

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 intermedio

Relazione di calcolo

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio Cociv Ing. G. Guagnozzi	

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

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

n. Elab.:	File: IG5101ECVCLGASB00001A00
-----------	-------------------------------

CUP: F81H92000000008

INDICE

INDICE.....	3
1. INTRODUZIONE.....	5
2. NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI.....	6
2.1. Normativa Sismica.....	6
3. MATERIALI IMPIEGATI.....	8
3.1. Protezione scavi.....	8
3.2. Muri di sostegno.....	9
3.3. Concio d'attacco.....	9
3.4. Galleria artificiale.....	11
4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO.....	12
5. INQUADRAMENTO DELL'OPERA E PROPOSTA DI INTERVENTO.....	21
5.1. FASI ESECUTIVE.....	25
5.2. Sostegno degli scavi.....	26
5.3. Dima e Concio d'attacco.....	26
5.3.1. Fase 1: Consolidamento al contorno della galleria naturale.....	26
5.3.2. Fase 2: Realizzazione della dima.....	27
5.3.3. Fase 3: Realizzazione concio e sezione d'attacco.....	27
5.4. Galleria artificiale.....	27
6. ANALISI DELLE PARETI DI SBANCAMENTO E DELLE CHIODATURE.....	29
6.1. Introduzione e Software utilizzati.....	29
6.2. Verifiche grafiche di stabilità degli sbancamenti.....	29
6.2.1. Lato Borzoli – Ovest.....	31
6.2.2. Lato Erzelli – Est.....	39
6.3. Verifiche allo scivolamento dei cunei rocciosi.....	49
6.3.1. Verifiche delle chiodature.....	49
6.3.2. Lato Borzoli – Ovest.....	51
6.3.3. Lato Erzelli – Est.....	66
7. METODI DI ANALISI PER I MURI IN CALCESTRUZZO E LA GALLERIA ARTIFICIALE.....	72
7.1. Muri in c.a.	72
7.1.1. Calcolo della spinta sul muro.....	72
7.1.2. Verifica a ribaltamento.....	74
7.1.3. Verifica a scorrimento.....	74
7.1.4. Verifica al carico limite.....	75

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>IG5101ECVCLGASB00001A00</p>	<p>Foglio 4 di 142</p>

7.1.5.	Verifiche statiche.....	78
7.2.	Gallerie artificiali.....	80
7.2.1.	Ipotesi di carico.....	80
7.2.2.	Modello di calcolo.....	81
8.	VERIFICA DELLE SEZIONI PROGETTUALI	83
8.1.	Muri in c.a.	83
8.1.1.	Sezione Tipo 1.....	85
8.1.2.	Sezione Tipo 2.....	92
8.1.3.	Sezione Tipo 3.....	99
8.1.4.	Sezione Tipo 4.....	106
8.2.	Galleria artificiale e Concio di attacco.....	113
8.2.1.	Modello strutturale.....	113
8.2.2.	Vincoli elastici.....	115
8.2.3.	Carichi agenti.....	116
8.2.4.	Verifiche statiche galleria artificiale.....	120
8.2.5.	Verifiche statiche galleria artificiale in corrispondenza delle finestre.....	121
8.2.6.	Verifiche statiche concio di attacco.....	122
9.	CONCLUSIONI	124
10.	ALLEGATI.....	125
10.1.	Galleria artificiale.....	125
10.2.	Concio di attacco.....	134

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5101ECVCLGASB00001A00 Foglio 5 di 142

1. INTRODUZIONE

Nella presente relazione sono illustrate le scelte progettuali e le verifiche di dimensionamento delle opere di sostegno degli scavi, dei muri in c.a., della galleria artificiale e del concio di attacco facenti parte dell'imbocco intermedio della Galleria Borzoli-Erzelli, ubicato alla progressiva 165.00, lato Borzoli ed alla progressiva 235.50, lato 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.

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.

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 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5101ECVCLGASB00001A00 Foglio 6 di 142

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,

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG5101ECVCLGASB00001A00</p> <p>Foglio 7 di 142</p>

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:

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

$$K_v = 0.5 \cdot K_h$$

3. MATERIALI IMPIEGATI

3.1. Protezione scavi

Barre di ancoraggio	$f_{uk} = 550 \text{ MPa}$ $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Piastre ed accessori di ancoraggio	$f_{uk} = 550 \text{ MPa}$ $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Rete elettrosaldata	FeB44k controllato in stabilimento
Barre di ancoraggio in sommità	FeB44k controllato in stabilimento
Rivestimento fosso di guardia	C20/25, Tipo CEM III-V, S3
Magrone di pulizia di sottofondo	$R_m \geq 15 \text{ MPa}$, Tipo CEM I-V, X0
Miscele per ancoraggio barre	Tipo: A ritiro compensato $R_m (28\text{gg}) \geq 25\text{MPa}$ $A/C < 0.5$ Additivi fluidificanti
Spritz beton	<ul style="list-style-type: none"> - Resistenza media su carote $h/\phi = 1$ a 48 ore $\geq 13 \text{ MPa}$, a 28 gg $\geq 20\text{MPa}$
Rete metallica esagonale a doppia torsione	Tessitura: <ul style="list-style-type: none"> - Trafilato di ferro galvanizzato con lega di zinco $\geq 245\text{g/m}^2$ Ancoraggio e funi di fissaggio reti : <ul style="list-style-type: none"> - B450C Funi di contenimento o maglia romboidale: <ul style="list-style-type: none"> - Resistenza fili $\geq 1770\text{MPa}$ - Carico rottura fili elementari $\geq 84.1\text{kN}$
Perforazione barre di ancoraggio	Diametro $\geq 48 \text{ mm}$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVCLGASB00001A00	Foglio 9 di 142

3.2. Muri di sostegno

Acciaio per armature:	FeB44K controllato in stabilimento
Calcestruzzo strutturale	C25/30, Tipo CEM III-V, XC2, 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; nel seguito si indicano i valori di resistenza di progetto per i vari materiali.

Acciaio FeB 44K	σ_{amm} = 160 MPa (*)
Calcestruzzo strutturale armato Rck 30 MPa	σ_{amm} = 9.75 MPa

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

3.3. Concio d'attacco

Consolidamenti e rivestimenti provvisori

Spritz beton fibrorinforzato	<ul style="list-style-type: none"> - Resistenza media su carote h/ϕ = 1 a 48 ore \geq 13 MPa, a 28 gg \geq 25 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/ϕ = 1 a 48 ore \geq 13 MPa, a 28 gg \geq 25 MPa
Acciaio per centine, piastre e collegamenti:	Fe430
Acciaio per infilaggi:	Fe510
Acciaio per armatura e rete elettrosaldata:	FeB44K controllato

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVCLGASB00001A00 Foglio 10 di 142

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:	FeB44K 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 Fe 430	$\sigma_{amm} = 190$ MPa
Acciaio tubi Fe 510	$\sigma_{amm} = 240$ MPa
Acciaio FeB 44K	$\sigma_{amm} = 160$ Mpa (*)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVCLGASB00001A00 Foglio 11 di 142

Calcestruzzo proiettato Rck ≥ 25 Mpa	$\sigma_{amm} = 25/1.3 = 19.23 \text{ Mpa}$
Calcestruzzo strutturale armato Rck 30 Mpa	$\sigma_{amm} = 9.75 \text{ Mpa}$ $\tau_{c0} = 0.60 \text{ Mpa}$ $\tau_{c1} = 1.80 \text{ Mpa}$

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

3.4. Galleria artificiale

Acciaio per armature:	FeB44K controllato in stabilimento
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 FeB 44K	$\sigma_{amm} = 160 \text{ MPa (*)}$
Calcestruzzo strutturale armato Rck 30 MPa	$\sigma_{amm} = 9.75 \text{ MPa}$

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

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5101ECVCLGASB00001A00	Foglio 12 di 142

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

Dall'analisi dei dati a disposizione, l'imbocco intermedio della galleria Borzoli - Erzelli si imposta direttamente, senza attraversare spessori significativi di depositi superficiali, nell'interfaccia tra la parte superficiale mediamente alterata e fratturata e la parte profonda, più sana, dell'ammasso roccioso costituito da basalti appartenenti alla formazione denominata "Basalti dell'Unità Timone - Teiolo". La zona dell'imbocco intermedio si trova interamente all'interno della fascia di ammasso tettonizzato a cavallo di una delle faglie, sub-verticali, rilevate lungo il tracciato della galleria, più precisamente tra le progressive 145.00 e 255.00, è stata rilevata un'ampia fascia di ammasso roccioso tettonizzato all'interno dei basalti.

In corrispondenza di ciascuna delle due pareti di imbocco sono stati gli stop geostrutturali:

- Stop n. 17 per la parete di imbocco lato Borzoli (Ovest), cfr. Figura 4-1, Figura 4-2, Figura 4-3
- Stop n. 18 per la parete di imbocco lato Erzelli (Est), cfr. Figura 4-1, Figura 4-2, Figura 4-3
-

I rilievi eseguiti evidenziano la presenza di un ammasso costituito da basalti di colore da verde a marrone-verde, da mediamente a molto fratturato, lato Borzoli, di aspetto massivo, lato Erzelli. I valori di resistenza a compressione rilevati presentano valori medi pari a circa 85 – 100 MPa.

STOP 17



Figura 4-1: Affioramento zona imbocco intermedio lato Borzoli – Metabasalti



Figura 4-2: Particolare affioramento zona imbocco intermedio lato Borzoli – Metabasalti

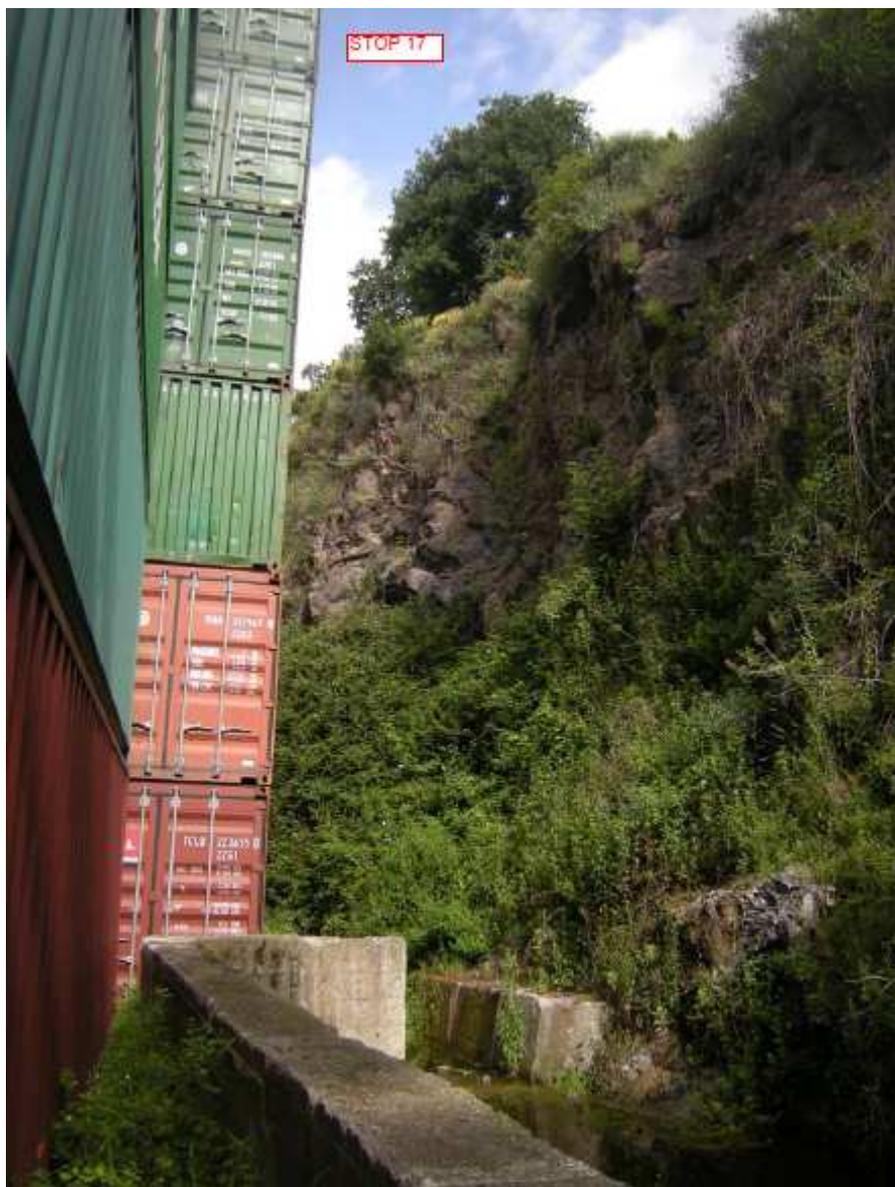


Figura 4-3: Affioramento di metabasalti in corrispondenza della zona dell'imbocco intermedio lato Borzoli



Figura 4-4: Affioramento di metabasalti in corrispondenza della zona dell'imbocco intermedio lato Erzelli



Figura 4-5: Affioramento di metabasalti in corrispondenza della zona dell'imbocco intermedio lato Erzelli



Figura 4-6: Affioramento di metabasalti in corrispondenza della zona dell'imbocco intermedio lato Erzelli

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5101ECVCLGASB00001A00 <table border="1" data-bbox="1422 232 1546 318"> <tr> <td>Foglio 19 di 142</td> </tr> </table>	Foglio 19 di 142
Foglio 19 di 142		



Figura 4-7: Affioramento di metabasalti in corrispondenza della zona dell'imbocco intermedio lato Erzelli

Dal punto di vista geotecnico, non avendo a disposizione prove e/o sondaggi integrativi (attualmente in fase di esecuzione), realizzate in corrispondenza dell'area in esame, si riprendono i valori descritti nei documenti di PD, ad es. dal "Profilo geologico-geomeccanico" di PD (elaborato A30100DCVF7NV0100002B).

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

- peso di volume: $\gamma = 24 - 26 \text{ kN/m}^3$
- coesione drenata: $c = 0.40 - 0.60 \text{ MPa}$
- angolo d'attrito: $\phi = 30^\circ - 35^\circ$
- modulo di deformabilità: $E = 2 - 5 \text{ GPa}$
- coefficiente di Poisson: $\nu = 0.30$
- RMRbase: $40 - 45$
- GSI: $35 - 40$.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG5101ECVCLGASB00001A00</p>	<p>Foglio 20 di 142</p>

Le analisi per il dimensionamento dei muri sono state svolte utilizzando i valori medi dei range qui riportati, ad eccezione della coesione, per la quale si è tenuto conto cautelativamente dell'alterazione degli strati più superficiali utilizzando un valore di 200 KPa.

Per quanto riguarda il terreno di ritombamento (muri e gallerie artificiali) sono stati assunti i valori riportati di seguito:

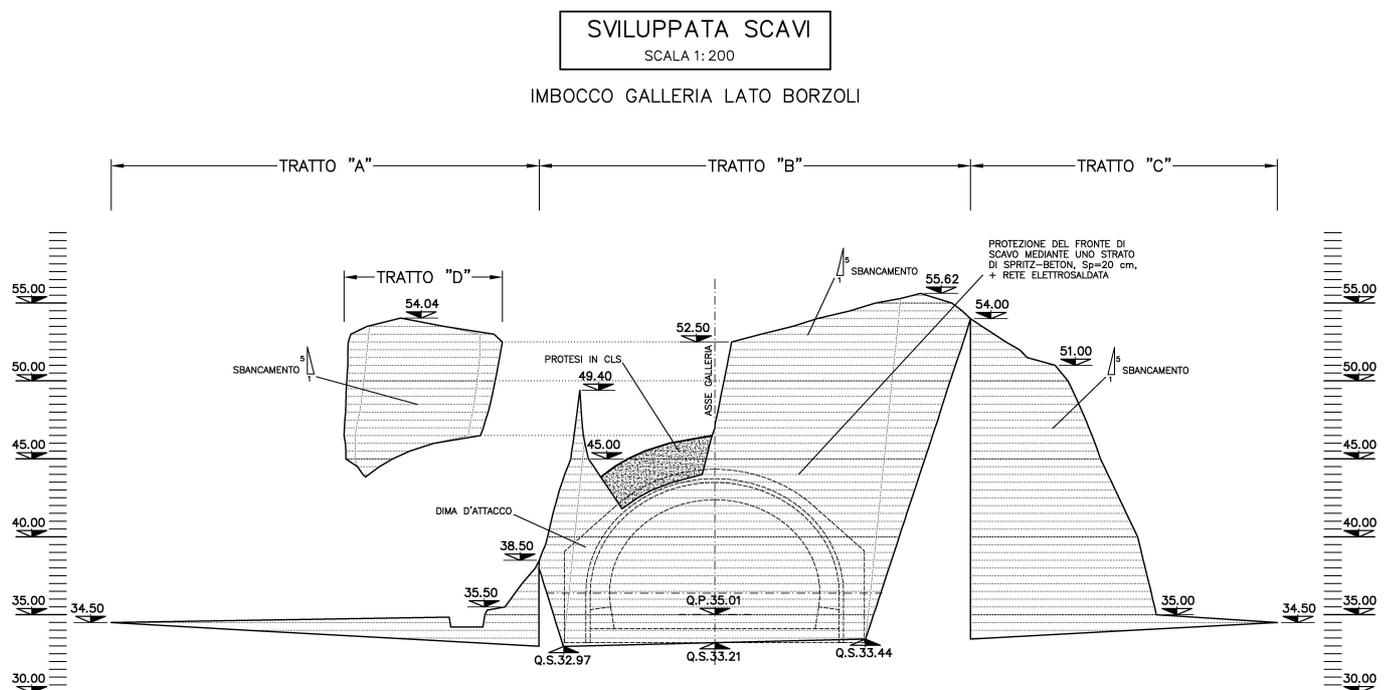
- peso di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
- coesione drenata: $c' = 0 \text{ MPa}$;
- angolo di attrito: $\phi' = 35^\circ$,
- $\nu' = 0.30$, coefficiente di Poisson

5. INQUADRAMENTO DELL'OPERA E PROPOSTA DI INTERVENTO

Per l'imbocco intermedio della galleria Borzoli - Erzelli, in considerazione della presenza di pareti rocciose molto inclinate (fino a 60° - 70°), 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.

Di seguito si riportano le sviluppatate relative alle due pareti di attacco e la key-plan dei due imbocchi.

Lato Borzoli - Ovest

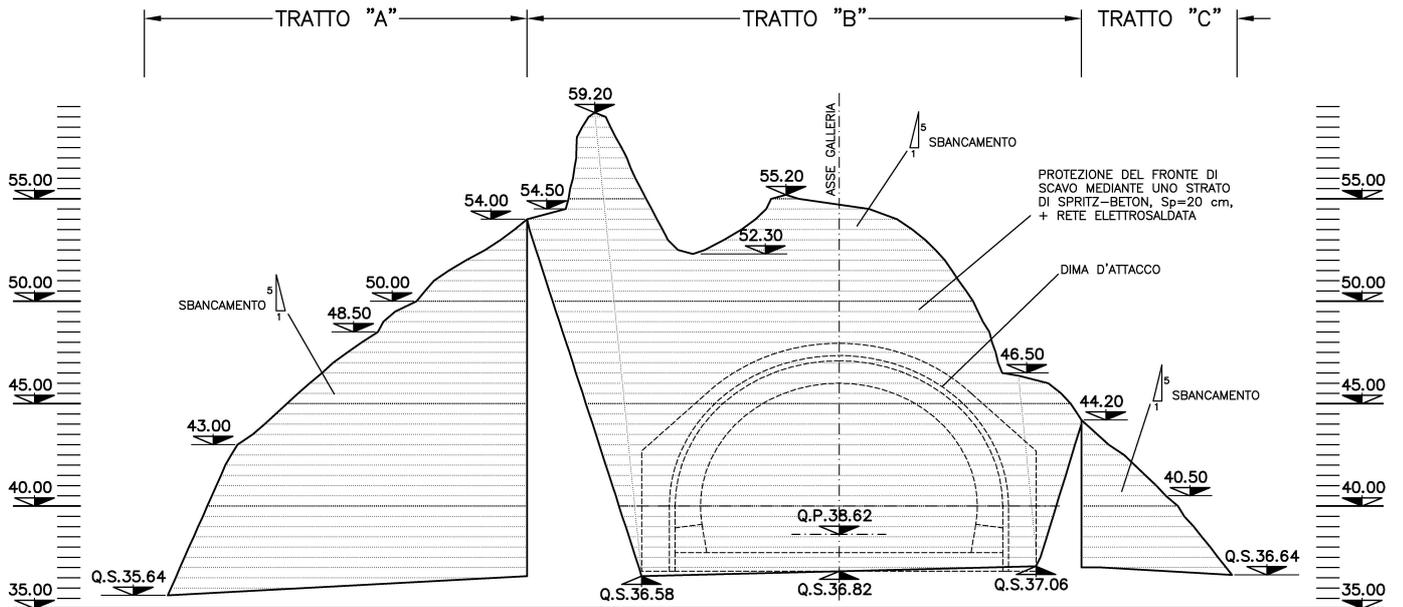


Lato Erzelli - Est

SVILUPPATA SCAVI

SCALA 1: 200

IMBOCCO GALLERIA LATO ERZELLI



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVCLGASB00001A00 <table border="1" data-bbox="1420 235 1532 315"> <tr> <td>Foglio 24 di 142</td> </tr> </table>	Foglio 24 di 142
Foglio 24 di 142		

Lato Borzoli - Ovest

In corrispondenza della parete d'attacco frontale, Tratto "B", gli sbancamenti sono stati impostati con pendenze di scavo pari a 5 (verticale) su 1 (orizzontale), ovvero circa 78°-79°, per una altezza totale di 20 m circa.

In corrispondenza delle pareti laterali, la riprofilatura del versante è attuata come di seguito descritto:

- per il "Tratto C", mediante la realizzazione di un ordine di sbancamento impostato con pendenza di scavo pari a 5 (verticale) su 1 (orizzontale), ovvero circa 78°-79°, per una altezza totale di circa 20 m,
- per il "Tratto A", mediante la realizzazione di un solo ordine di sbancamento impostato con pendenza di scavo pari a 5 (verticale) su 1 (orizzontale), ovvero circa 78°-79°, per una altezza di 8 m circa.

Lato Erzelli - Est

In corrispondenza della parete d'attacco frontale, Tratto "B", gli sbancamenti sono stati impostati con pendenze di scavo pari a 5 (verticale) su 1 (orizzontale), ovvero circa 78°-79°, per una altezza totale di 18 m circa.

In corrispondenza delle pareti laterali, la riprofilatura del versante è attuata come di seguito descritto:

- per il "Tratto A", mediante la realizzazione di un ordine di sbancamento impostato con pendenza di scavo pari a 5 (verticale) su 1 (orizzontale), ovvero circa 78°-79°, per una altezza totale di circa 18 m,
- per il "Tratto C", mediante la realizzazione di un solo ordine di sbancamento impostato con pendenza di scavo pari a 5 (verticale) su 1 (orizzontale), ovvero circa 78°-79°, per una altezza di 7 m circa.

Lo scavo, in generale, verrà condotto con demolitore meccanico, secondo modalità tipiche di sbancamenti in versanti rocciosi. I bulloni dovranno essere posti in opera a seguito delle successive fasi di ribasso, che saranno, al massimo 2,5 – 3,0 metri. Preliminarmente all'operazione di riprofilatura tramite gli sbancamenti, sarà realizzata una pulizia del versante mediante disboscamento e bonifica della coltre superficiale, laddove presente.

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

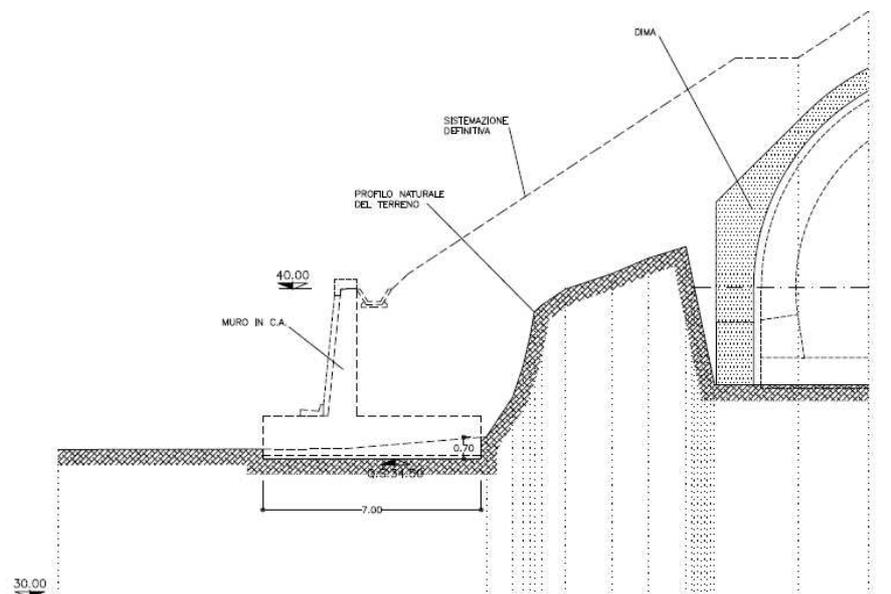


Figura 5-1: Inquadramento dell'opera: sezione tipo dei muri di sostegno.

5.1. FASI ESECUTIVE

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

- preliminarmente alle operazioni di riprofilatura mediante sbancamenti, si prevede un intervento diffuso sul versante di bonifica della coltre superficiale e regolarizzazione delle pareti rocciose;
- scavo di sbancamento e riprofilatura;
- realizzazione degli interventi di sostegno mediante bullonatura e contemporanea posa in opera della rete esagonale;
- posa in opera del reticolo di funi ad orditura romboidale in acciaio (la fune si troverà in corrispondenza degli incroci e fissata, con opportuni accessori degli ancoraggi);
- realizzazione degli interventi di consolidamento previsti per la sezione di attacco della galleria;
- realizzazione della dima di attacco;
- scavo del primo campo d'avanzamento secondo le indicazioni progettuali;
- getto del concio d'attacco della galleria naturale;
- realizzazione della galleria artificiale;
- scavo delle fondazioni getto dei muri di sostegno
- ritombamento finale e sistemazione dell'imbocco.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG5101ECVCLGASB00001A00</p> <p>Foglio 26 di 142</p>

5.2. Sostegno degli scavi

Per la realizzazione degli sbancamenti, si prevedono le seguenti fasi operative:

- scavo di sbancamento e riprofilatura, dall'alto verso il basso, per successivi ribassi, al massimo di 2.5 – 3.0 metri
- realizzazione, durante le fasi di ribasso, delle chiodature con barre in acciaio tipo "GEWI" di diametro 25 mm, cementate per l'intera lunghezza di 6 metri, disposti su due maglie 2.0 m x 2.0 m, sfalsate tra loro di 1.0 m in senso longitudinale e trasversale
- ad ogni ribasso esecuzione sul fronte di imbocco e lateralmente del rivestimento in betoncino proiettato C20/25, spessore 20 cm, armato con rete elettrosaldato di diametro 6 mm e maglia 15 cm x 15 cm e lateralmente posa delle funi e delle reti esagonali.

La posa in opera dei bulloni in acciaio dovrà avvenire secondo le seguenti fasi:

- perforazione di diametro 48 mm, con una inclinazione variabile da 5° a 15°, disposti secondo la maglia di progetto;
- posa in opera del bullone, dotato di distanziatori e canne per l'iniezione della miscela cementizia;
- iniezione della miscela cementizia per la formazione dell'ancoraggio, fino al completo riempimento della perforazione;
- iniezione di cementazione;
- serraggio del bullone.

5.3. Dima e Concio d'attacco

Una volta completato lo scavo di sbancamento si procede, senza soluzione di continuità, all'esecuzione sul fronte della paratia di tutti gli interventi di consolidamento necessari per l'attacco della galleria naturale.

5.3.1. Fase 1: Consolidamento al contorno della galleria naturale

Consolidamento al contorno

Si realizza la coronella di infilagghi metallici non valvolati orizzontali al contorno della futura sezione di scavo della galleria, secondo le geometrie di progetto, mediante l'inserimento di n. 45 tubi in acciaio Fe510, $\Phi=88.9\text{mm}$, $L=15-9.0\text{m}$, $Sp=10\text{mm}$, sovrapposizione 5.40m; circa 0.50m di tubo deve essere lasciato al di fuori della paratia per essere poi inglobato nel getto della dima d'attacco.

Le fasi costruttive sono le seguenti:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVCLGASB00001A00 Foglio 27 di 142

perforazione eseguita a secco o mediante agenti schiumogeni $\Phi=120-130$ mm;

inserimento del tubo in acciaio $\Phi=88.9$ mm Sp=10mm, Fe510;

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

5.3.2. 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).

5.3.3. 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 cm e centine metalliche 2IPN180/m passo 1.00 m, per una lunghezza circa 7.00 m;

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. 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.

5.4. Galleria artificiale

L'esecuzione della galleria artificiale potrà avvenire una volta completata la dima, oppure contemporaneamente o al termine dello scavo della galleria naturale, in funzione del comportamento deformativo dell'opera già realizzata, evidenziato dal sistema di monitoraggio previsto.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>IG5101ECVCLGASB00001A00</p>	<p>Foglio 28 di 142</p>

La carpenteria, le armature e l'impermeabilizzazione di tali conci sono descritti negli elaborati grafici relativi.

Le fasi esecutive della galleria artificiale sono:

Scavo dell'arco rovescio;

Getto di uno spessore minimo di 10 cm di cls di magrone di pulizia;

Posizionamento dell'armatura, della casseratura e getto dell'arco rovescio fino alla quota di ripresa di getto;

Posizionamento dell'armatura, della casseratura e getto dei piedritti e della calotta.

Si potrà prevedere il getto di tutti i conci di arco rovescio, prima di procedere al getto dei piedritti e della calotta, così da consentire un immediato contenimento al piede della paratia qualora lo stato deformativo della stessa lo rendesse necessario.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVCLGASB00001A00 Foglio 29 di 142

6. ANALISI DELLE PARETI DI SBANCAMENTO E DELLE CHIODATURE

6.1. Introduzione e Software utilizzati

Le analisi sono state svolte mediante l'utilizzo dei seguenti Software:

DIPS edito dalla Rockscience di Toronto, Canada

SWEDGE (Analysis of the geometry and stability of surfaces wedges) edito da Rock Engineering Group dell'Università di Toronto.

Al fine di eseguire una verifica accurata, sono state prese in considerazione le seguenti pareti:

Lato Borzoli – Ovest

Parete d'attacco frontale, "tratto B", e parete laterale, tratto "C":

parete d'attacco (tratto "B") con giacitura 160/78 ed altezza di 20 m

parete laterale (tratto "C") con giacitura 225/78 ed altezza di 20 m.

Lato Erzelli – Est

Parete d'attacco frontale, "tratto B", e parete laterale, tratto "A":

parete d'attacco (tratto "B") con giacitura 290/78 ed altezza di 18 m

parete laterale (tratto "A") con giacitura 230/78 ed altezza di 18 m.

Sono state eseguite due tipologie differenti di analisi:

una prima verifica grafica di tipo qualitativo (test di Markland) finalizzata a definire i possibili movimenti di versante;

una analisi deterministica, con la definizione di un fattore di sicurezza, per lo scivolamento di cunei rocciosi, per verificare anche la corretta azione degli interventi di chiodatura.

6.2. Verifiche grafiche di stabilità degli sbancamenti

Sulla base delle condizioni geostrutturali e geomeccaniche rilevate, le scarpate derivanti dagli scavi di imbocco risultano potenzialmente instabili a causa della presenza dei giunti di fratturazione. Si rende quindi necessario procedere a verifiche di stabilità volte ad individuare i possibili cinematismi ed i necessari interventi di stabilizzazione.

L'analisi di tipo grafico, tramite il test di Markland eseguita col programma DIPS, è progettualmente utile, in quanto individua i potenziali "meccanismi di movimento" sui piani di scavo, valutando se tali meccanismi siano possibili dal punto di vista puramente geometrico (condizioni geometriche).

Questi movimenti possono in realtà effettivamente verificarsi solo se gli sforzi di taglio indotti dalla gravità superano la "resistenza al taglio" disponibile lungo le discontinuità interessate (condizioni meccaniche).

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5101ECVCLGASB00001A00	Foglio 30 di 142

In considerazione delle condizioni geomeccaniche riscontrate e della durata a lungo termine prevista per parte dell'intervento di consolidamento, viene utilizzato a favore di sicurezza, nelle verifiche di tipo grafico, un angolo di attrito pari a 30°.

Per quanto concerne i possibili movimenti di blocchi rocciosi, i cinematismi che devono essere presi in considerazione sono i seguenti:

Scivolamento planare lungo una discontinuità (planar sliding);

Scivolamento di cunei lungo la linea di intersezione tra due discontinuità (swedge sliding);

Ribaltamento di blocchi (toppling).

Per i primi due meccanismi la condizione geometrica necessaria è che il piano e la linea di scivolamento abbiano direzione di immersione circa coincidente a quella del fronte di scavo (con uno scarto di circa $\pm 30^\circ$) ed inclinazione inferior e.

Per il terzo meccanismo la condizione geometrica necessaria è che il piano di scivolamento abbia una immersione a circa 180° da quella del fronte di scavo (con uno scarto di circa $\pm 30^\circ$) ed inclinazione subverticale.

Tali condizioni geometriche possono essere analizzate attraverso l'utilizzo delle proiezioni stereografiche riportate nel seguito per le principali pareti di scavo dell'imbocco, ossia le pareti d'attacco e quelle laterali.

Per le analisi sono stati utilizzati i dati dei rilievi geostrutturali eseguiti in corrispondenza delle due pareti di attacco, lato Borzoli e lato Erzelli. I giunti utilizzati per le verifiche rappresentano dei valori di giacitura media dei principali sistemi di discontinuità rilevati, sistemi sempre presenti e/o maggiormente ricorrenti, non sono stati considerati i sistemi di discontinuità occasionali.

Di seguito sono riportate le analisi eseguite, separatamente per le due pareti, lato Borzoli e lato Erzelli.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVCLGASB00001A00 Foglio 31 di 142

6.2.1. Lato Borzoli – Ovest

Famiglie di discontinuità rilevate

Set	Dip dir	Dip	JRC	Spaziatura (cm)	Apertura (mm)	Riempimento	Alterazione
K1	204	38		39-20	chiuse; >5	assente; granulare	non alt.; leggermente alt.
K1	180	37		39-20	chiuse; >5	assente; granulare	non alt.; leggermente alt.
K1	190	54		39-20	chiuse; >5	assente; granulare	non alt.; leggermente alt.
K2	290	80		40	1 – 2.5; >5	granulare	leggermente alt.
K2	294	84		40	1 – 2.5; >5	granulare	leggermente alt.
K3	234	66		15	<1; >5	assente; granulare	non alt.; leggermente alt.
K3	230	74		33	<1; >5	assente; granulare	non alt.; leggermente alt.
K3	232	84		65	<1; >5	assente; granulare	non alt.; leggermente alt.
K4	348	44		5	1 – 2.5	granulare	non alterata
K4	348	46		7	1 – 2.5	granulare	non alterata
K4	344	44		5	1 – 2.5	granulare	non alterata
K4	342	44		8	1 – 2.5	granulare	non alterata
K4	348	50		6	1 – 2.5	granulare	non alterata
K4	348	42		10	1 – 2.5	granulare	non alterata
K4	346	44		18	1 – 2.5	granulare	non alterata
K4	350	50		6	1 – 2.5	granulare	non alterata

Set di discontinuità utilizzate nelle verifiche

Set discontinuità	Dip dir	Dip	JRC
Giunto di fratturazione K1	190	54	6
Giunto di fratturazione K2	290	80	10
Giunto di fratturazione K3	230	74	16
Giunto di fratturazione K4	346	44	18

Parete di attacco (tratto "B")

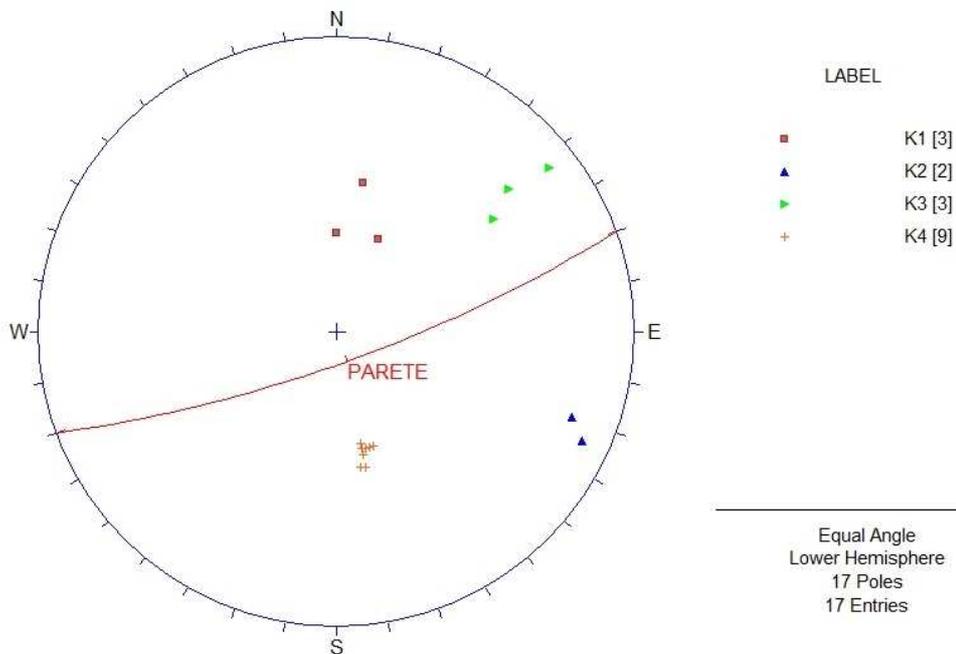


Figura 6-1

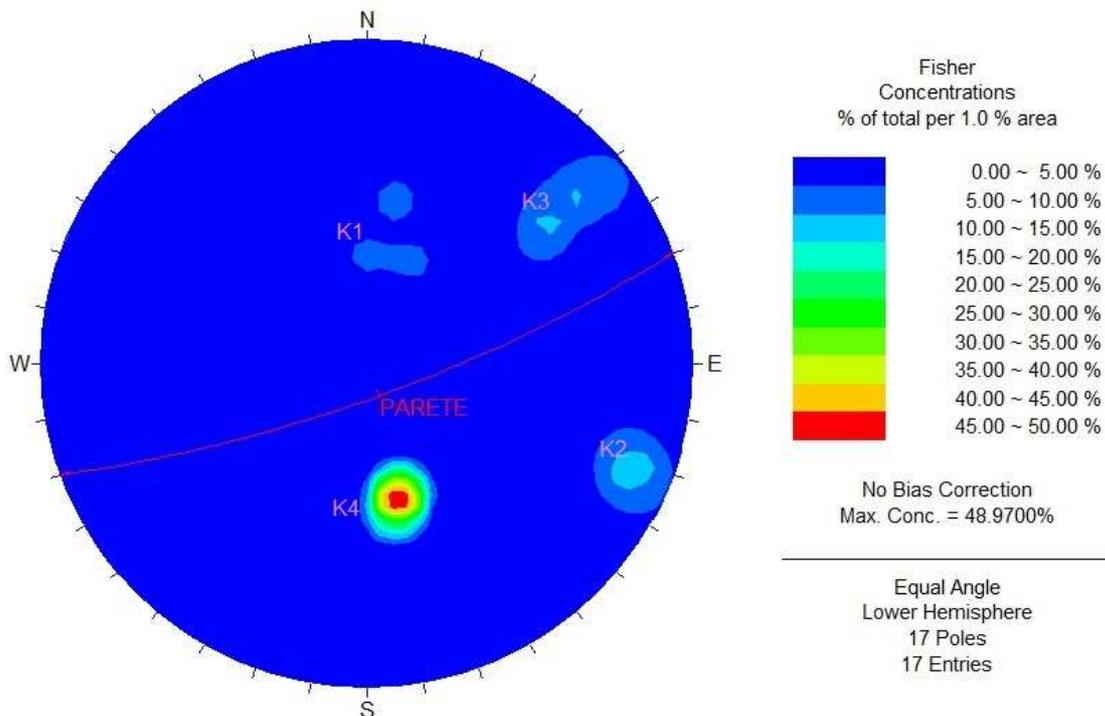


Figura 6-2

Scivolamento planare

Come si evince dallo stereogramma riportato in Figura 6-3, i poli relativi alla discontinuità K1 ricadono nella regione di potenziale scivolamento planare (indicata col colore azzurro), quindi questo tipo di movimento è cinematicamente possibile.

