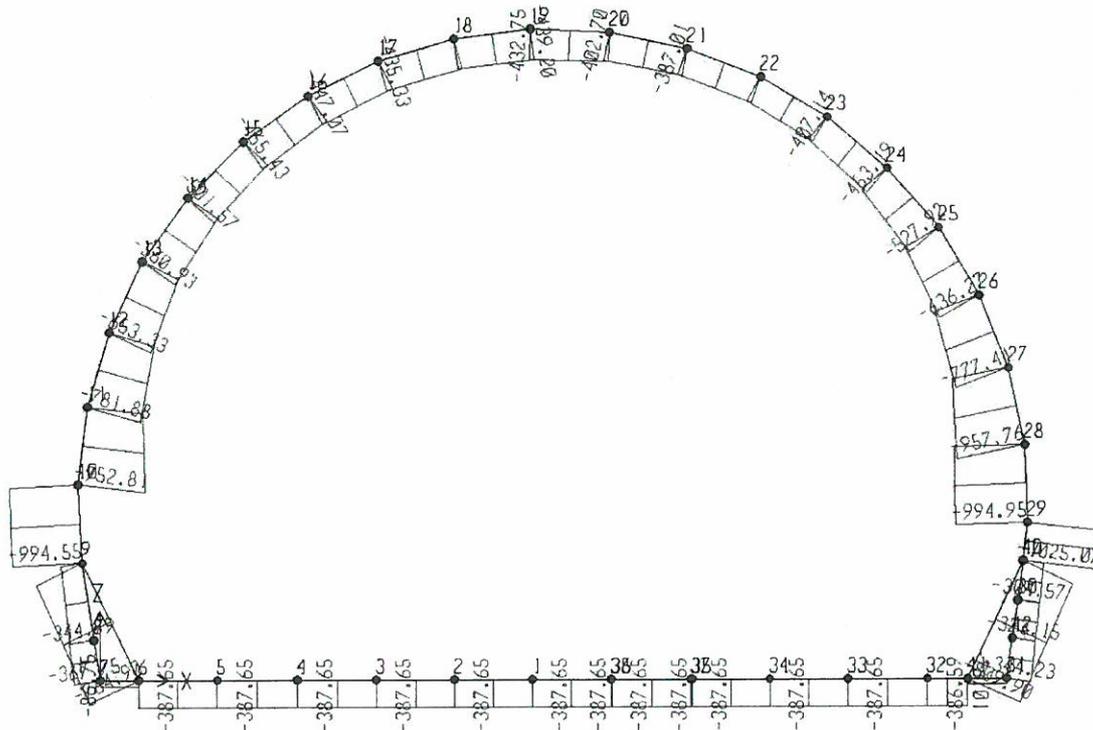


Figura 9: Combo 1: Sforzo Normale (kN/m)

