

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

IMBOCCO FINESTRA CRAVASCO

Opere di Imbocco

Relazione geotecnica, di monitoraggio e 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	R B	G A 1 E 0 0	0 0 2	B

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima emissione	RockSoil <i>Gomani</i>	23/05/2012	Ing. F. Colla <i>[Signature]</i>	29/05/2012	E. Pagani <i>[Signature]</i>	31/05/2012	Ing. E. Ghislandi
B00	Rev. a seguito istruttoria IG5101E07ISGA1E0000A del 25/07/2012	RockSoil <i>Gomani</i>	02/10/2012	Ing. F. Colla <i>[Signature]</i>	03/10/2012	E. Pagani <i>[Signature]</i>	05/10/2012	

n. Elab.:

File: IG5101ECVRBGA1E00002B00

CUP: F81H92000000008

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>IG5101ECVRBGA1E00002B00</p>	<p>Foglio 3 di 95</p>

INDICE

INDICE.....	3
1. INTRODUZIONE.....	5
2. NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI.....	5
2.1. Normativa Sismica.....	8
3. MATERIALI IMPIEGATI.....	9
3.1. Opere di contenimento degli scavi.....	9
3.2. Concio d'attacco.....	10
3.3. Galleria Artificiale.....	12
4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO.....	13
4.1. Caratterizzazione geomeccanica.....	15
4.2. Caratterizzazione geomeccanica del materiale roccia.....	16
4.3. Caratterizzazione geomeccanica delle discontinuità.....	16
4.4. Caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso.....	19
5. INQUADRAMENTO DELL'OPERA E PROPOSTA DI INTERVENTO.....	21
5.1. FASI ESECUTIVE.....	24
5.2. Dima e Concio d'attacco.....	25
5.2.1. Fase 1: Esecuzione dei drenaggi al contorno.....	25
5.2.2. Fase 2: Consolidamento al contorno della galleria naturale.....	25
5.2.3. Fase 3: Realizzazione della dima.....	26
5.2.4. Fase 4: Realizzazione concio e sezione d'attacco.....	26
5.3. Galleria artificiale.....	26
6. ANALISI DELLE PARETI DI SBANCAMENTO E DELLE CHIODATURE.....	28
6.1. Introduzione e Software utilizzati.....	28
6.2. Verifiche grafiche di stabilità degli sbancamenti.....	28
6.2.1. Parete di attacco (tratto "B").....	29
6.2.2. Parete laterale (tratto "A").....	33
6.2.3. Parete laterale (tratto "C").....	36
6.3. Verifiche allo scivolamento dei cunei rocciosi.....	38
6.3.1. Verifiche delle chiodature.....	39
6.3.2. Parete d'attacco (tratto "B").....	40
6.3.3. Parete laterale (tratto "A").....	60
6.3.4. Parete laterale (tratto "C").....	77
7. VERIFICHE GALLERIA ARTIFICIALE E CONCIO DI ATTACCO.....	78
7.1. Introduzione.....	78
7.1.1. Sezioni di calcolo.....	78
7.1. Modelli di calcolo.....	81
7.1.1. Concio di attacco.....	81
7.1.2. Galleria artificiale.....	83
7.1.3. Modellazione degli elementi geotecnici e strutturali.....	85
7.1.4. Stratigrafie di calcolo e parametri geomeccanici.....	86
7.1.5. Coefficienti sismici.....	87
7.1.6. Carichi applicati.....	87
7.1.7. Fasi di calcolo.....	87
7.2. Sezione A: Concio d'attacco.....	89
7.2.1. Verifiche dei rivestimenti in c.a.....	89
7.3. Sezione B: Galleria artificiale.....	91
7.3.1. Verifiche dei rivestimenti in c.a.....	91

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG5101ECVRBGA1E00002B00

Foglio
4 di 95

8.	PRESCRIZIONI	94
9.	CONCLUSIONI	94
10.	ALLEGATI CALCOLI PLAXIS	95

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5101ECVRBGA1E00002B00	Foglio 5 di 95

1. INTRODUZIONE

Nella presente relazione è descritto il progetto relativo alle opere provvisorie di imbocco della Finestra Cravasco, nell'ambito dei lavori di realizzazione della linea AV/AC del Terzo Valico Ferroviario del Giovi.

Dal punto di vista costruttivo la tratta di galleria artificiale verrà realizzata entro uno scavo eseguito con pendenza 5:1 nella parte rocciosa e 2:3 nelle zone interessate da terreno di ricoprimento; gli scavi in roccia verranno protetti mediante chiodature ad ancoraggio continuo e rete esagonale a doppia torsione.

Nei capitoli che seguono, dopo un breve richiamo della situazione idrogeologica, geomorfologica e geotecnica, vengono fornite le principali indicazioni inerenti le fasi costruttive necessarie per la realizzazione dell'imbocco e per l'attacco della galleria naturale.

Vengono riportate infine le verifiche statiche relative alle opere di imbocco, svolte secondo il metodo delle tensioni ammissibili.

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.

2. NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI

Per il calcolo e per le verifiche delle opere strutturali si è fatto riferimento alle seguenti norme:

- Legge 5/11/1971 n. 1086

Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge n° 64 del 2 febbraio 1974

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- Circolare Ministero Lavori Pubblici n. 11951 del 14/2/1974

Legge 5 novembre 1971, n. 1086. Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica. Istruzioni per l'applicazione.

- Circolare Ministero Lavori Pubblici n. 20049 del 9/1/1980

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Istruzioni relative ai controlli sul conglomerato cementizio adoperato per le strutture in cemento armato.

- Istruzioni C.N.R. 10012-81

Azioni sulle costruzioni.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG5101ECVRBGA1E00002B00</p> <p>Foglio 6 di 95</p>

- Decreto Ministero Lavori Pubblici 11/3/1988

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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- Circolare Ministero Lavori Pubblici n. 30483 del 24/9/1988

Legge 2 febbraio 1974 art. 1-D.M. 11 marzo 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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione.

- Nota Ministero Lavori Pubblici n. 183 del 13/4/1989

D.M. 11.3.88. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, la progettazione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- Decreto Ministero Lavori Pubblici 14/02/1992

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- Circolare Ministero Lavori Pubblici 24/06/1993 n. 406/STC

Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al D. M. 14/02/1992.

- Decreto Ministero Lavori Pubblici 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.

- Decreto Ministero Lavori Pubblici 16/01/1996

Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

- Decreto Ministero Lavori Pubblici 16/01/1996

Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- Circolare Ministero Lavori Pubblici 15/10/1996 n. 252

Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al D. M. 9/01/96.

- Circolare Ministero Lavori Pubblici 4/07/1996 n. 156AA.GG/STC

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>IG5101ECVRBGA1E00002B00</p>	<p>Foglio 7 di 95</p>

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.

- Circolare Ministero Lavori Pubblici 10/04/1997 n. 65/AA./GG.

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D. M. 16/01/96.

- Decreto Ministero Lavori Pubblici 5/08/1999

Modificazioni al decreto ministeriale 9 gennaio 1996 contenente norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.P.R. 6 Giugno 2001, n°380

Testo unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia edilizia

RACCOMANDAZIONI

- A.I.C.A.P. 1993

Ancoraggi nei terreni e nelle rocce – Raccomandazioni

- Eurocodice 1 UNI-EN-1991

Criteri generali di progettazione strutturale

- Eurocodice 2 UNI-EN-1992

Progettazione delle strutture in calcestruzzo

- Eurocodice 3 UNI-EN-1993

Progettazione delle strutture in acciaio

- Eurocodice 4 UNI-EN-1994

Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo

- Eurocodice 7 UNI-EN-1997

Progettazione Geotecnica

- Eurocodice 8 UNI-EN-1998

Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRBGA1E00002B00 Foglio 8 di 95

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, come previsto dall'Ordinanza Ministeriale n°3274.

Per quanto riguarda le analisi delle opere temporanee in condizioni sismiche, considerando il carattere provvisorio dell'opera, l'accelerazione di progetto a_g (riferita ad un tempo di ritorno di 475 anni) deve essere scalata in funzione del tempo di costruzione dell'opera. (cfr. Eurocodice 8 – Appendice A). Il periodo di ritorno T_r di un evento sismico si può stimare in funzione del tempo di costruzione t_c attraverso la seguente espressione:

$$T_r = \frac{t_c}{p}$$

dove p è la probabilità che l'azione sismica ammessa sia superata.

L'accelerazione di progetto sarà quindi data dalla seguente formula:

$$a_{\max} = a_g \cdot \left(\frac{T_r}{475} \right)^{0.45}$$

Sarà quindi possibile calcolare i coefficienti sismici orizzontali e verticali, necessari per il calcolo dei coefficienti di spinta attiva e passiva in condizioni sismiche secondo le indicazioni di Mononobe-Okabe, attraverso le seguenti espressioni:

$$K_h = \frac{S \cdot a_{\max}}{r}$$

$$K_v = 0.5 \cdot K_h$$

Per quanto riguarda le opere a carattere definitivo, invece, l'azione sismica verrà considerata nel calcolo inserendo i coefficienti sismici orizzontale e verticale senza effettuare alcuna riduzione data la non provvisorialità delle opere stesse che risulteranno quindi pari a

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

$$K_v = 0.5 \cdot K_h$$

3. MATERIALI IMPIEGATI

3.1. Opere di contenimento degli scavi

Acciaio barre di ancoraggio	FeB44k
Piastre ed accessori barre di ancoraggio	Fe430
Rete elettrosaldata	FeB44k saldabile
Barre di ancoraggio sommità/piede	FeB44k saldabile
Magrone di pulizia	<p>$R_m > 15 \text{ MPa}$</p> <ul style="list-style-type: none"> - Tipo CEM I-V - Esposizione X0
Calcestruzzo per fosso di guardia	<p>C25/30</p> <ul style="list-style-type: none"> - Tipo CEM III-V - Classe S3 - Esposizione XC1
Miscela per ancoraggio barre	<p>Tipo A: Ritiro compensato</p> <p>$R_m (28\text{gg}) \geq 25\text{MPa}$</p> <p>$a/c \leq 0.5$</p> <p>Additivi fluidificanti</p>
Spritz-Beton	<p>Resistenza media su carota</p> <ul style="list-style-type: none"> - $f_m (48\text{h}) \geq 13\text{MPa}$ - $f_m (28\text{gg}) \geq 20\text{MPa}$
Rete metallica esagonale a doppia torsione	<p>Tessitura</p> <ul style="list-style-type: none"> - Trafilato di ferro galvanizzato con lega di zinco $\geq 245\text{gr/mq}$ <p>Ancoraggi e funi di fissaggio</p> <ul style="list-style-type: none"> - B450C <p>Funi di contenimento o maglia romboidale</p> <ul style="list-style-type: none"> - Resistenza fili elementari $\geq 1770\text{MPa}$ - Carico di rottura fili elementari $\geq 84.1\text{kN}$

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.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRBGA1E00002B00	Foglio 10 di 95

Acciaio Fe 430	$\sigma_{amm} = 190 \text{ MPa}$
Acciaio per armatura Feb44k	$\sigma_{amm} = 160 \text{ MPa (*)}$

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

3.2. Concio d'attacco

Consolidamenti e rivestimenti provvisori

Acciaio per centine, calastrelli e fazzoletti	Fe430
Acciaio per catene	FeB32K
Acciaio per infilaggi	Fe510
Acciaio per armatura e rete elettrosaldata	FeB44K controllato
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 $\geq 20 \text{ MPa}$
Spritz-Beton fibrorinforzato	<ul style="list-style-type: none"> - Resistenza media su carote $h/\phi = 1$ a 48 ore $\geq 13 \text{ MPa}$, a 28 gg $\geq 20 \text{ MPa}$ - dosaggio per fibre in acciaio $\geq 35 \text{ kg/m}^3$ - diametro fibre 0.5mm
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 di guaina per infilaggi metallici valvolati ed iniettati	Cemento R32.5 - R42.5 <ul style="list-style-type: none"> - Rapporto a/c $\approx 1.5-2$ - Bentonite $\approx 5-8 \%$ sul peso di cemento - Densità $\approx 1.3 \text{ t/m}^3$ - Rendimento volumetrico $> 95\%$ - Viscosità Marsh (ugello 4.7 mm) 30-35 sec.