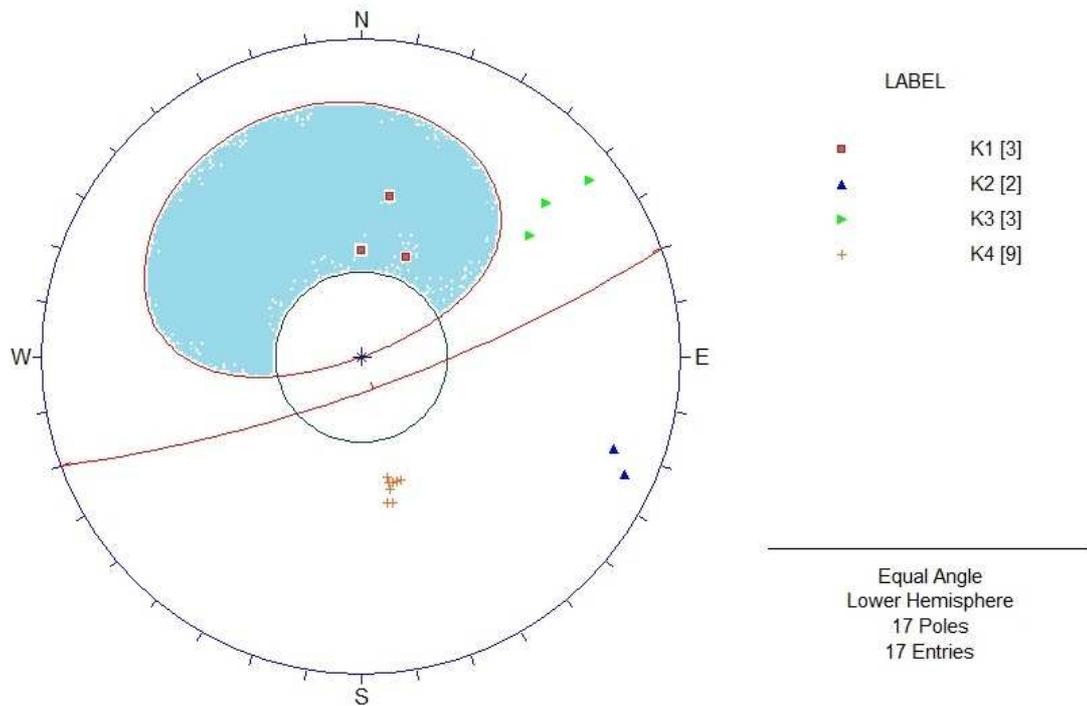


Figura 6-3

Scivolamento dei cunei

Il meccanismo di scivolamento dei cunei risulta cinematicamente possibile lungo le intersezioni delle famiglie delle discontinuità K1/K2 e K1/K3 (vedi area colorata in azzurro); il fattore di sicurezza ed il rischio che il fenomeno accada viene analizzato nella verifica quantitativa di scivolamento cunei nel successivo capitolo.

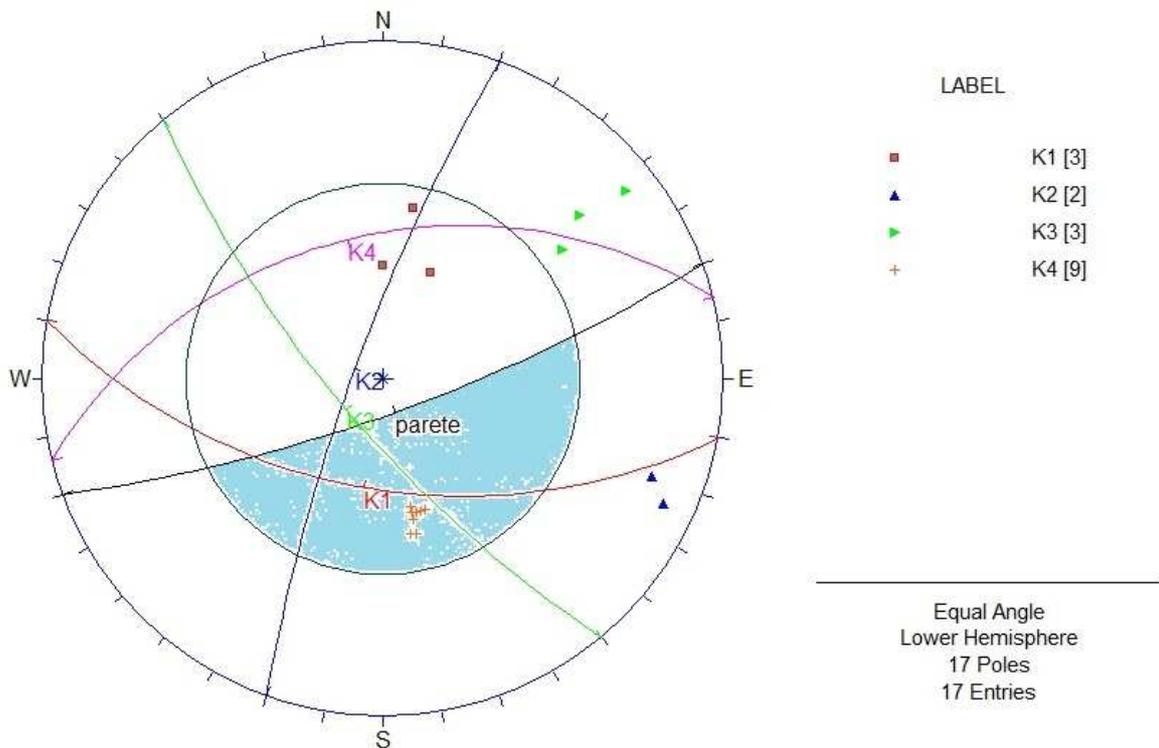


Figura 6-4

Ribaltamento

Dall'analisi dello stereogramma di Figura 6-5 si osserva che i poli di discontinuità K4 ricadono all'interno dell'area soggetta a ribaltamento (area colorata in azzurro), si ritiene pertanto che questo fenomeno sia cinematicamente possibile.

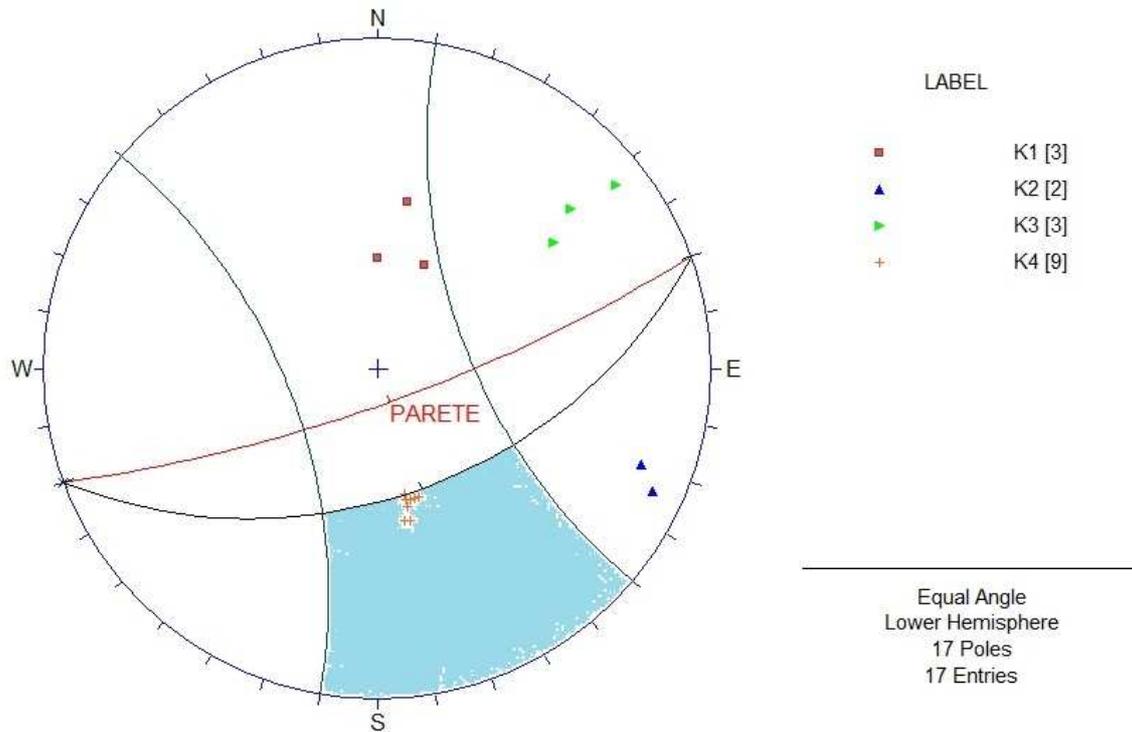


Figura 6-5

Parete laterale (tratto "C")

Scivolamento planare

Come è evidente dallo stereogramma di Figura 6-6, i poli del sistema di discontinuità K1 ed alcuni poli del sistema di discontinuità K3, cadono nella regione di potenziale scivolamento planare (area colorata in giallo), pertanto tale movimento è cinematicamente possibile.

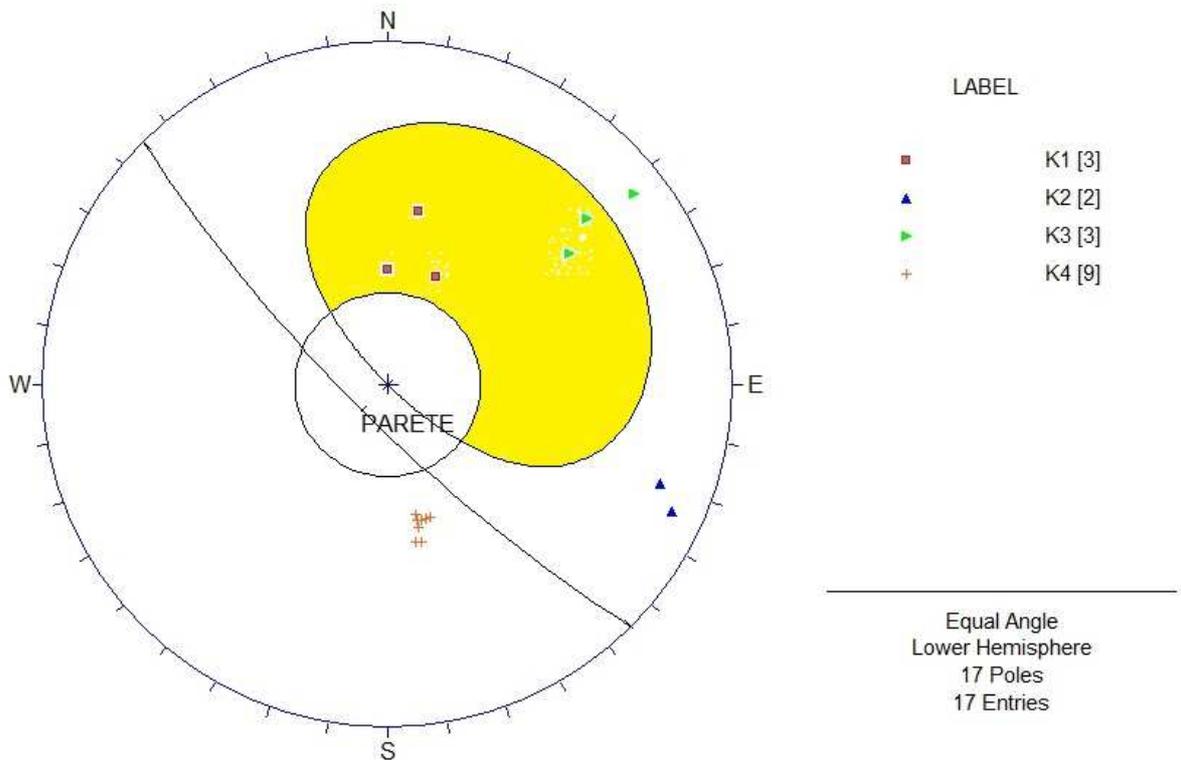


Figura 6-6

Scivolamento dei cunei

Il meccanismo di scivolamento dei cunei potrebbe essere possibile (vedi area colorata in giallo), dal punto di vista cinematico, lungo le intersezioni delle superfici di giunto K3/K4, K2/K3, K1/K2, K1/K3.

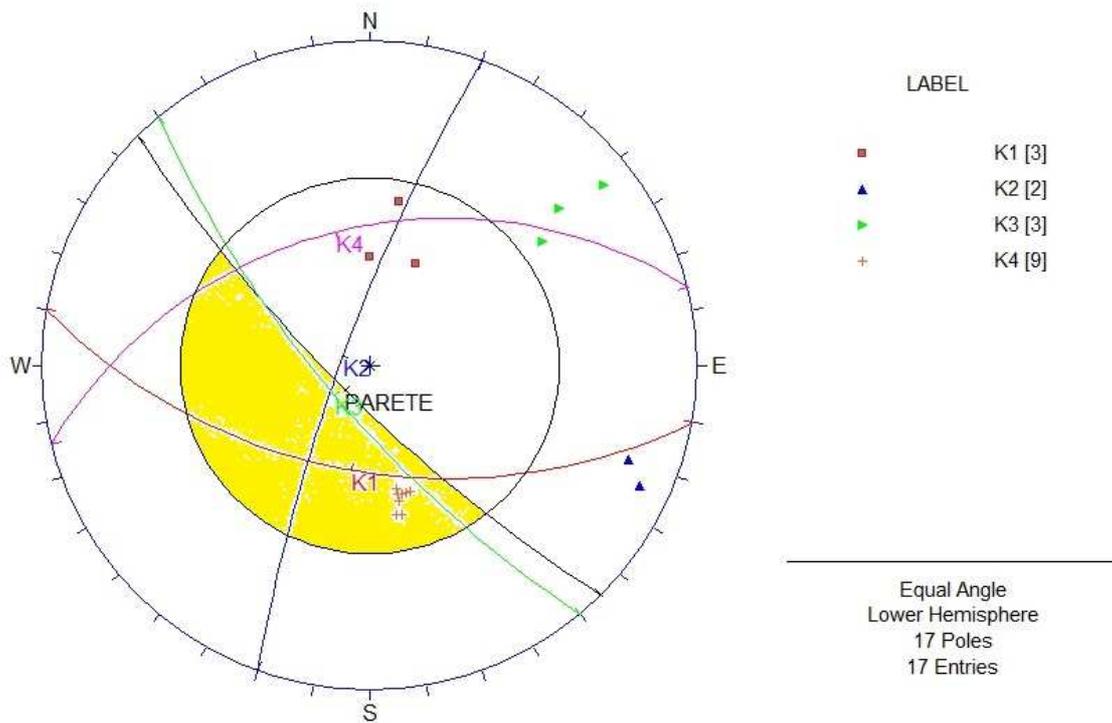


Figura 6-7

Ribaltamento

L'analisi dello stereogramma di Figura 6-, mette in evidenza che nessuna famiglia dei giunti rilevata cade all'interno dell'area soggetta a potenziali fenomeni di ribaltamento.

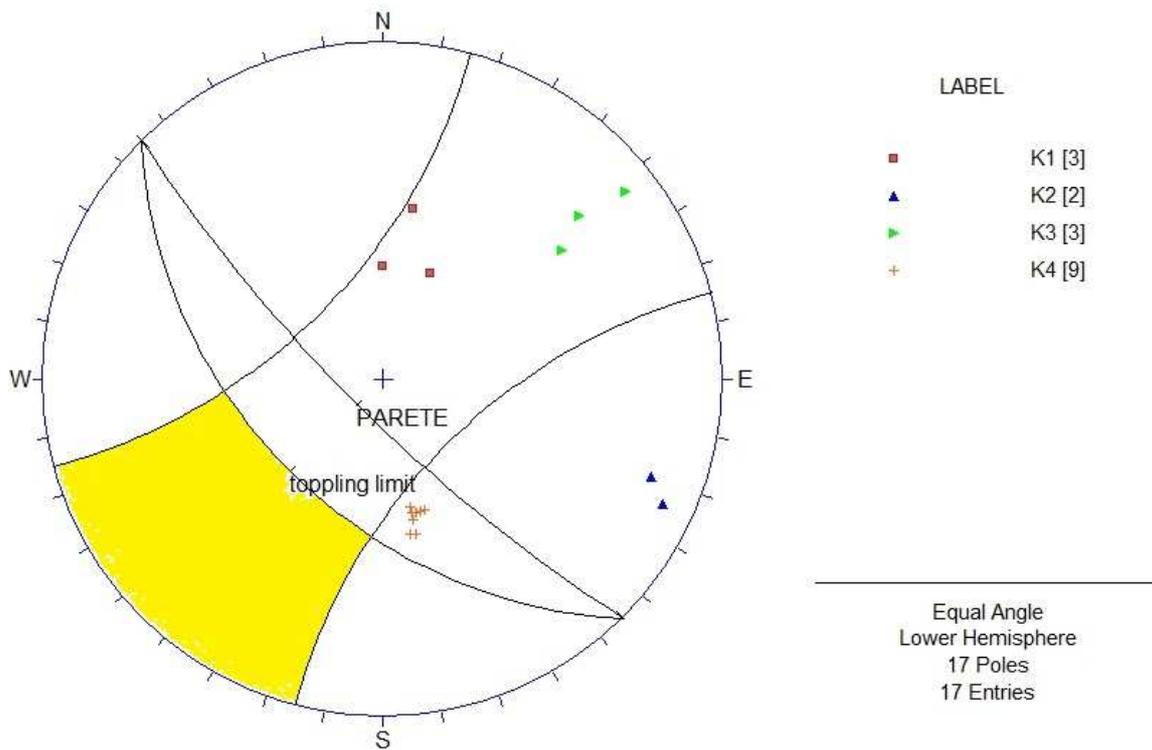


Figura 6-8

6.2.2. Lato Erzelli – Est

Famiglie di discontinuità rilevate

Set	Dip dir	Dip	Forma	Spaziatura (cm)	Apertura (mm)	Riempimento	Alterazione
K1	320	54	planare	16-100	2.5 - 5	granulare	leggermente alt.
K1	280	60	a scalini	16-100	chiuse	assente	non alt.
K1	328	27	planare	16-100	<1	assente	non alt.
K1	312	29	a scalini	16-100	chiuse	assente	leggermente alt.
K1	332	47	ondulata	16-100	>5	granulare	leggermente alt.
K1	320	50	ondulata	16-100	<1	assente	leggermente alt.
K1	314	45	ondulata	16-100	1 – 2.5	granulare	leggermente alt.
K1	290	54	ondulata	16-100	chiuse	assente	leggermente alt.
K1	300	64	irregolare	16-100	1 – 2.5	granulare	leggermente alt.
K1	318	36	a scalini	16-100	chiuse	assente	non alterata
K1	300	58	planare	16-100	< 1	assente	leggermente alt.
K2	158	48	planare	7-90	> 5	granulare	leggermente alt.
K2	182	50	planare	7-90	1 – 2.5	granulare	leggermente alt.
K2	200	78	a scalini	7-90	< 1	granulare	leggermente alt.
K2	200	65	planare	7-90	< 1	granulare	leggermente alt.
K2	188	48	planare	7-90	>5	granulare	leggermente alt.
K2	200	70	ondulata	7-90	1 – 2.5	granulare	leggermente alt.
K2	200	80	planare	7-90	<1	granulare	leggermente alt.
K2	208	76	planare	7-90	<1	granulare	leggermente alt.
K2	220	54	planare	7-90	>5	ricristallizzato	leggermente alt.
K2	200	74	ondulata	7-90	1 – 2.5	granulare	leggermente alt.
K2	200	60	planare	7-90	1 – 2.5	granulare	leggermente alt.
K2	200	80	planare	7-90	<1	granulare	non alterata
K2	194	78	planare	7-90	1 – 2.5	granulare	leggermente alt.
K2	200	70	planare	7-90	1 – 2.5	granulare	leggermente alt.
K2	200	68	ondulata	7-90	>5	ricristallizzato	leggermente alt.
K2	204	76	planare	7-90	1 – 2.5	assente	leggermente alt.



K2	206	76	planare	7-90	1 – 2.5	assente	leggermente alt.
K3	038	62	planare	8-90	>5	granulare	leggermente alt.
K3	032	48	planare	8-90	<1	assente	non alterata
K3	032	70	ondulata	8-90	>5	granulare	leggermente alt.
K3	030	32	ondulata	8-90	>5	granulare	leggermente alt.
K3	040	62	a scalini	8-90	>5	granulare	leggermente alt.
K3	040	80	ondulata	8-90	chiuse	assente	leggermente alt.
K3	038	72	ondulata	8-90	1 – 2.5	granulare	leggermente alt.

Set di discontinuità utilizzate nelle verifiche

Set discontinuità	Dip dir	Dip	JRC
Giunto di fratturazione K1	320	50	12
Giunto di fratturazione K2	200	74	10
Giunto di fratturazione K3	038	72	12

Parete di attacco (tratto "B")

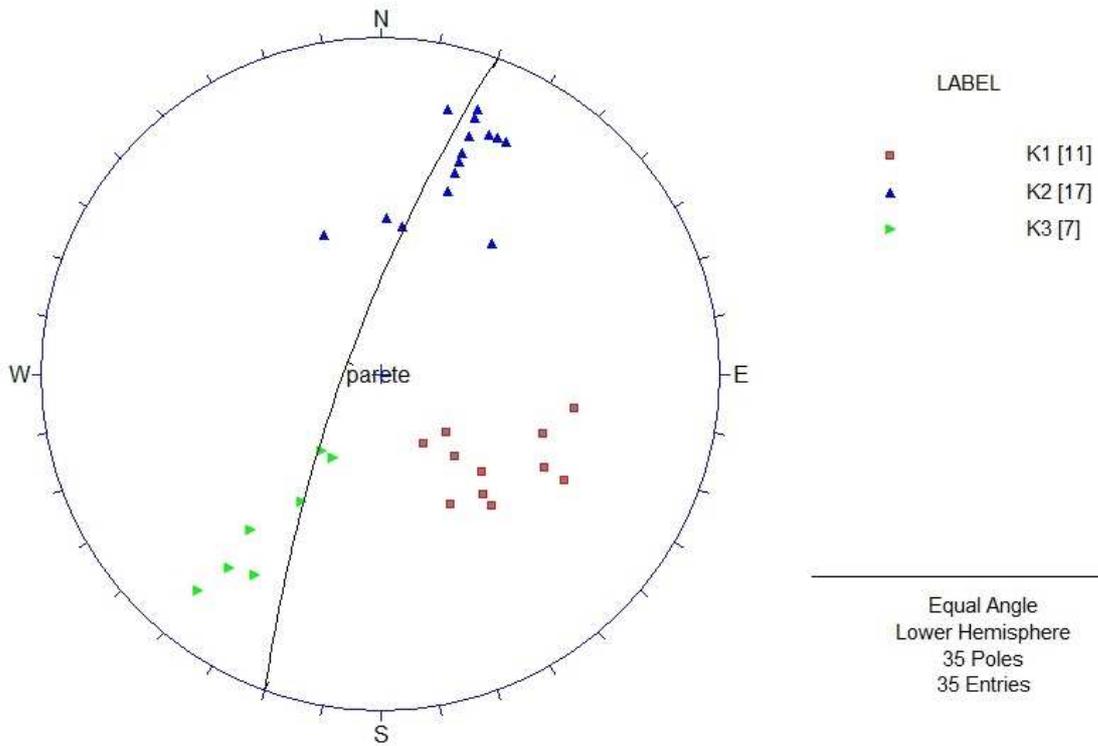


Figura 6-9

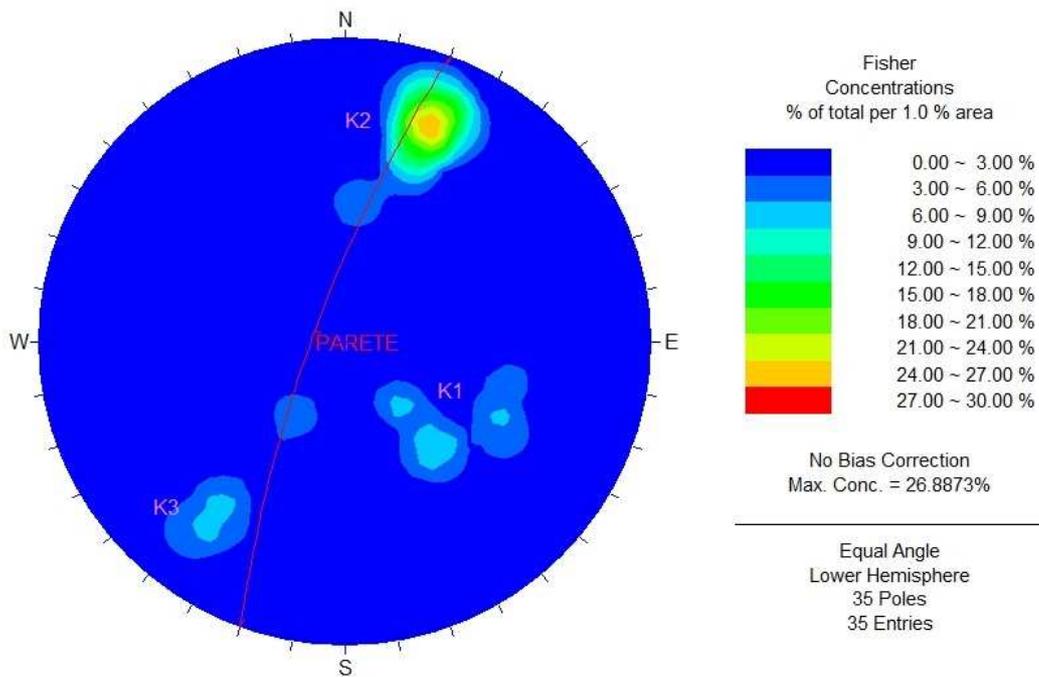


Figura 6-10

Scivolamento planare

Come si evince dallo stereogramma riportato in Figura 6-3, molti dei poli relativi alla discontinuità K1 ricadono nella regione di potenziale scivolamento planare (indicata col colore azzurro), quindi questo tipo di movimento è cinematicamente possibile.

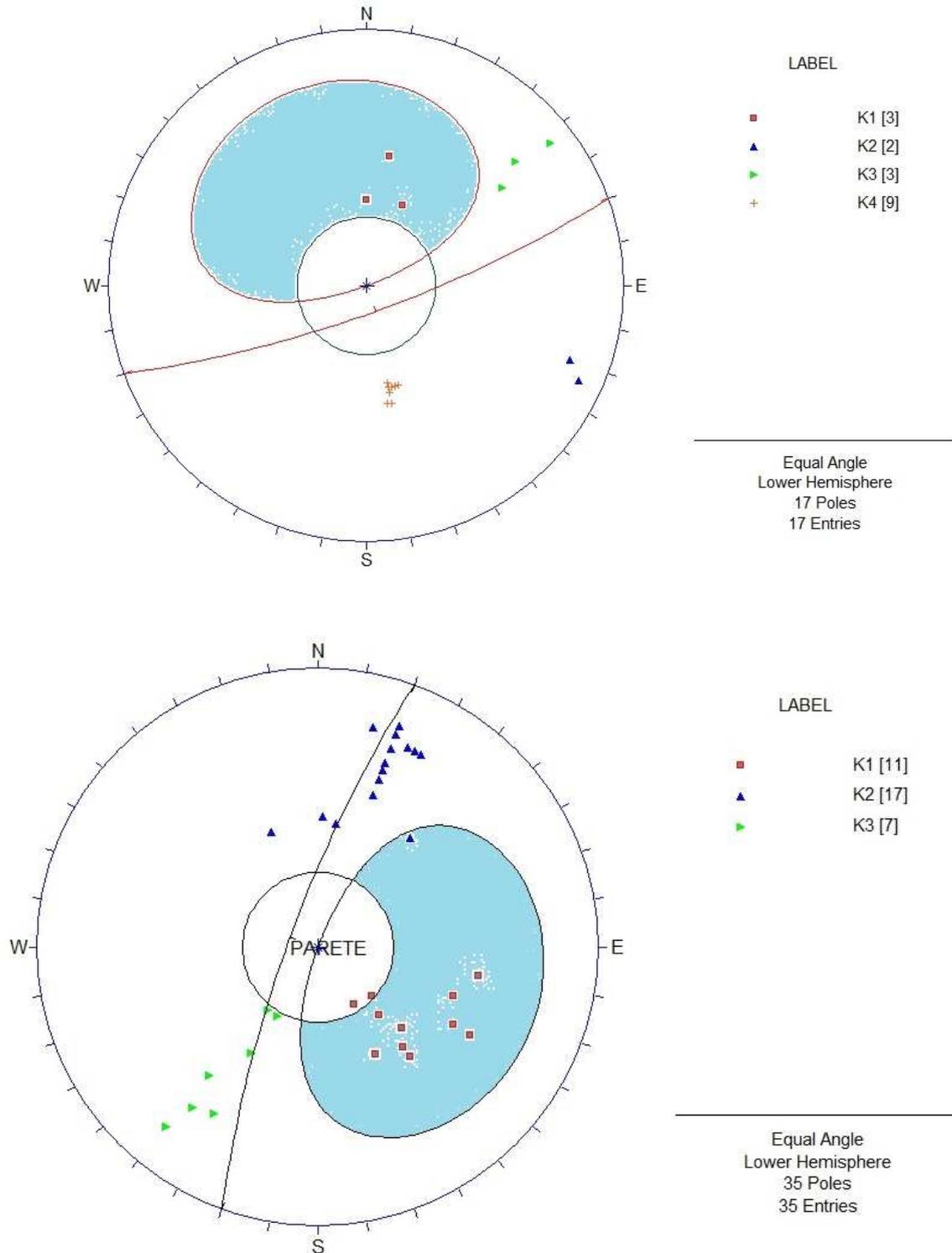


Figura 6-11

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG5101ECVCLGASB00001A00

Foglio
43 di
142

Scivolamento dei cunei

Il meccanismo di scivolamento dei cunei risulta cinematicamente possibile lungo le intersezioni delle famiglie delle discontinuità K1/K3 e K1/K2 (vedi area colorata in azzurro); il fattore di sicurezza ed il rischio che il fenomeno accada viene analizzato nella verifica quantitativa di scivolamento cunei nel successivo capitolo.

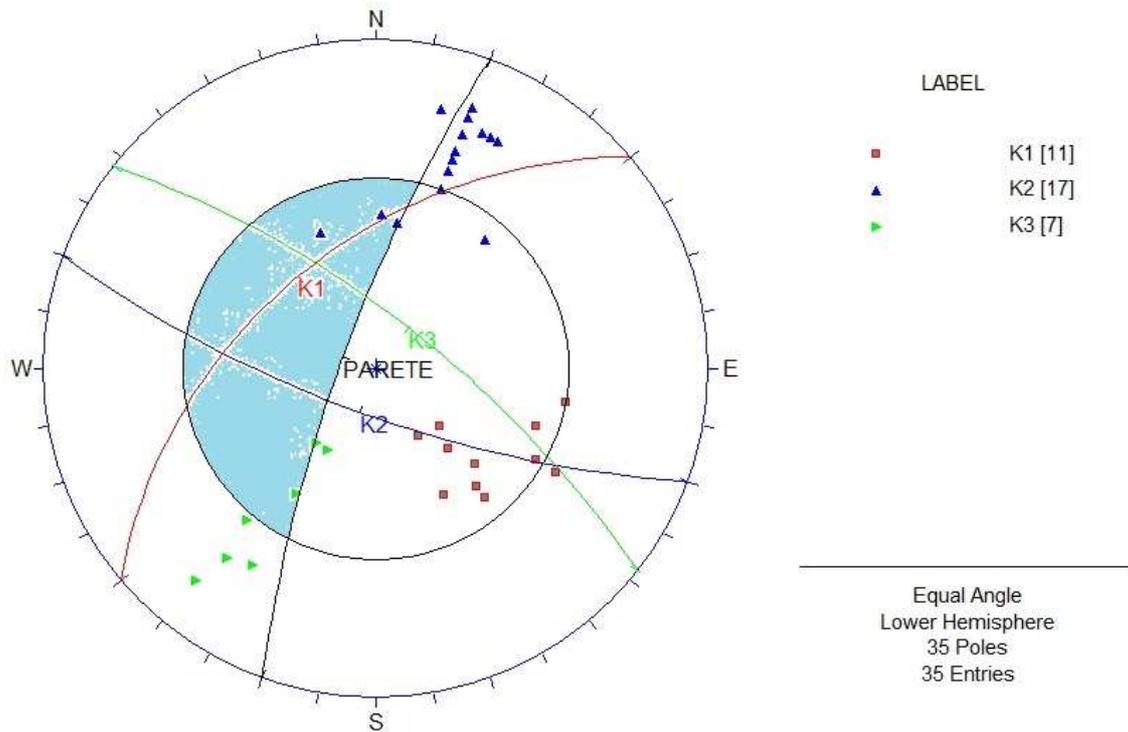


Figura 6-12

Ribaltamento

Dall'analisi dello stereogramma di Figura 6-5 si osserva che non ci sono poli di discontinuità che ricadono all'interno dell'area soggetta a ribaltamento (area colorata in azzurro), si ritiene pertanto che questo fenomeno non sia cinematicamente possibile.

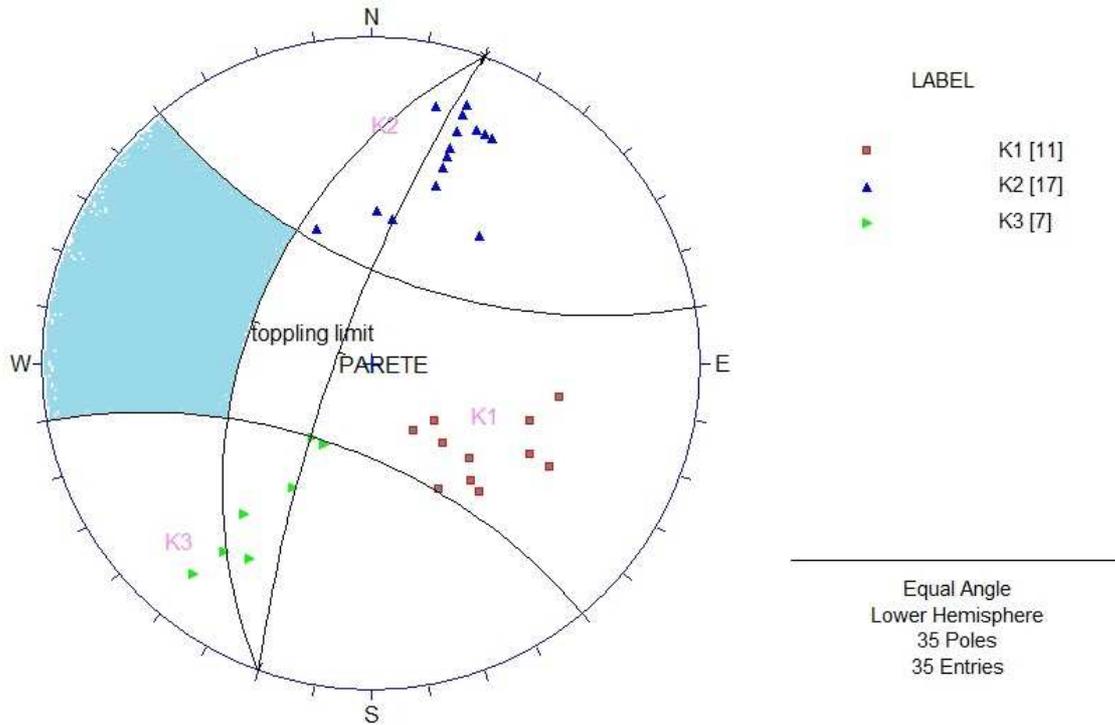


Figura 6-13

Parete laterale (tratto "A")

Scivolamento planare

Come è evidente dallo stereogramma di Figura 6-6, alcuni dei poli dei sistemi di discontinuità K1 e K2, ricadono nella regione di potenziale scivolamento planare (area colorata in giallo), pertanto tale movimento è cinematicamente possibile.