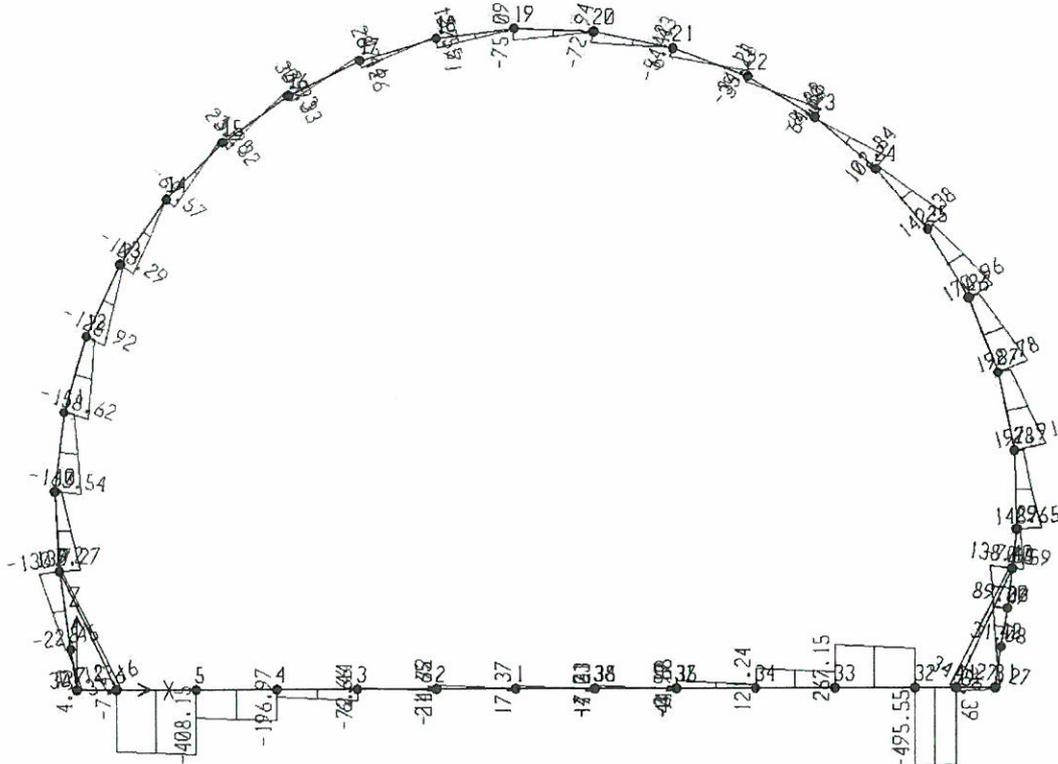


Figura 10: Combo 1: Taglio (kN/m)

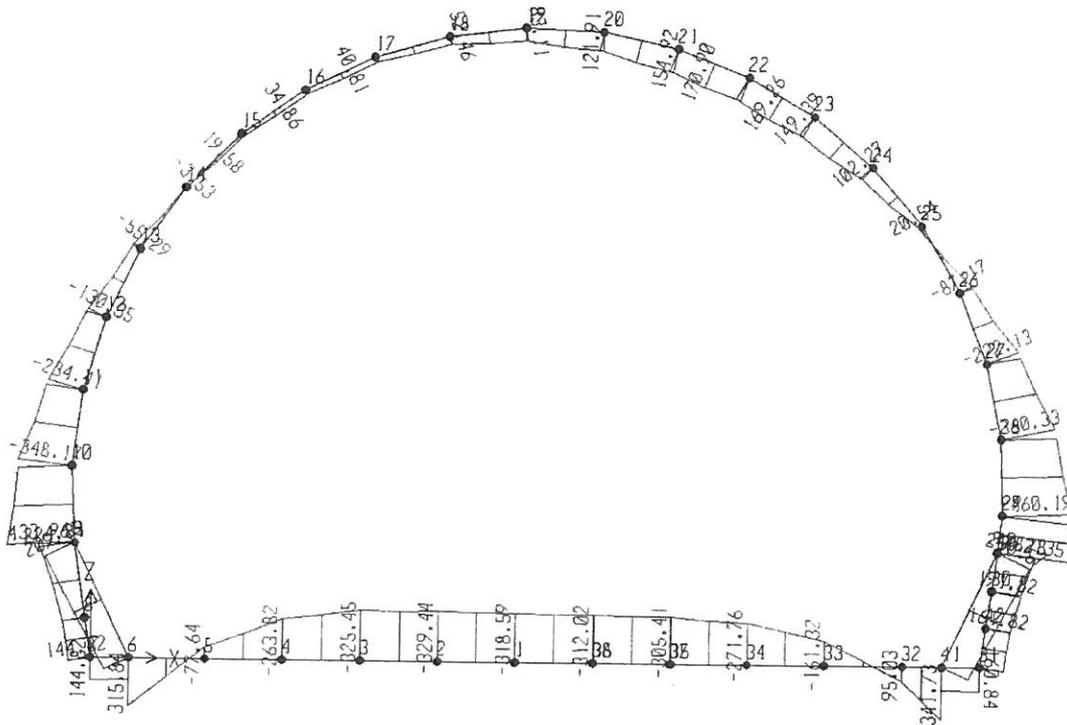


Figura 11: Combo 1: Momento flettente (kN m/m)