<p>Miscele di iniezione per infilaggi metallici valvolati ed iniettati</p>	<p>Cemento R42.5</p> <ul style="list-style-type: none"> - Rapporto a/c \approx 0.4-0.7 - Bentonite <2 % - Additivo fluidificante (Flowcable o simili) \approx 4 % in peso - Viscosità Marsh (ugello 4.7 mm) 35-45 sec. - Densità \approx 1.8 t/m³ - Finezza \geq 4500 blaine - Rendimento volumetrico > 95%
<p>Impermeabilizzazione in PVC</p>	<ul style="list-style-type: none"> - teli sp. 2+/-0.5 mm, - Resistenza a trazione > 15 MPa - Allungamento a rottura > 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

Rivestimenti definitivi

<p>Acciaio per armatura:</p>	<p>FeB44K controllato</p>
<p>Calcestruzzo strutturale calotta e piedritti</p>	<p>C25/30, Tipo CEM III-V, XC2, S4</p>
<p>Calcestruzzo strutturale arco rovescio</p>	<p>C25/30, Tipo CEM III-V, XC2, S3</p>
<p>Rivestimento fosso di guardia</p>	<p>C25/30, Tipo CEM III-V, XC1, S3</p>
<p>Magrone di pulizia di sottofondo</p>	<p>Rm \geq 15 MPa, Tipo CEM I-V, X0</p>

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	$\sigma_{amm} = 190 \text{ MPa}$
Acciaio tubi Fe 510	$\sigma_{amm} = 240 \text{ MPa}$
Acciaio FeB 44K	$\sigma_{amm} = 160 \text{ Mpa (*)}$
Calcestruzzo proiettato Rck $\geq 20 \text{ Mpa}$	$\sigma_{amm} = 20/1.3 = 15.38 \text{ Mpa}$
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 $\sigma_{amm} = 255 \text{ Mpa}$

3.3. Galleria Artificiale

Rivestimenti definitivi

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
Rivestimento fosso di guardia	C25/30, Tipo CEM III-V, XC1, S3
Magrone di pulizia di sottofondo	Rm $\geq 15 \text{ MPa}$, Tipo CEM I-V

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  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRBGA1E00002B00	Foglio 13 di 95

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

Dal punto di vista geologico il substrato roccioso affiorante nell'area in esame, è costituito interamente dai litotipi appartenenti alla Formazione delle Dolomie del Monte Gazzo (dG) appartenente all'Unità di Monte Gazzo – Isoverde. Si tratta di dolomie e calcari dolomitici grigi, da microcristallini a saccaroidi, ben stratificati,

talora con giunti pelitici centimetraci di colore giallo – verde; possono essere presenti livelli di breccie intraformazionali e rari strati marnosi verso l'alto. E' una formazione a comportamento fragile in cui gli eventi deformativi hanno provocato una intensa fratturazione che in alcuni casi può obliterare la stratificazione.

Negli affioramenti esaminati è ben visibile la stratificazione, caratterizzata da inclinazione variabile tra 40° e 70° diretta verso sud–est (crf. Fig. 2). La presenza di un elevato numero di fratture e di faglie testimonia il comportamento fragile di queste rocce.

In Fig. 2 sono indicati i principali sistemi di giunti rilevati nella parete sud della cava.

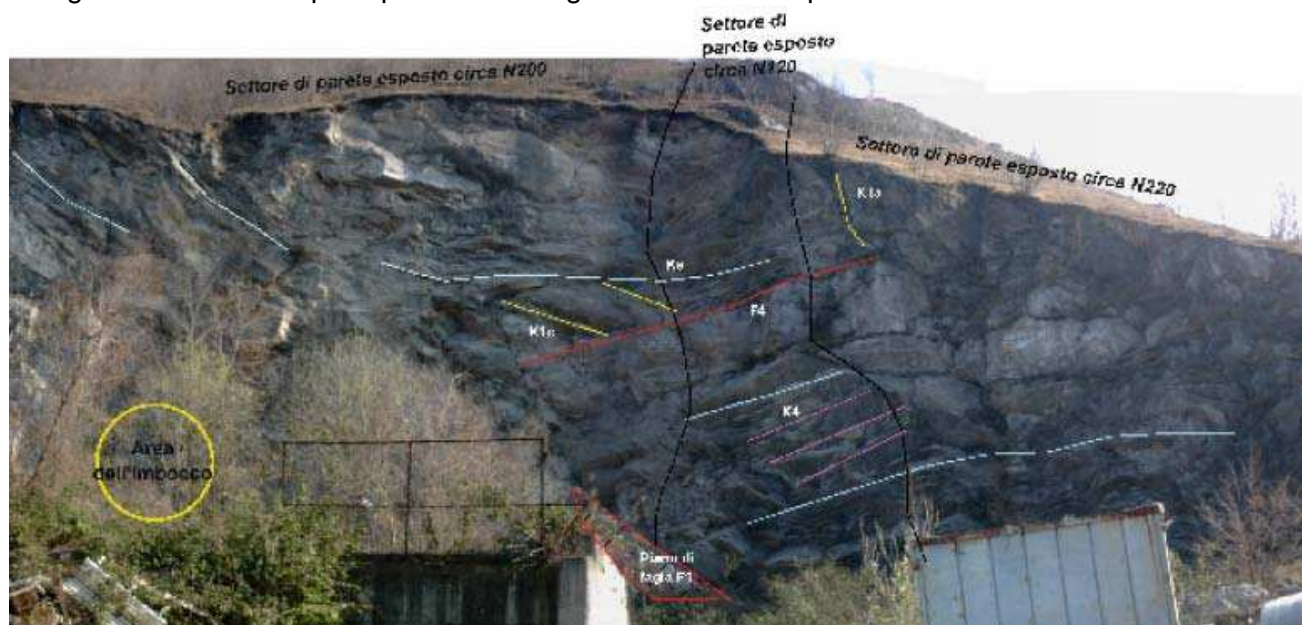


Fig. 2 – Panoramica della zona dell'imbocco della "Finestra Cravasco", con indicati i principali sistemi di giunti (crf. Fig. 3). Sono inoltre riportate le direzioni dei settori della parete di cava.

Durante il rilevamento sono stati individuati quattro sistemi di giunti i cui dati, riportati in Fig. 4, hanno permesso la classificazione geomeccanica dell'ammasso roccioso. Il rilevamento ha portato inoltre al riconoscimento di un sistema di faglie sub–verticali ad andamento circa Nord–Sud (indicate con F1, F2 e F3 in Fig. 4); a queste faglie è associato un sistema di giunti sub–paralleli, indicato con K1 (K1a, K1b e K1c).



Fig. 3: superficie di faglia affiorante in corrispondenza di un piccolo conoide formato da un accumulo di un fenomeno di crollo.

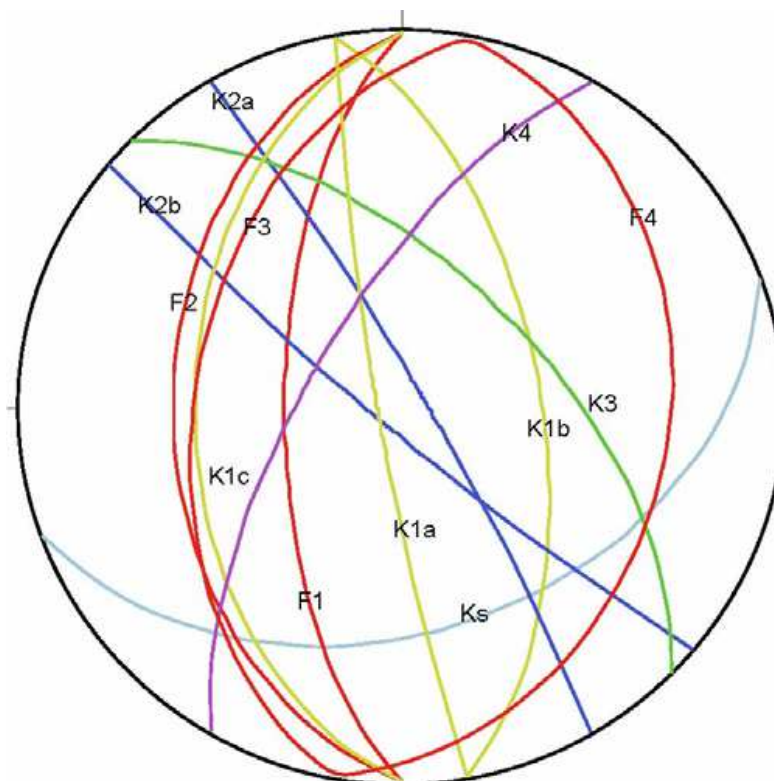


Fig. 4: Proiezione stereografica (Reticolo di Schmidt, emisfero inferiore) dei dati strutturali rilevati nelle Dolomie del Monte Gazzo in corrispondenza dell'imbocco della Finestra Cravasco

Il rilievo strutturale eseguito nella zona di imbocco ha consentito di definire le caratteristiche geomeccaniche dei litotipi affioranti nell'area di imbocco. I risultati sono riportati in tabella.

SET	DIP_DIR	DIP	JRC	SPAZIATURA (m)	APERTURA (mm)	RIEMPIMENTO	ALTERAZIONE
K1a	260	85	8	5.00	10	breccia	no
K1b	80	60	6	0.30	0.10	no	no
K1c	270	45	10	0.50	-	no	no
K2a	60	85	10	7.00	0.10	breccia	no
K2b	220	85	10	7.00	0.10	breccia	no
K3	45	60	7	10.0	-	breccia	no
K4	300	70	14	0.40	1.0	no	no
K5	160	40	10	0.50	0.20	no	no
F1	270	65	8	6.00	0.10	breccia	no
F2	270	40	7	12.00	-	breccia	no
F3	280	45	6	5.00	15.0	breccia	no

I dati strutturali rilevati nella zona di imbocco hanno evidenziato che le discontinuità hanno spaziatura comprese tra 50 a 120 cm, L'RQD è pertanto molto variabile, da scadente ad eccellente.

4.1. Caratterizzazione geomeccanica

La caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso è finalizzata alla comprensione dei cinematismi di rottura che possono avvenire all'interno dell'ammasso, ed alla quantificazione dei parametri che governano tali cinematismi, cioè le caratteristiche di resistenza e deformabilità del materiale roccia, dei giunti e dell'ammasso roccioso. Le proprietà meccaniche del materiale intatto che normalmente sono definite direttamente tramite prove di laboratorio, per questo caso specifico sono state ricavate dalle prove eseguite nel corso di due sondaggi eseguiti per il Progetto, da dati di letteratura e dati ottenuti dalle esperienze maturate sugli stessi litotipi.

Le proprietà meccaniche delle discontinuità, in assenza di prove di taglio, vengono ricavate indirettamente tramite il rilievo in sito dalle caratteristiche geometriche e di resistenza delle superfici e la successiva applicazione di criteri empirici di rottura. Il rilievo geostrutturale dà inoltre informazioni essenziali per comprendere i meccanismi di scivolamento e ribaltamento di blocchi e cunei, che nel caso di scavi in roccia superficiali rappresentano la tipologia classica di dissesto.

La caratterizzazione d'ammasso costituisce la sintesi dei passi precedenti. La resistenza del materiale roccia e la classificazione geomeccanica dell'ammasso concorrono nel definire le caratteristiche di resistenza e deformabilità d'ammasso, calcolate in base alle correlazioni proposte in letteratura.

Lo studio e l'interpretazione di questi dati hanno consentito di definire la caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso interessato dagli scavi. La caratterizzazione geomeccanica è stata eseguita con la metodologia Geomechanics Classification – Geological Strength Index correlando il valore atteso dell'indice

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRBGA1E00002B00 Foglio 16 di 95

RMR con l'indice GSI. La caratterizzazione della resistenza è stata effettuata sulla base dei risultati delle prove eseguite in situ ed in laboratorio; i risultati ottenuti sono stati interpretati secondo il criterio di rottura di Hoek & Brown e l'utilizzo di correlazioni empiriche.

Di seguito si riportano, sinteticamente, i risultati ottenuti in termini di parametrizzazione geomeccanica sulla base dell'interpretazione delle analisi svolte.

4.2. Caratterizzazione geomeccanica del materiale roccia

Campioni di roccia estratti dal carotaggio eseguito per il Progetto Preliminare sono stati prelevati e sottoposti ad una serie di prove meccaniche di laboratorio al fine di determinare i parametri geomeccanici del materiale integro.

Di seguito viene riportata una sintesi dei dati:

Valori medi e deviazione standard dei risultati di laboratorio.