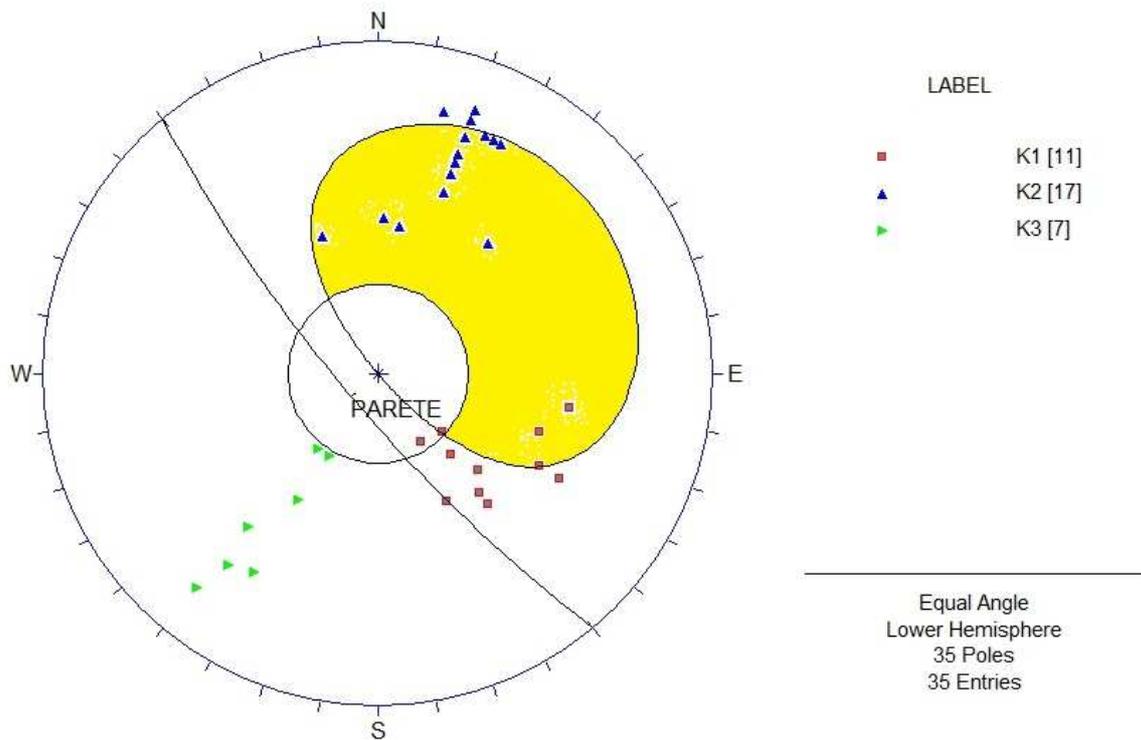


Figura 6-14

Scivolamento dei cunei

Il meccanismo di scivolamento dei cunei potrebbe essere possibile (vedi area colorata in giallo), dal punto di vista cinematico, lungo le intersezioni delle superfici di giunto K1/K2.

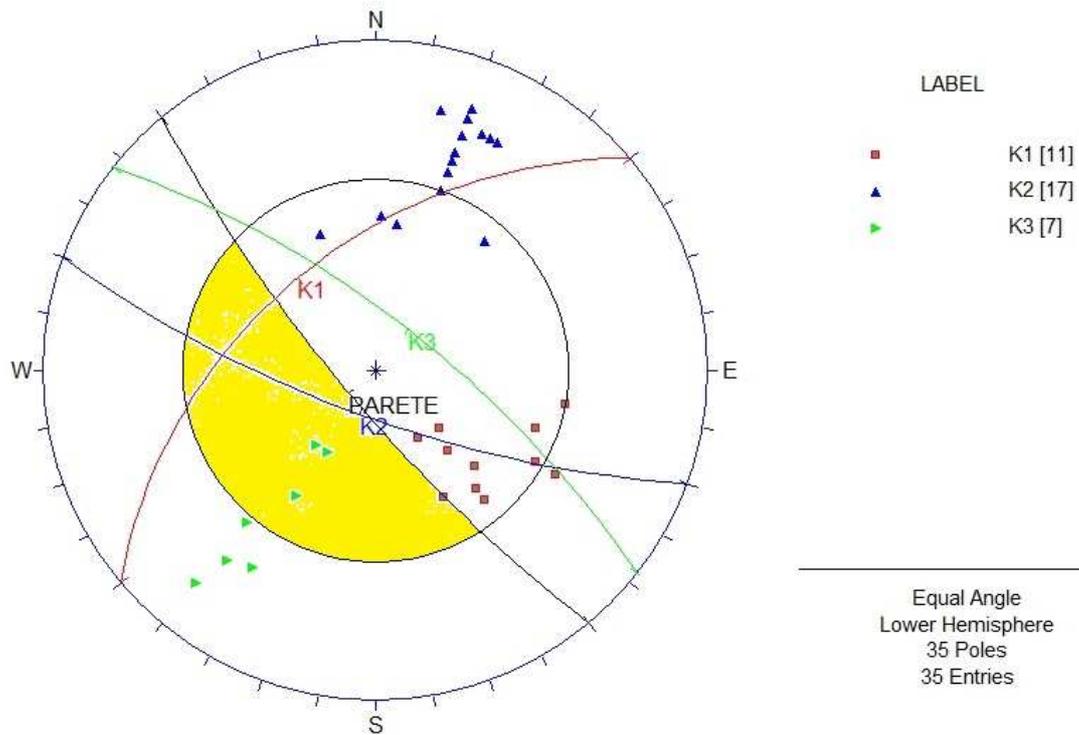


Figura 6-15

Ribaltamento

L'analisi dello stereogramma di Figura 6-, mette in evidenza che la famiglia dei giunti K3 cade all'interno dell'area soggetta a potenziali fenomeni di ribaltamento.

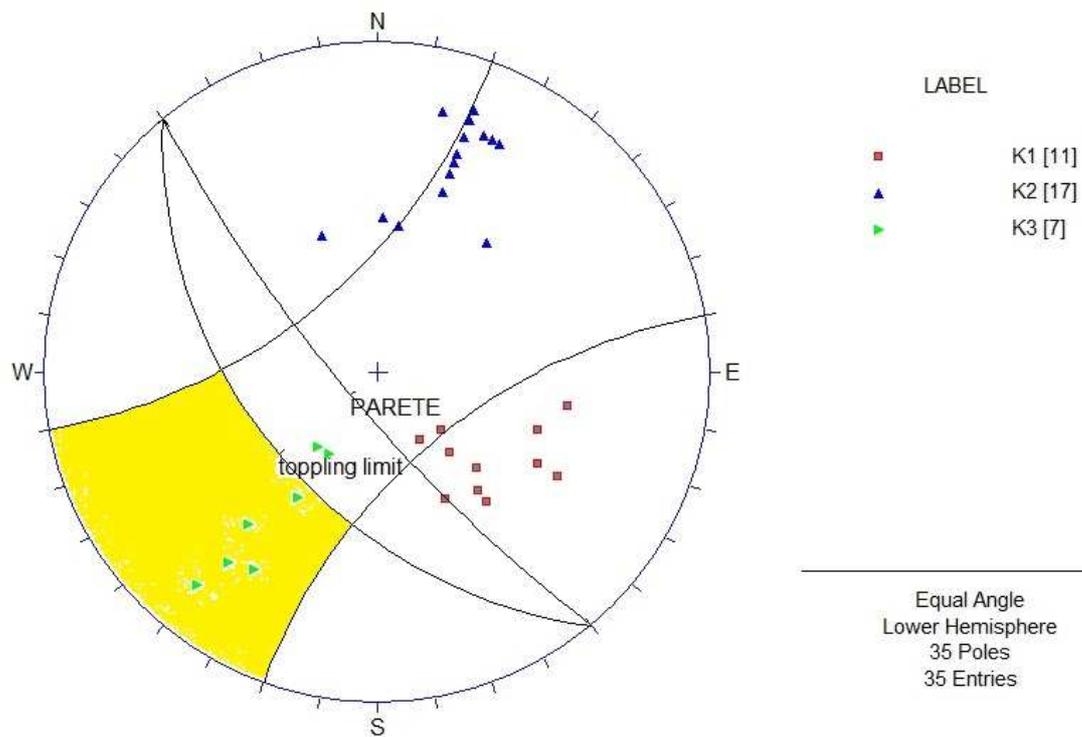


Figura 6-16

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5101ECVCLGASB00001A00 <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 318"> <tr> <td>Foglio 49 di 142</td> </tr> </table>	Foglio 49 di 142
Foglio 49 di 142		

6.3. Verifiche allo scivolamento dei cunei rocciosi

Tramite un'analisi geometrica tridimensionale, si è proceduto ad individuare i cunei di roccia potenzialmente instabili; successivamente si è determinato il valore dei carichi gravitativi che è necessario sostenere tramite un adeguato intervento di bullonatura e sono state effettuate le relative verifiche statiche.

L'analisi è stata effettuata tramite il programma di calcolo SWEDGE (Analysis of the geometry and stability of surfaces wedges), che permette di identificare i cunei di roccia di primo ordine prodotti dall'intersezione dei diversi piani di discontinuità con la superficie di sbancamento.

Sono stati utilizzati gli stessi dati geostrukturali delle verifiche grafiche, ottenuti dal rilievo geostrukturale eseguito in corrispondenza dell'area di imbocco.

Anche le giaciture delle pareti interessate dall'analisi sono le stesse, ed anche in questo caso sono state condotte sia sulla parete frontale d'attacco sia sulle pareti laterali.

I dati d'ingresso riguardanti le proprietà geomeccaniche dei giunti (inclinazione, immersione, coesione, angolo d'attrito e densità della roccia) sono inseriti manualmente nel programma, il quale, esaminando le intersezioni tra i giunti e la superficie del pendio, isola i cunei di possibile distacco ed individua quelli cinematicamente instabili.

Per la suddetta analisi sono stati considerati i seguenti parametri:

peso di volume $\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$

coesione $c' = 0 \text{ kPa}$

angolo d'attrito $\phi' = 30^\circ$

Il programma calcola automaticamente le dimensioni dei cunei che si formano al fronte dello sbancamento fornendone una rappresentazione tridimensionale e il relativo fattore di sicurezza.

Una volta individuata la geometria e la massa del cuneo di distacco, è possibile inserire il coefficiente sismico, che simula l'azione della forza sismica. Nel caso in esame è stato inserito il coefficiente sismico 0.06.

Deve essere precisato che il programma è in grado di elaborare soltanto due famiglie di giunti per volta, quindi il numero di combinazioni strutturali possibili con tre famiglie di discontinuità è uguale a tre, con quattro famiglie di discontinuità è uguale a sei.

L'ultimo step di calcolo prevede di inserire i supporti previsti, ovvero bulloni ad ancoraggio continuo, così da poter ottenere il coefficiente di sicurezza totale.

Nel paragrafo successivo si analizzano le caratteristiche dei bulloni utilizzati.

6.3.1. Verifiche delle chiodature

E' possibile analizzare l'effetto prodotto da un intervento di bullonatura sulla stabilità del singolo blocco inserendo i parametri tecnici specifici dell'intervento e la lunghezza dei bulloni.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVCLGASB00001A00 <table border="1" data-bbox="1422 232 1546 318"> <tr> <td>Foglio 50 di 142</td> </tr> </table>	Foglio 50 di 142
Foglio 50 di 142		

Le chiodature previste sono barre in acciaio tipo "GEWI", di diametro ϕ 25 mm e lunghezza 6 m, messe in opera ortogonalmente alla parete di scavo.

La resistenza a rottura delle suddette barre è pari a

$$F_y = 24.6 \text{ t}$$

La resistenza allo sfilamento è pari a:

$$F = \tau A = \tau \pi \phi L$$

dove:

- τ tensione tangenziale limite d'aderenza malta - terreno
- ϕ diametro del foro
- L lunghezza bullone esterno al cuneo

Letteratura e prove sperimentali forniscono, per la roccia in esame, un valore di tensione tangenziale limite compreso pari a circa 1.7 MPa.

Nelle analisi effettuate si considera $\tau = 1.7 \text{ MPa}$ e $\phi = 48 \text{ mm}$.

Pertanto si ottiene una tenuta a sfilamento per metro di bullone pari a

$$F = 26.14 \text{ t/m}$$

La resistenza del bullone si ottiene moltiplicando la forza unitaria per ogni metro lineare di bullone esterno al cuneo, ancorato nell'ammasso, e comunque non superiore al valore di resistenza a rottura del bullone (24.6 t).

I bulloni sono disposti a maglia quinconcia 2.0 x 2.0 m, ovvero con una densità di 0.125 bulloni al m^2 . Questo dato è importante poiché nel programma di calcolo, una volta determinata la geometria del cuneo, quindi anche l'area della superficie lungo il pendio, si ottiene il numero totale dei chiodi interessati, così da poter calcolare la capacità portante totale ed il relativo coefficiente di sicurezza.

6.3.2. Lato Borzoli – Ovest

Parete d'attacco (tratto "B")

Tra tutte le combinazioni, quelle che generano cunei potenzialmente instabili sono le combinazioni K1 con K2 e K1 con K3. Di seguito si inseriscono le figure tridimensionali dei cunei generati, le tabelle con le caratteristiche geometriche ed il relativo fattore di sicurezza.

K1 - K2

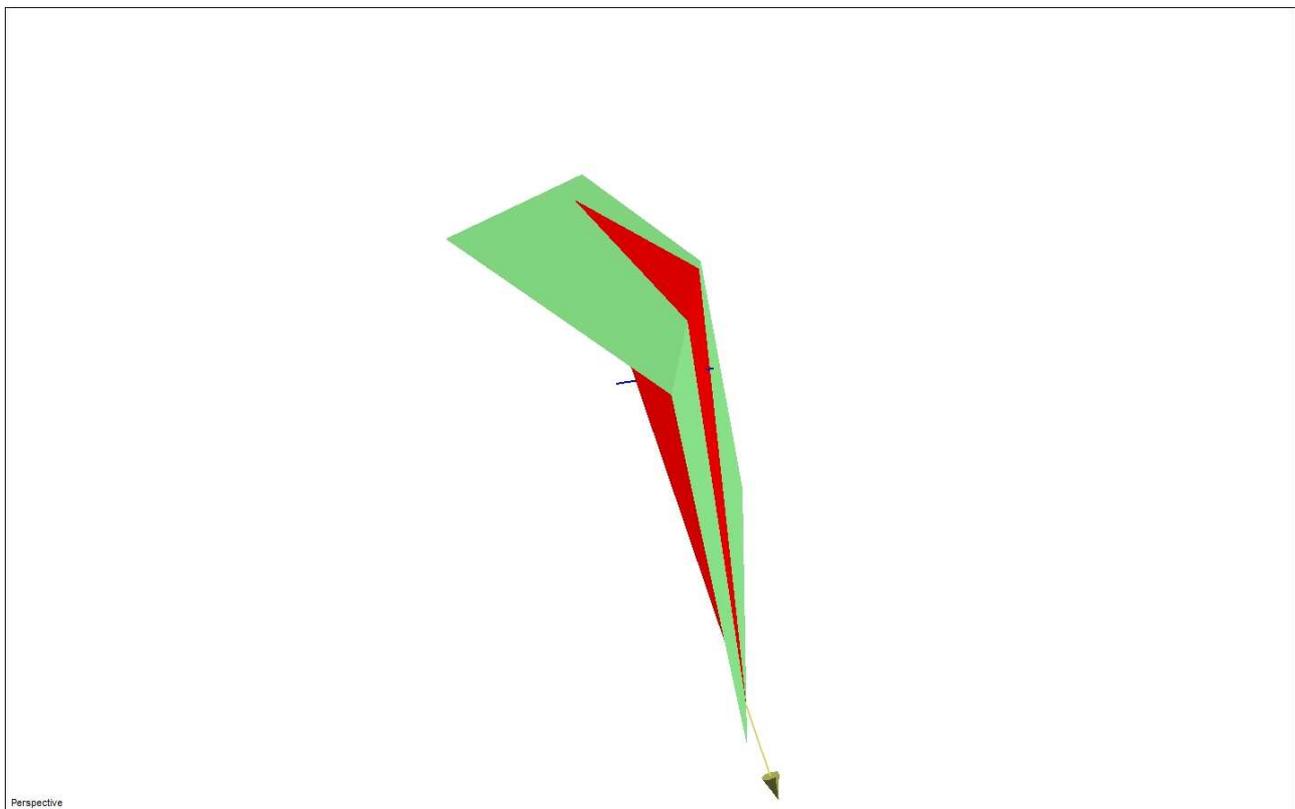


Figura 6-12

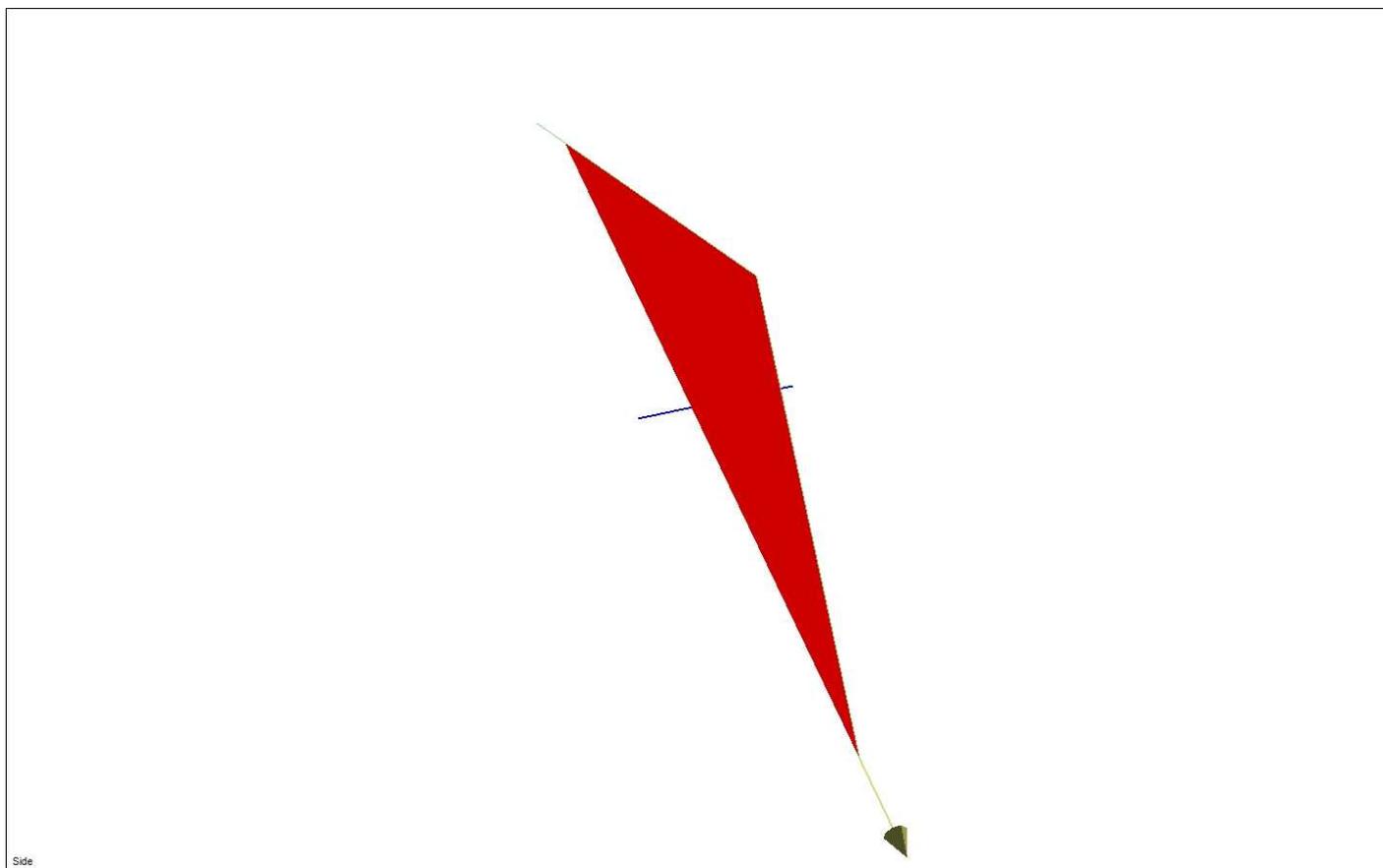


Figura 6-13

Combinazione	Peso (t)	Volume (m ³)	Area (m ²)	F.S.
K1-K2	787.22	302.775	138.30	1.457

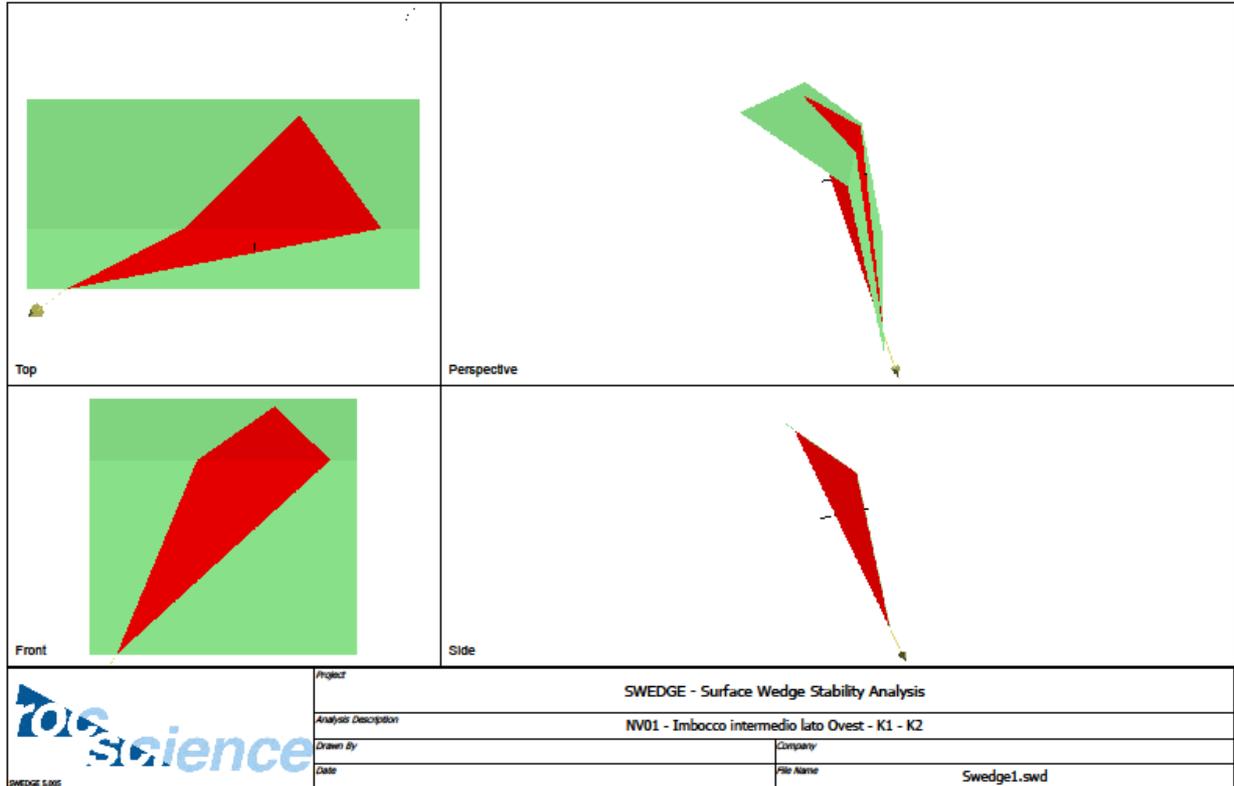


Figura 6-19



K1 – K3

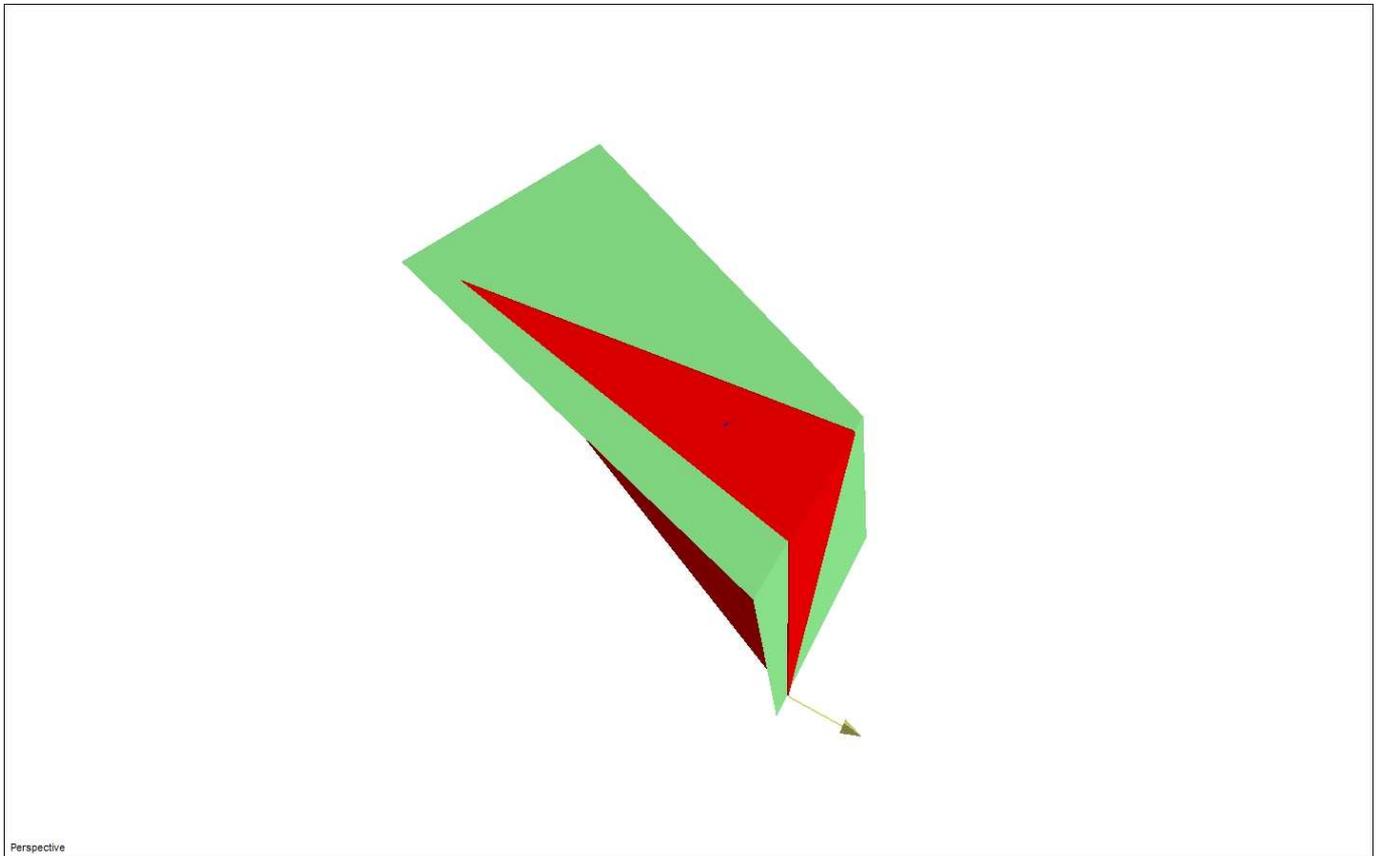


Figura 6-20

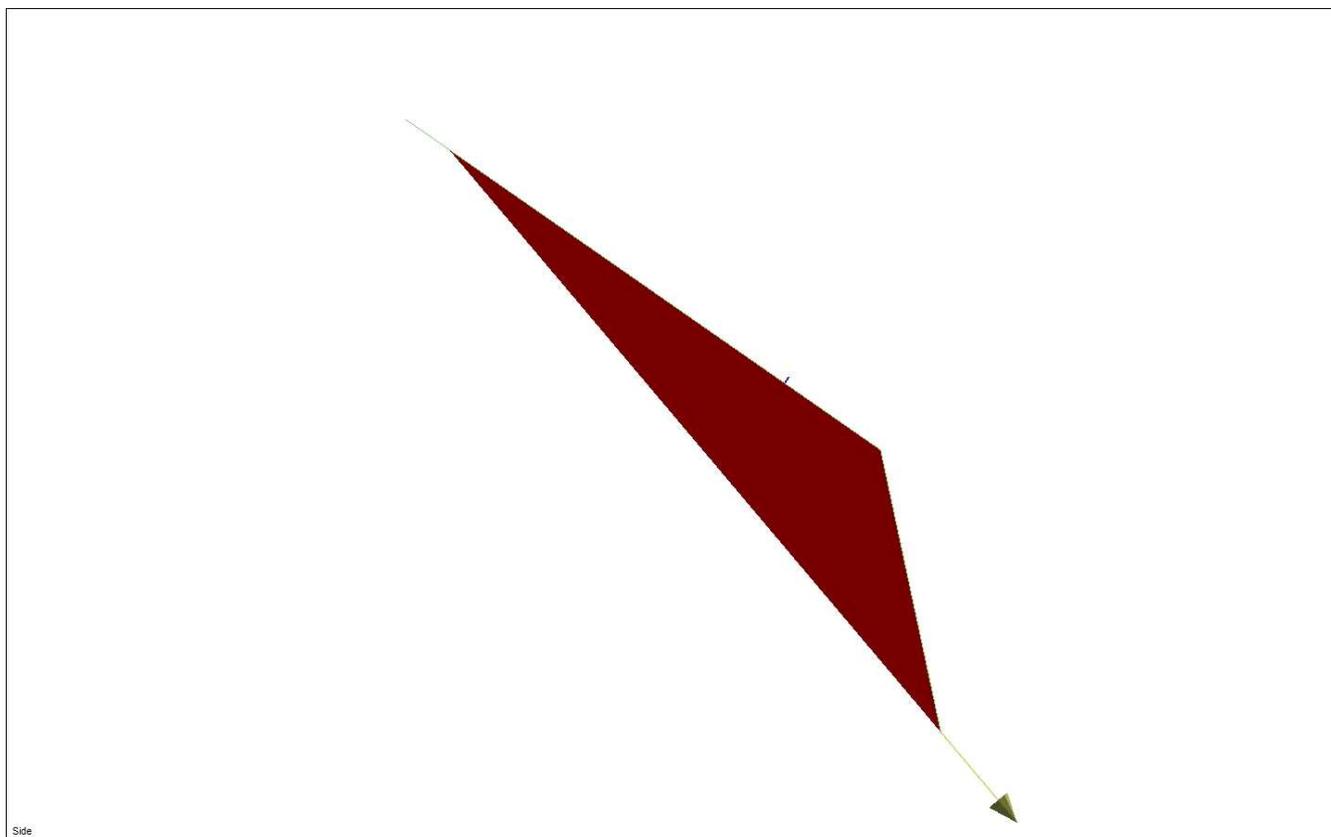


Figura 6-24

Combinazione	Peso (t)	Volume (m ³)	Area (m ²)	F.S.
K1 – K3	3841.78	1477.609	175.26	2.914

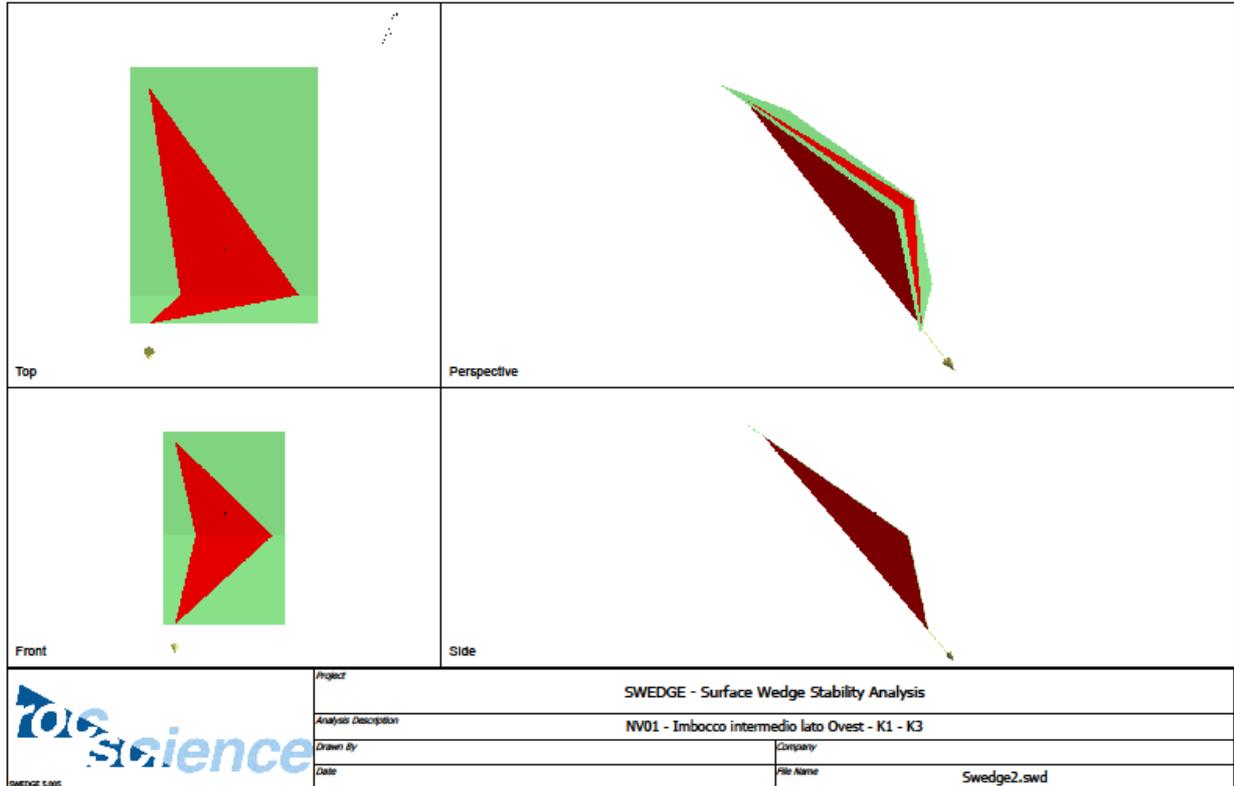


Figura 6-25

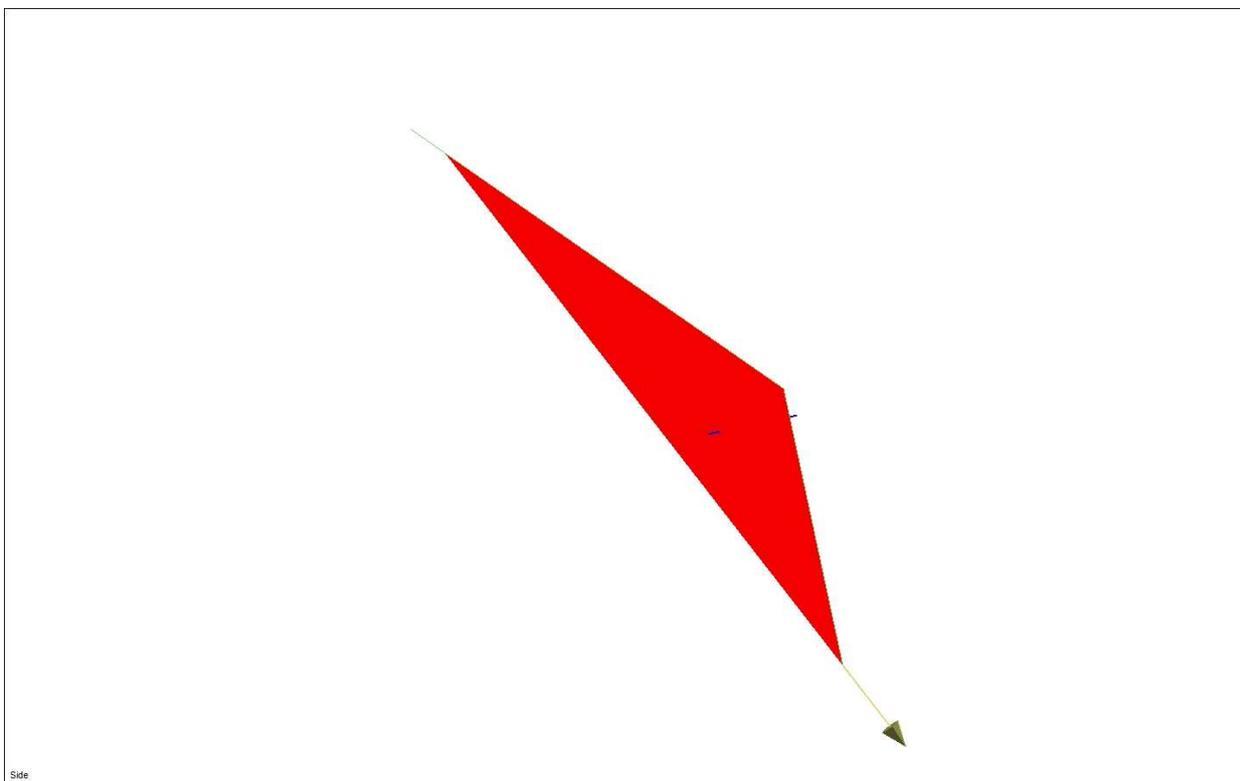
Parete laterale (tratto "C")

Come dedotto anche dalle verifiche grafiche, le combinazioni che possono generare cunei potenzialmente instabili sono la K1 con la K2, la K1 con la K3 e la K2 con la K3.