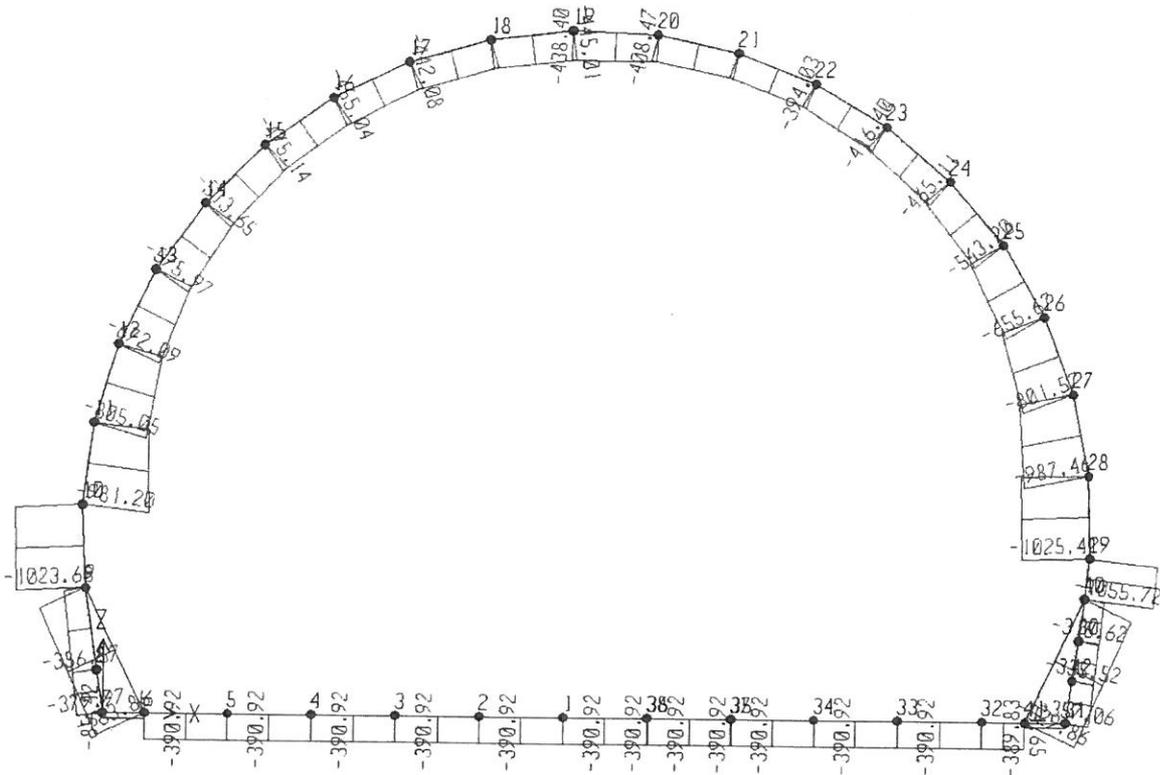


Figura 12: Combo 2: Sforzo Normale (kN/m)

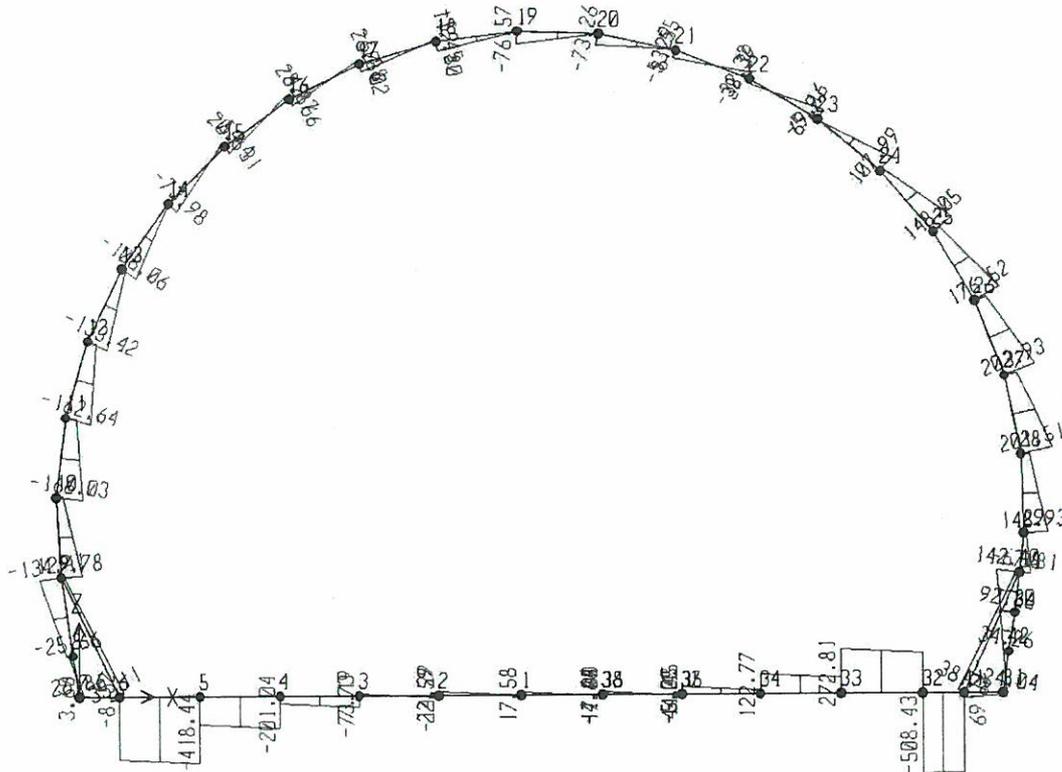


Figura 13: Combo 2: Taglio (kN/m)