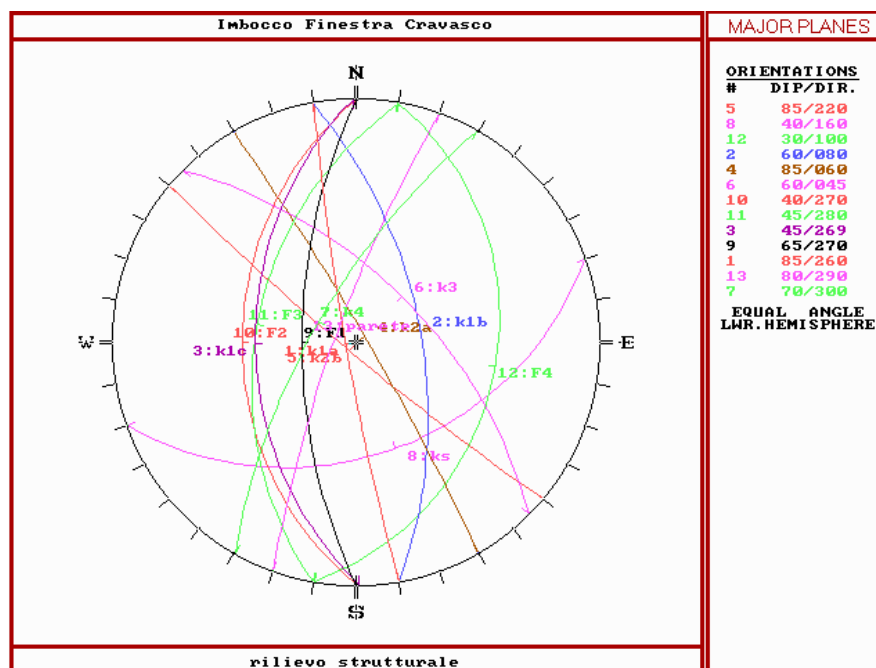
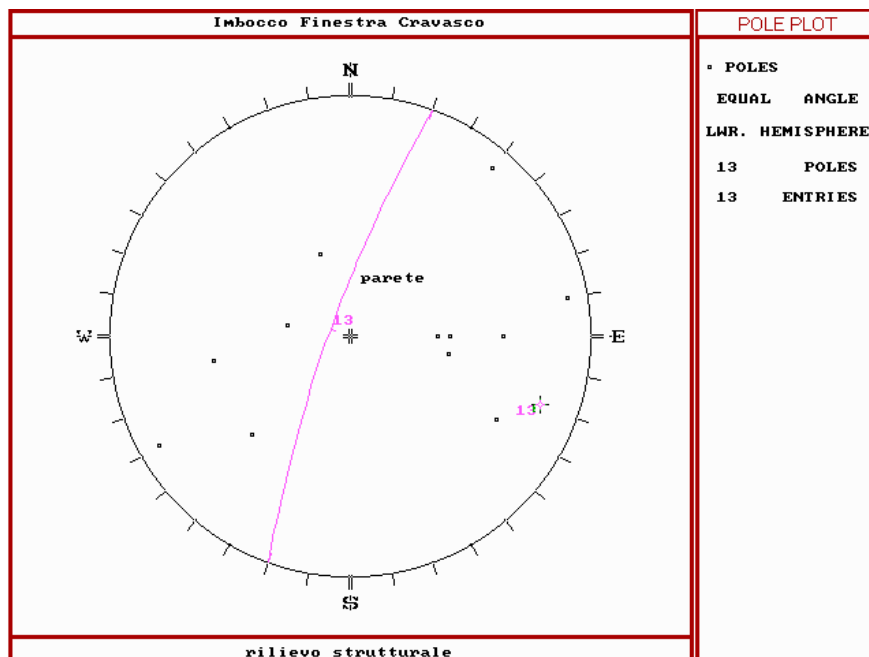
	P. di vol. roccia (kN/m ³)	Velocità soniche (m/s)	M.Young tangente (MPa)	spicco (MPa)	strazione (MPa)
Media	27.33	4306	-	53.70	-
St. Dev.	0.46	719	-	12.30	-

Le prove di compressione monoassiale hanno dato valori medi pari a 53 - 54 MPa. In base a questi valori le rocce si collocano al limite tra il campo delle rocce a bassa ed a media resistenza (Deere & Miller, 1966).

4.3. Caratterizzazione geomeccanica delle discontinuità

Il rilievo geostrutturale eseguito ha rilevato un elevato grado di fratturazione dell'ammasso roccioso, con la presenza di quattro sistemi principali di giunti, oltre alla superficie di stratificazione: K1 (a, b e c), K2 (a e b), K3, K4, KS.

Di seguito si riportano gli stereogrammi rappresentanti la dispersione spaziale dell'orientazione delle cinque famiglie principali identificate oltre a quattro faglie principali (K1, K2, K3, K4 e KS, F1, F2, F3, F4).



La tabella riporta i valori medi delle caratteristiche principali delle discontinuità (dipdir, dip, spaziatura, scabrezza, apertura, riempimento ed alterazione). Le discontinuità osservate presentano valori di spaziatura medi di circa 0.70 – 0.80 m e sono caratterizzate da una buona persistenza lineare. In relazione al detensionamento superficiale dell'ammasso, le discontinuità si presentano generalmente chiuse od aperte (0 ÷ 0.5 mm), prive di materiale di riempimento e non alterate. Le superfici di discontinuità sono prevalentemente planari o poco ondulate, localmente rugose e/o segmentate.

SET	DIP_DIR	DIP	JRC	SPAZIATURA (m)	APERTURA (mm)	RIEMPIMENTO	ALTERAZIONE
K1a	260	85	8	5.00	10	breccia	no
K1b	80	60	6	0.30	0.10	no	no
K1c	270	45	10	0.50	-	no	no
K2a	60	85	10	7.00	0.10	breccia	no
K2b	220	85	10	7.00	0.10	breccia	no
K3	45	60	7	10.0	-	breccia	no
K4	300	70	14	0.40	1.0	no	no
K5	160	40	10	0.50	0.20	no	no
F1	270	65	8	6.00	0.10	breccia	no
F2	270	40	7	12.00	-	breccia	no
F3	280	45	6	5.00	15.0	breccia	no

Per lo studio geomeccanico di un ammasso roccioso caratterizzato da uno o più sistemi di discontinuità, assume fondamentale importanza la conoscenza delle proprietà geomeccaniche intrinseche dei giunti presenti ed i possibili meccanismi che possono innescarsi a seguito dello scavo. Le proprietà micromeccaniche delle

superfici dei giunti, secondo le ricerche eseguite e disponibili in letteratura, dipendono dalle diverse caratteristiche fisiche delle superfici di discontinuità, quali scabrezza, resistenza a compressione della parete del giunto, estensione della superficie di discontinuità. La conoscenza di questi parametri permette di valutare

l'andamento della curva sforzi-spostamenti tangenziali e sforzi-spostamenti normali.

La determinazione delle caratteristiche meccaniche delle varie famiglie di discontinuità è stata ottenuta considerando il criterio di rottura di Barton in base al quale è possibile ricavare l'angolo di attrito del giunto secondo la seguente relazione:

$$\varphi = \left[\varphi_b + JRC \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right]$$

dove:

φ_b = angolo di attrito di base del giunto

JRC = coefficiente di scabrezza del giunto

JCS = resistenza a compressione del giunto

σ_n = tensione efficace normale al giunto

Per il calcolo delle resistenze al taglio di picco, è stato predisposto un foglio di calcolo che implementa l'equazione proposta a vari livelli di sollecitazione normale al giunto. Introducendo i valori delle caratteristiche del giunto (angolo di attrito di base, resistenza a compressione e rugosità), e il valore dello sforzo efficace normale ad esso, si ottiene la curva limite di rottura nel piano σ - τ . E' possibile ricavare la resistenza al taglio in termini di coesione istantanea ed angolo d'attrito istantaneo secondo il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, tracciando la tangente alla curva in corrispondenza della tensione normale di interesse. Quest'ultima è stata ricavata in base al carico litostatico ed all'inclinazione del giunto considerando la geometria della verifica di stabilità

impostata: il valore inserito è stato calcolato considerando la tensione normale prodotta da un carico litostatico di 50 metri (altezza massima della parte superiore della parete rocciosa) con un peso di volume pari a 27 kN/m³. In funzione dell'orientazione spaziale delle discontinuità, si ottiene una σ_n pari a circa 1.35 MPa per le superfici di discontinuità KS e K3, all'incirca suborizzontali, e di circa 0.6 – 0.7 MPa per i sistemi di discontinuità subverticali.

La seguente tabella riassume le caratteristiche geometriche delle discontinuità e i parametri di resistenza al taglio di picco secondo Barton e Mohr-Coulomb per i set di discontinuità presenti.

Parametro	K1	K2	K3	K4	KS
Giacitura	45-85/080-270	85/060-220	45/060	70/300	40/160
Spaziatura media (cm)	50	700	1000	40	50
JCS (MPa)	24 (stimato)	24 (stimato)	24 (stimato)	24 (stimato)	24 (stimato)
JRC	8	10	7	14	10
ϕ_b (°)	23 (stimato)	23 (stimato)	23 (stimato)	23 (stimato)	23 (stimato)
σ_n (MPa)	0.7	0.7	1.35	0.7	1.35

Barton

ϕ_{picco} (°)	Circa 35	Circa 38	Circa 31-32	Circa 44	Circa 35-36
---------------------------	----------	----------	-------------	----------	-------------

Mohr-Coulomb

ϕ_{picco} (°)	Circa 31-32	Circa 33-34	Circa 28-29	Circa 37-38	Circa 30-31
coesione di picco (kPa)	Circa 64	Circa 86	Circa 99	Circa 146	Circa 156

4.4. Caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso

Le caratteristiche meccaniche dell'ammasso sono state determinate applicando la classificazione geomeccanica di Bieniawski all'ammasso roccioso e correlando successivamente il valore RMR corretto con l'indice GSI; si determinano quindi i parametri di resistenza d'ammasso secondo i criteri di rottura di Hoek-Brown e Mohr-Coulomb e di deformabilità secondo Seraphim-Pereira.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRBGA1E00002B00 Foglio 20 di 95

Il rilievo eseguito in corrispondenza della parete di imbocco ha permesso di definire la classificazione geomeccanica dell'ammasso roccioso secondo Bieniawski e la determinazione del seguente range di valori di GSI: 37 ÷ 56.

Per il materiale roccia sono stati introdotti i seguenti valori delle costanti m_i e σ_c :

$m_i = 8.4$ (da letteratura)

$\sigma_c = 53.7 \pm \text{MPa}$

Di seguito si riportano i valori di resistenza e deformabilità ottenuti:

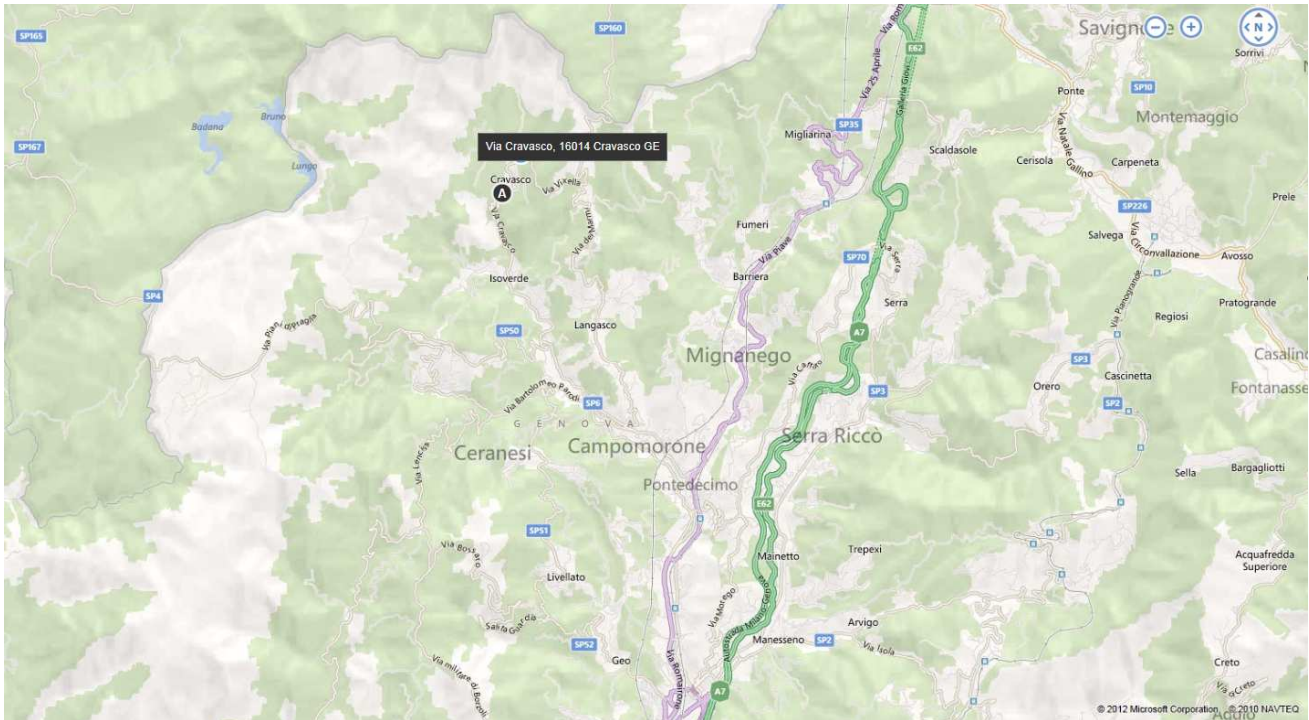
Litotipo	Peso di volume γ (kN/m ³)	Coesione c' (MPa)	Angolo di attrito φ (°)	Modulo def. E (GPa)	ν -
Dolomia massiva	27	0.53-1.45	38-46	9.0-11.3	0.25
Dolomia mediamente fratturata	27	0.3-1.24	35-45	4.9-6.0	0.25-0.30
Dolomia molto fratturata	27	0.23-1.0	33-42	3.1-3.9	0.30

I valori dei parametri tengono conto delle condizioni specifiche dell'ammasso in condizioni di roccia affiorante, in quanto il rilievo geostrutturale è stato eseguito in superficie, dove l'ammasso si presenta con fratture localmente aperte.