K1 - K2



Figura 6-22



Side

Figura 6-23

Combinazione	Peso (t)	Volume (m ³)	Area (m ²)	F.S.
K1 - K2	3794.92	1459.584	216.44	1.524

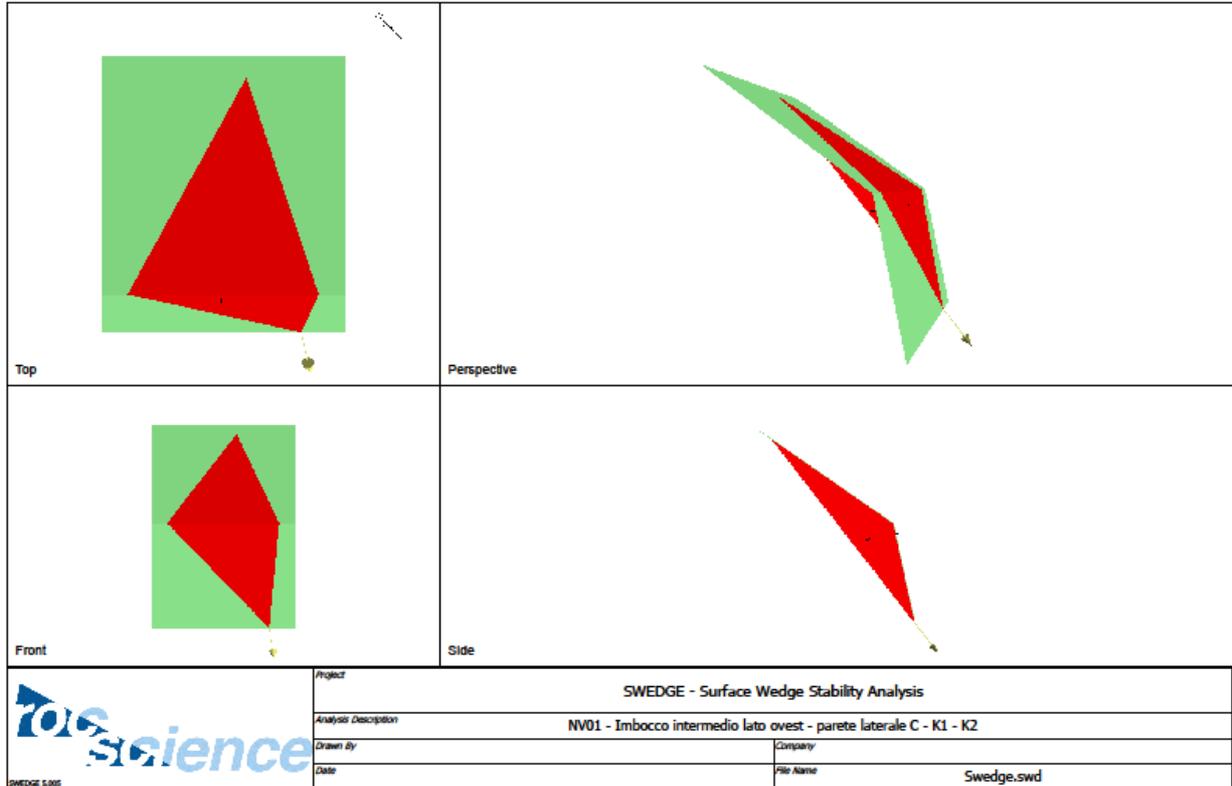


Figura 6-24



K1 - K3

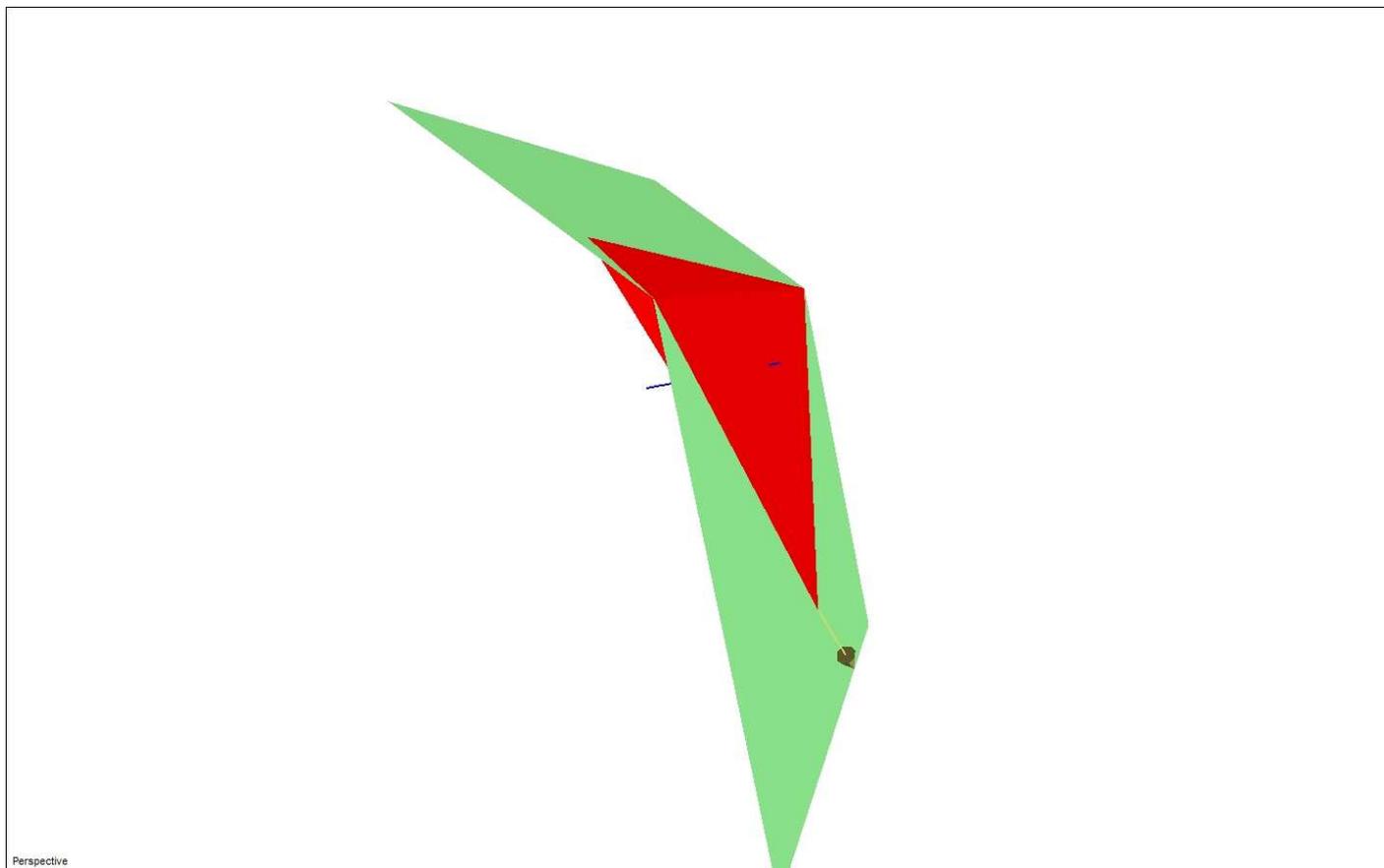


Figura 6-25

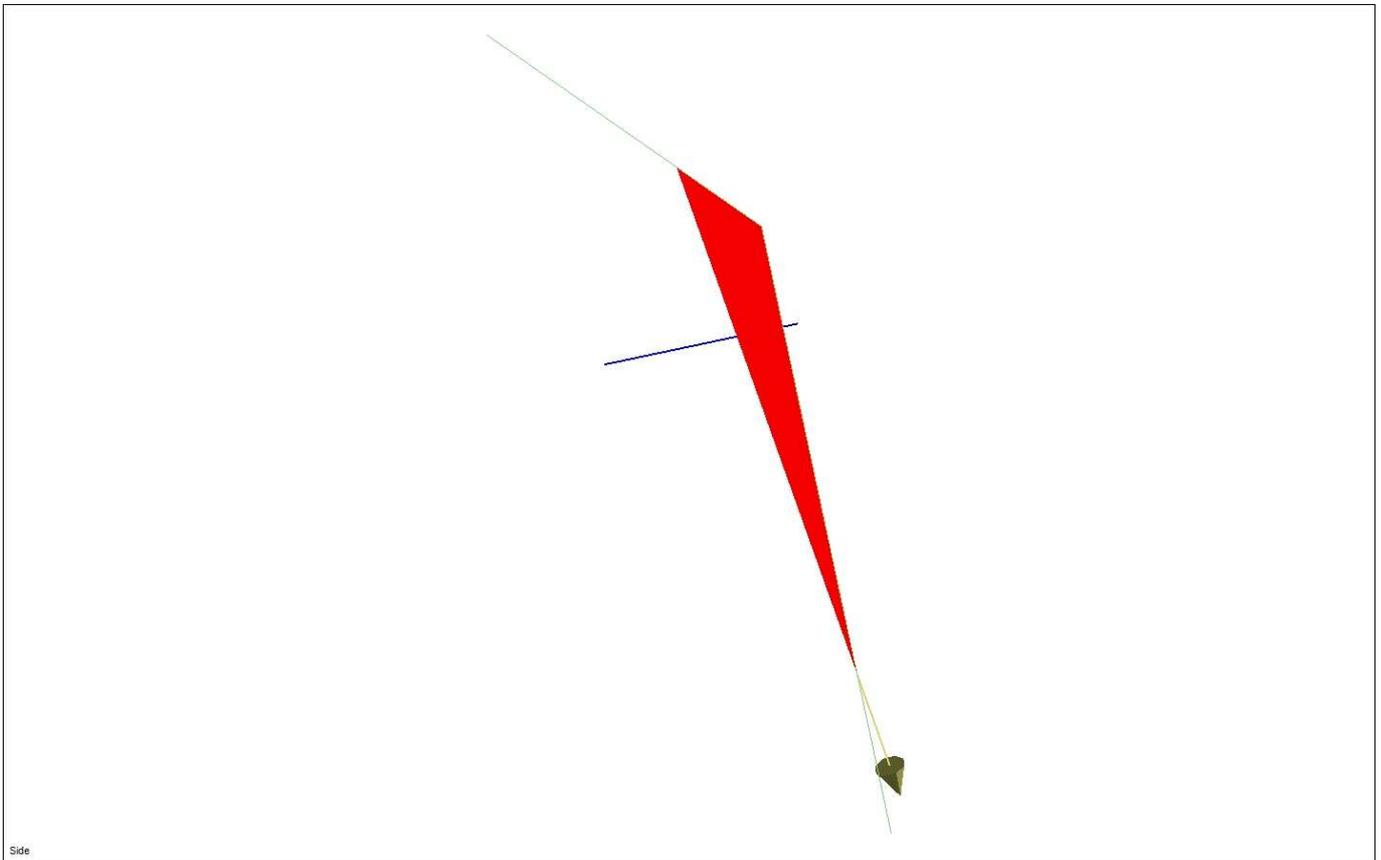


Figura 6-26

Combinazione	Peso (t)	Volume (m ³)	Area (m ²)	F.S.
K1 - K3	411.79	158.381	204.34	2.425

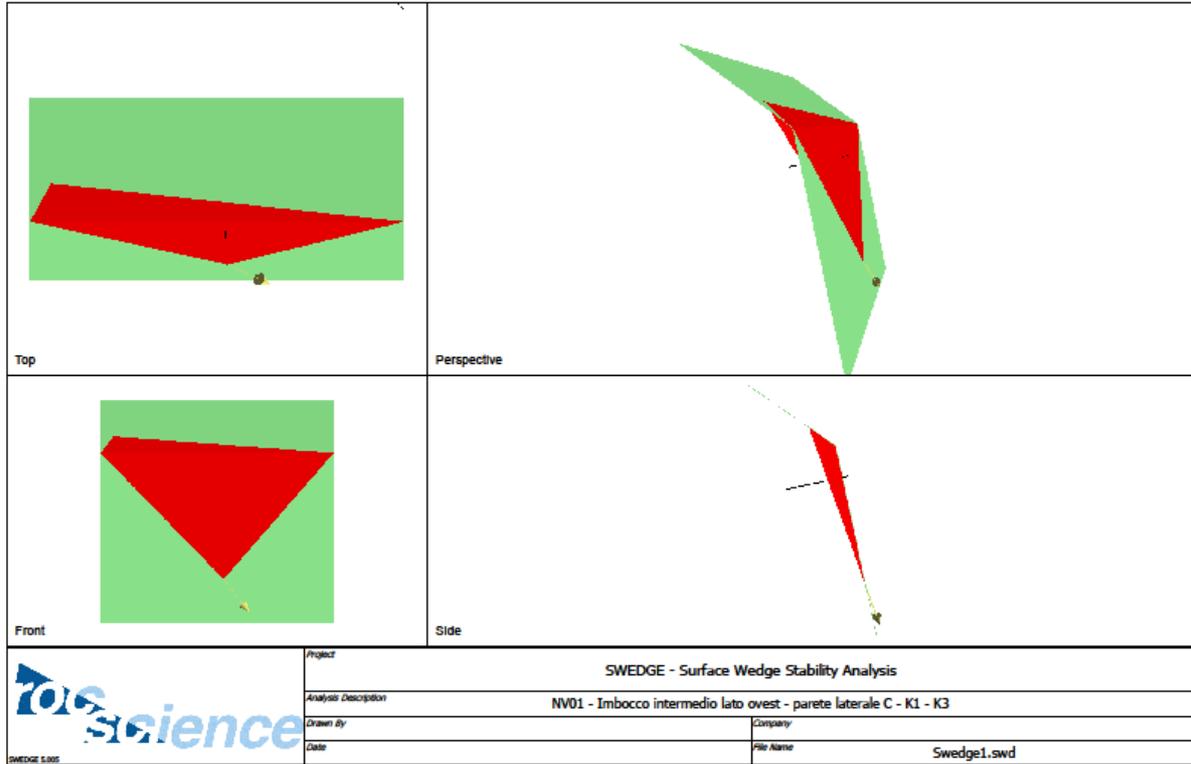


Figura 6-27

K2 - K3

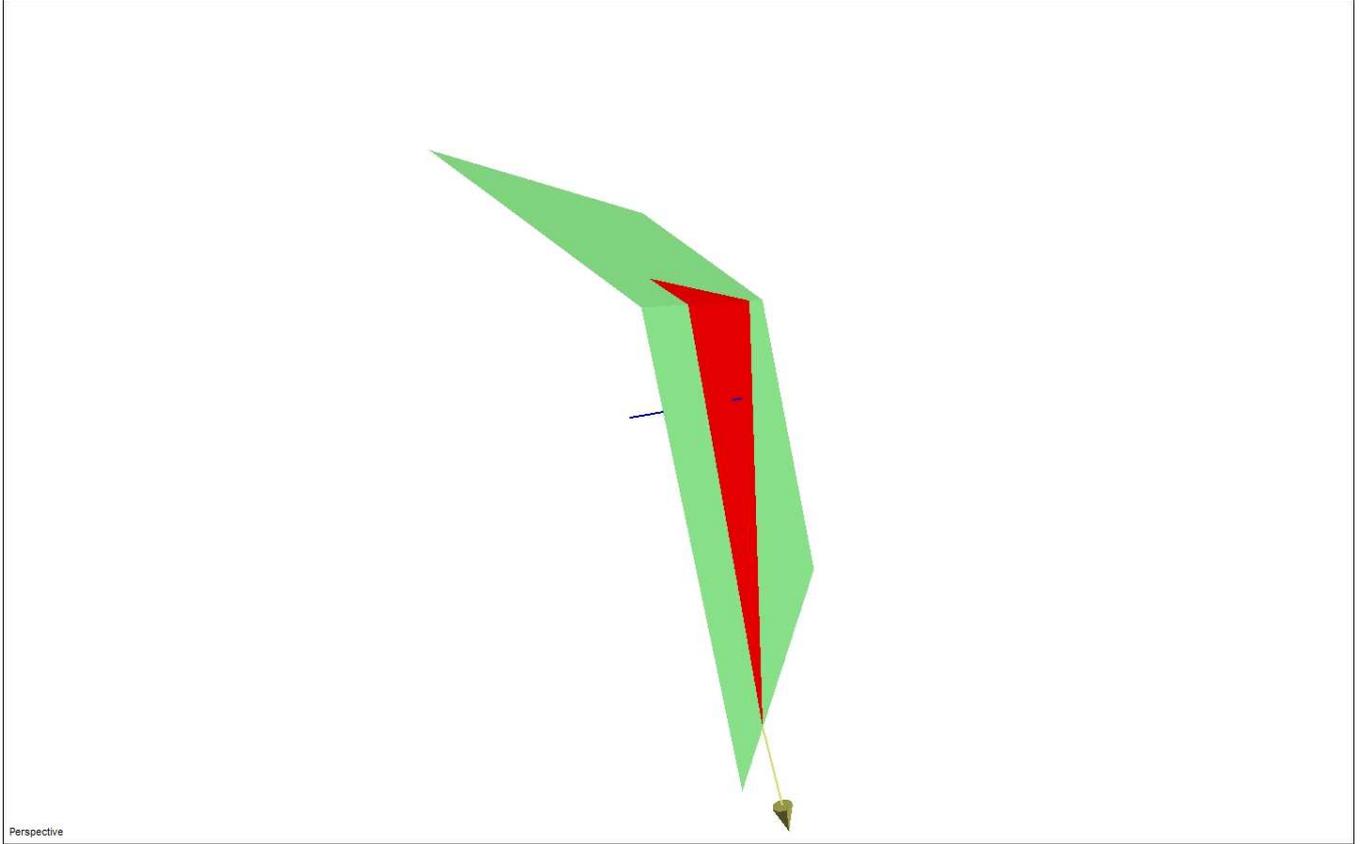
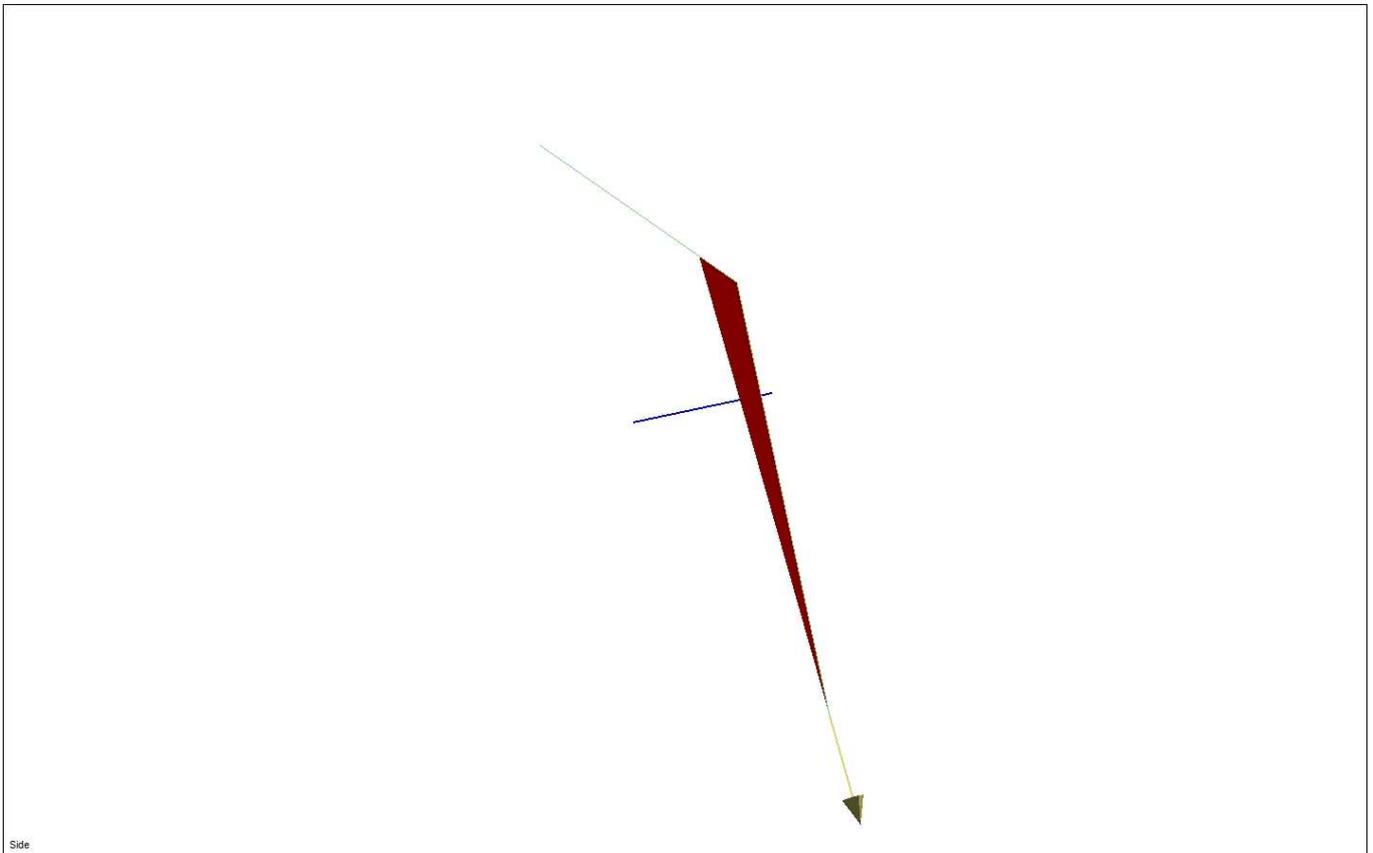


Figura 6-28



Side

Figura 6-29

Combinazione	Peso (t)	Volume (m ³)	Area (m ²)	F.S.
K2 - K3	193.35	75.518	156.43	7.457

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG5101ECVCLGASB00001A00

Foglio
65 di
142

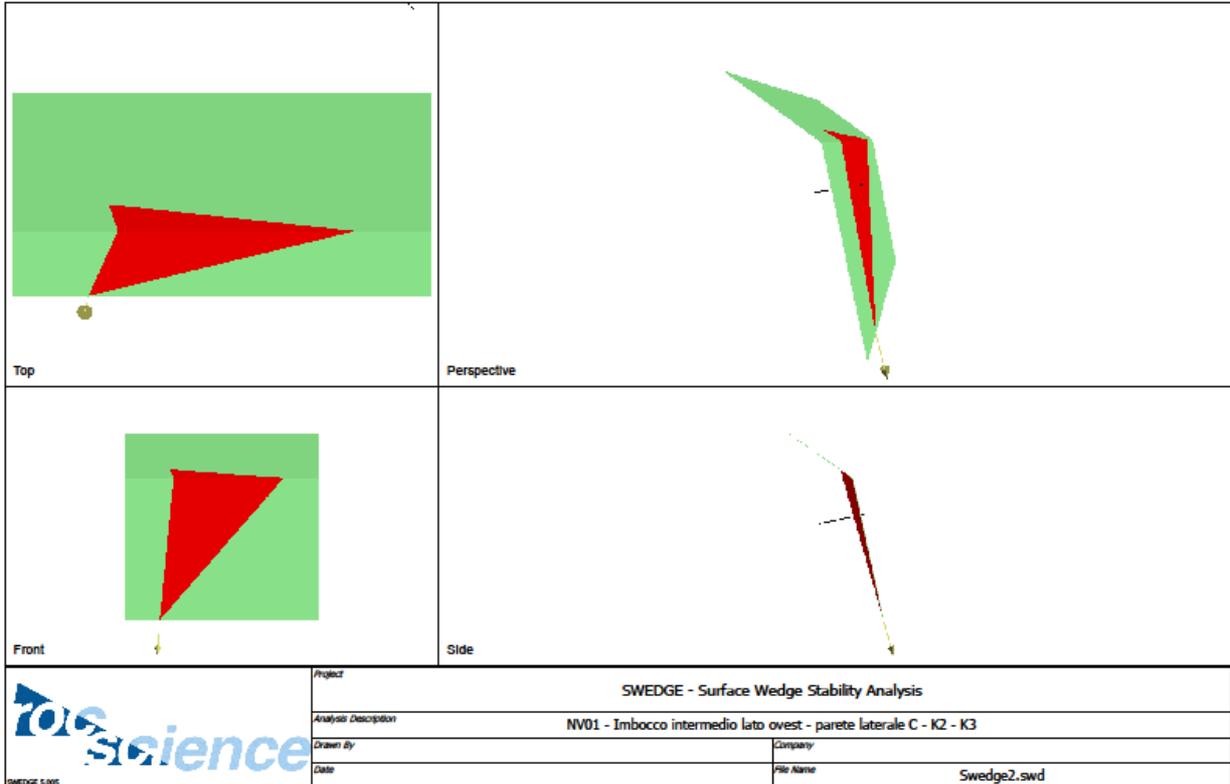


Figura 6-30

6.3.3. Lato Erzelli – Est

Parete d'attacco (tratto "B")

Tra tutte le combinazioni, quelle che generano cunei potenzialmente instabili è la combinazione K1 con K3. Di seguito si inseriscono le figure tridimensionali dei cunei generati, le tabelle con le caratteristiche geometriche ed il relativo fattore di sicurezza.

K1 – K3

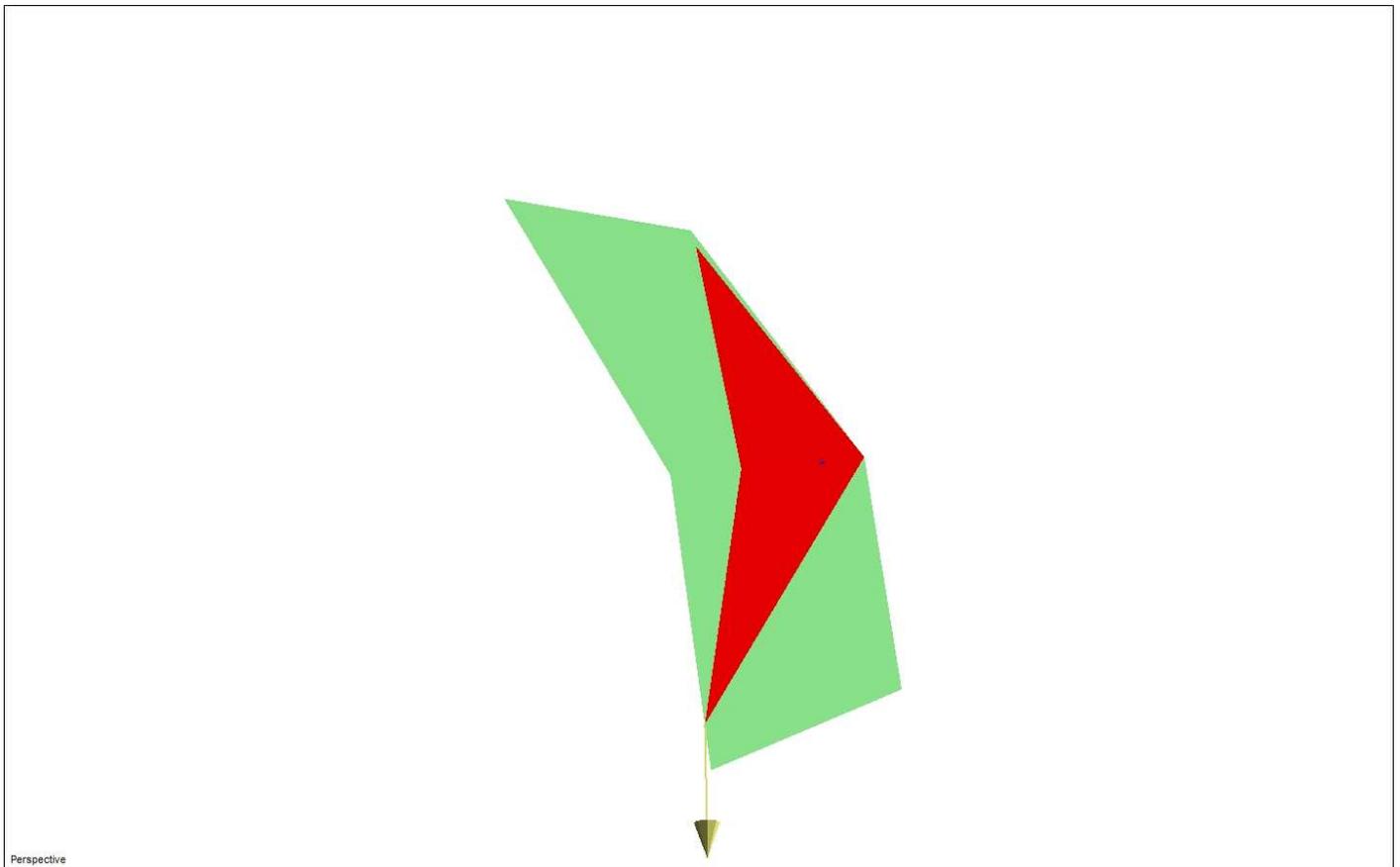


Figura 6-31

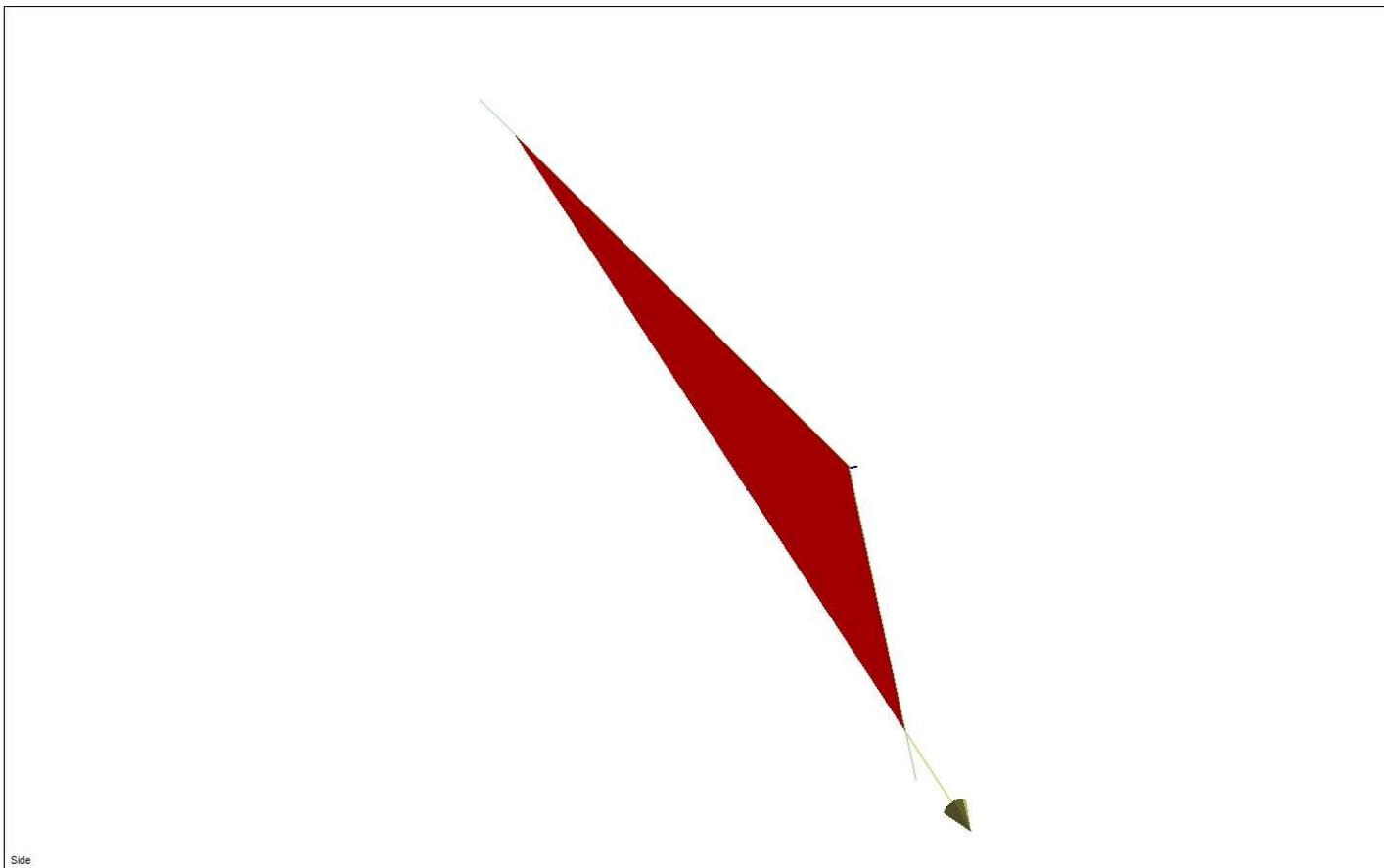


Figura 6-32

Combinazione	Peso (t)	Volume (m ³)	Area (m ²)	F.S.
K1-K3	1468.00	524.824	107.15	2.189

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG5101ECVCLGASB00001A00

Foglio
68 di
142

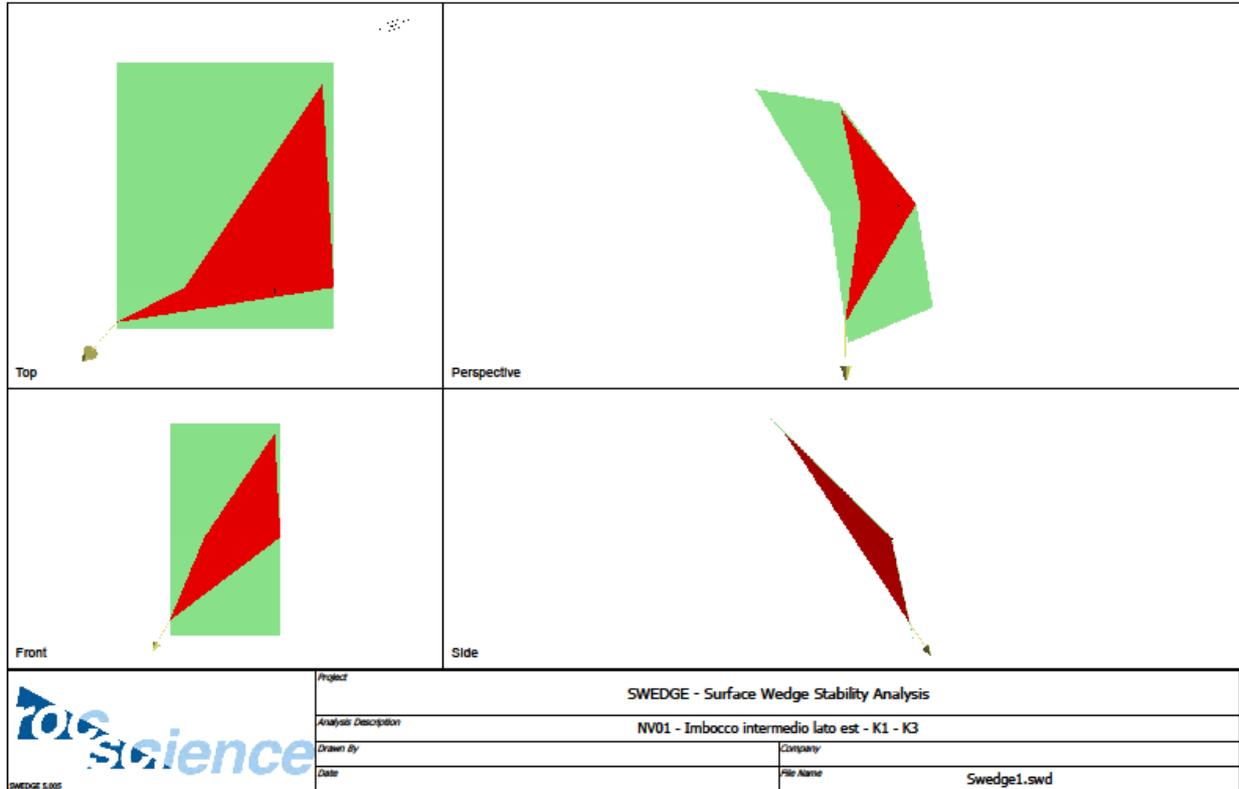


Figura 6-33

Parete laterale (tratto "A")

Come dedotto anche dalle verifiche grafiche, le combinazioni che possono generare cunei potenzialmente instabili sono la K1 con la K2.