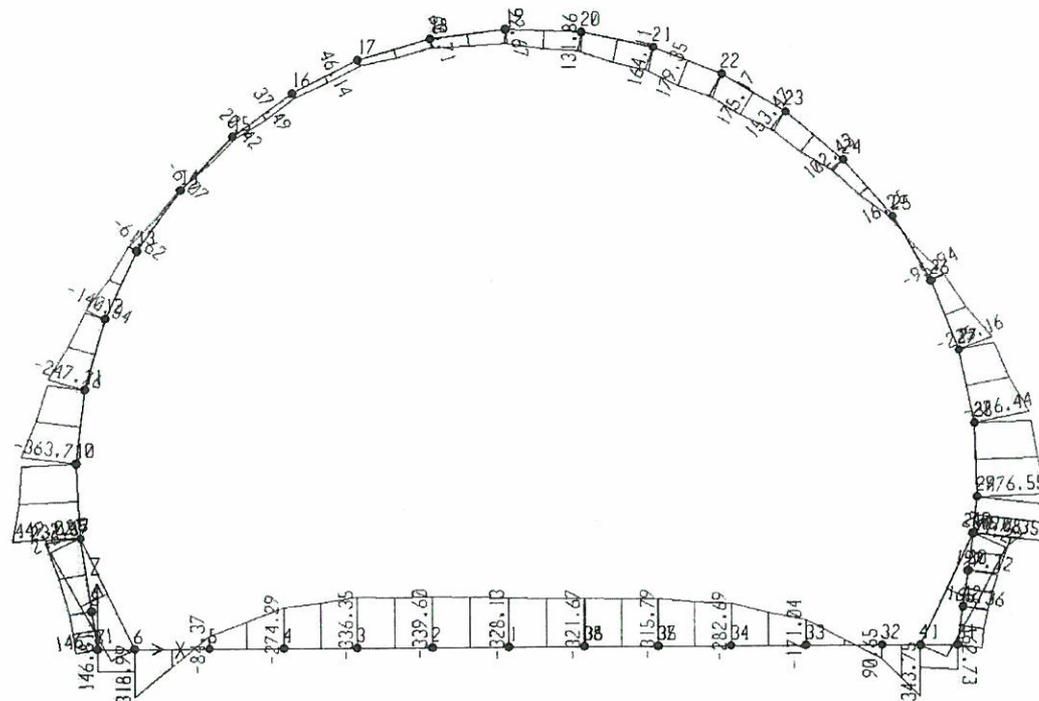


Figura 14: Combo 2: Momento flettente (kN m/m)