E' da notare che in corrispondenza della zona di imbocco è presente un ammasso soggetto alle azioni disgreganti dei processi di alterazione superficiale, per tenere conto di questo fenomeno si è prevista una diminuzione dei valori massimi corrispondenti a questo gruppo.

5. INQUADRAMENTO DELL'OPERA E PROPOSTA DI INTERVENTO

L'imbocco in oggetto rientra nella realizzazione di una finestra intermedia (Finestra Cravasco) per la galleria di Valico. La zona di imbocco è posta nella frazione di Cravasco, facente parte del Comune di Campomorone all'interno di una preesistente cava abbandonata.



Per quanto riguarda la sismicità dell'area in base all'ordinanza n°3274 si è considerata la zona sismica 4, riferita al comune di Campomorone nel quale ricade l'opera; si sono inoltre verificati i valori riferiti alla zona limitrofa alla zona di imbocco, riportanti tutti la medesima zona sismica.

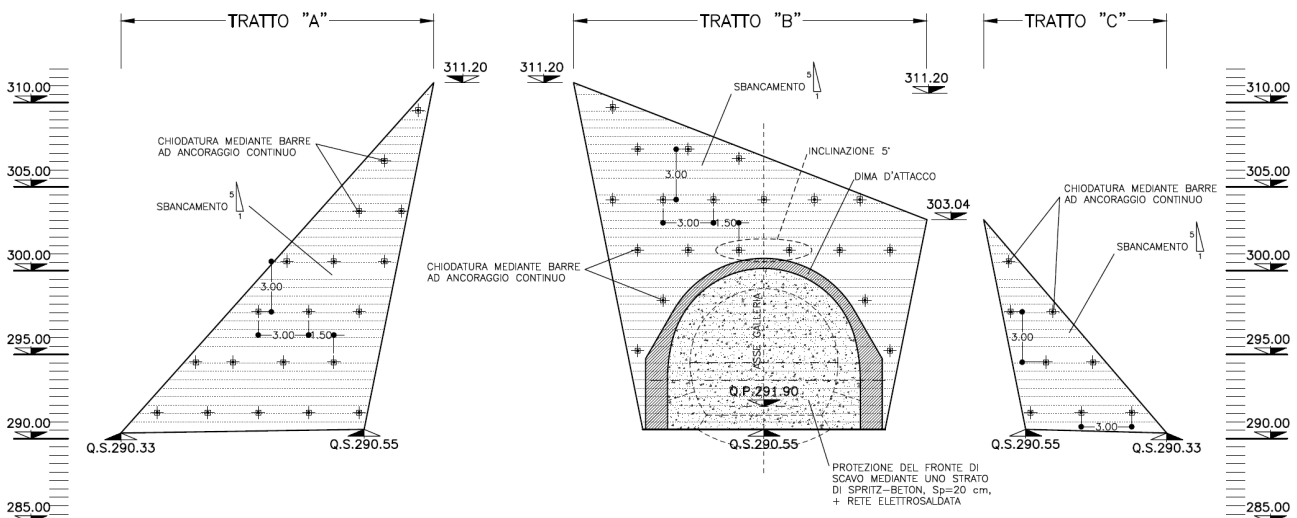
Località	Zona Sismica
Campomorone	4
Ceranesi	4
Mignanego	4
Serra Riccò	4
Genova	4

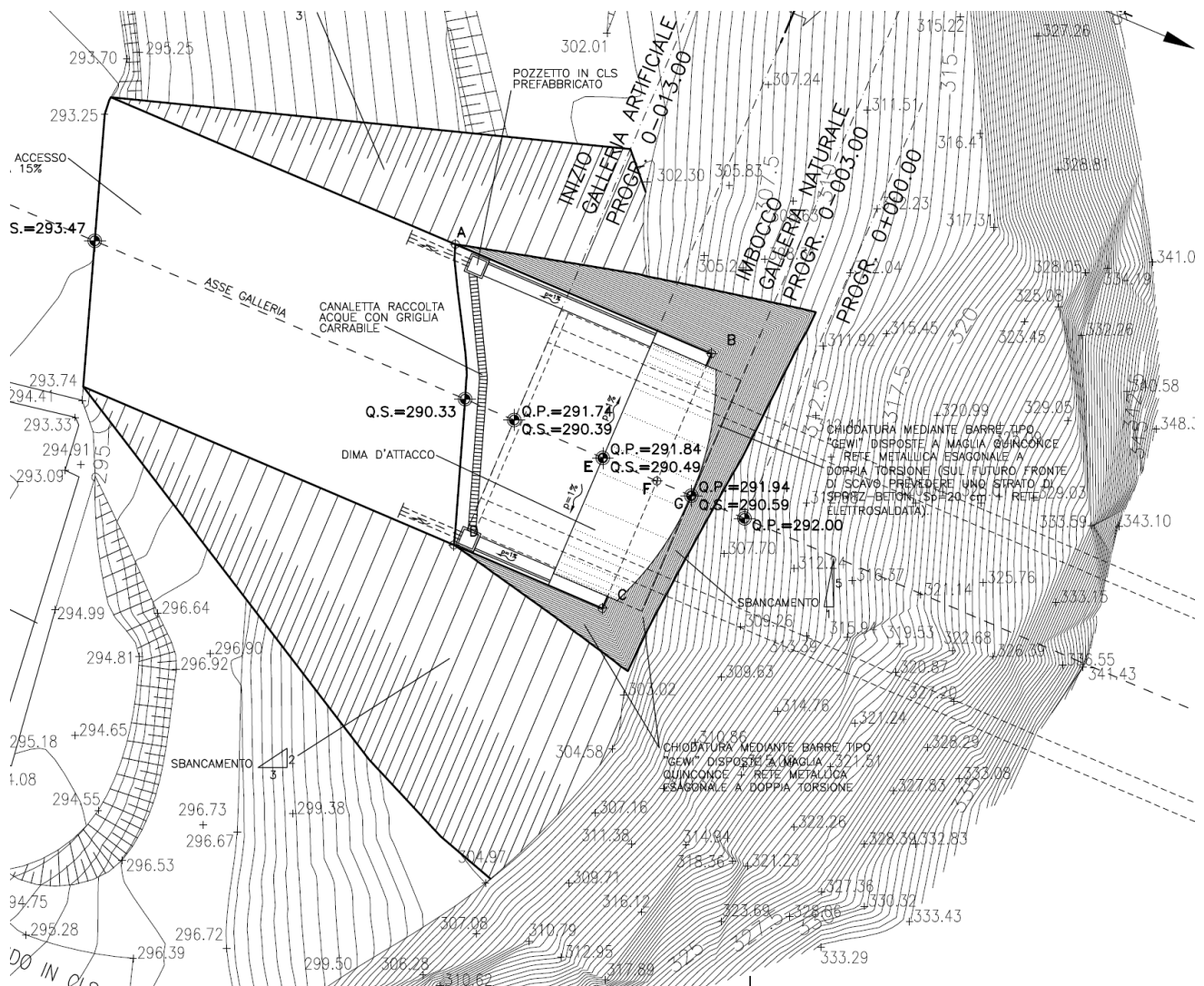


Per l'imbocco della Finestra Cravasco, in considerazione della presenza di pareti rocciose molto inclinate (fino a 60° - 70°), costituite da dolomie e calcari dolomitici grigi appartenenti alla formazione del Monte Gazzo, con buone proprietà geomeccaniche, si è previsto un attacco di tipo diretto, effettuando sbancamenti in roccia e provvedendo alla stabilizzazione delle pareti mediante la messa in opera di chiodature, reti metalliche di contenimento o spritz-beton armato con rete elettrosaldata.

SVILUPPATA SCAVI

SCALA 1:200





Si sono adottate chiodature disposte a maglia quinconcia 3.0 m × 3.0 m, della lunghezza di 6 m, ancorate per l'intera lunghezza, inclinate di 5° - 15° rispetto alla parete di scavo. Si adatteranno barre in acciaio FeB44k, di diametro ϕ 24 mm, con un diametro di perforazione di 48 mm.

Gli sbancamenti sono stati impostati con pendenze di scavo pari a 5 (verticale) su 1 (orizzontale), ovvero circa 79°, in corrispondenza della parete d'attacco frontale (Tratto "B"), con una altezza di circa 16 m.

Lo scavo 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.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG5101ECVRBGA1E00002B00</p> <p>Foglio 24 di 95</p>

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 anoraggi);
- 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;
- eventuale sistemazione finale.

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 per le chiodature in acciaio FeB44K di diametro 24 mm, cementate per l'intera lunghezza di 6 metri, disposti su due maglie 3.0 m x 3.0 m, sfalsate tra loro di 1.5 m in senso longitudinale
- ad ogni ribasso esecuzione sul fronte di imbocco del rivestimento in betoncino proiettato C20/25, spessore 20 cm, armato con rete elettrosaldata 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;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5101ECVRBGA1E00002B00 <table border="1" style="float: right; margin-left: auto;"> <tr> <td style="padding: 2px;">Foglio 25 di 95</td> </tr> </table>	Foglio 25 di 95
Foglio 25 di 95		

- iniezione della miscela cementizia per la formazione dell'ancoraggio, fino al completo riempimento della perforazione;
- iniezione di cementazione;
- serraggio del bullone.

5.2. 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.

5.2.1. Fase 1: Esecuzione dei drenaggi al contorno

E' prevista la realizzazione di n. 4 drenaggi al contorno, costituiti da tubi in PVC, di lunghezza pari a $L = 30\text{m}$ e sovrapposizione 10m , microfessurati per 20 m a partire da fondo foro e "ciechi" per 10 m verso bocca foro, del diametro $\phi \geq 60\text{mm}$, spessore 5mm e protezione in TNT, messi in opera all'interno di un foro con diametro $\phi \geq 100\text{ mm}$.

5.2.2. Fase 2: Consolidamento al contorno della galleria naturale

Consolidamento al contorno

Si realizza la coronella di infilaggi metallici valvolati e iniettati orizzontali al contorno della futura sezione di scavo della galleria, secondo le geometrie di progetto, mediante l'inserimento di n. 51 tubi in acciaio Fe510, $\Phi=88.9\text{mm}$, $L=12\text{m}$, $Sp=10\text{mm}$, sovrapposizione 10m ; circa 1m 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:

- perforazione eseguita a secco o mediante agenti schiumogeni $\Phi=120-130\text{ mm}$;
- inserimento del tubo in acciaio $\Phi=88.9\text{ mm}$ $Sp=10\text{mm}$, Fe510;
- iniezione di miscela di guaina ogni 4/5 fori non consecutivi;
- iniezione ad alta pressione.

Le sequenze operative andranno adattate alle caratteristiche dell'ammasso ma dovranno comunque essere tali da garantire l'inghisaggio del tubo d'acciaio al terreno mediante il completo riempimento dell'intercapedine con le pareti del foro. La fase di cementazione potrà avvenire di massima ogni 4-5 perforazioni armate e comunque il prima possibile, per evitare possibili franamenti del foro, con conseguente perdita di efficacia dell'intervento.

Il riempimento del foro avverrà dal fondo del foro verso il paramento del fronte. Le caratteristiche delle miscele da impiegare sono riportate nella Tabella materiali.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRBGA1E00002B00 Foglio 26 di 95

5.2.3. Fase 3: Realizzazione della dima

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

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

5.2.4. Fase 4: 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 2IPN160/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.

5.3. 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.

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

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>IG5101ECVRBGA1E00002B00</p>	<p>Foglio 27 di 95</p>

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

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG5101ECVRBGA1E00002B00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 28 di 95</p>

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 la parete d'attacco frontale, "tratto B", e le pareti laterali, tratte "A" e "C":

- parete d'attacco (tratto "B") con giacitura 290/79 ed altezza di 20 m
- parete laterale (tratto "A") con giacitura 200/79 ed altezza di 20 m
- parete laterale (tratto "C") con giacitura 025/79 ed altezza di 13 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 di giunti di fratturazione e di scistosità. 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 necessaria, 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).