K1 - K2

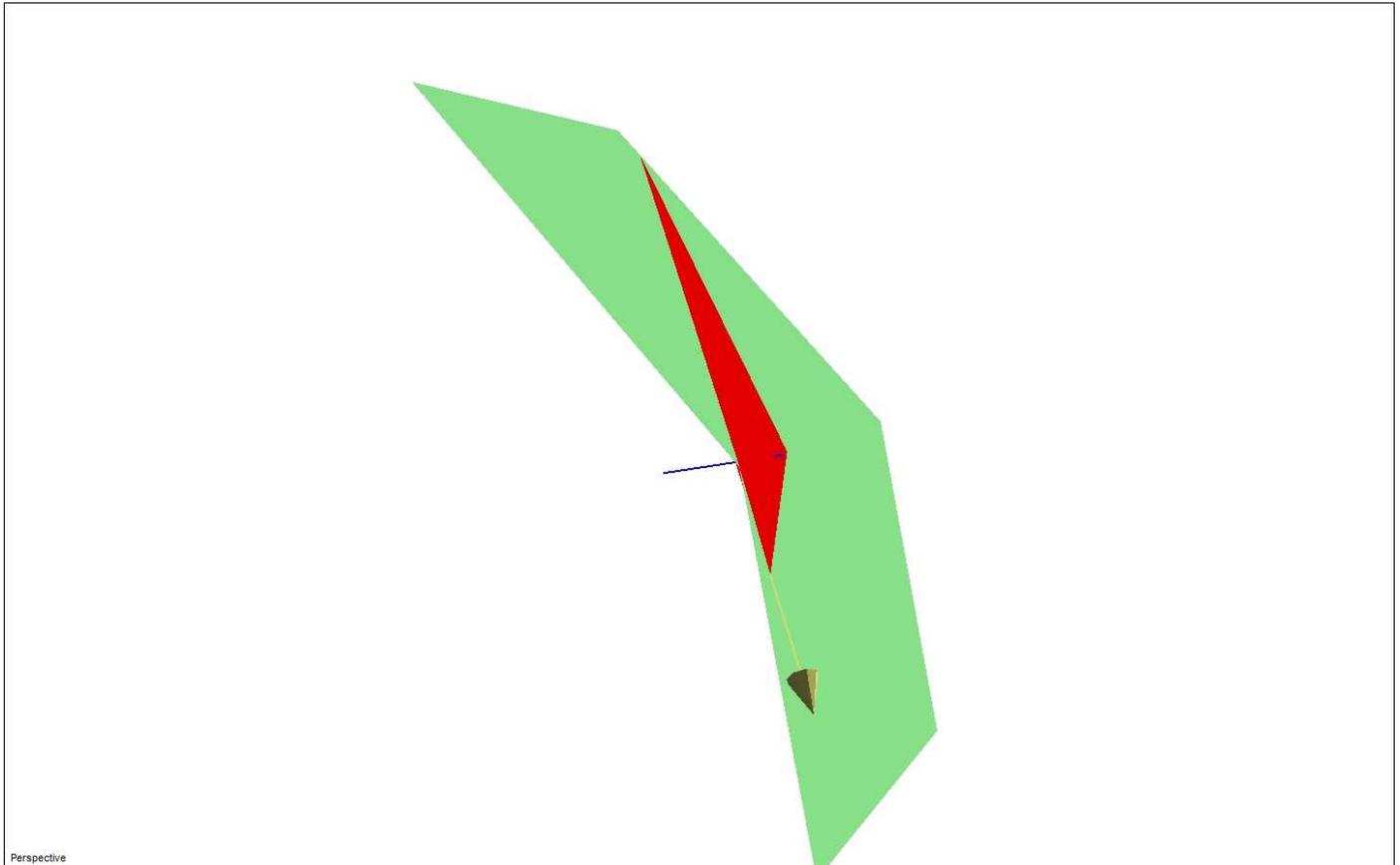


Figura 6-34



Figura 6-35

Combinazione	Peso (t)	Volume (m ³)	Area (m ²)	F.S.
K1 - K2	140.98	52.213	12.74	4.626

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG5101ECVCLGASB00001A00

Foglio
71 di
142

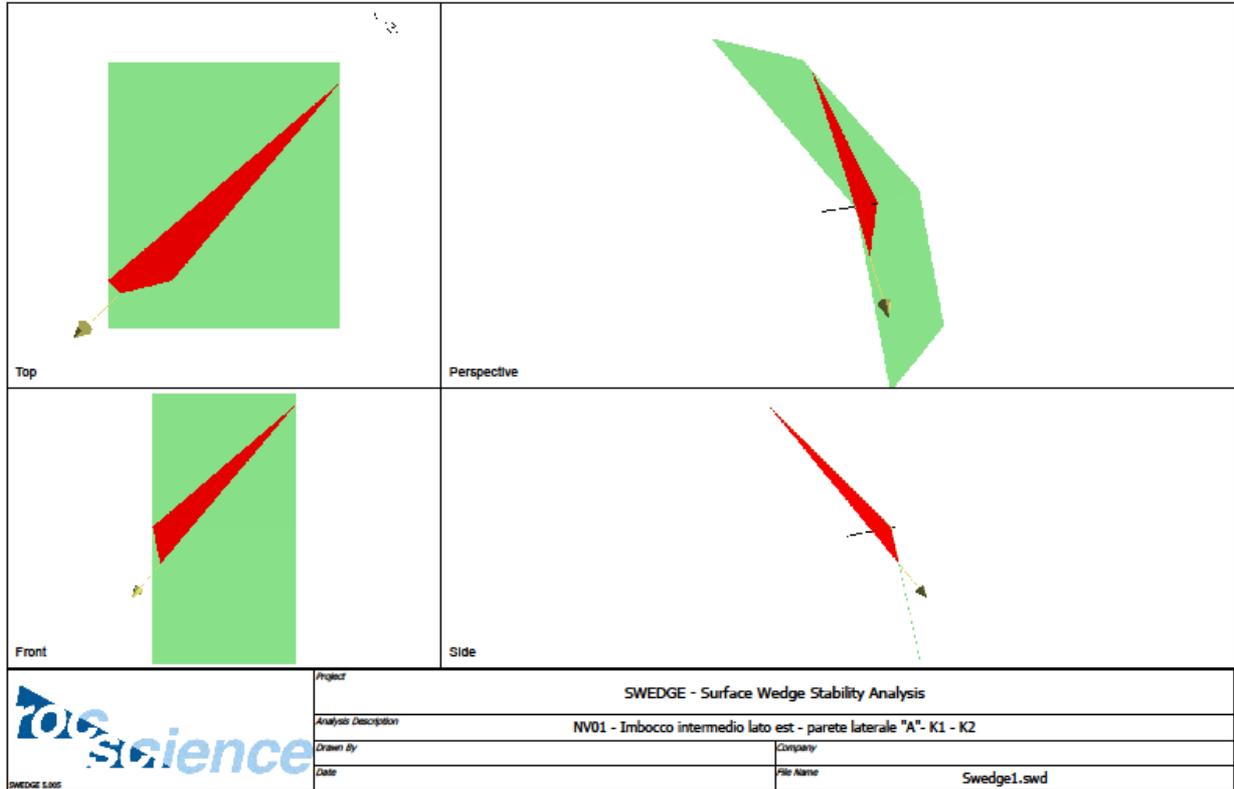


Figura 6-36

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVCLGASB00001A00 <table border="1" data-bbox="1420 235 1532 315"> <tr> <td>Foglio 72 di 142</td> </tr> </table>	Foglio 72 di 142
Foglio 72 di 142		

7. METODI DI ANALISI PER I MURI IN CALCESTRUZZO E LA GALLERIA ARTIFICIALE

7.1. 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.

7.1.1. 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
	IG5101ECVCLGASB00001A00 Foglio 73 di 142

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

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

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:

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

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

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	
	IG5101ECVCLGASB00001A00 <table border="1" data-bbox="1420 235 1532 315"> <tr> <td>Foglio 74 di 142</td> </tr> </table>	Foglio 74 di 142
Foglio 74 di 142		

7.1.2. 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.

7.1.3. 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	
	IG5101ECVCLGASB00001A00 <table border="1" style="float: right; margin-left: auto;"> <tr> <td>Foglio 75 di 142</td> </tr> </table>	Foglio 75 di 142
Foglio 75 di 142		

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 a zero.

7.1.4. 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 espressione di Hansen utilizzata 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:

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

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

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

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 e

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

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

I vari coefficienti si esprimono come

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

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

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

$$\gamma = 1$$

Fattori di inclinazione del carico

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

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

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

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

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

Indicando con V e H le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con Af l'area efficace della fondazione ottenuta come Af = B'xL' (B' e L' sono legate alle dimensioni effettive della fondazione B, L e all'eccentricità del carico eB, eL dalle relazioni B' = B-2eB L' = L-2eL) e con η l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi (η=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

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

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

$$b_q = e^{-2\eta \text{ctg } \phi}$$

$$b_\gamma = e^{-2.7\eta \text{ctg } \phi}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVCLGASB00001A00 Foglio 78 di 142

Fattori di inclinazione del terreno

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

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

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

$$g_a = g_\gamma = (1 - 0.05 \text{tg} \beta)^\delta$$

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

$$H < V \text{tg} \delta + A_f c_a$$

$$\beta \leq \phi$$

$$i_a, i_\gamma > 0$$

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

7.1.5. Verifiche statiche

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

Acciaio FeB 44K	$\sigma_{amm} = 160 \text{ MPa}$ $\sigma_{amm} = 255 \text{ MPa}$ (con verifica a fessurazione)
Calcestruzzo strutturale armato Rck 30 MPa	$\sigma_{amm} = 9.75 \text{ Mpa}$ $\tau_{c0} = 0.60 \text{ Mpa}$ $\tau_{c1} = 1.80 \text{ Mpa}$

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 6 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

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG5101ECVCLGASB00001A00</p>	<p>Foglio 79 di 142</p>

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

Si considera quindi:

$$M_f \text{ II} = W_i \cdot f_{cfm}$$

dove

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

L'apertura delle fessure vale:

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

dove:

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

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

dove:

$c =$ copriferro netto armatura tesa

$s =$ interasse tra i ferri

$k_2 = 0.4$ per barre ad aderenza migliorata

$k_3 = 0.125$ per diagramma delle s triangolare, dovuto a flessione o pressoflessione

$\Phi =$ diametro delle barre

$\rho_r =$ $A_s / A_{c \text{ eff}}$

$\sigma_s =$ tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la combinazione di azioni considerata

$\sigma_{sr} =$ 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.

$\beta_1 = 1$ per barre ad aderenza migliorata

$\beta_2 = 0.5$ 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	
	IG5101ECVCLGASB00001A00 <table border="1" data-bbox="1420 235 1532 315"> <tr> <td>Foglio 80 di 142</td> </tr> </table>	Foglio 80 di 142
Foglio 80 di 142		

T = taglio agente sulla sezione;

b = larghezza della sezione (1 m)

d = altezza utile della sezione

7.2. Gallerie artificiali

7.2.1. Ipotesi di carico

Per l'imbocco è analizzata la sezione in corrispondenza della progressiva in cui si ha la massima altezza di ritombamento.

I carichi agenti sulle gallerie artificiali 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:

$$P_h = P_v \cdot K_0 + \gamma \cdot z \cdot K_0$$

Con

$K_0 = 1 - \sin \phi$, 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.

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

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG5101ECVCLGASB00001A00</p> <p>Foglio 81 di 142</p>

- 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)

7.2.2. *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 rigidità di tali supporti è calcolata secondo le formulazioni seguenti:

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

MOLLE DI BOWLES			
C =	40	cost valida per unità del S.I.	
n =	1	coefficiente correttivo	
Nq =	14.72	coeff di portata del terreno di riporto (Hansen)	
Nc =	25.80		
N _γ =	11.19	z: altezza di copertura (m)	
% riduz = % percentuale di riduzione di K			
		c =	0
		φ =	28
		γ =	21
		A =	4700
		B =	9399
			$k = A + B \cdot z^n$ $A = C \cdot (c \cdot N_c + 0.5 \cdot \gamma \cdot N_\gamma)$ $B = C \cdot (\gamma \cdot N_\gamma)$

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

Figura 6: Espressioni per la determinazione delle molle elastiche

Le verifiche del concio di attacco sono state eseguite mantenendo le medesime ipotesi adottate per la galleria artificiale. Il valore della rigidezza delle molle impiegate per la schematizzazione del terreno in calotta e piedritti tiene conto della presenza della dima in cls.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVCLGASB00001A00 Foglio 83 di 142

8. VERIFICA DELLE SEZIONI PROGETTUALI

8.1. Muri in c.a.

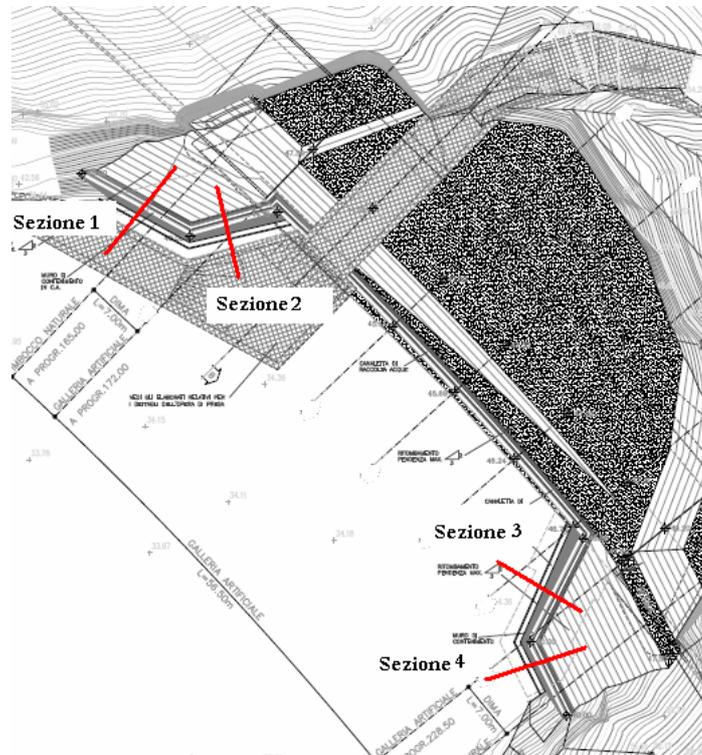
Ai fini del dimensionamento dei muri di sostegno dell'imbocco in esame, sulla base alla geometria del muro e del pendio a tergo di esso, sono state individuate quattro differenti tipologie di muro.

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

Le sezioni tipo analizzate sono descritte di seguito:

- sezione tipo 1: relativa al tratto del muro di sostegno in corrispondenza della galleria naturale lato Borzoli, in corrispondenza della massima pendenza del terrapieno a tergo del muro, è costituita da un muro in c.a. con paramento a spessore variabile, altezza del paramento verticale dalla quota di spiccatto pari a 6 m ed inclinazione del pendio a tergo pari a circa 30°;
- sezione tipo 2: relativa al tratto del muro di sostegno in corrispondenza della galleria naturale lato Borzoli, in corrispondenza della massima altezza di scavo, è costituita da un muro in c.a. con paramento a spessore variabile, altezza media del paramento verticale dalla quota di spiccatto pari a 8.0 m ed inclinazione del pendio a tergo pari a circa 22°;
- sezione tipo 3: relativa al tratto del muro di sostegno in corrispondenza della galleria naturale lato Erzelli, in corrispondenza della massima altezza di scavo, è costituita da un muro in c.a. con paramento a spessore variabile, altezza media del paramento verticale dalla quota di spiccatto pari a 8.00 m ed inclinazione del pendio a tergo pari a circa 22°;
- sezione tipo 4: relativa al tratto del muro di sostegno in corrispondenza della galleria naturale lato Erzelli, in corrispondenza della massima pendenza del terrapieno a tergo del muro, è costituita da un muro in c.a. con paramento a spessore variabile, altezza del paramento verticale dalla quota di spiccatto pari a 4.1 m ed inclinazione del pendio a tergo pari a circa 30°;

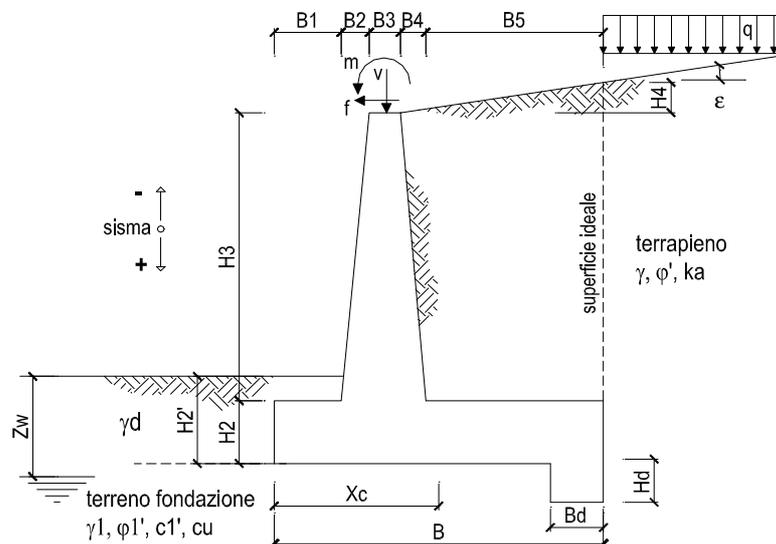
Di seguito la distribuzione delle sezioni tipo è illustrata in planimetria.



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 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5101ECVCLGASB00001A00	Foglio 85 di 142

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

8.1.1. Sezione Tipo 1

La sezione tipo 1 è stata verificata considerando l'altezza di scavo pari a 6 m e l'inclinazione del pendio a tergo pari a 30°.

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 $\delta = \Phi$.

sotto della fondazione è stato considerato $\delta = \Phi$.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	IG5101ECVCLGASB00001A00	Foglio 86 di 142
--	--	-------------------------	------------------------

OPERA OCCO INTERMEDIO

DATI DI PROGETTO:

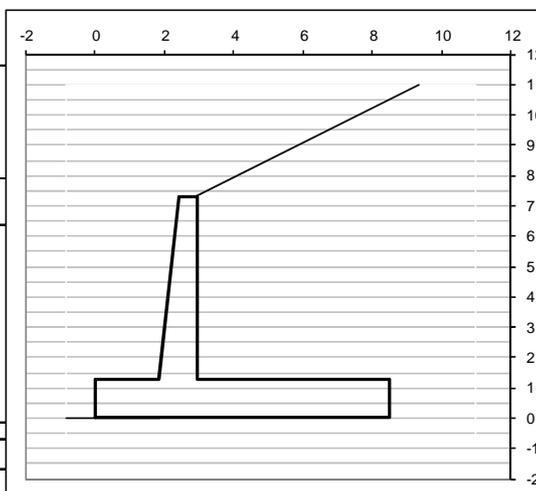
Geometria del Muro

Elevazione	H3	6,00	(m)
Aggetto Valle	B2	0,60	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3	0,50	(m)
Aggetto monte	B4	0,00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B	8,50	(m)
Spessore Fondazione	H2	1,30	(m)
Suola Lato Valle	B1	1,85	(m)
Suola Lato Monte	B5	5,55	(m)
Altezza dente	Hd	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc	4,25	(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'	35,00	35,00	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ'	20,00	20,00	(kN/m ³)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ϵ	30,00	30,00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	23,00	23,00	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup\ id}$	23,00	23,00	(°)
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_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 Posizione 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	0,43	0,43	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0,59	0,59	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0,61	0,61	(-)
	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	0,32	0,43	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0,54	0,50	(-)
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0,70	0,50	(-)	

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 STATICA**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	435,09	(kN/m)
Spinta sovraccarico	41,42	(kN/m)
Spinta passiva	0,00	(kN/m)
Azioni esterne	0,00	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	396,25	(kN/m)
PP terreno a monte	843,84	(kN/m)
Spinta terreno	184,68	(kN/m)
Spinta sovraccarico	17,58	(kN/m)
Azioni esterne	0,00	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	1523,43	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	217,54	(kNm/m)
Spinta passiva	0,00	(kNm/m)
Azioni esterne	0,00	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	1477,81	(kNm/m)
PP terreno a monte	4995,47	(kNm/m)
Spinta terreno	1569,81	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	149,45	(kNm/m)
Azioni esterne	0,00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

$$\text{Risultante forze verticali (N)} \quad N = 1442,35 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Risultante forze orizzontali (T)} \quad T = 476,51 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Coefficiente di attrito alla base (f)} \quad f = 0,62 \text{ (-)}$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1,89 \text{ (-)}}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

$$\text{Momento stabilizzante (Ms)} \quad M_s = 8192,55 \text{ (kNm/m)}$$

$$\text{Momento ribaltante (Mr)} \quad M_r = 1740,98 \text{ (kNm/m)}$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{4,71 \text{ (-)}}$$

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

$$\text{Risultante forze verticali (N)} \quad N = 1442,35 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Risultante forze orizzontali (T)} \quad T = 476,51 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Momento rispetto al baric. della fond. (M)} \quad M = -321,57 \text{ (kNm/m)}$$

$$\text{eccentricità} \quad e = -0,22 \text{ (m)}$$

$$\text{larghezza equivalente} \quad B^* = 8,05 \text{ (m)}$$

Coefficients di carico limite

Nq	23,18	(-)
Nc	35,49	(-)
N _γ	30,21	(-)

Coefficients di inclinazione del carico

iq	0,78	(-)
ic	0,77	(-)
i _γ	0,68	(-)

$$q_{lim} \text{ (carico limite unitario)} = 7527,14 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$F = q_{lim} \cdot B^* / N \quad \mathbf{42,03 \text{ (-)}}$$

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

$$\delta = 0,32 \text{ (mm)}$$

CONDIZIONE SISMICA +**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	621,05	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kN/m)
Spinta passiva	0,00	(kN/m)
Azioni esterne	0,00	(kN/m)
Inerzia muro	24,77	(kN/m)
Inerzia terrapieno	52,74	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	396,25	(kN/m)
PP terreno a monte	843,84	(kN/m)
Spinta terreno	263,62	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kN/m)
Azioni esterne	0,00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	26,37	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	3261,87	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kNm/m)
Spinta passiva	0,00	(kNm/m)
Azioni esterne	0,00	(kNm/m)
Inerzia muro	40,66	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	115,89	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	1477,81	(kNm/m)
PP terreno a monte	4995,47	(kNm/m)
Spinta terreno	2240,79	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kNm/m)
Azioni esterne	0,00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)	N	=	1530,08	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	698,56	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)	f	=	0,62	(-)

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1,37} \quad (-)$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	8714,07	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	3418,42	(kNm/m)

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{2,55} \quad (-)$$

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	N	=	1530,08	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	698,56	(kN/m)
Momento rispetto al baric. della fond. (M)	M	=	1207,18	(kNm/m)
eccentricità	e	=	0,79	(m)
larghezza equivalente	B*	=	6,92	(m)

Coefficienti di carico limite

Nq	23,18	(-)
Nc	35,49	(-)
N _y	30,21	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0,66	(-)
ic	0,65	(-)
i _y	0,54	(-)

$$q_{lim} \quad (\text{carico limite unitario}) \quad = \quad 5996,55 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$F \quad q_{lim} \cdot B^* / N \quad \mathbf{27,13} \quad (-)$$

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

$$\delta \quad = \quad 0,38 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA -**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	600,53	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kN/m)
Spinta passiva	0,00	(kN/m)
Azioni esterne	0,00	(kN/m)
Inerzia muro	24,77	(kN/m)
Inerzia terrapieno	52,74	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	396,25	(kN/m)
PP terreno a monte	843,84	(kN/m)
Spinta terreno	254,91	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kN/m)
Azioni esterne	0,00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-26,37	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	3154,07	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kNm/m)
Spinta passiva	0,00	(kNm/m)
Azioni esterne	0,00	(kNm/m)
Inerzia muro	40,66	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	428,11	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	1477,81	(kNm/m)
PP terreno a monte	4995,47	(kNm/m)
Spinta terreno	2166,73	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kNm/m)
Azioni esterne	0,00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 1468,63 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 678,04 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0,62 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1,35 (-)**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 8640,02 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 3622,84 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 2,38 (-)**VERIFICA DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N) N = 1468,63 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 678,04 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 1224,49 (kNm/m)

eccentricità e = 0,83 (m)

larghezza equivalente B* = 6,83 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	23,18	(-)
Nc	35,49	(-)
Ny	30,21	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0,66	(-)
ic	0,65	(-)
iy	0,54	(-)

qlim (carico limite unitario) = 5995,82 (kN/m²)**F qlim*B*/ N 27,89 (-)****CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**

δ 0,37 (mm)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVCLGASB00001A00 Foglio 90 di 142

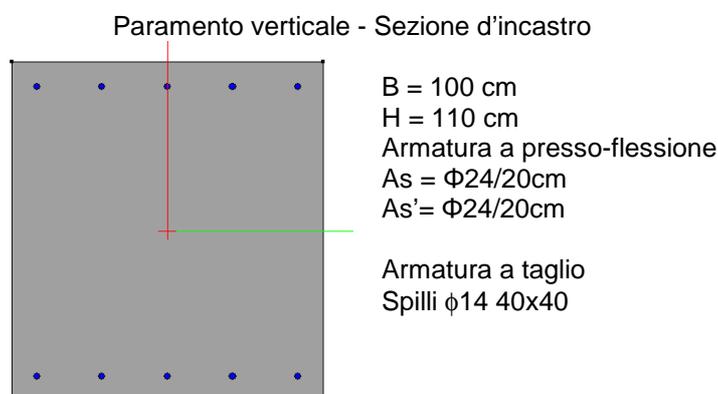
Nella tabella seguente sono riassunti i risultati in termini di coefficienti di sicurezza relativi alla condizione statica ed alla condizione sismica più critica.

Sezione tipo 1	FS_ribaltamento	FS_scorrimento	FS_carico limite
Statico	4.71	1.89	42.03
Sismico	2.38	1.35	27.13

Le verifiche all'equilibrio limite sono soddisfatte, poiché il coefficiente di sicurezza in condizione statica rispetta i valori limite previsti dalla normativa (paragrafi da 7.1.2 a 7.1.4).

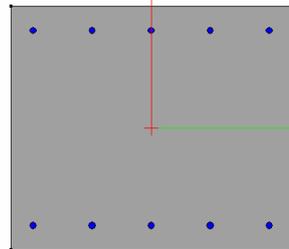
Di seguito sono riportate le verifiche a presso-flessione ed a taglio svolte in corrispondenza delle sezioni più significative del muro (sezioni di incastro e di mezzera del muro e sezione della fondazione).

Il copriferro assunto per le verifiche è pari a 6 cm.



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	190	354	468	-3.0	125.0	0.12	0.51	26
Sismica	209	627	685	-5.2	246.8	-	0.74	38.5

Paramento verticale - Sezione di mezzeria

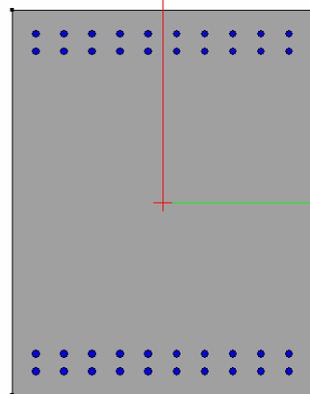


B = 100 cm
H = 80 cm
Armatura a presso-flessione
As = $\Phi 24/20\text{cm}$
As' = $\Phi 24/20\text{cm}$

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	68.8	53.2	234	-0.8	21.5	0.02	0.36
Sismica	80.2	71.8	342	-1.04	31.4	-	0.53

Fondazione



B = 100 cm
H = 130 cm
Armatura a presso-flessione
As = $\Phi 26/10\text{cm}$
+ $\Phi 26/10\text{cm}$
As' = $\Phi 26/10\text{cm}$
+ $\Phi 26/10\text{cm}$

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	1247	1417	-3.5	110.3	0.1	1.26	68.2
Sismica	0	2586	1504	-7.4	228.7	-	1.34	72.4

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 7.1.5).

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG5101ECVCLGASB00001A00</p> <p>Foglio 92 di 142</p>

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 7.1.5).

8.1.2. Sezione Tipo 2

La sezione tipo 2 è stata verificata considerando l'altezza di scavo pari a 8.0 m e la pendenza del terrapieno a tergo del muro pari a 22°.

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 $\delta=\Phi$.

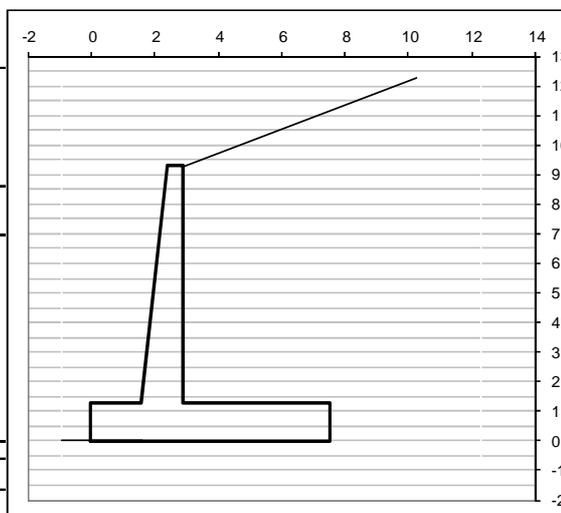
DATI DI PROGETTO:**Geometria del Muro**

Elevazione	H3	8,00	(m)
Aggetto Valle	B2	0,80	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3	0,50	(m)
Aggetto monte	B4	0,00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B	7,50	(m)
Spessore Fondazione	H2	1,30	(m)
Suola Lato Valle	B1	1,60	(m)
Suola Lato Monte	B5	4,60	(m)
Altezza dente	Hd	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc	3,75	(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'	35,00	35,00	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ	20,00	20,00	(kN/m ³)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ϵ	22,00	22,00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	23,00	23,00	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$	23,00	23,00	(°)
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	15,00		(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	0,34	0,34	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0,41	0,41	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0,41	0,41	(-)
	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	0,32	0,34	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0,54	0,37	(-)
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0,70	0,37	(-)	

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 STATICA**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	385,18	(kN/m)
Spinta sovraccarico	34,52	(kN/m)
Spinta passiva	0,00	(kN/m)
Azioni esterne	0,00	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	423,75	(kN/m)
PP terreno a monte	821,49	(kN/m)
Spinta terreno	163,50	(kN/m)
Spinta sovraccarico	14,65	(kN/m)
Azioni esterne	0,00	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	1432,69	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	192,59	(kNm/m)
Spinta passiva	0,00	(kNm/m)
Azioni esterne	0,00	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	1349,73	(kNm/m)
PP terreno a monte	4337,30	(kNm/m)
Spinta terreno	1226,25	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	109,89	(kNm/m)
Azioni esterne	0,00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

$$\text{Risultante forze verticali (N)} \quad N = 1423,39 \quad (\text{kN/m})$$

$$\text{Risultante forze orizzontali (T)} \quad T = 419,70 \quad (\text{kN/m})$$

$$\text{Coefficiente di attrito alla base (f)} \quad f = 0,62 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{2,12} \quad (-)$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

$$\text{Momento stabilizzante (Ms)} \quad M_s = 7023,18 \quad (\text{kNm/m})$$

$$\text{Momento ribaltante (Mr)} \quad M_r = 1625,28 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{4,32} \quad (-)$$

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

$$\text{Risultante forze verticali (N)} \quad N = 1423,39 \quad (\text{kN/m})$$

$$\text{Risultante forze orizzontali (T)} \quad T = 419,70 \quad (\text{kN/m})$$

$$\text{Momento rispetto al baric. della fond. (M)} \quad M = -60,17 \quad (\text{kNm/m})$$

$$\text{eccentricità} \quad e = -0,04 \quad (\text{m})$$

$$\text{larghezza equivalente} \quad B^* = 7,42 \quad (\text{m})$$

Coefficienti di carico limite

N _q	23,18	(-)
N _c	35,49	(-)
N _γ	30,21	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

i _q	0,79	(-)
i _c	0,78	(-)
i _γ	0,70	(-)

$$q_{lim} \quad (\text{carico limite unitario}) = 7519,51 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$F \quad q_{lim} \cdot B^* / N \quad \mathbf{39,17} \quad (-)$$

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

$$\delta = 0,46 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	482,46	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kN/m)
Spinta passiva	0,00	(kN/m)
Azioni esterne	0,00	(kN/m)
Inerzia muro	26,48	(kN/m)
Inerzia terrapieno	51,34	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	423,75	(kN/m)
PP terreno a monte	821,49	(kN/m)
Spinta terreno	204,79	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kN/m)
Azioni esterne	0,00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	25,67	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	2691,79	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kNm/m)
Spinta passiva	0,00	(kNm/m)
Azioni esterne	0,00	(kNm/m)
Inerzia muro	62,86	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	161,26	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	1349,73	(kNm/m)
PP terreno a monte	4337,30	(kNm/m)
Spinta terreno	1535,95	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kNm/m)
Azioni esterne	0,00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 1475,71 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 560,29 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0,62 (-)

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1,65} \quad (-)$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 7222,98 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 2915,91 (kNm/m)

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{2,48} \quad (-)$$

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 1475,71 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 560,29 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 1226,83 (kNm/m)

eccentricità e = 0,83 (m)

larghezza equivalente B* = 5,84 (m)

Coefficienti di carico limite

N _q	23,18	(-)
N _c	35,49	(-)
N _γ	30,21	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

i _q	0,69	(-)
i _c	0,68	(-)
i _γ	0,58	(-)

q_{lim} (carico limite unitario) = 6092,28 (kN/m²)

$$F = q_{lim} \cdot B^* / N \quad \mathbf{24,10} \quad (-)$$

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

δ 0,55 (mm)

CONDIZIONE SISMICA -**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	459,25	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kN/m)
Spinta passiva	0,00	(kN/m)
Azioni esterne	0,00	(kN/m)
Inerzia muro	26,48	(kN/m)
Inerzia terrapieno	51,34	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	423,75	(kN/m)
PP terreno a monte	821,49	(kN/m)
Spinta terreno	194,94	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kN/m)
Azioni esterne	0,00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-25,67	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	2562,26	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kNm/m)
Spinta passiva	0,00	(kNm/m)
Azioni esterne	0,00	(kNm/m)
Inerzia muro	62,86	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	432,34	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	1349,73	(kNm/m)
PP terreno a monte	4337,30	(kNm/m)
Spinta terreno	1462,04	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kNm/m)
Azioni esterne	0,00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)	N	=	1414,51	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	537,07	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)	f	=	0,62	(-)

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1,65} \quad (-)$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	7149,07	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	3057,46	(kNm/m)

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{2,34} \quad (-)$$

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	N	=	1414,51	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	537,07	(kN/m)
Momento rispetto al baric. della fond. (M)	M	=	1212,80	(kNm/m)
eccentricità	e	=	0,86	(m)
larghezza equivalente	B*	=	5,79	(m)

Coefficienti di carico limite			Coefficienti di inclinazione del carico		
N _q	23,18	(-)	i _q	0,70	(-)
N _c	35,49	(-)	i _c	0,68	(-)
N _γ	30,21	(-)	i _γ	0,58	(-)

$$q_{lim} \quad (\text{carico limite unitario}) \quad = \quad 6133,66 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$F \quad q_{lim} \cdot B^* / N \quad \mathbf{25,09} \quad (-)$$

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

$$\delta \quad 0,53 \quad (\text{mm})$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVCLGASB00001A00 Foglio 97 di 142

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

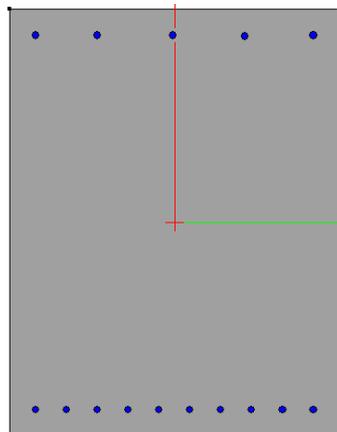
Sezione tipo 2	FS_ribaltamento	FS_scorrimento	FS_carico limite
Statico	4.32	2.12	39.2
Sismico	2.34	1.65	24.1

Le verifiche all'equilibrio limite sono soddisfatte, poiché il coefficiente di sicurezza in condizione statica rispetta i valori limite previsti dalla normativa (paragrafi da 7.1.2 a 7.1.4).

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 6 cm.

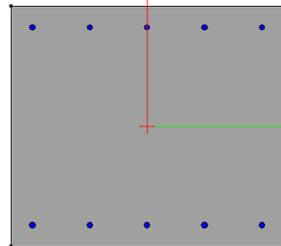
Parete verticale - Sezione d'incastro



$B = 100 \text{ cm}$
 $H = 130 \text{ cm}$
 Armatura a presso-flessione
 $A_s = \Phi 24/10 \text{ cm}$
 $A_{s'} = \Phi 24/20 \text{ cm}$
 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	274.5	626.9	412	-3.1	96.9	0.07	0.37
Sismica	290.9	1030.3	550	-5.0	174.2	-	0.50

Paramento verticale - Sezione di mezzeria



B = 100 cm

H = 90 cm

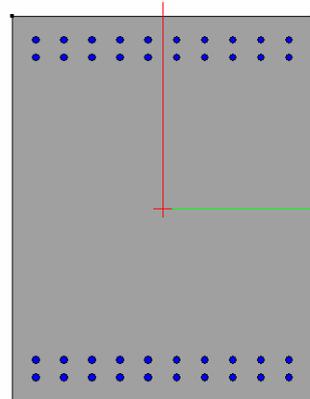
Armatura a presso-flessione

As = $\Phi 24/20$ cmAs' = $\Phi 24/20$ 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	96.3	90.7	206	-1.1	33.2	0.03	0.28
Sismica	98.5	131.9	275	-1.6	56.3	-	0.37

Fondazione



B = 100 cm

H = 130 cm

Armatura a presso-flessione

As = $\Phi 26/10$ cm+ $\Phi 26/10$ cmAs' = $\Phi 26/10$ cm+ $\Phi 26/10$ 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	1040	1401	-3.0	92	0.09	1.25	67.5
Sismica	0	1993	1453	-5.7	176	-	1.29	70.0

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 7.1.5).