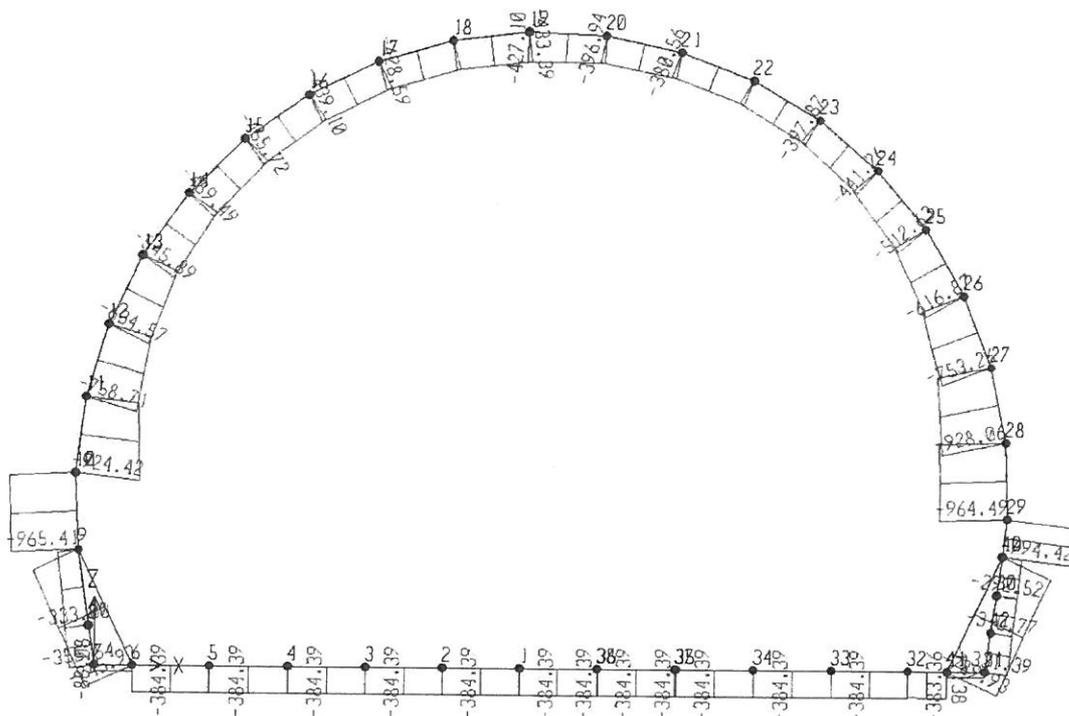


Figura 15: Combo 3: Sforzo Normale (kN/m)

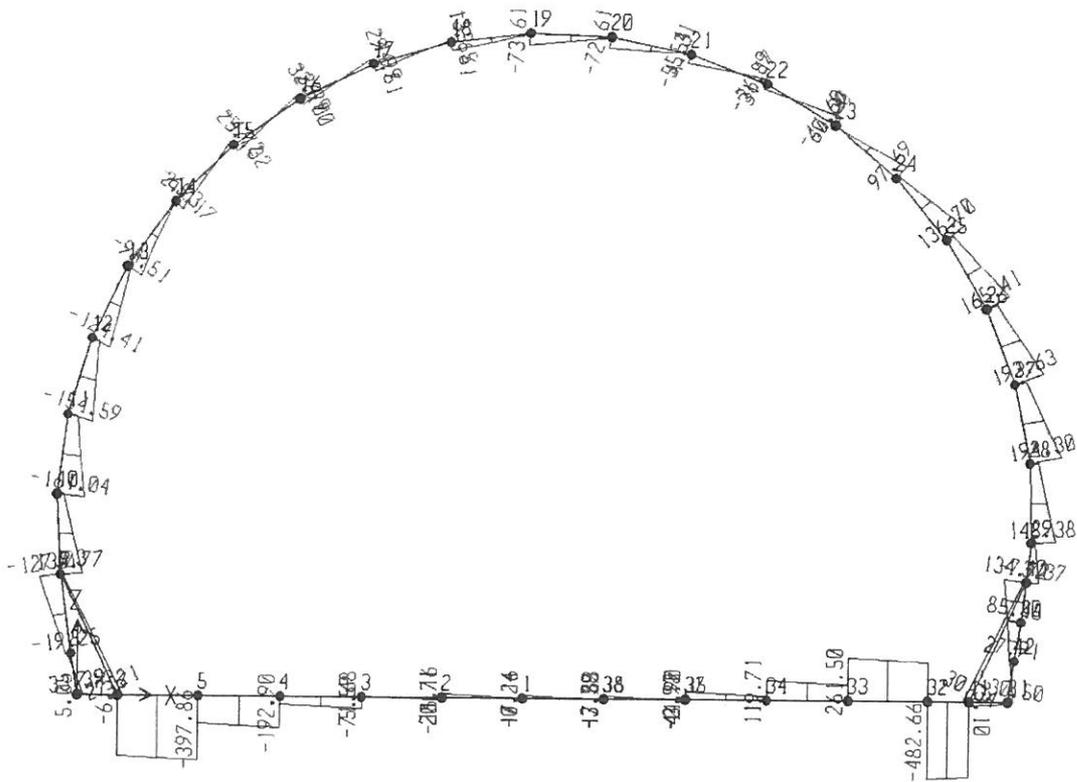


Figura 16: Combo 3: Taglio (kN/m)