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 inferiore.

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 del rilievo geostrutturale eseguito in corrispondenza della zona di imbocco. 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.

Famiglie di discontinuità

Tipo discontinuità	Immersione / inclinazione
Stratificazione KS	160/40
Giunto di fratturazione K1	270/45
Giunto di fratturazione K1a	080/60
Giunto di fratturazione K2a	060/85
Giunto di fratturazione K2b	220/85
Giunto di fratturazione K3	045/60
Giunto di fratturazione K4	300/70

6.2.1. Parete di attacco (tratto "B")

Scivolamento planare

Come si evince dallo stereogramma riportato in Figura 6-1, i poli relativi ai giunti K1a e K4 ricadono nella regione di potenziale scivolamento planare (indicata col colore azzurro), quindi questo tipo di movimento è cinematicamente possibile.

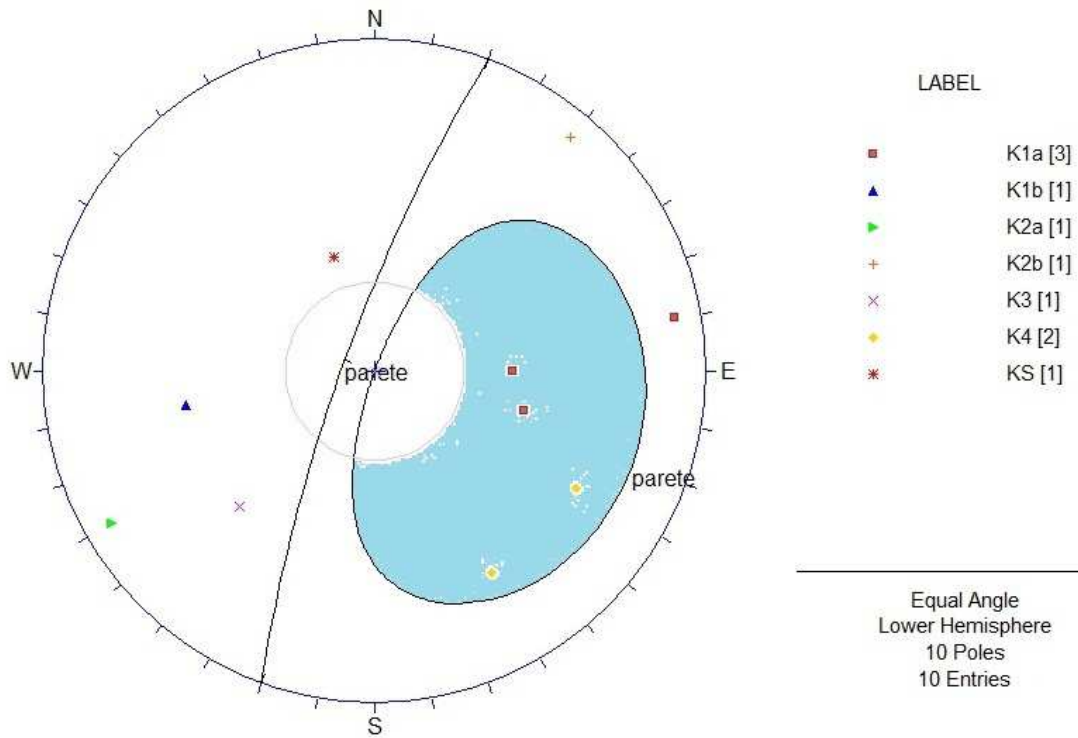


Figura 6-1

Scivolamento dei cunei

Il meccanismo di scivolamento dei cunei risulta cinematicamente possibile lungo le intersezioni delle famiglie delle discontinuità K1/KS, K1/K4, KS/K4, K3/K4, K2a/K4 e K2b/K4 (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.

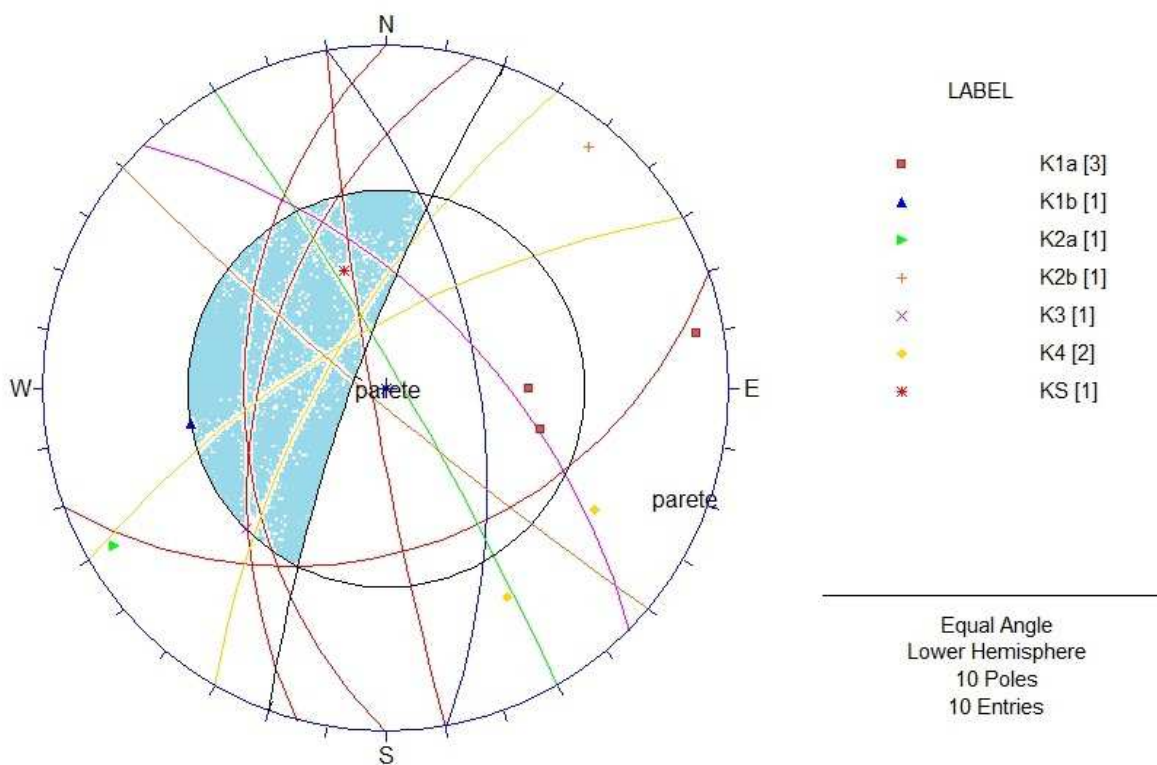


Figura 6-2

Ribaltamento

Dall'analisi dello stereogramma di Figura 6-3, si osserva un polo di discontinuità K1b all'interno dell'area soggetta a ribaltamento (area colorata in azzurro), si ritiene pertanto che questo fenomeno sia cinematicamente possibile.

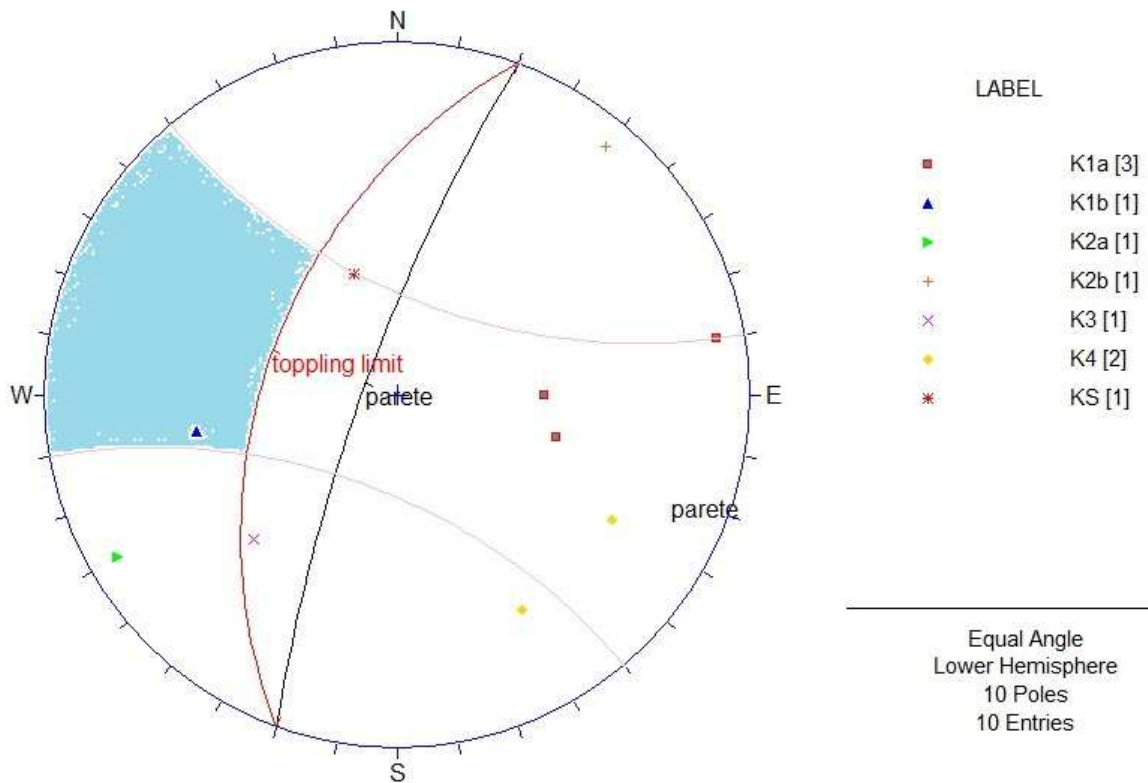


Figura 6-3

6.2.2. Parete laterale (tratto "A")

Scivolamento planare

Come è evidente dallo stereogramma di Figura 6-4, alcuni poli dei sistemi di giunti KS, K1a cadono nella regione di potenziale scivolamento planare (area colorata in azzurro), pertanto tale movimento è cinematicamente possibile.

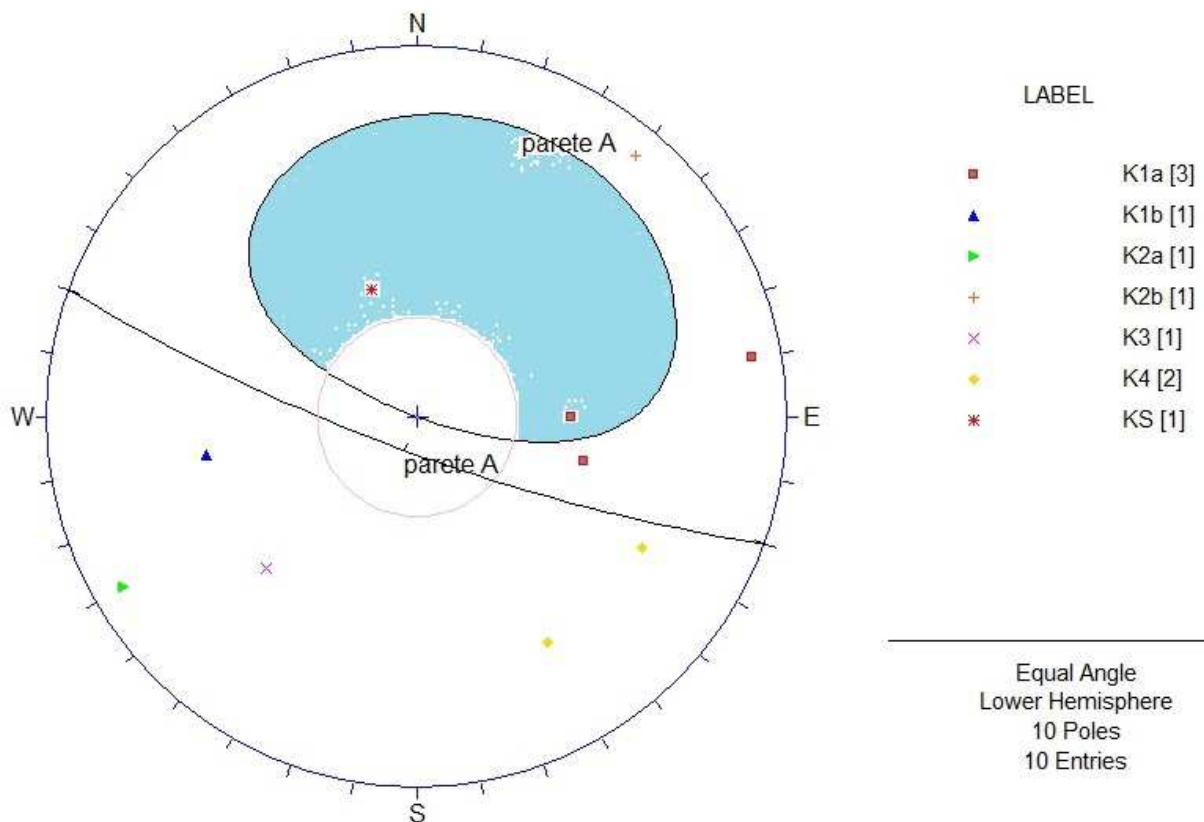


Figura 6-4

Scivolamento dei cunei

Il meccanismo di scivolamento dei cunei è verosimile (vedi area colorata in azzurro), dal punto di vista cinematico, lungo le intersezioni delle superfici di giunto K1/KS, K1/K4, K1a/KS, K1a/K2a, K1a/K2b, KS/K4, KS/K2a, KS/K2b, K3/K2b, K2a/K2b.