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVCLGASB00001A00 <table border="1" data-bbox="1420 235 1532 315"> <tr> <td>Foglio 99 di 142</td> </tr> </table>	Foglio 99 di 142
Foglio 99 di 142		

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 7.1.5).

8.1.3. Sezione Tipo 3

La sezione tipo 3 è stata verificata considerando l'altezza di scavo pari a 8.00 m e la pendenza del ritombamento a tergo pari a 22°.

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 $\delta=\Phi$.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
IG5101ECVCLGASB00001A00	
Foglio 100 di 142	

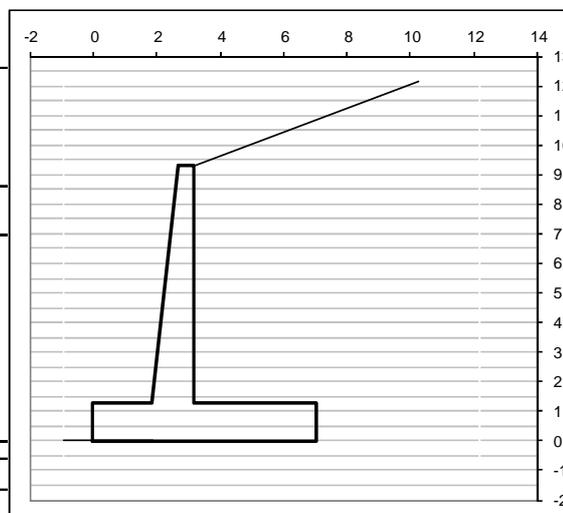
DATI DI PROGETTO:
Geometria del Muro

Elevazione	H3	8,00	(m)
Aggetto Valle	B2	0,80	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3	0,50	(m)
Aggetto monte	B4	0,00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B	7,00	(m)
Spessore Fondazione	H2	1,30	(m)
Suola Lato Valle	B1	1,85	(m)
Suola Lato Monte	B5	3,85	(m)
Altezza dente	Hd	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc	3,50	(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'	35,00	35,00	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ	20,00	20,00	(kN/m ³)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ϵ	22,00	22,00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	23,00	23,00	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup\ id}$	23,00	23,00	(°)
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	14,00		(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	0,34	0,34	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0,41	0,41	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0,41	0,41	(-)
	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	0,32	0,34	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0,54	0,37	(-)
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0,70	0,37	(-)	

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 STATICA**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	364,55	(kN/m)
Spinta sovraccarico	33,58	(kN/m)
Spinta passiva	0,00	(kN/m)
Azioni esterne	0,00	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	407,50	(kN/m)
PP terreno a monte	675,89	(kN/m)
Spinta terreno	154,74	(kN/m)
Spinta sovraccarico	14,25	(kN/m)
Azioni esterne	0,00	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	1319,11	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	182,27	(kNm/m)
Spinta passiva	0,00	(kNm/m)
Azioni esterne	0,00	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	1276,92	(kNm/m)
PP terreno a monte	3468,55	(kNm/m)
Spinta terreno	1083,19	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	99,78	(kNm/m)
Azioni esterne	0,00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 1252,38 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 398,13 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0,62 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1,97 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 5928,44 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 1501,39 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 3,95 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 1252,38 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 398,13 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = -43,71 (kNm/m)

eccentricità e = -0,03 (m)

larghezza equivalente B* = 6,93 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	23,18	(-)
Nc	35,49	(-)
N _γ	30,21	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

i _q	0,78	(-)
i _c	0,77	(-)
i _γ	0,69	(-)

q_{lim} (carico limite unitario) = 7309,71 (kN/m²)

F q_{lim}*B*/ N 40,45 (-)

CONDIZIONE SISMICA +**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	456,62	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kN/m)
Spinta passiva	0,00	(kN/m)
Azioni esterne	0,00	(kN/m)
Inerzia muro	25,47	(kN/m)
Inerzia terrapieno	42,24	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	407,50	(kN/m)
PP terreno a monte	675,89	(kN/m)
Spinta terreno	193,82	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kN/m)
Azioni esterne	0,00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	21,12	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	2478,40	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kNm/m)
Spinta passiva	0,00	(kNm/m)
Azioni esterne	0,00	(kNm/m)
Inerzia muro	62,20	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	132,41	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	1276,92	(kNm/m)
PP terreno a monte	3468,55	(kNm/m)
Spinta terreno	1356,75	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kNm/m)
Azioni esterne	0,00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)	N	=	1298,33	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	524,33	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)	f	=	0,62	(-)

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1,55} \quad (-)$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	6102,22	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	2673,01	(kNm/m)

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{2,28} \quad (-)$$

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	N	=	1298,33	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	524,33	(kN/m)
Momento rispetto al baric. della fond. (M)	M	=	1114,94	(kNm/m)
eccentricità	e	=	0,86	(m)
larghezza equivalente	B*	=	5,28	(m)

Coefficienti di carico limite			Coefficienti di inclinazione del carico		
N _q	23,18	(-)	i _q	0,68	(-)
N _c	35,49	(-)	i _c	0,67	(-)
N _γ	30,21	(-)	i _γ	0,56	(-)

$$q_{lim} \quad (\text{carico limite unitario}) \quad = \quad 5842,42 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$F \quad q_{lim} \cdot B^* / N \quad \mathbf{23,77} \quad (-)$$

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

$$\delta \quad 0,49 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA -**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	434,64	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kN/m)
Spinta passiva	0,00	(kN/m)
Azioni esterne	0,00	(kN/m)
Inerzia muro	25,47	(kN/m)
Inerzia terrapieno	42,24	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	407,50	(kN/m)
PP terreno a monte	675,89	(kN/m)
Spinta terreno	184,49	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kN/m)
Azioni esterne	0,00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-21,12	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	2359,13	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kNm/m)
Spinta passiva	0,00	(kNm/m)
Azioni esterne	0,00	(kNm/m)
Inerzia muro	62,20	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	349,19	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	1276,92	(kNm/m)
PP terreno a monte	3468,55	(kNm/m)
Spinta terreno	1291,46	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kNm/m)
Azioni esterne	0,00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 1246,76 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 502,35 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0,62 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1,55 (-)**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 6036,93 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 2770,52 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 2,18 (-)**VERIFICA DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N) N = 1246,76 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 502,35 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 1097,25 (kNm/m)

eccentricità e = 0,88 (m)

larghezza equivalente B* = 5,24 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	23,18	(-)
Nc	35,49	(-)
N _γ	30,21	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0,69	(-)
ic	0,67	(-)
i _γ	0,57	(-)

qlim (carico limite unitario) = 5892,16 (kN/m²)**F qlim*B* / N 24,76 (-)****CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**

δ 0,48 (mm)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
	IG5101ECVCLGASB00001A00 <table border="1" style="float: right; margin-left: 20px;"> <tr> <td>Foglio</td> <td>104 di</td> </tr> <tr> <td></td> <td>142</td> </tr> </table>	Foglio	104 di		142
Foglio	104 di				
	142				

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

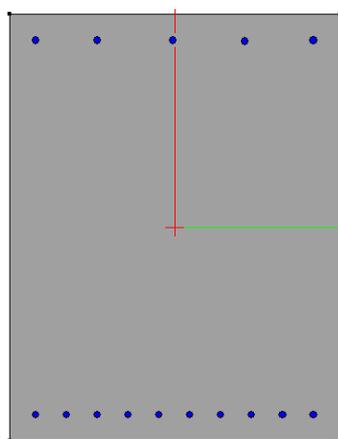
Sezione tipo 3	FS_ribaltamento	FS_scorrimento	FS_carico limite
Statico	3.95	1.97	40.5
Sismico	2.18	1.55	23.7

Le verifiche all'equilibrio limite sono soddisfatte, poiché il coefficiente di sicurezza in condizione statica rispetta i valori limite previsti dalla normativa (paragrafi da 7.1.2 a 7.1.4).

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 6 cm.

Paramento verticale - Sezione d'incastro

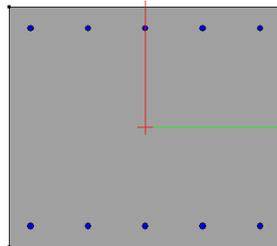


$B = 100 \text{ cm}$
 $H = 130 \text{ cm}$
 Armatura a pressoflessione
 $A_s = \Phi 24/10 \text{ cm}$
 $A_{s'} = \Phi 24/20 \text{ cm}$

 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	274	627	398	-3.1	96.7	0.07	0.36
Sismica	268	908	456	-4.5	152.4	-	0.41

Paramento verticale - Sezione di mezzeria



B = 100 cm

H = 90 cm

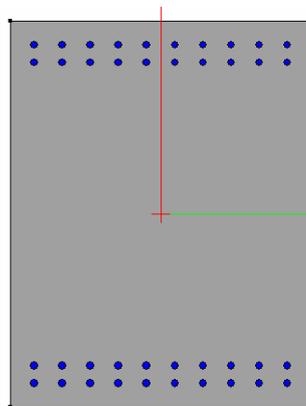
Armatura a pressoflessione

As = $\Phi 24/20$ cmAs' = $\Phi 24/20$ 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	96.2	90.7	199	-1.1	33.3	0.03	0.27
Sismica	91.7	115.0	228	-1.4	48.0	-	0.31

Fondazione



B = 100 cm

H = 130 cm

Armatura a pressoflessione

As = $\Phi 26/10$ cm+ $\Phi 26/10$ cmAs' = $\Phi 26/10$ cm+ $\Phi 26/10$ 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	879	263	-2.5	77.8	-	0.24
Sismica	0	1642	468	-4.7	145.2	-	0.42

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5101ECVCLGASB00001A00	Foglio 106 di 142

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 7.1.5).

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 7.1.5).

8.1.4. Sezione Tipo 4

La sezione tipo 4 è stata verificata considerando un'altezza massima di scavo pari a 4.1 m e la pendenza del terrapieno a tergo pari a 22°.

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 $\delta=\Phi$.

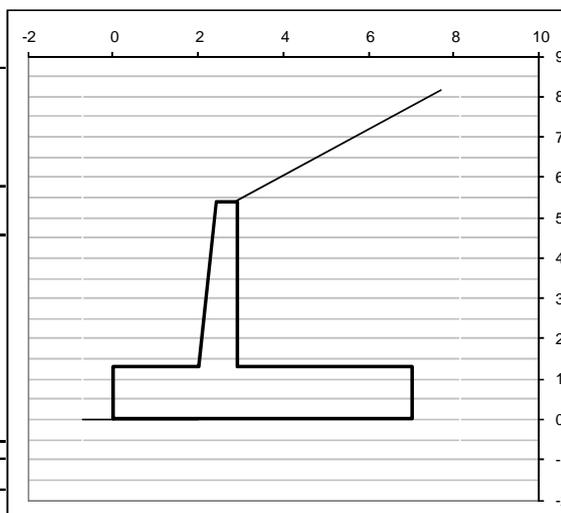
DATI DI PROGETTO:**Geometria del Muro**

Elevazione	H3	4,10	(m)
Aggetto Valle	B2	0,41	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3	0,50	(m)
Aggetto monte	B4	0,00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B	7,00	(m)
Spessore Fondazione	H2	1,30	(m)
Suola Lato Valle	B1	2,00	(m)
Suola Lato Monte	B5	4,09	(m)
Altezza dente	Hd	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc	3,50	(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'	35,00	35,00	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ'	20,00	20,00	(kN/m ³)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ϵ	30,00	30,00	(°)
	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_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	14,00		(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	0,43	0,43	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0,59	0,59	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0,60	0,60	(-)
	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	0,32	0,43	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0,54	0,49	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0,70	0,49	(-)

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 STATICA**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	239,56	(kN/m)
Spinta sovraccarico	30,87	(kN/m)
Spinta passiva	0,00	(kN/m)
Azioni esterne	0,00	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	299,76	(kN/m)
PP terreno a monte	431,96	(kN/m)
Spinta terreno	91,96	(kN/m)
Spinta sovraccarico	11,85	(kN/m)
Azioni esterne	0,00	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	619,78	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	119,78	(kNm/m)
Spinta passiva	0,00	(kNm/m)
Azioni esterne	0,00	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	980,34	(kNm/m)
PP terreno a monte	2206,20	(kNm/m)
Spinta terreno	643,72	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	82,94	(kNm/m)
Azioni esterne	0,00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

$$\text{Risultante forze verticali (N)} \quad N = 835,53 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Risultante forze orizzontali (T)} \quad T = 270,43 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Coefficiente di attrito alla base (f)} \quad f = 0,62 \text{ (-)}$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1,93 \text{ (-)}}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

$$\text{Momento stabilizzante (Ms)} \quad M_s = 3913,20 \text{ (kNm/m)}$$

$$\text{Momento ribaltante (Mr)} \quad M_r = 739,56 \text{ (kNm/m)}$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{5,29 \text{ (-)}}$$

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

$$\text{Risultante forze verticali (N)} \quad N = 835,53 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Risultante forze orizzontali (T)} \quad T = 270,43 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Momento rispetto al baric. della fond. (M)} \quad M = -249,28 \text{ (kNm/m)}$$

$$\text{eccentricità} \quad e = -0,30 \text{ (m)}$$

$$\text{larghezza equivalente} \quad B^* = 6,40 \text{ (m)}$$

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	(-)

$$q_{lim} \text{ (carico limite unitario)} = 7572,64 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$F = q_{lim} \cdot B^* / N \quad \mathbf{58,03 \text{ (-)}}$$

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

$$\delta = 0,28 \text{ (mm)}$$

CONDIZIONE SISMICA -**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	328,72	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kN/m)
Spinta passiva	0,00	(kN/m)
Azioni esterne	0,00	(kN/m)
Inerzia muro	18,74	(kN/m)
Inerzia terrapieno	27,00	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	299,76	(kN/m)
PP terreno a monte	431,96	(kN/m)
Spinta terreno	126,18	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kN/m)
Azioni esterne	0,00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-13,50	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	1275,67	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kNm/m)
Spinta passiva	0,00	(kNm/m)
Azioni esterne	0,00	(kNm/m)
Inerzia muro	23,47	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	176,51	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	980,34	(kNm/m)
PP terreno a monte	2206,20	(kNm/m)
Spinta terreno	883,29	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kNm/m)
Azioni esterne	0,00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 844,41 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 374,46 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0,62 (-)

F_s = (N*f + Sp) / T 1,41 (-)**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**Momento stabilizzante (M_s) M_s = 4069,83 (kNm/m)Momento ribaltante (M_r) M_r = 1475,65 (kNm/m)**F_r = M_s / M_r 2,76 (-)****VERIFICA DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N) N = 844,41 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 374,46 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 361,25 (kNm/m)

eccentricità e = 0,43 (m)

larghezza equivalente B* = 6,14 (m)

Coefficienti di carico limite

N _q	23,18	(-)
N _c	35,49	(-)
N _γ	30,21	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

i _q	0,75	(-)
i _c	0,74	(-)
i _γ	0,65	(-)

q_{lim} (carico limite unitario) = 6764,64 (kN/m²)**F q_{lim}*B*/ N 49,22 (-)****CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**

δ 0,29 (mm)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVCLGASB00001A00 Foglio 111 di 142

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

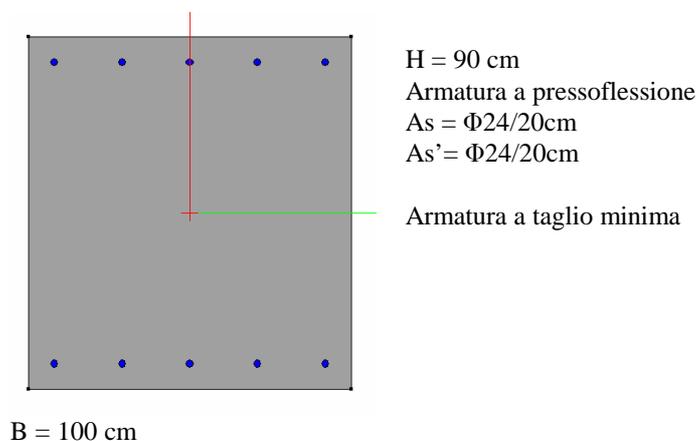
Sezione tipo 4	FS_ribaltamento	FS_scorrimento	FS_carico limite
Statico	5.29	1.93	58
Sismico	2.76	1.41	47.8

Le verifiche all'equilibrio limite sono soddisfatte, poiché il coefficiente di sicurezza in condizione statica rispetta i valori limite previsti dalla normativa (paragrafi da 7.1.2 a 7.1.4).

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).

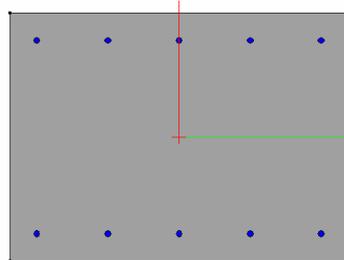
Il copriferro assunto per le verifiche è pari a 6 cm.

Paramento verticale - Sezione d'incastro



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	104	125	270	-1.5	51.3	0.05	0.36
Sismica	100	165	340	-2.0	55.9	-	0.46

Paramento verticale - Sezione di mezzeria

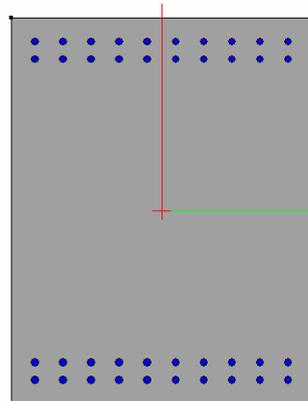


B = 100 cm

H = 70 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	40.4	19.8	135	-0.35	7.4	-	0.24
Sismica	37.7	21.1	170	-0.4	8.8	-	0.30

Fondazione



B = 100 cm
 H = 130 cm
 Armatura a pressoflessione
 $A_s = \Phi 26/10\text{cm} + \Phi 26/10\text{cm}$
 $A_{s'} = \Phi 26/10\text{cm} + \Phi 26/10\text{cm}$
 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	491	196	-1.4	43.4	-	0.18
Sismica	0	963	311	-2.7	85.2	-	0.28

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5101ECVCLGASB00001A00	Foglio 113 di 142

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 7.1.5).

Per quanto riguarda le verifiche a taglio, nelle sezioni di verifica la tensione tangenziale del calcestruzzo risulta inferiore alla τ_{co} , 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 7.1.5).

8.2. Galleria artificiale e 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.

8.2.1. 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 rigidezza 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 in artificiale della galleria è stata schematizzata con un modello a 77 nodi.

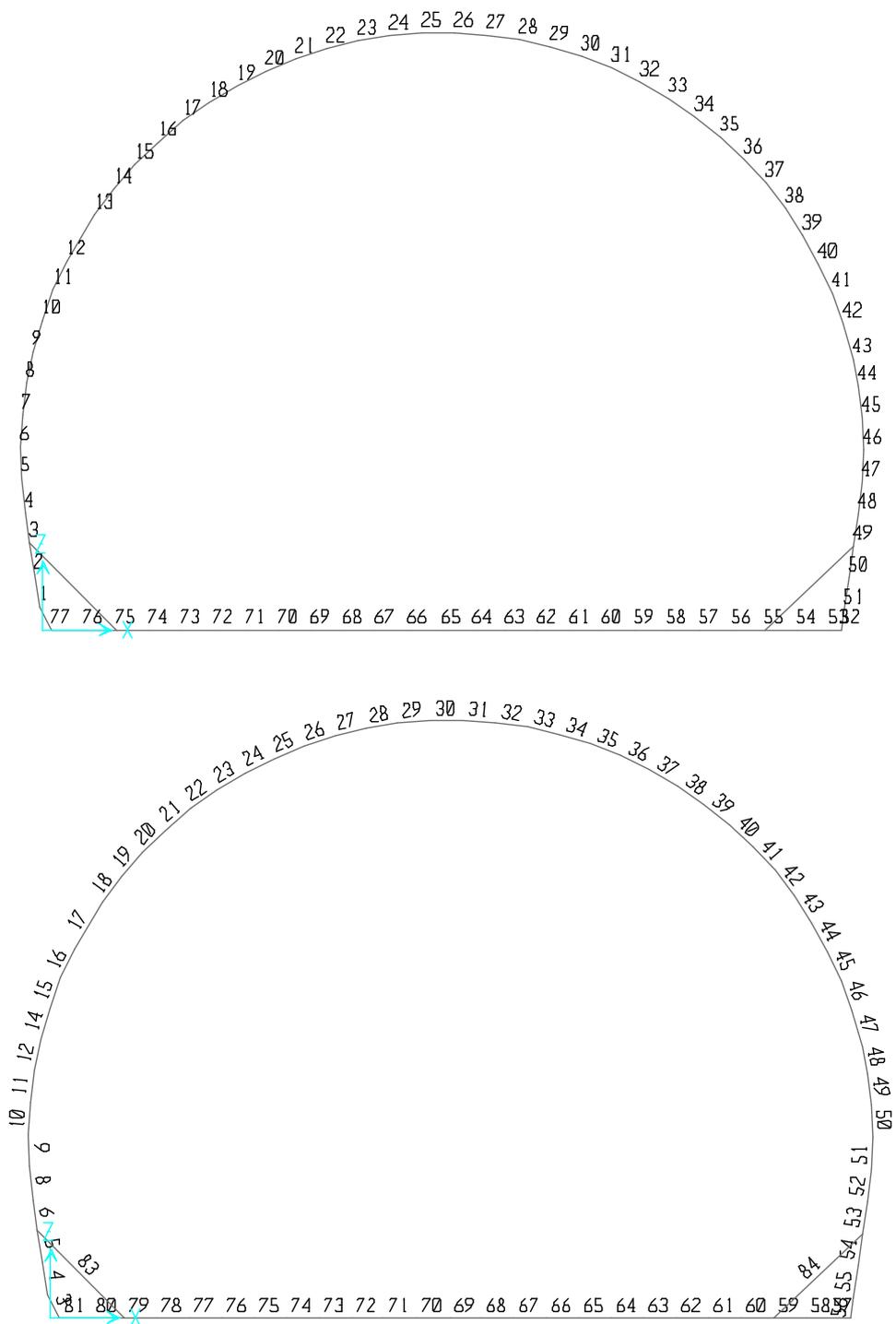


Figura 7: Geometria utilizzata nelle analisi – Individuazione numerazione nodi e aste

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVCLGASB00001A00 Foglio 115 di 142

8.2.2. 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).

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 BOWLES			
C =	40	cost valida per unità del S.I.	
n =	1	coefficiente correttivo	
Nq =	14.72	coeff di portata del terreno di riporto (Hansen)	
Nc =	25.80		
N γ =	11.19		
z: altezza di copertura (m)			
c =	0	kPa	coesione
ϕ =	28	°	angolo d'attrito
γ =	21	kN/m ³	peso di volume del terreno
A =	4700		$k = A + B \cdot z^n$
B =	9399		$A = C \cdot (c \cdot N_c + 0.5 \cdot \gamma \cdot N_\gamma)$
			$B = C \cdot (\gamma \cdot N_q)$
% riduz =		%	percentuale di riduzione di K

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

Figura 8: Riepilogo parametri di input (galleria artificiale)

Per quanto riguarda le molle di calotta e piedritti del concio di attacco, esse sono state determinate utilizzando l'espressione di Bowles schematizzando il calcestruzzo della dima come un terreno con

un 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.

8.2.3. Carichi agenti

La sezione analizzata e riportata nel seguito, per la galleria artificiale, è la sezione A_A nell'immagine sotto (cfr elaborati grafici).

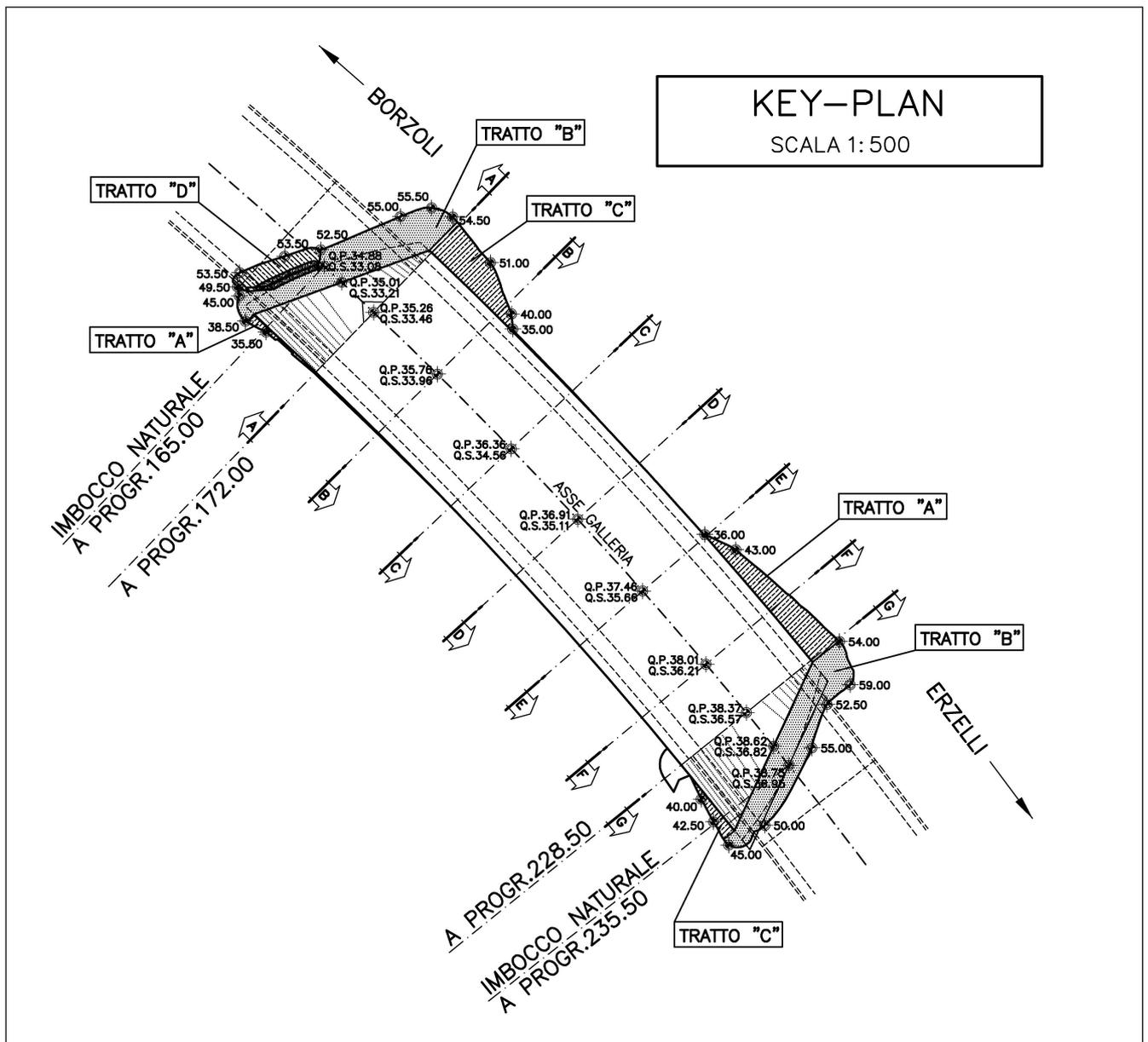


Figura 9: Sez. A-A di calcolo

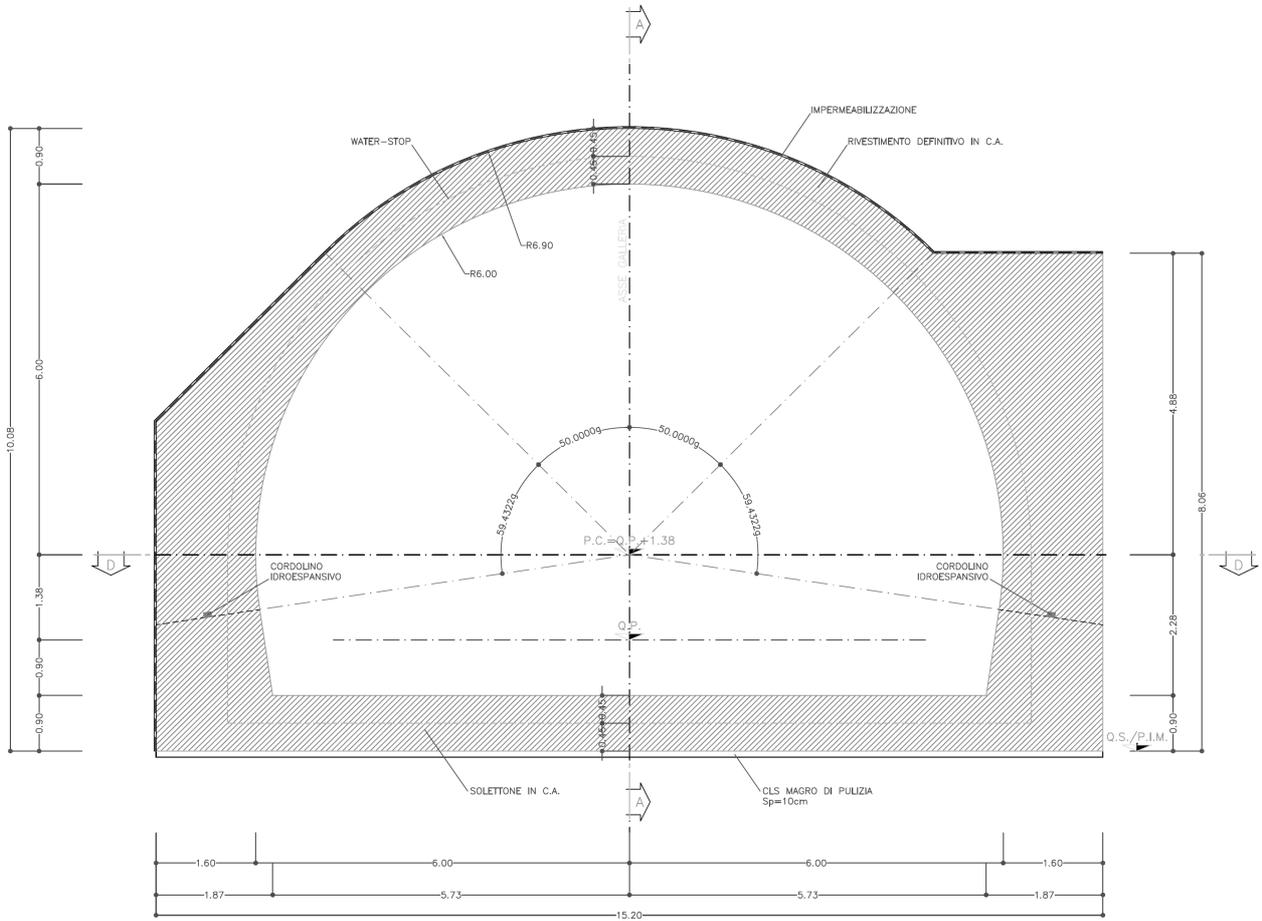


Figura 10: Carpenteria Galleria artificiale

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

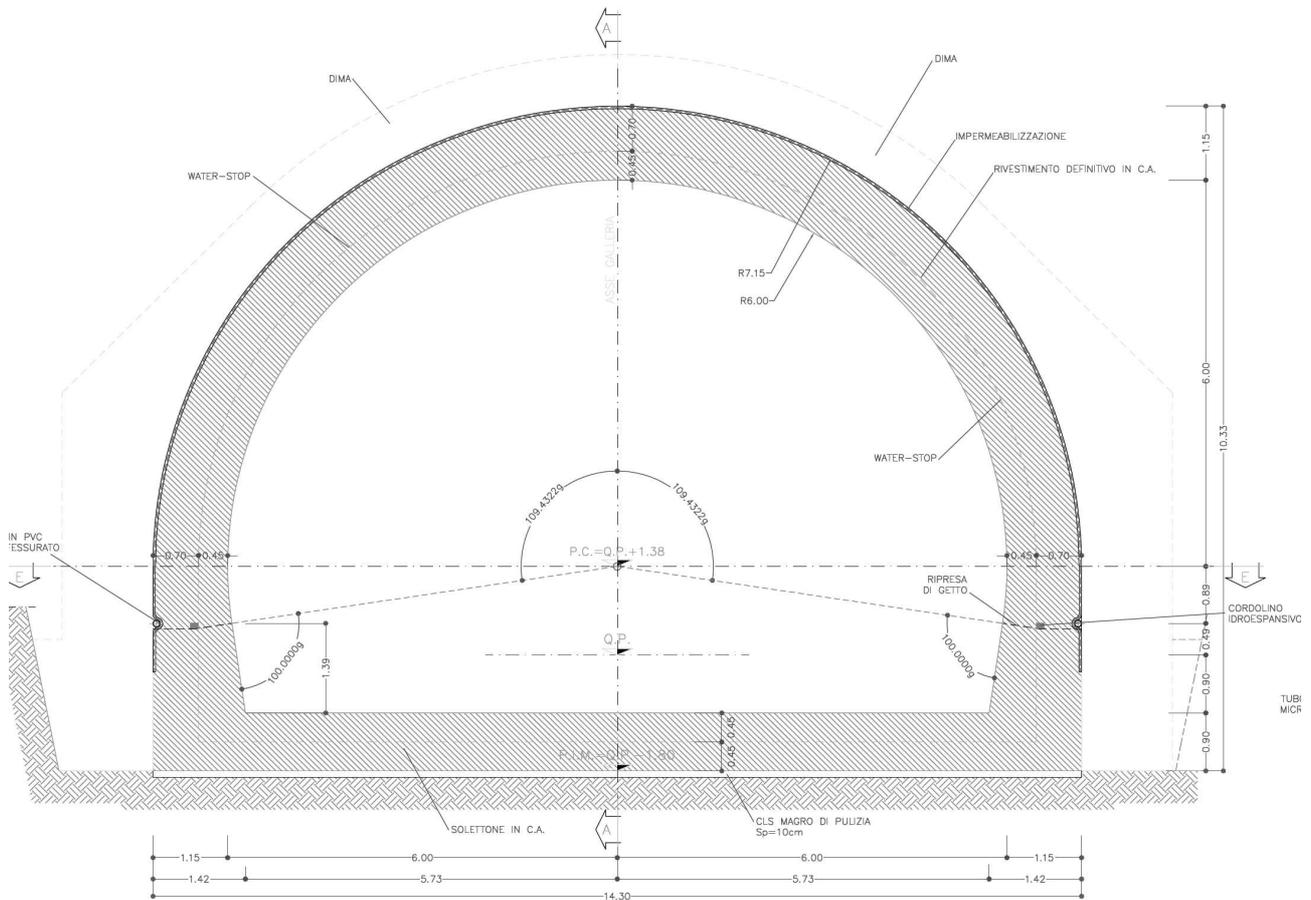


Figura 11: Carpenteria Concio di attacco

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/m^3 ;
- q = peso del terreno di ricoprimento, γ_r = peso di volume terreno di ricoprimento = 20 kN/m^3 ;

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).

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5101ECVCLGASB00001A00	Foglio 119 di 142

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.