GENERAL CONTRACTOR



Consorzio Collegamenti Integrati Veloci

ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

IG5101ECVCLGASA00001C00

Foglio
77 di 79

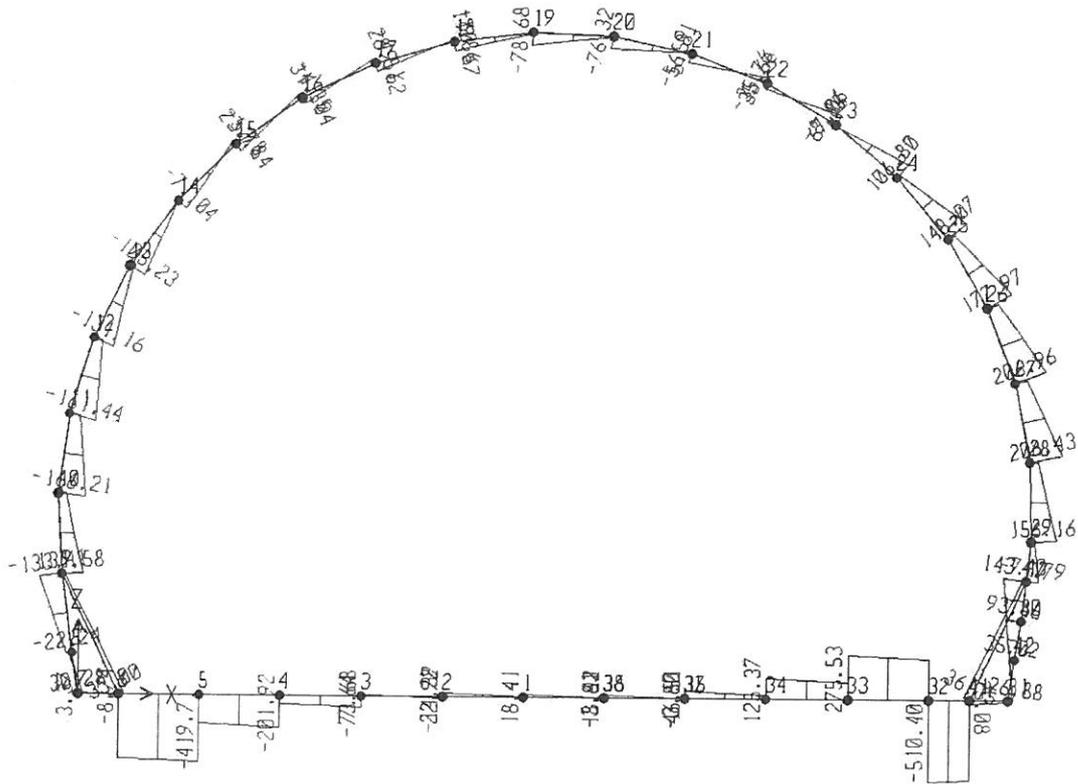


Figura 4: Combo 2: Taglio (kN/m)