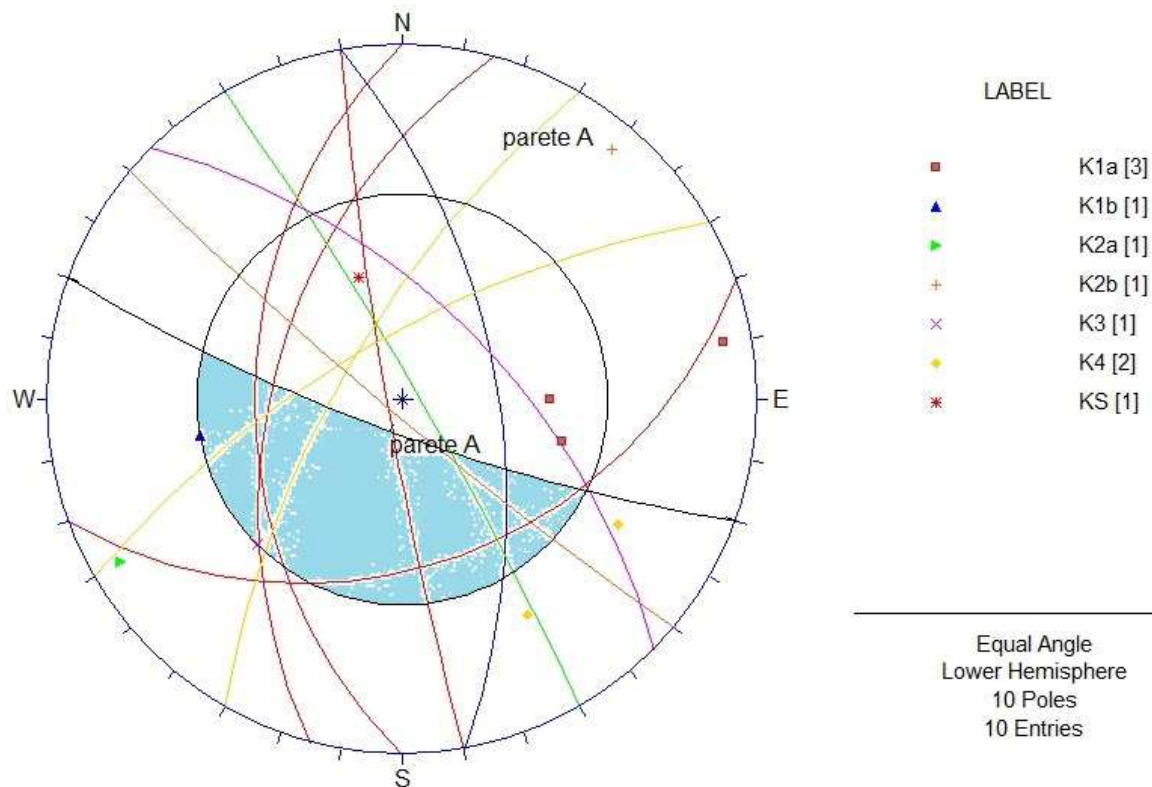


Figura 6-5

Ribaltamento

L'analisi dello stereogramma di Figura 6-6, mette in evidenza che solo la famiglia dei giunti KS può generare fenomeni di ribaltamento.

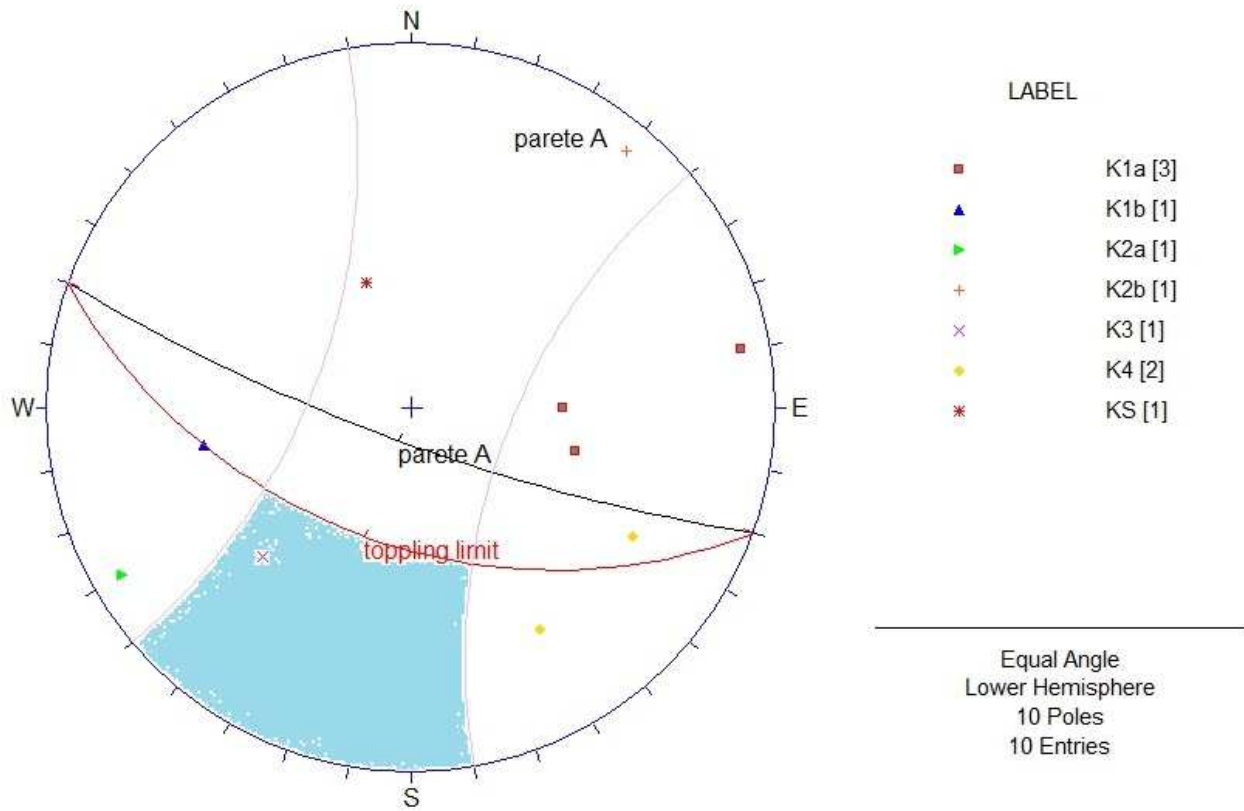


Figura 6-6

6.2.3. Parete laterale (tratto "C")

Scioglimento planare

Come è evidente dallo stereogramma di Figura 6-4, alcuni poli dei sistemi di giunti K1b, K3 e Ka cadono nella regione di potenziale scioglimento planare (area colorata in azzurro), pertanto tale movimento è cinematicamente possibile.

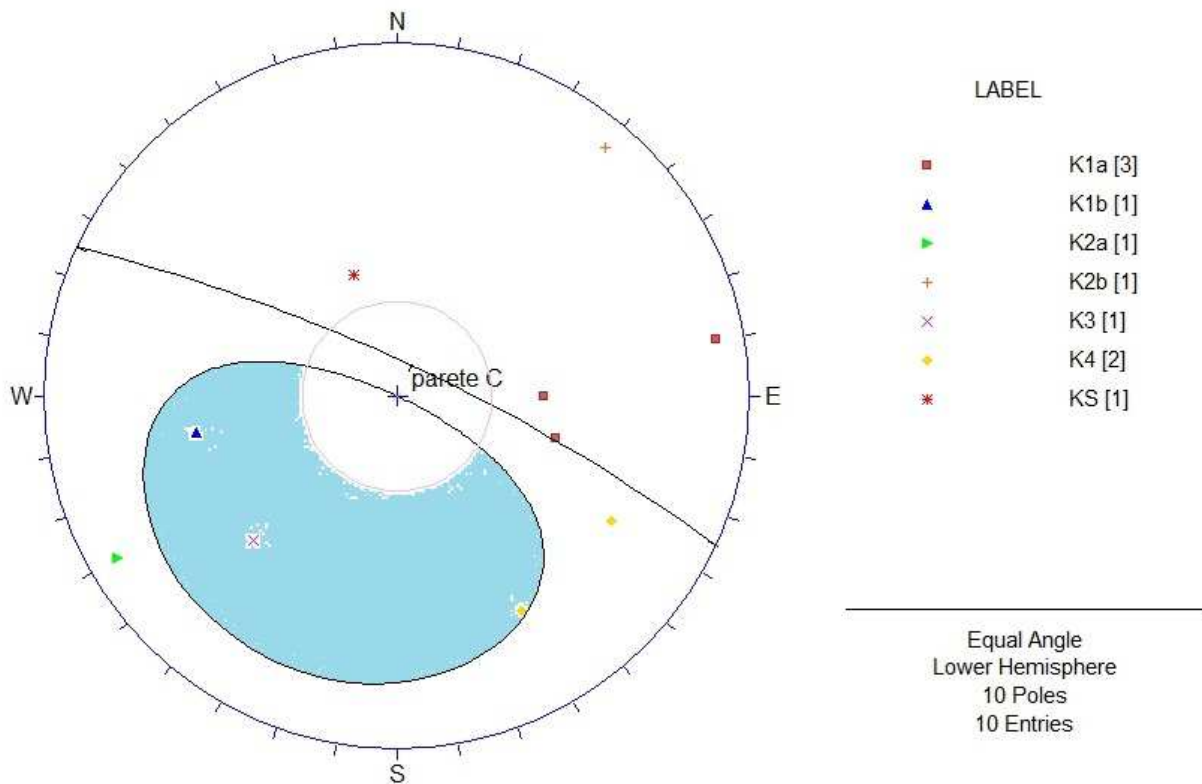


Figura 6-7

Scivolamento dei cunei

Il meccanismo di scivolamento dei cunei è verosimile (vedi area colorata in azzurro), dal punto di vista cinematico, lungo le intersezioni delle superfici di giunto K1/K3, K1/K2a, K1/K2b, K1a/K4, K1a/K3, K4/K3, K4/K2a, K3/K2a.

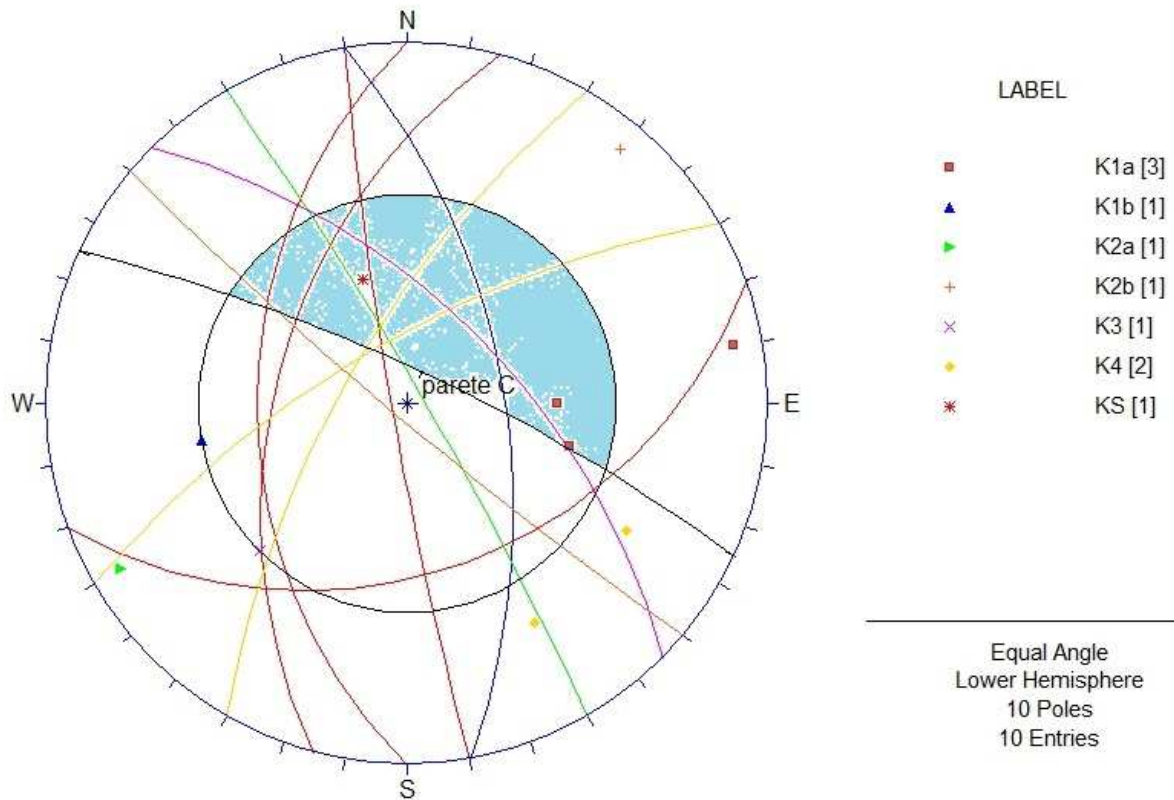


Figura 6-8

Ribaltamento

L'analisi dello stereogramma di Figura 6-6, mette in evidenza che solo la famiglia dei giunti K2b può generare fenomeni di ribaltamento.