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)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG5101ECVCLGASB00001A00		Foglio 120 di 142

8.2.4. Verifiche statiche galleria artificiale

Le verifiche per la galleria artificiale 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 $\Phi 24/20$ (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	30	90	462,1	35,5	111,0	-1,2	1,9	-16,3	0,05	0,00
Rene dx	22	90	439,2	17,0	142,1	-1,5	12,5	-20,6	0,02	0,01
Rene sx	39	90	491,1	94,8	-38,9	-0,8	-10,8	-4,4	0,13	0,00
Piedritto dx	10	150	1119,3	322,3	-1053,4	-5,0	-65,8	135,6	0,25	0,11
Piedritto sx	50	150	1297,9	313,6	-1197,2	-5,7	-74,7	150,2	0,24	0,12
Attacco - Solettone sx	77	90	701,7	379,5	-32,7	-0,9	-13,6	-8,2	0,50	0,00
Attacco - Solettone dx	62	90	701,7	357,4	-131,4	-1,6	-21,6	-0,1	0,47	0,00
Asse solettone	70	90	701,7	32,1	-362,5	-4,1	-51,4	78,1	0,04	0,06

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	3	90	221,4	339,1	393,1	-4,5	179,4	-49,1	0,45	0,13
Rene dx	22	90	447,8	20,2	147,4	-1,6	13,6	-21,3	0,03	0,01
Rene sx	39	90	503,1	100,5	-45,3	-0,8	-11,5	-4,1	0,13	0,00
Piedritto dx	10	150	1152,4	331,5	-1094,3	-5,2	-68,3	142,5	0,26	0,11
Piedritto sx	50	150	662,3	209,7	-311,3	-1,3	-18,2	8,8	0,16	0,01
Attacco - Solettone sx	78	90	662,3	209,7	-311,3	-3,5	-44,3	58,7	0,28	0,05
Attacco - Solettone dx	61	90	662,3	209,7	-311,3	-3,5	-44,3	58,7	0,28	0,05
Asse solettone	70	90	662,3	209,7	-311,3	-3,5	-44,3	58,7	0,28	0,05

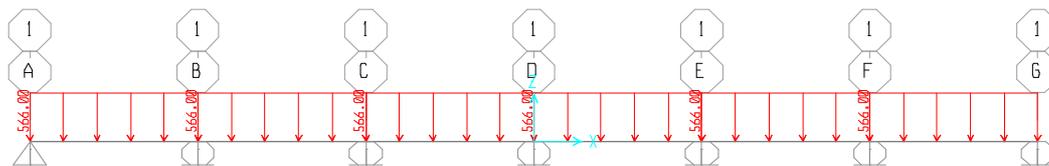
COMB3	ELE	H (cm)	N (KN)	T (KN)	M (KN m)	σ_{cls} (MPa)	σ_f (MPa)	σ'_f (MPa)	τ_{c0} (MPa)	w (mm)
Calotta	30	90	456,1	34,0	101,9	-1,1	1,3	-15,4	0,05	0,00
Rene dx	22	90	430,6	13,9	136,8	-1,5	11,5	-19,8	0,02	0,01
Rene sx	39	90	479,1	89,0	-32,5	-0,7	-10,1	-4,8	0,12	0,00
Piedritto dx	10	150	1086,2	313,1	-1012,5	-4,8	-63,2	128,8	0,24	0,10
Piedritto sx	50	150	1258,3	307,1	-1149,0	-5,4	-71,6	142,3	0,24	0,11
Attacco - Solettone sx	77	90	691,1	370,1	-27,6	-0,9	-13,0	-8,5	0,49	0,00
Attacco - Solettone dx	62	90	691,1	348,3	-125,0	-1,5	-21,0	-0,5	0,46	0,00
Asse solettone	70	90	691,1	31,1	-351,6	-4,0	-49,9	74,3	0,04	0,06

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	30	90	475,5	37,0	114,8	-1,2	2,0	-16,8	0,05	0,00
Rene dx	22	90	450,8	18,2	145,5	-1,6	12,7	-21,0	0,02	0,01
Rene sx	39	90	508,0	96,3	-38,3	-0,8	-11,0	-4,7	0,13	0,00
Piedritto dx	10	150	1152,5	330,3	-1084,6	-5,1	-67,7	139,6	0,26	0,11
Piedritto sx	50	150	1337,2	323,4	-1233,7	-5,8	-77,0	154,9	0,25	0,12
Attacco - Solettone sx	77	90	722,9	390,1	-35,3	-1,0	-14,1	-8,3	0,52	0,00
Attacco - Solettone dx	62	90	722,9	368,8	-134,3	-1,6	-22,2	-0,2	0,49	0,00
Asse solettone	70	90	722,9	33,2	-373,4	-4,2	-52,9	80,5	0,04	0,06

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	3	90	209,5	313,4	367,6	-4,2	167,3	-46,0	0,42	0,12
Rene dx	22	90	432,1	12,9	135,9	-1,5	11,1	-19,7	0,02	0,01
Rene sx	39	90	481,6	86,9	-29,0	-0,7	-9,8	-5,1	0,12	0,00
Piedritto dx	10	150	1086,3	312,5	-1007,6	-4,8	-62,9	127,4	0,24	0,10
Piedritto sx	50	150	1258,2	308,7	-1143,3	-5,4	-71,3	140,6	0,24	0,11
Attacco - Solettone sx	77	90	696,4	370,7	-26,3	-0,9	-12,9	-8,6	0,49	0,00
Attacco - Solettone dx	62	90	696,4	349,4	-123,3	-1,5	-20,9	-0,7	0,46	0,00
Asse solettone	70	90	696,4	31,1	-351,7	-4,0	-49,9	73,5	0,04	0,06

8.2.5. Verifiche statiche galleria artificiale in corrispondenza delle finestre

Le verifiche statiche della galleria artificiale in corrispondenza delle finestre laterali sono state svolte considerando la porzione di galleria artificiale costituente, nella sua direzione longitudinale, una trave continua sopra le finestre; le verifiche sono state svolte con lo schema di trave continua a più campate di luce pari a 4 m, come illustrato di seguito.



Le condizioni di carico derivano dall'analisi della galleria artificiale precedentemente svolta, da cui è stato ricavato il massimo valore, tra tutte le combinazioni di carico, dell'azione agente sulla finestra, che corrisponde allo sforzo normale agente sulla galleria artificiale all'altezza della finestra; lo sforzo normale della galleria artificiale è stato scomposto nelle due componenti verticale ed orizzontale ed è stato applicato come carico uniformemente distribuito sulla trave.

Le caratteristiche di sollecitazione risultanti hanno consentito di dimensionare la trave superiore corrente sulle finestre e la porzione di galleria artificiale tra le finestre.

Analogamente a quanto fatto per la trave superiore, in corrispondenza di ciascuna finestra inoltre è stata verificata la trave inferiore utilizzando lo schema di trave a doppio incastro di luce pari a 4 m; anche in questo caso lo sforzo normale risultante dall'analisi della galleria artificiale è stato applicato sulla trave inferiore di ciascuna finestra; lo sforzo normale, avendo in questo caso direzione verticale, è stato applicato integralmente sulla trave.



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVCLGASB00001A00 Foglio 122 di 142

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza svolte secondo il Metodo delle Tensioni Ammissibili in corrispondenza della massime caratteristiche di sollecitazione risultanti, considerando:

- per la trave superiore calcolata per il carico verticale, una sezione di 2.40mx1.88m e l'armatura costituita da barre $\Phi 24/20\text{cm}$;
- per la trave superiore calcolata per il carico orizzontale, una sezione di 1.88mx2.40m e l'armatura costituita da barre $\Phi 24/20\text{cm}$;
- per la trave inferiore, una sezione 1.70mx2.30m e l'armatura costituita da barre $\Phi 24/20\text{cm}$;
- per la sezione del pilastro, una sezione di 2.0mx1.50m e l'armatura costituita da barre $\Phi 24/20\text{cm}$ (analogamente alla galleria in sezione corrente).

elemento	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)
Trave superiore (direzione vert.)	0	1675	2031	-2.2	173.5	0.17	0.52	-
Trave superiore (direzione orizz.)	0	1347	1684	-1.7	147	0.15	0.43	-
Pilastri	4731	0	-	-1.5	-22.9	-	-	-
Trave inferiore	0	1980	2970	-2.6	167	0.16	1.07	248

Le verifiche a pressoflessione risultano soddisfatte con l'armatura predisposta.

Le verifiche a taglio risultano soddisfatte predisponendo un'armatura minima nella trave superiore . Verranno disposti spilli $\phi 12$ 40x60 e una staffa $\phi 16$ con passo 20 cm nella trave inferiore. Il calcolo è stato effettuato pensando di affidare il 50% del taglio sollecitante all'armatura trasversale.

8.2.6. Verifiche statiche concio di 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 $\Phi 24/20$ (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	30	90	582,7	30,7	-23,0	-0,7	-10,9	-7,1	0,04	0,00
Rene dx	22	90	548,7	54,6	117,2	-1,3	1,1	-18,1	0,07	0,00
Rene sx	39	90	590,3	6,4	50,2	-0,9	-5,0	-13,3	0,01	0,00
Piedritto dx	10	90	1106,1	249,5	-303,5	-3,3	-44,7	16,3	0,33	0,01
Piedritto sx	50	90	1212,5	240,3	-314,9	-3,4	-46,8	13,9	0,32	0,01
Attacco - Solettone sx	77	90	858,4	243,6	-265,3	-2,9	-38,5	20,6	0,32	0,01
Attacco - Solettone dx	62	90	858,4	204,6	-282,8	-3,1	-40,8	26,1	0,27	0,02
Asse solettone	70	90	858,4	37,1	-327,3	-3,6	-47,0	42,5	0,05	0,03

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	30	90	595,8	31,7	-20,7	-0,7	-10,9	-7,5	0,04	0,00
Rene dx	22	90	563,6	55,2	121,2	-1,4	1,2	-18,7	0,07	0,00
Rene sx	39	90	607,6	7,1	51,2	-1,0	-5,2	-13,6	0,01	0,00
Piedritto dx	10	90	1139,2	257,7	-315,6	-3,4	-46,4	17,5	0,34	0,01
Piedritto sx	50	90	1249,0	246,6	-327,3	-3,6	-48,6	14,9	0,33	0,01
Attacco - Solettone sx	77	90	877,7	249,7	-275,9	-3,0	-40,0	22,5	0,33	0,02
Attacco - Solettone dx	62	90	877,7	209,4	-293,2	-3,2	-42,3	28,1	0,28	0,02
Asse solettone	70	90	877,7	38,2	-337,1	-3,7	-48,4	44,4	0,05	0,03

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	30	90	569,6	29,8	-25,3	-0,7	-10,9	-6,8	0,04	0,00
Rene dx	22	90	533,8	54,0	113,3	-1,3	1,0	-17,6	0,07	0,00
Rene sx	39	90	573,0	5,8	49,2	-0,9	-4,8	-12,9	0,01	0,00
Piedritto dx	10	90	1073,1	241,2	-291,4	-3,2	-43,0	15,1	0,32	0,01
Piedritto sx	50	90	1176,0	233,9	-302,5	-3,3	-45,1	12,9	0,31	0,01
Attacco - Solettone sx	77	90	839,2	237,6	-254,6	-2,8	-37,0	18,8	0,32	0,01
Attacco - Solettone dx	62	90	839,2	199,8	-272,4	-3,0	-39,4	24,2	0,27	0,02
Asse solettone	70	90	839,2	35,9	-317,5	-3,5	-45,6	40,5	0,05	0,03

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	30	90	599,6	32,3	-23,5	-0,8	-11,2	-7,4	0,04	0,00
Rene dx	22	90	563,4	55,7	120,3	-1,3	1,1	-18,6	0,07	0,00
Rene sx	39	90	610,3	5,5	52,2	-1,0	-5,2	-13,7	0,01	0,00
Piedritto dx	10	90	1138,8	255,7	-312,7	-3,4	-46,0	16,9	0,34	0,01
Piedritto sx	50	90	1249,5	247,2	-324,5	-3,6	-48,3	14,3	0,33	0,01
Attacco - Solettone sx	77	90	884,3	250,6	-273,7	-3,0	-39,7	21,4	0,33	0,01
Attacco - Solettone dx	62	90	884,3	211,0	-291,1	-3,2	-42,1	26,8	0,28	0,02
Asse solettone	70	90	884,3	38,2	-337,1	-3,7	-48,4	43,7	0,05	0,03

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5101ECVCLGASB00001A00	Foglio 124 di 142

9. CONCLUSIONI

Nel presente documento sono state affrontate le verifiche relative agli interventi previsti per la stabilizzazione dei possibili cunei instabili, ai muri di sostegno, alla galleria artificiale e al concio di attacco facenti parte dell'imbocco intermedio 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.

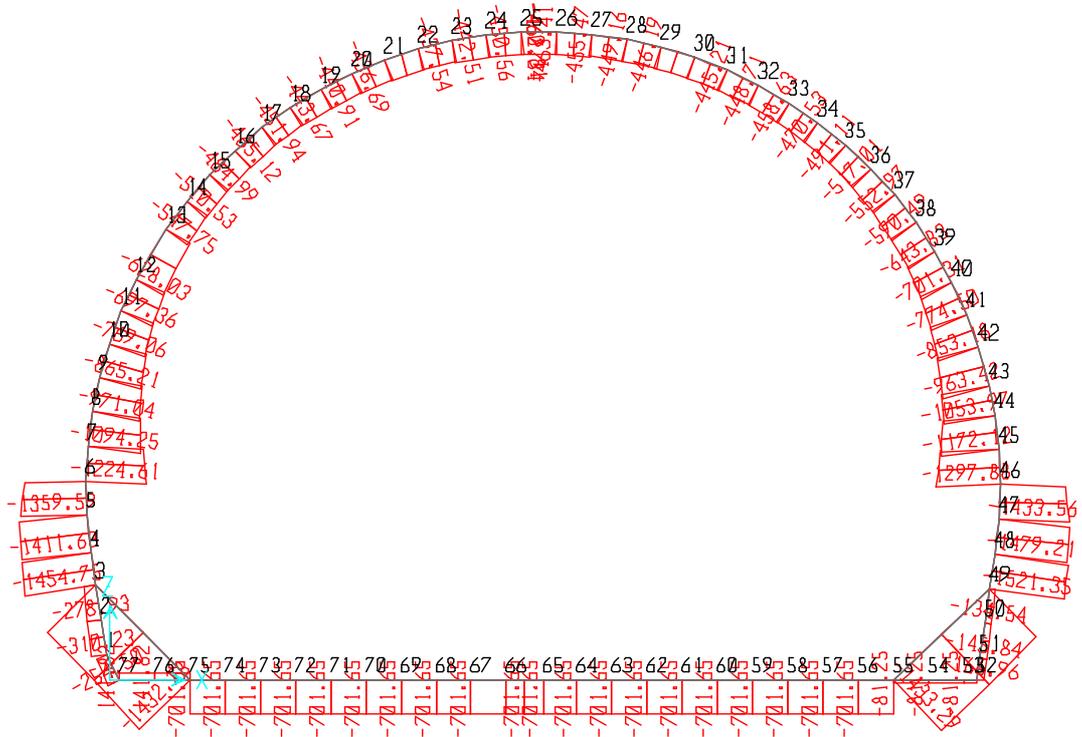


Figura 14: Combo 1: Sforzo Normale (kN/m)

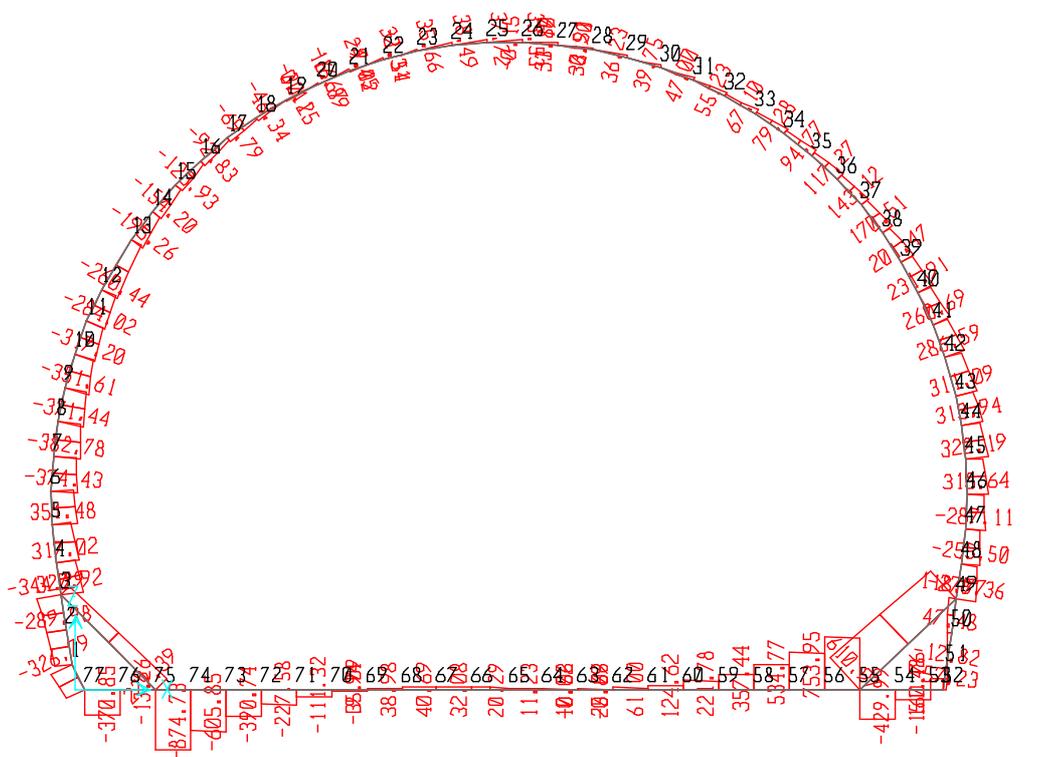


Figura 15: Combo 1: Taglio (kN/m)

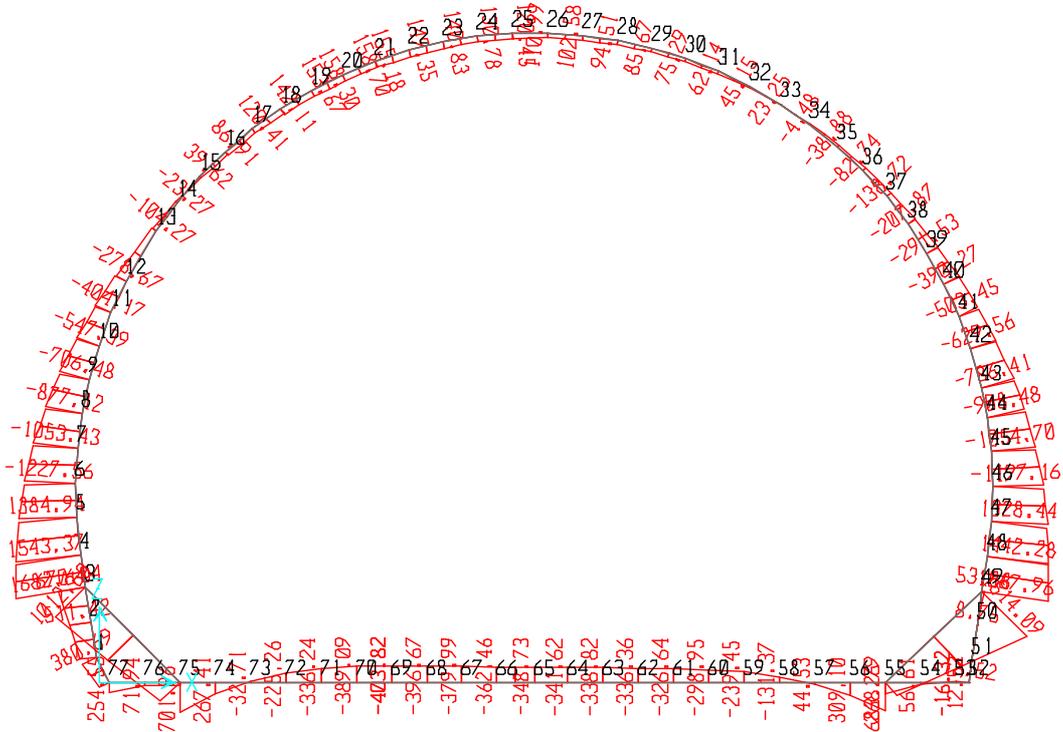


Figura 16: Combo 1: Momento flettente (kN m/m)

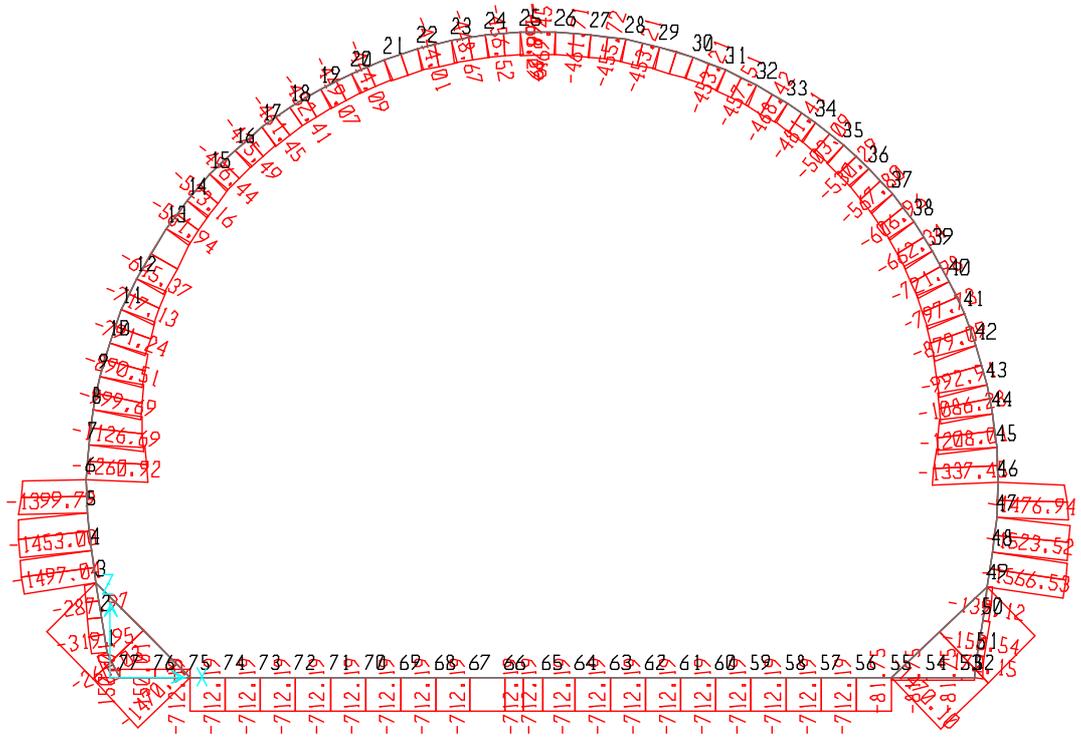


Figura 17: Combo 2: Sforzo Normale (kN/m)

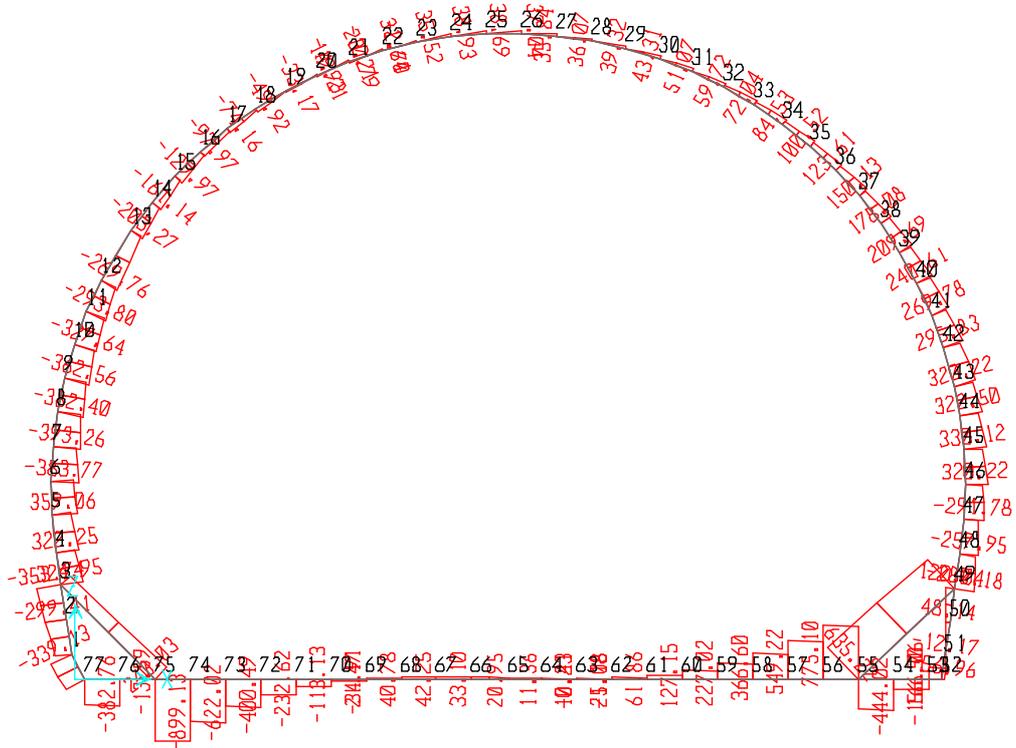


Figura 18: Combo 2: Taglio (kN/m)

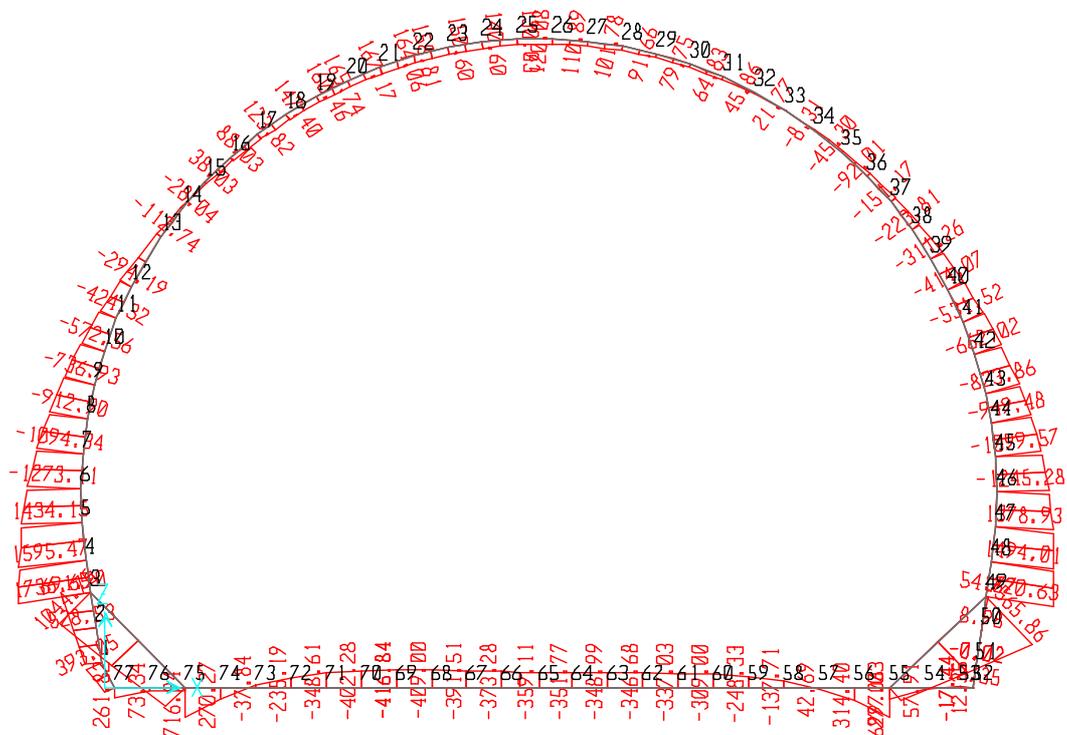


Figura 19: Combo 2: Momento flettente (kN m/m)

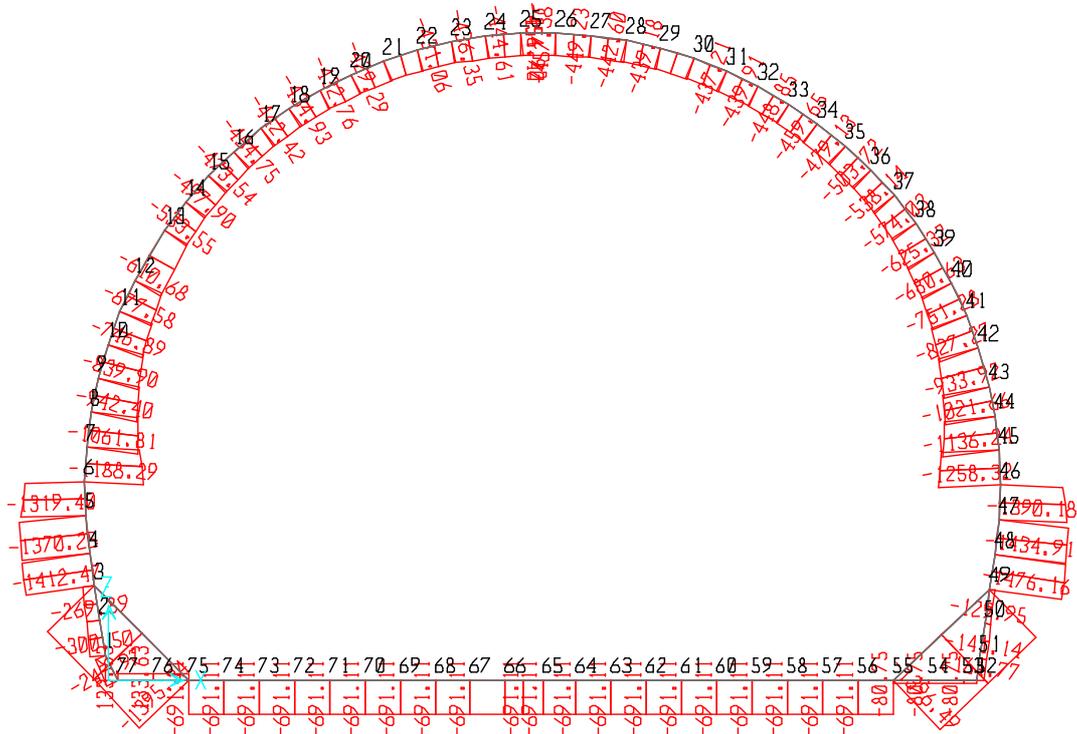


Figura 20: Combo 3: Sforzo Normale (kN/m)

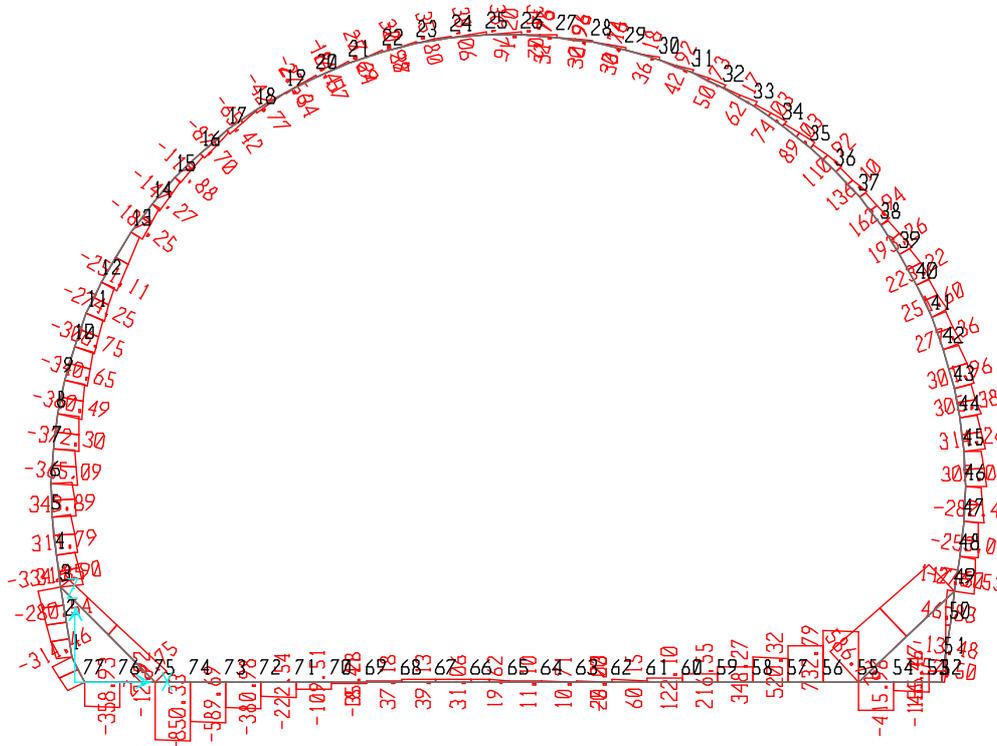


Figura 21: Combo 3: Taglio (kN/m)

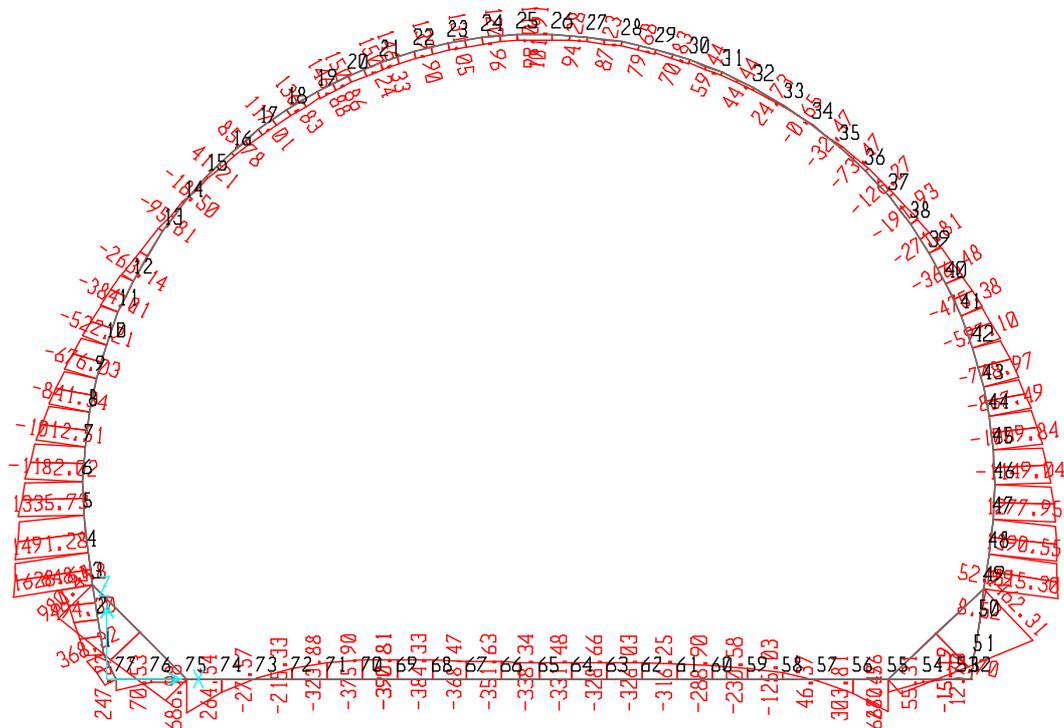


Figura 22: Combo 3: Momento flettente (kN m/m)

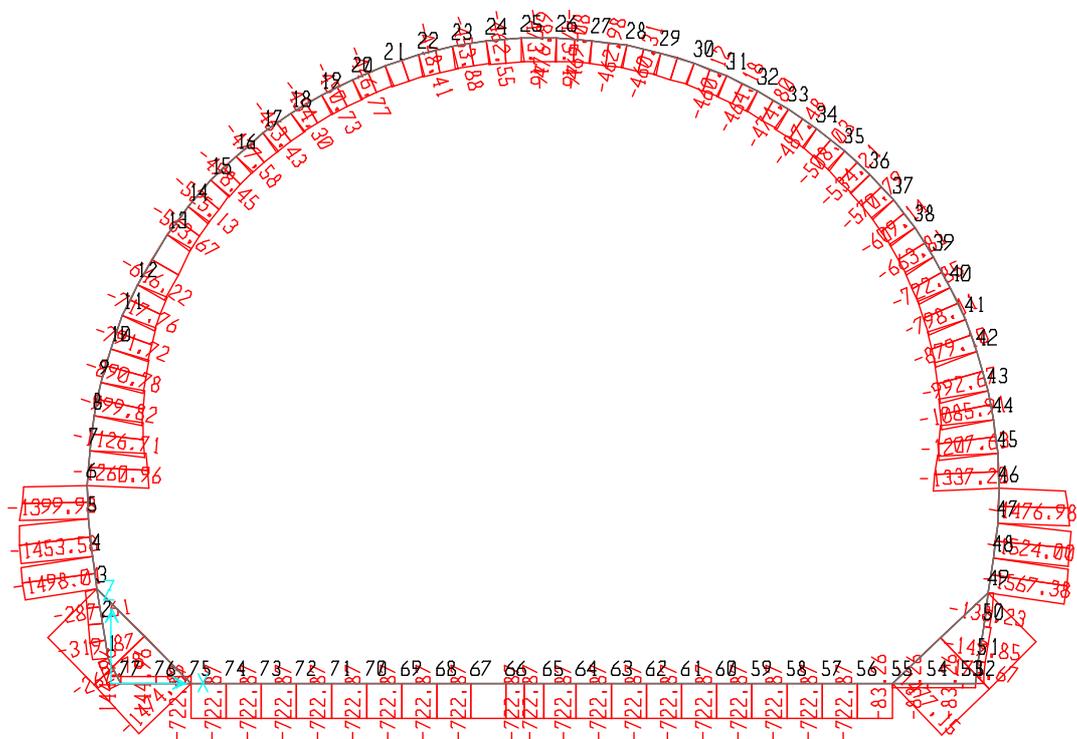
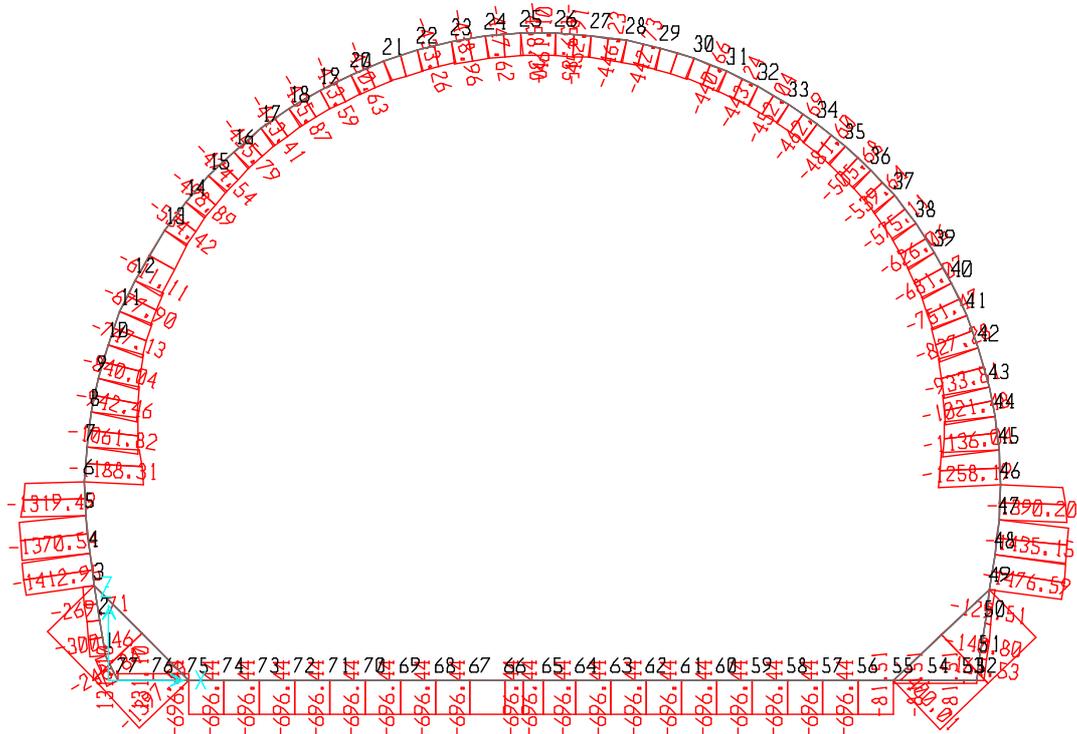
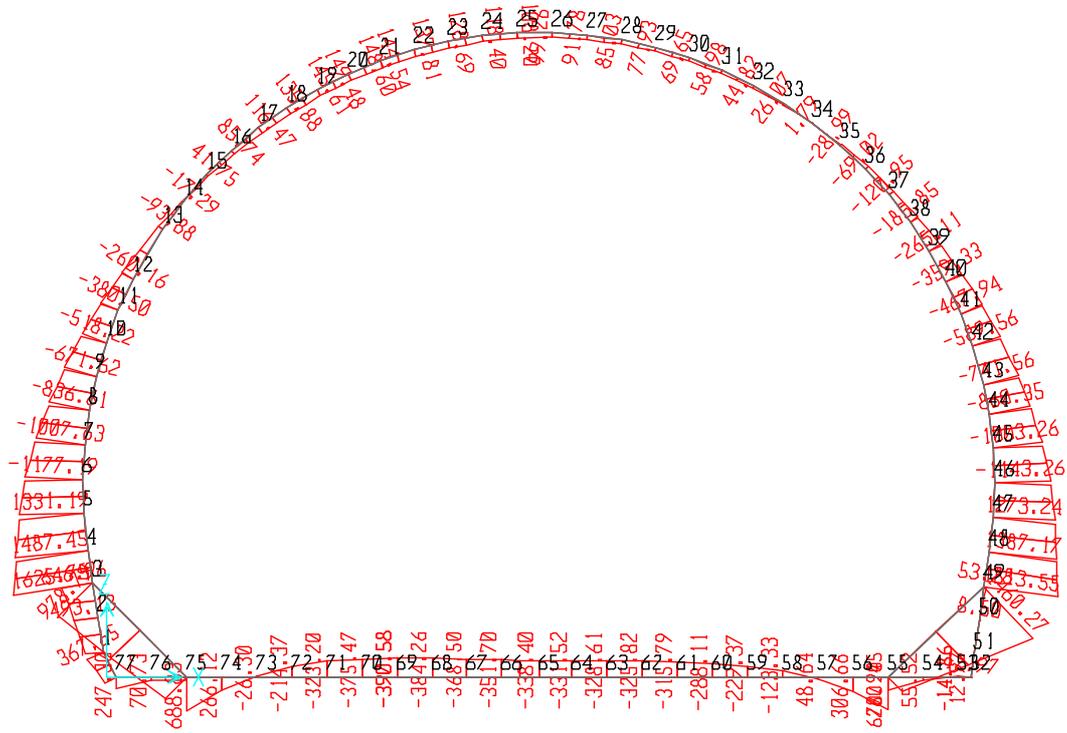