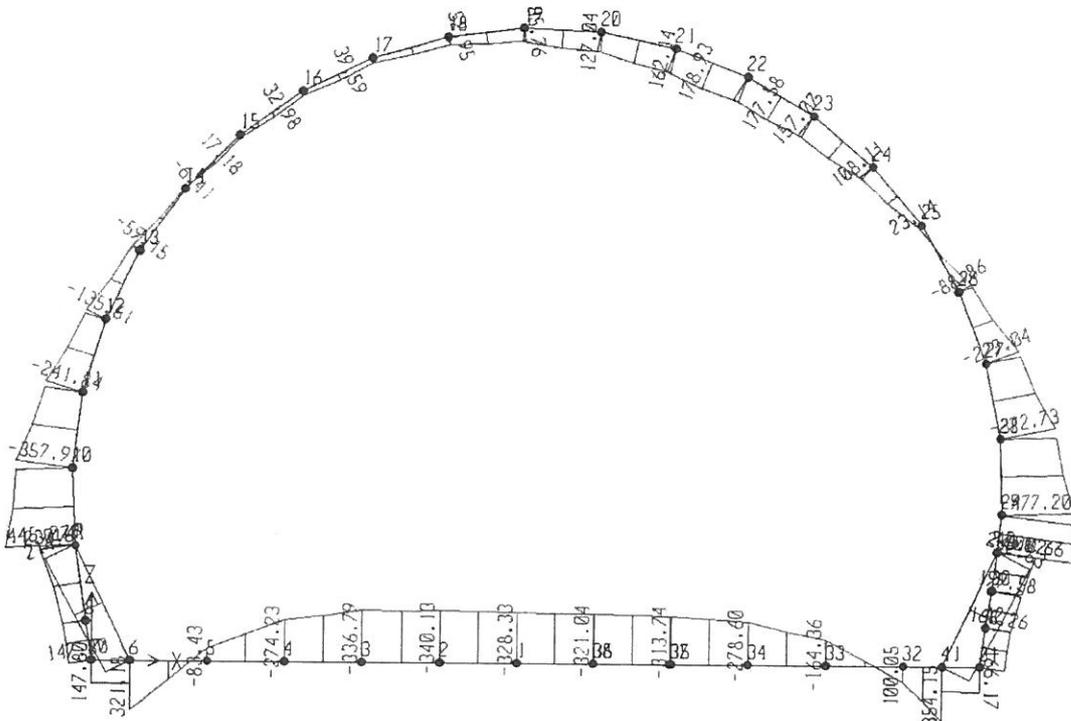


Figura 18: Combo 4: Momento flettente (kN m/m)

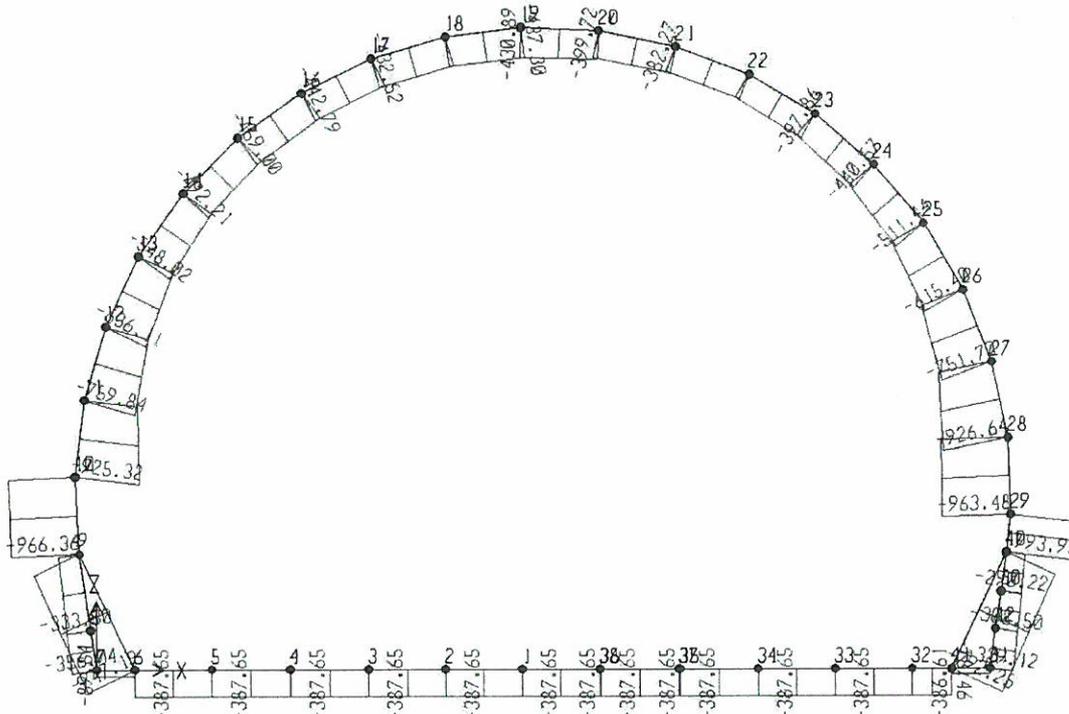


Figura 19: Combo 5: Sforzo Normale (kN/m)