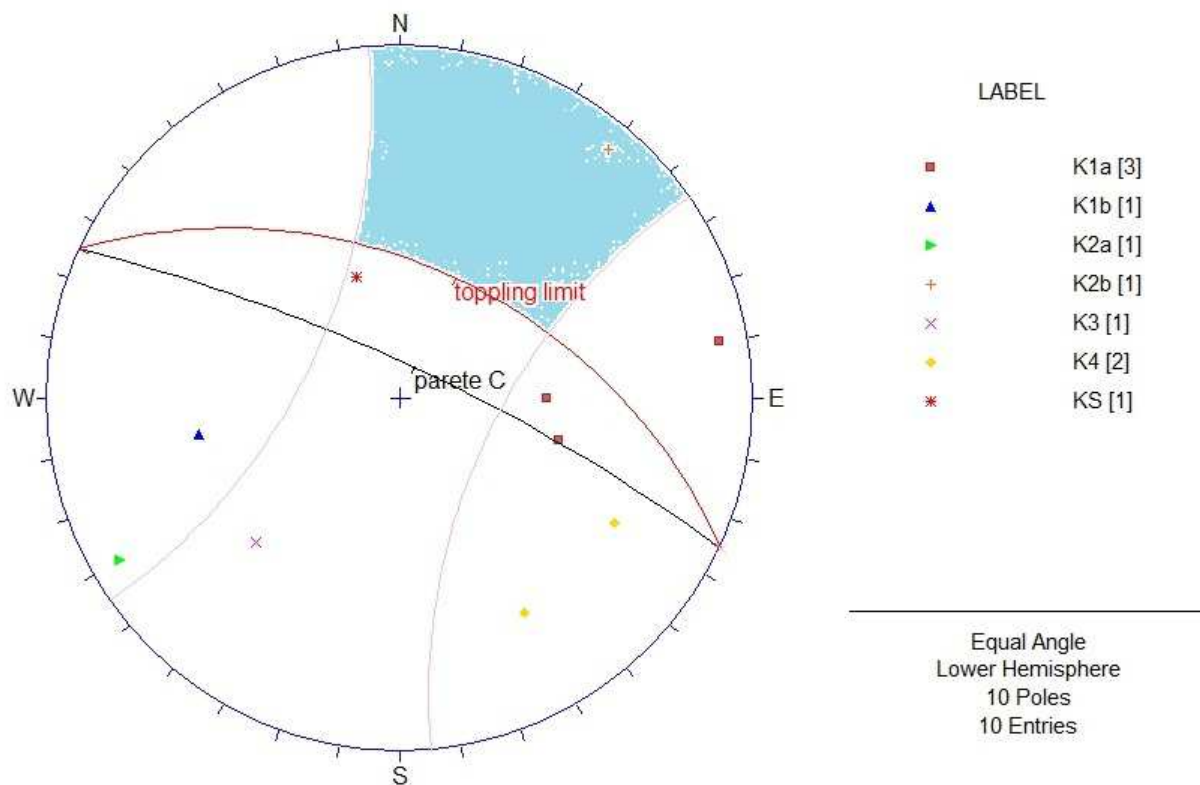


Figura 6-9

6.3. Verifiche allo scivolamento dei cunei rocciosi

Tramite un'analisi geometrica 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 geostrutturali delle verifiche grafiche, ottenuti dal rilievo geostrutturale 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,

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRBGA1E00002B00
	Foglio 39 di 95

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 $\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$
- coesione $c' = 0 \text{ kPa}$
- angolo d'attrito $\phi' = 30^\circ$

Per i parametri di giunto sono stati considerati i valori ottenuti secondo le correlazioni di Barton.

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 le famiglie di discontinuità rilevate è uguale a 21.

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.

Per la parete "B", nella zona di ingombro della galleria ovvero i primi 10m circa, il consolidamento verrà eseguito con uno strato di spritz-beton armato con una rete elettrosaldada. Per la verifica di scivolamento dei cunei verranno quindi effettuate due analisi: la prima con l'intera parete "B" "rinforzata" dalle chiodature, mentre la seconda considerando una parete equivalente, di altezza 10.0 m, rivestita unicamente dallo spritz-beton. Tale scelta è stata effettuata, in via cautelativa, a causa dell'impossibilità di modellare nel programma di calcolo la contemporanea presenza di chiodi e spritz su un'unica parete.

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.

Le chiodature previste sono barre in acciaio tipo FEb44K, di diametro ϕ 24 mm e lunghezza 6 m, messe in opera ortogonalmente alla parete di scavo.

La resistenza di calcolo utilizzata per le suddette barre è pari a

$$F_{yd} = f_{yd} \cdot A = 373.9 \text{ MPa} \cdot 4.52 \text{ cm}^2 = 16.9 \text{ t}$$

I bulloni sono disposti a maglia quinconcia 3.0 x 3.0 m, ovvero con una densità di 0.111 bulloni al m². 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. Parete d'attacco (tratto "B")

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

K1-KS

Parete senza rinforzi

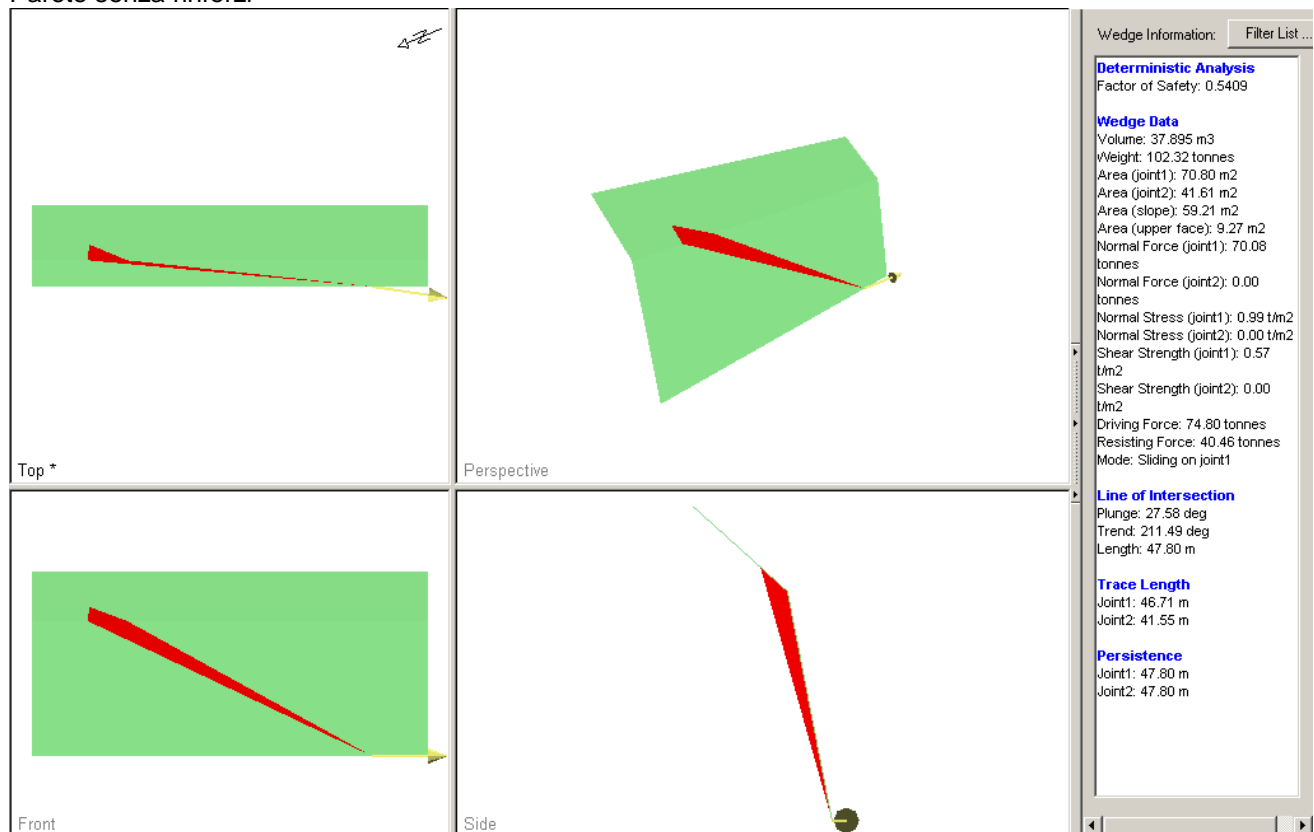
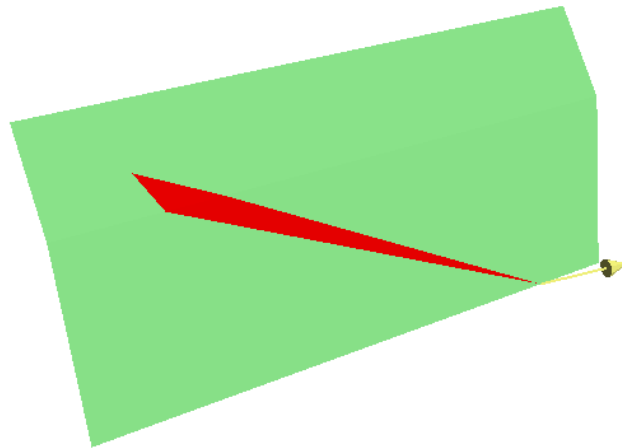