Figura 4: Combo 4: Sforzo Normale (kN/m)





10.2. Concio di attacco

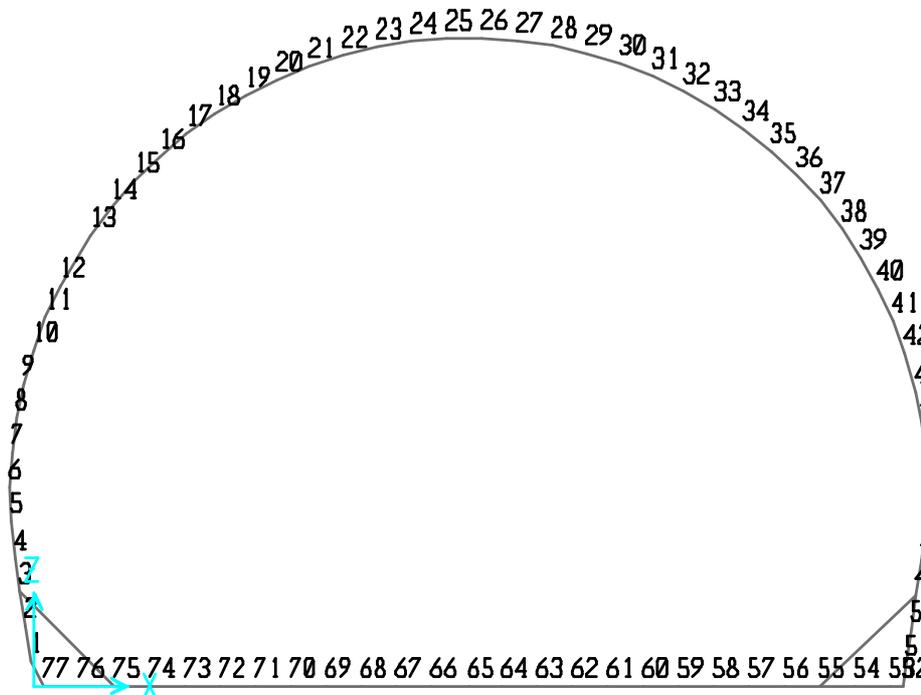


Figura 27: Individuazione nodi della griglia di calcolo



Figura 28: Individuazione elementi beam della griglia di calcolo

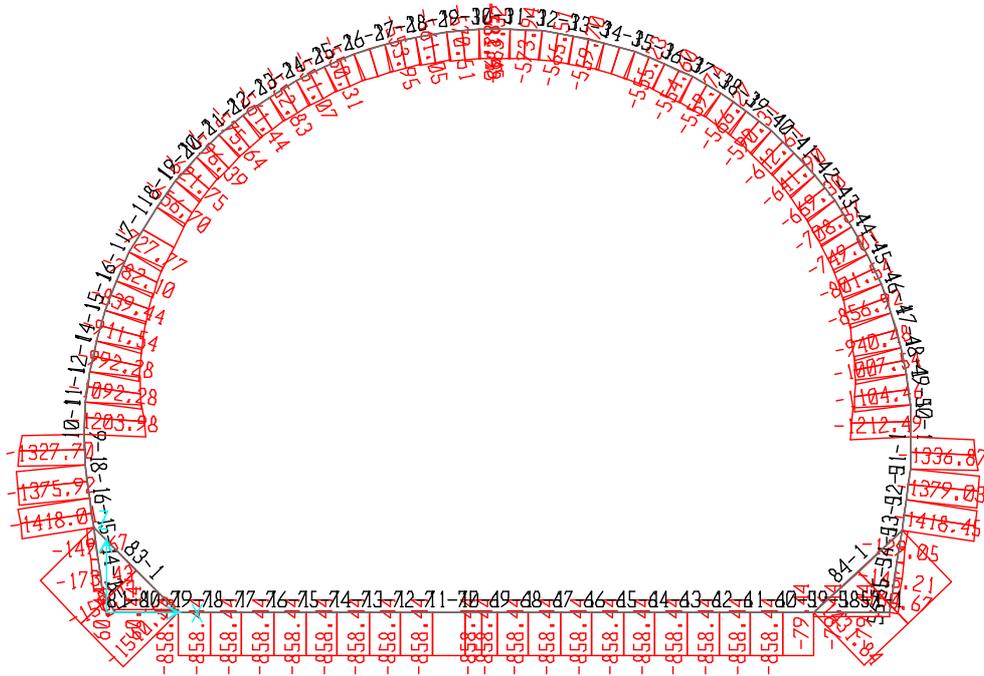


Figura 29: Combo 1: Sforzo Normale (kN/m)

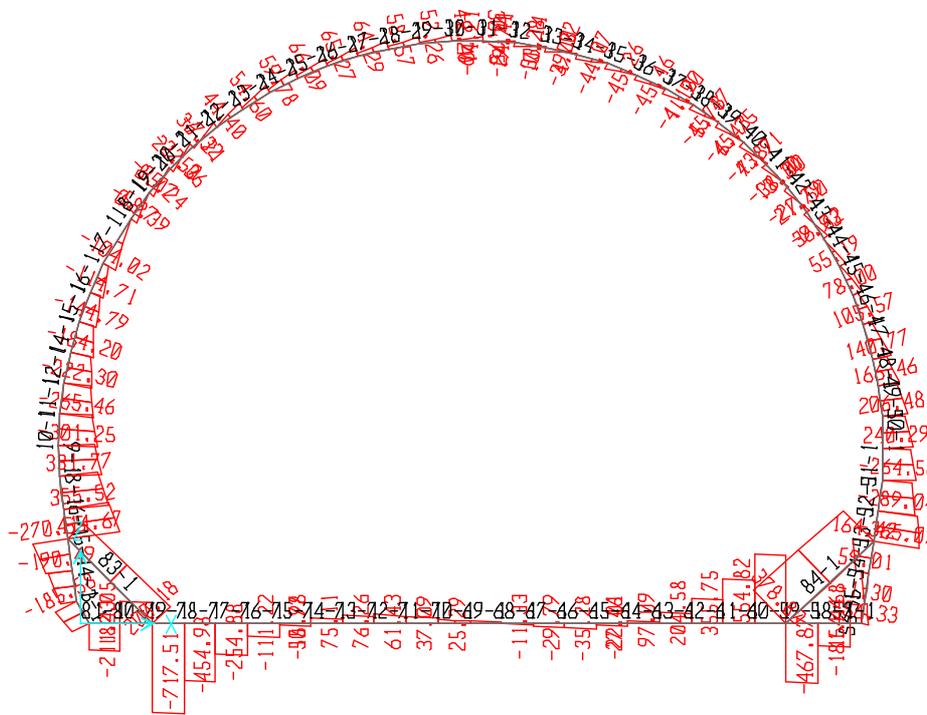


Figura 30: Combo 1: Taglio (kN/m)

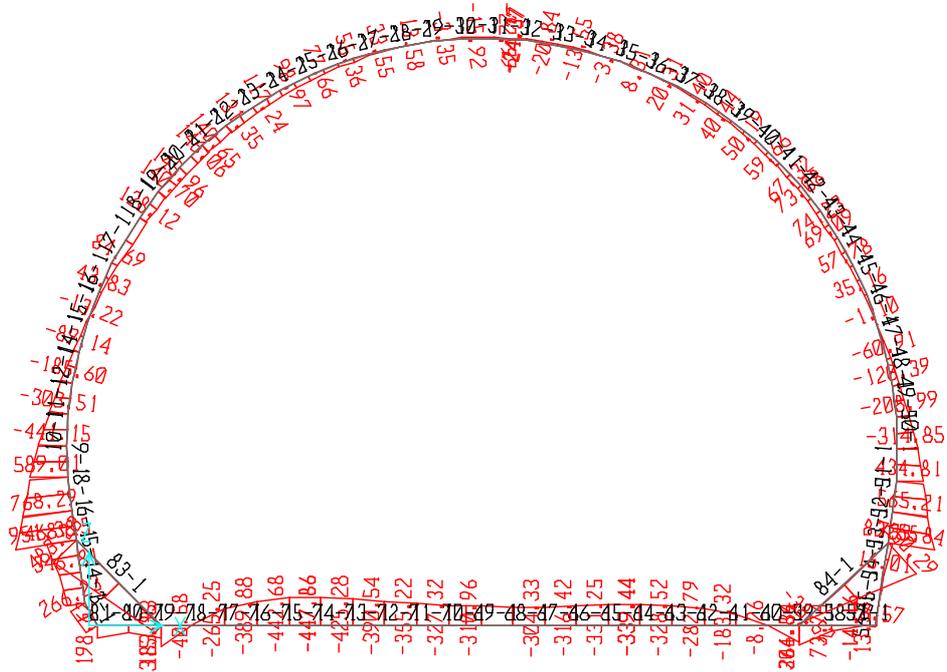


Figura 31: Combo 1: Momento flettente (kN m/m)

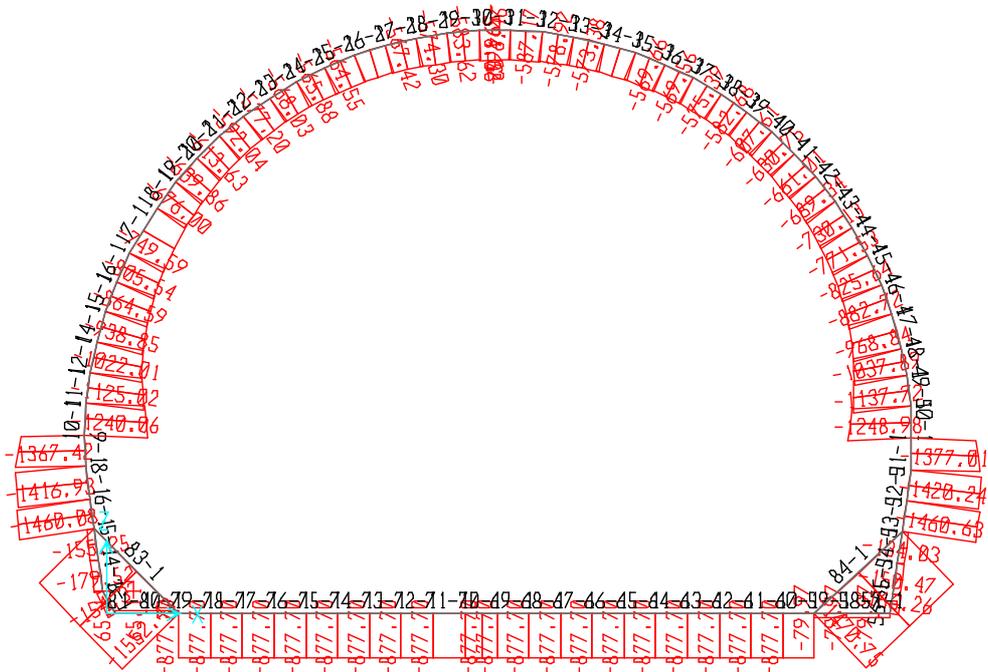


Figura 32: Combo 2: Sforzo Normale (kN/m)

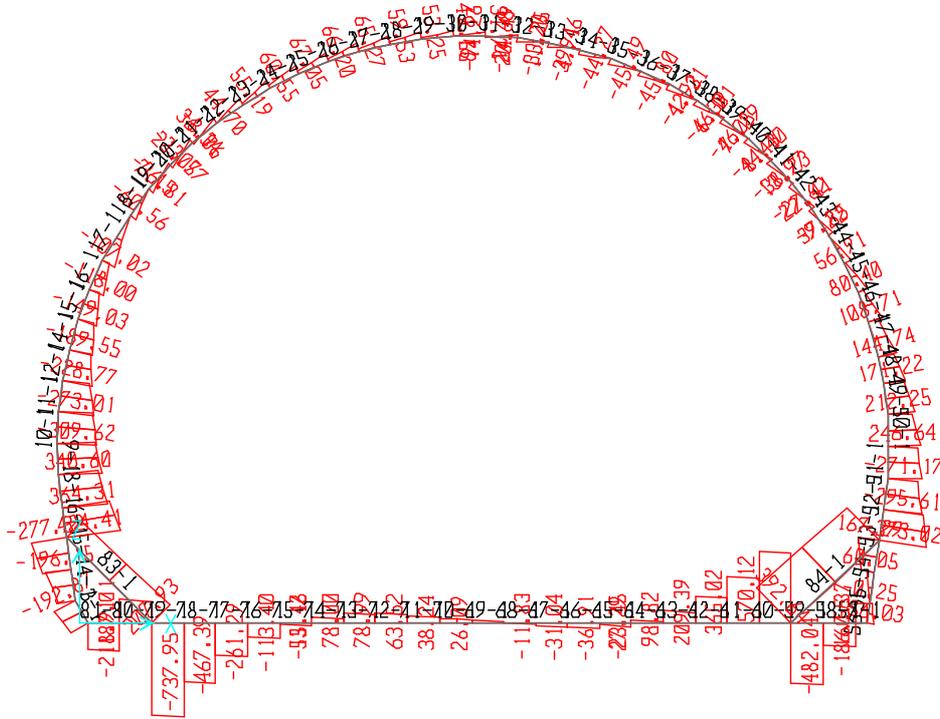


Figura 33: Combo 2: Taglio (kN/m)

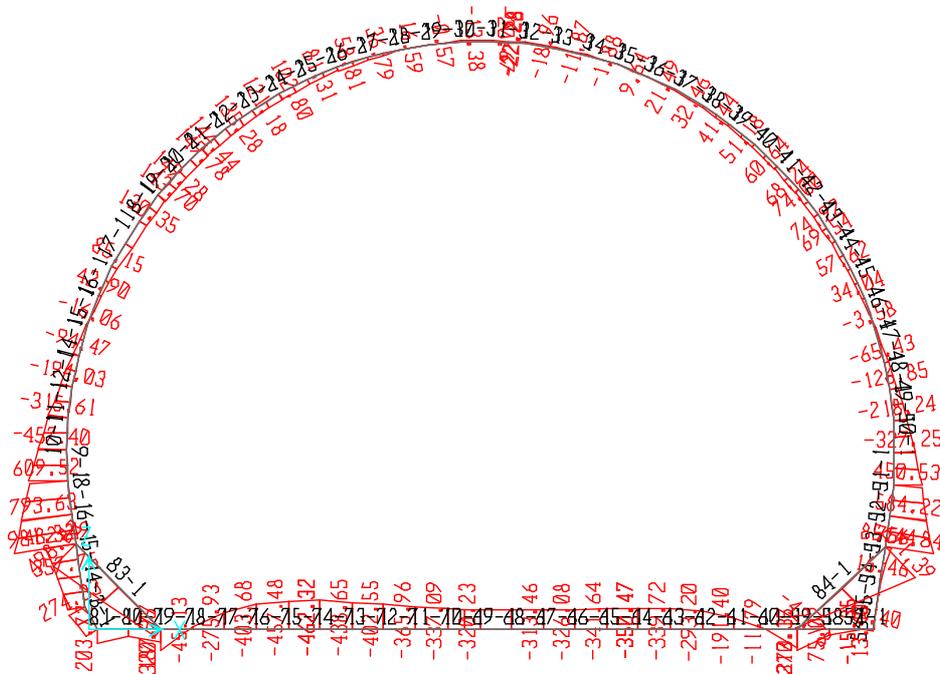


Figura 34: Combo 2: Momento flettente (kN m/m)

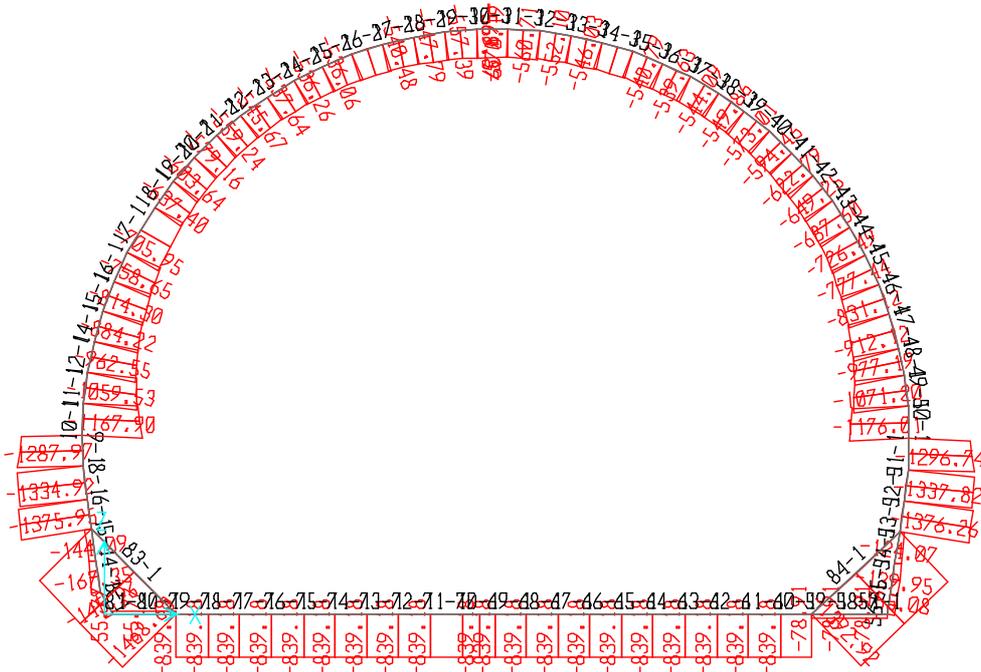


Figura 35: Combo 3: Sforzo Normale (kN/m)

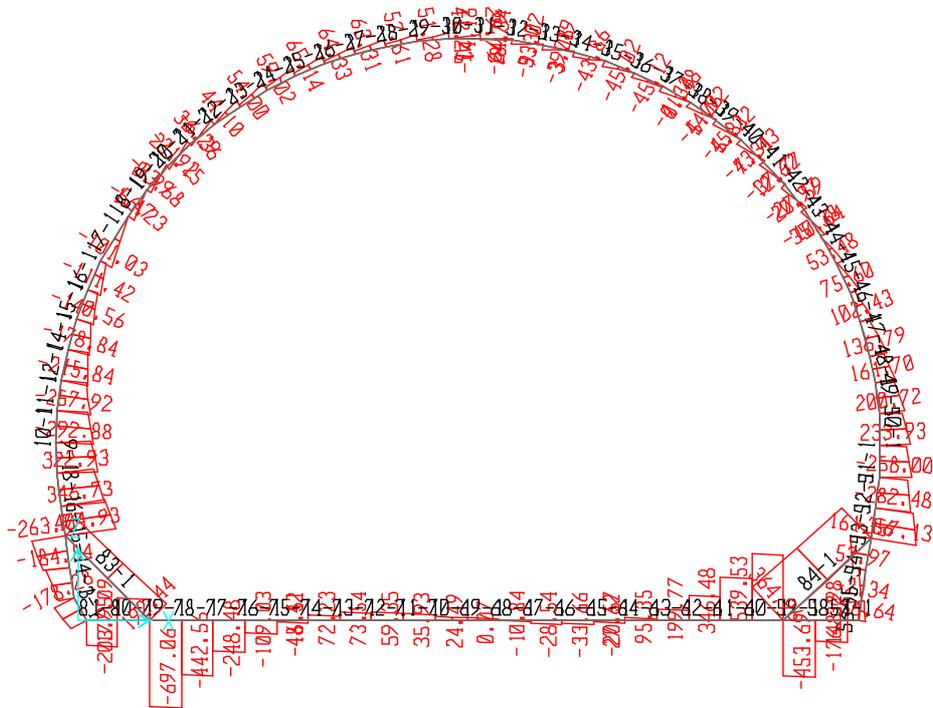


Figura 36: Combo 3: Taglio (kN/m)

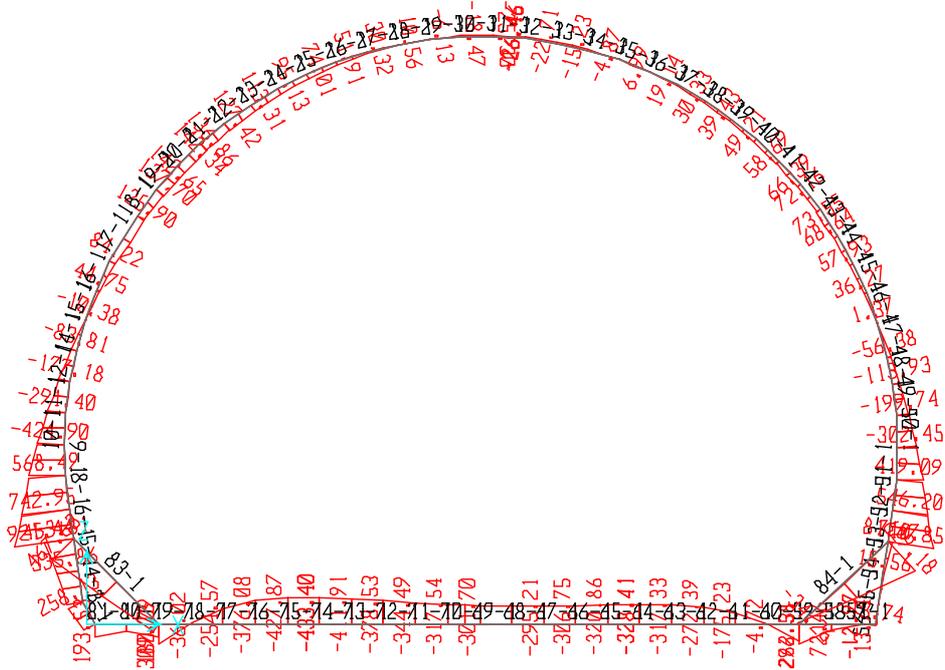


Figura 37: Combo 3: Momento flettente (kN m/m)

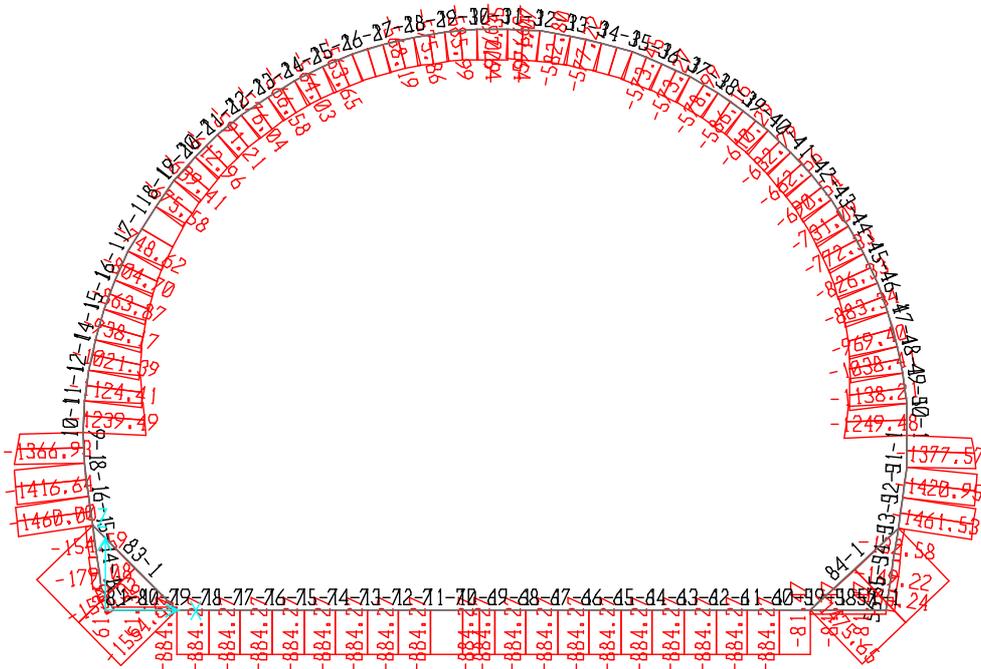


Figura 4: Combo 4: Sforzo Normale (kN/m)

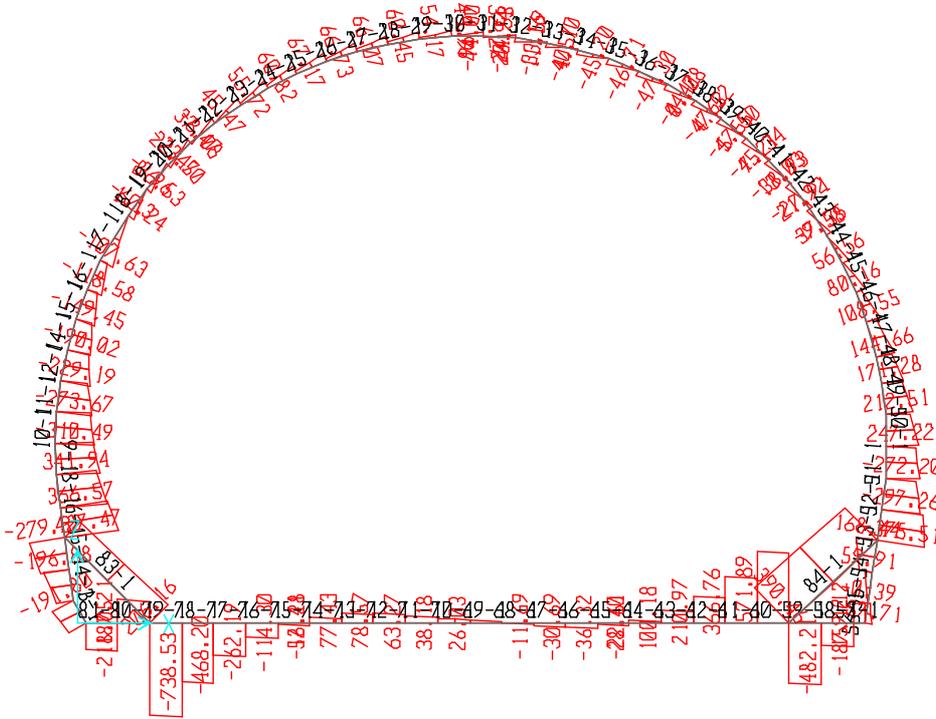


Figura 4: Combo 4: Taglio (kN/m)

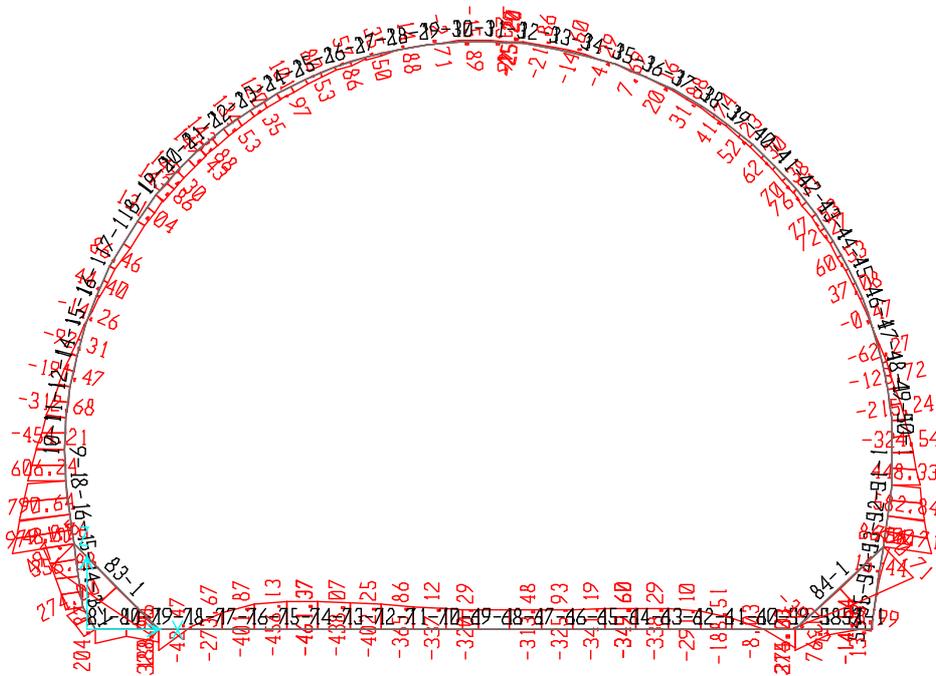


Figura 38: Combo 4: Momento flettente (kN m/m)

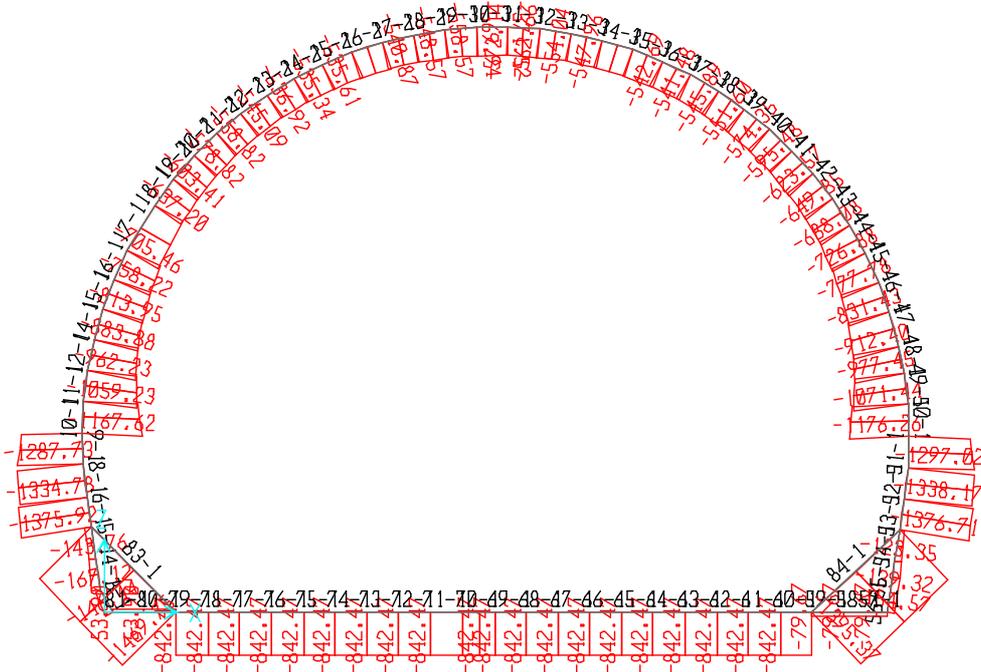


Figura 39: Combo 5: Sforzo Normale (kN/m)

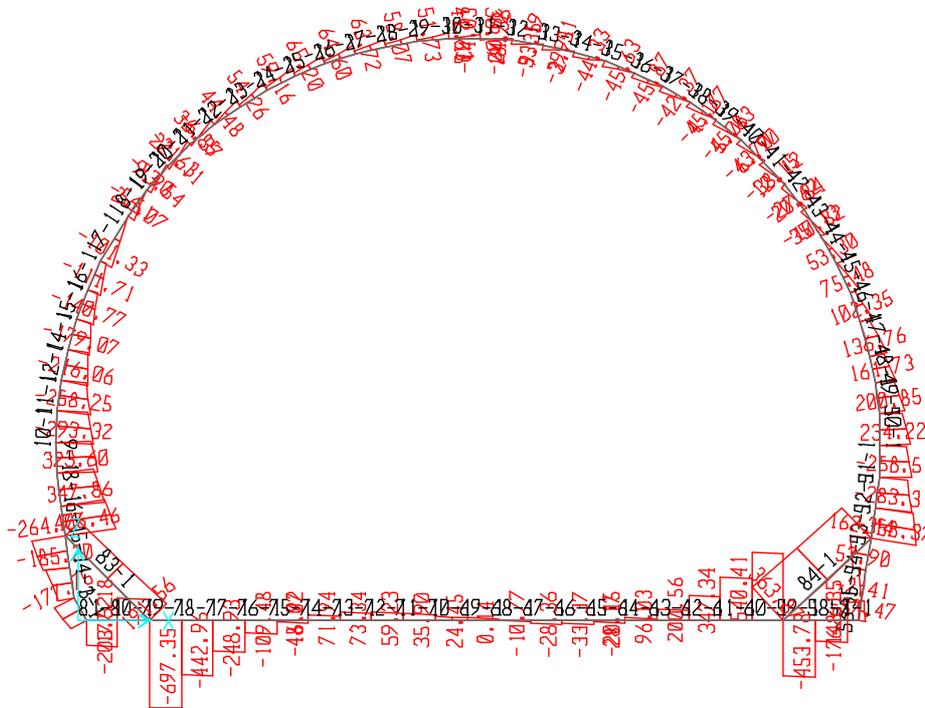


Figura 40: Combo 5: Taglio (kN/m)

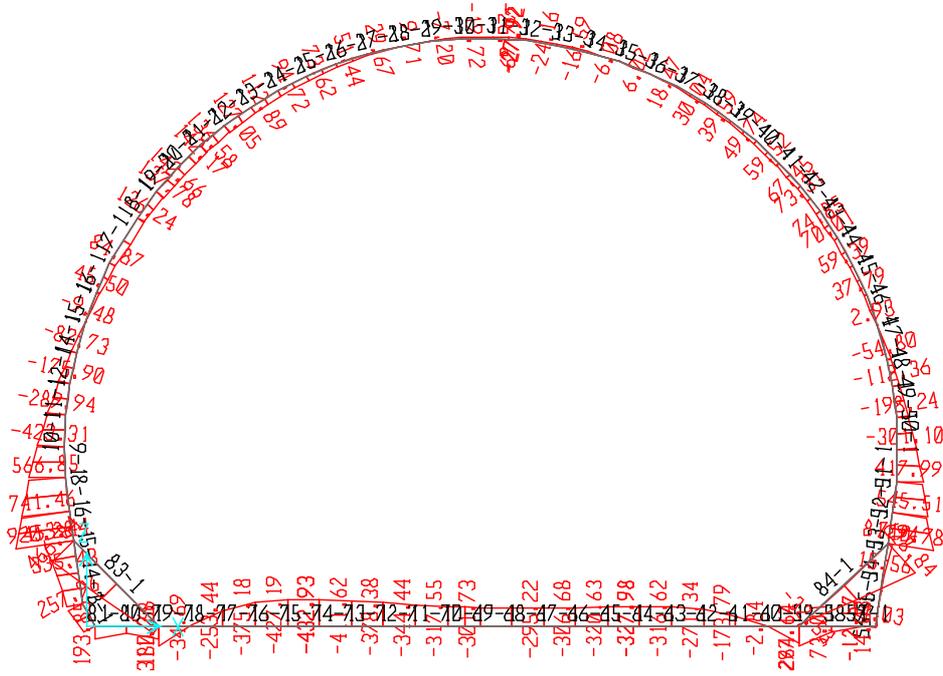


Figura 41: Combo 5: Momento flettente (kN m/m)