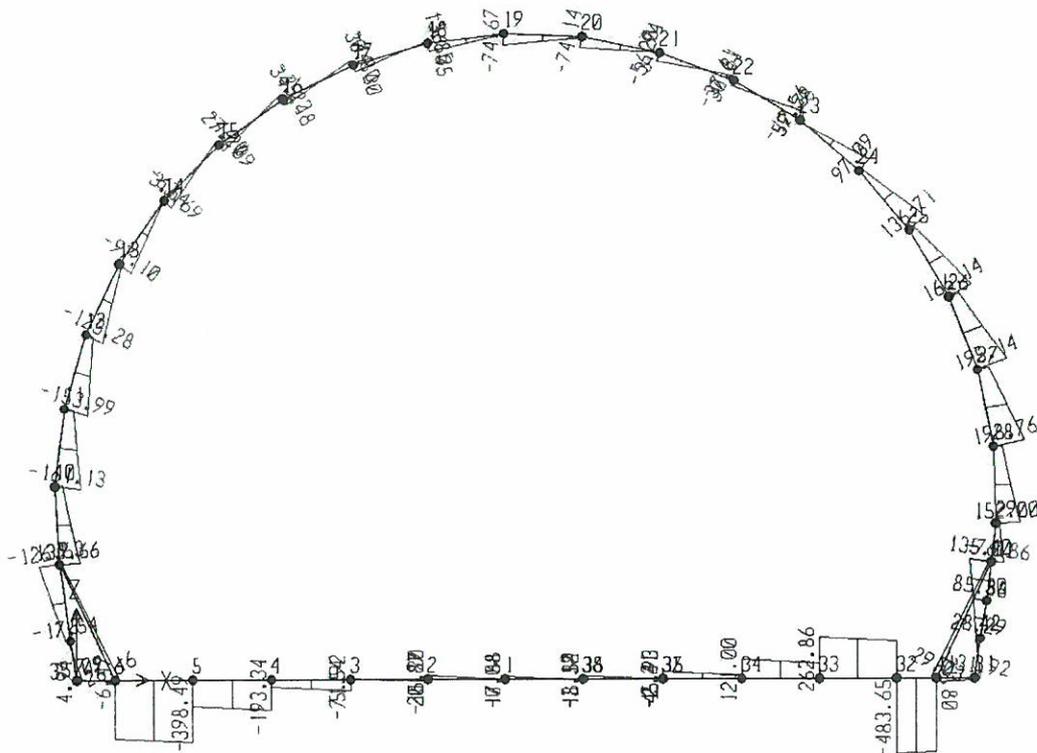


Figura 20: Combo 5: Taglio (kN/m)

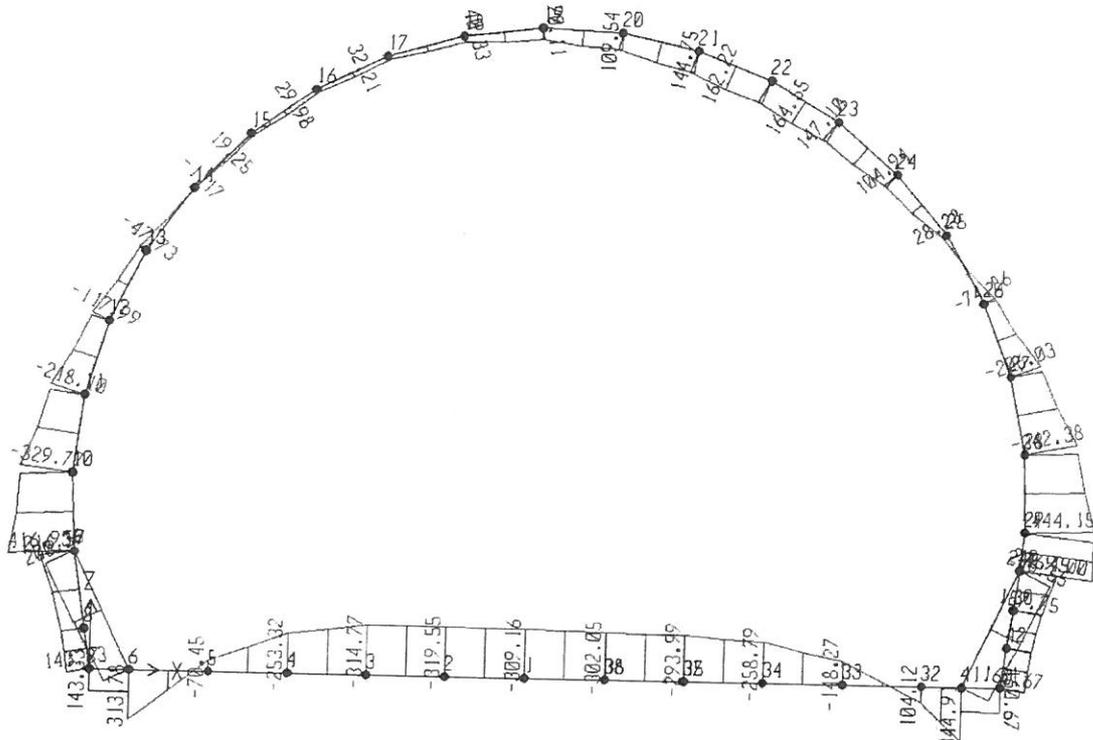


Figura 21: Combo 5: Momento flettente (kN m/m)