Figura 6-10



Perspective *

Figura 6-11

Parete con chiodature

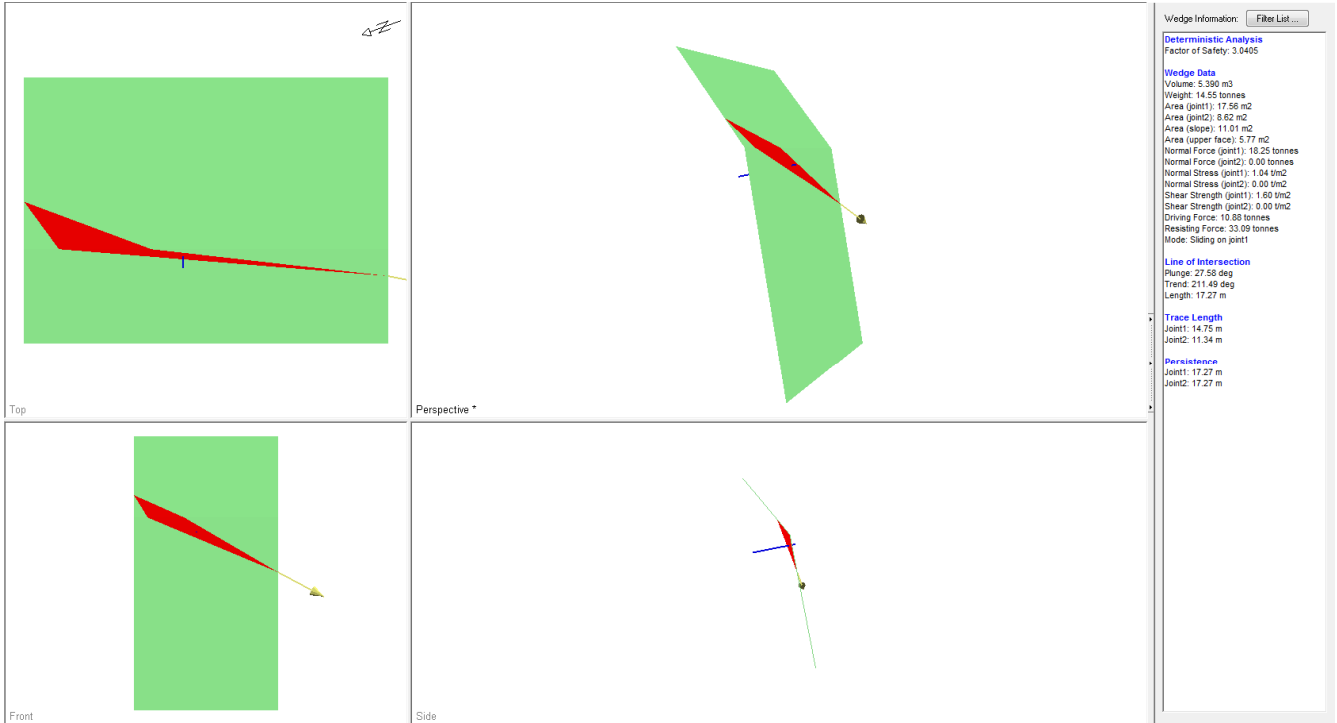


Figura 6-12

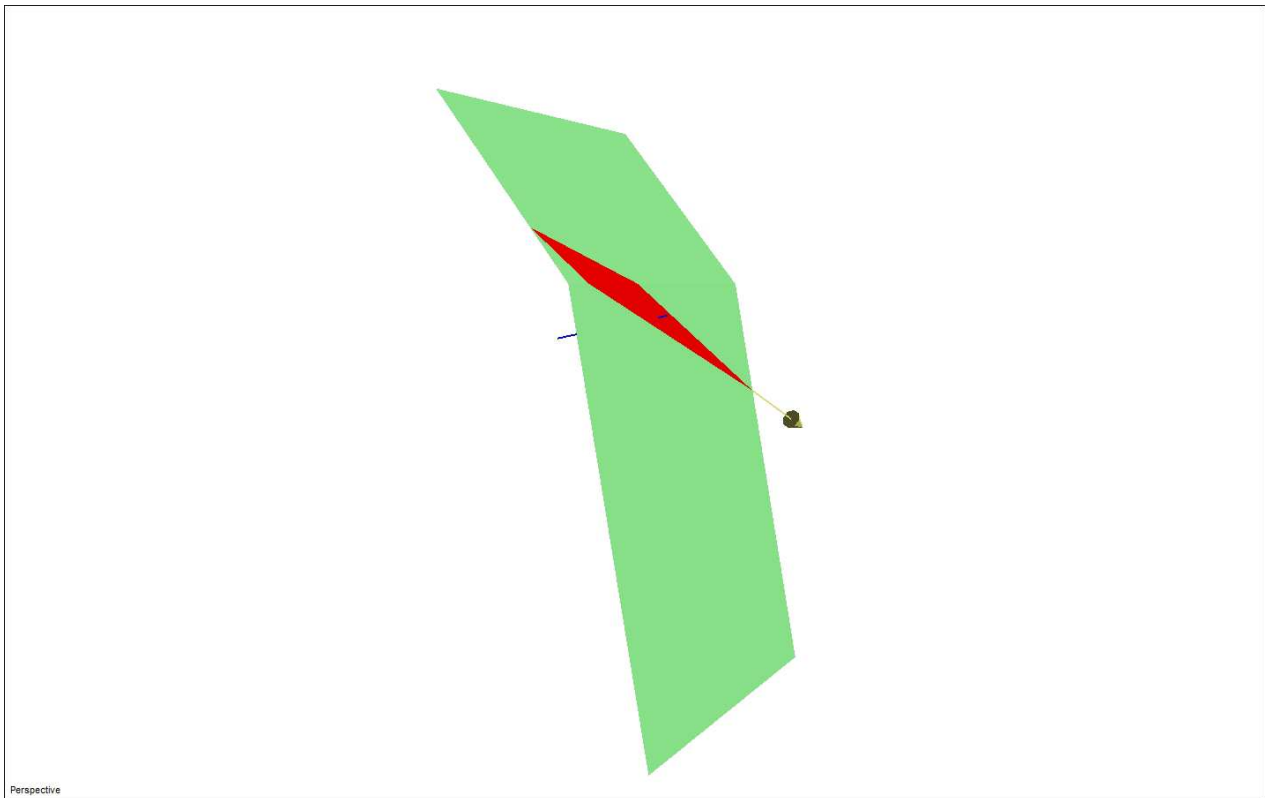


Figura 6-13

Parete con Spritz-Beton

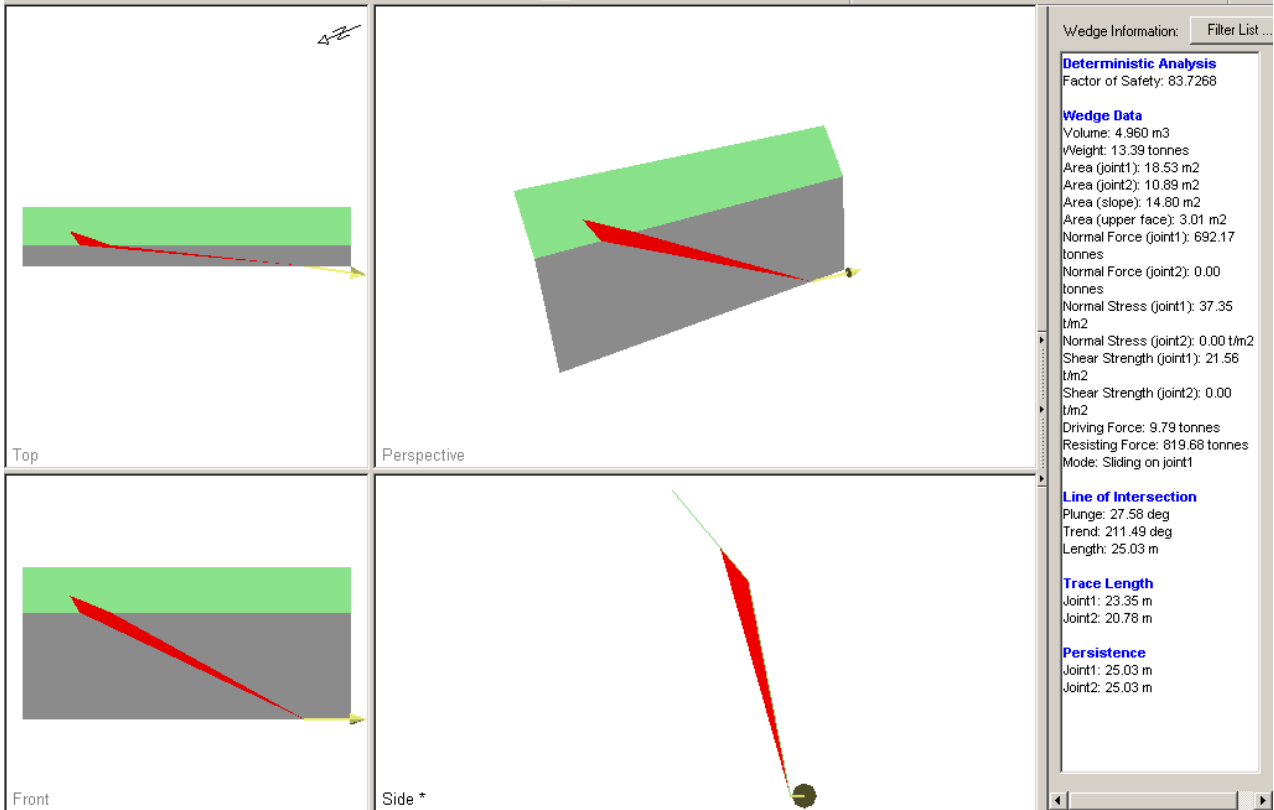
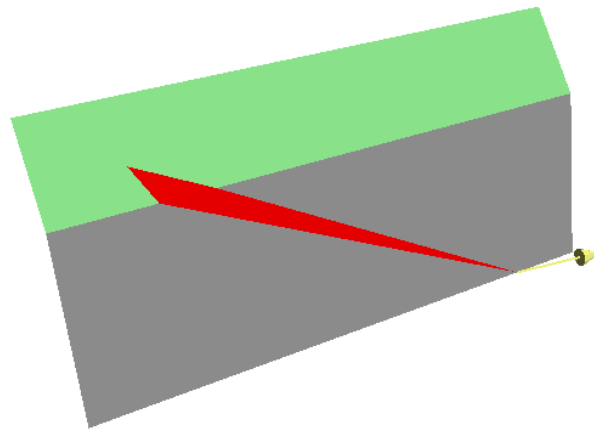


Figura 6-14



Perspective *

Figura 6-15

K1 – K4

Parete senza rinforzi

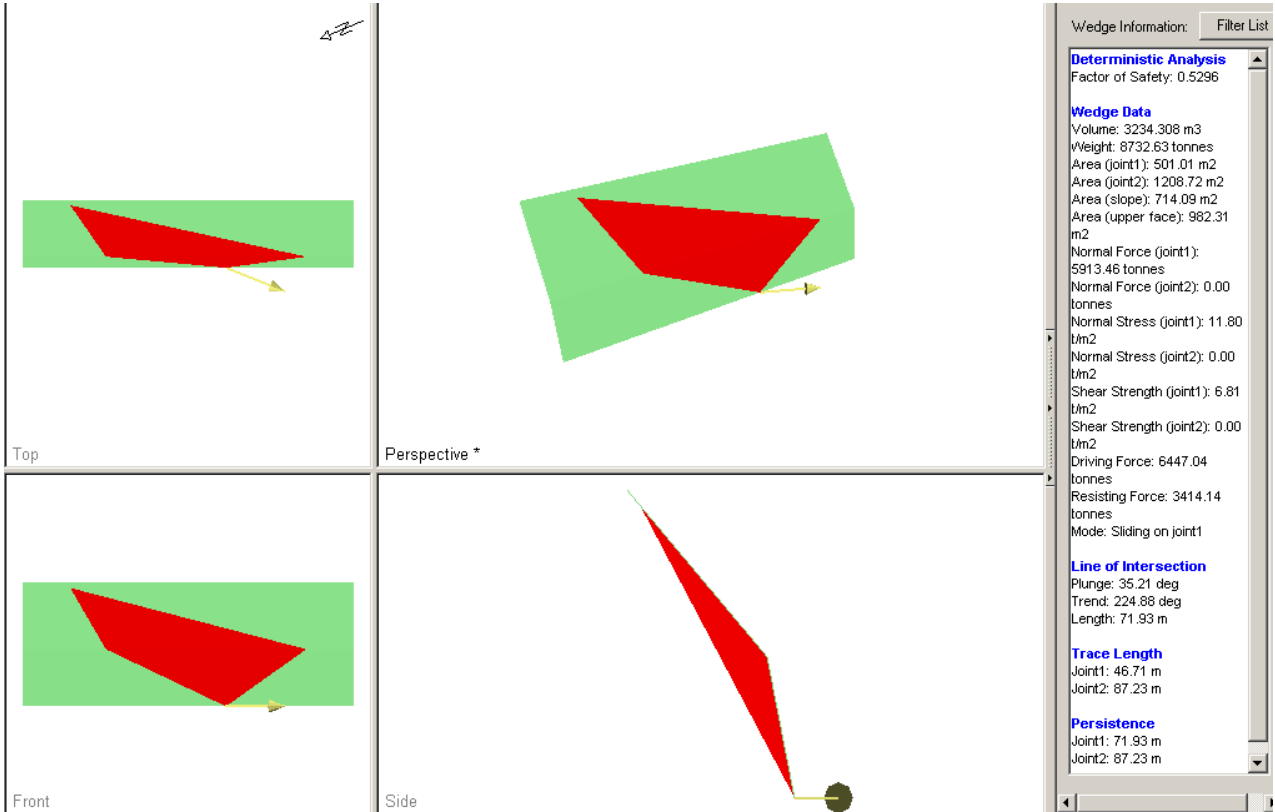
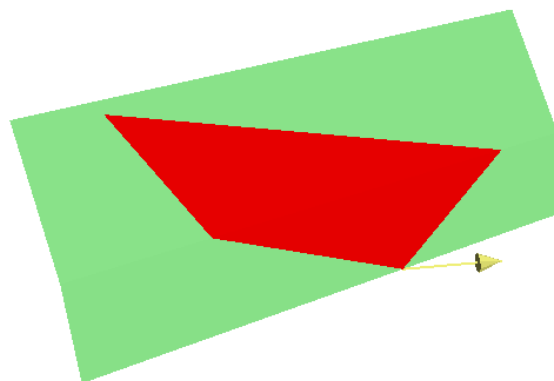


Figura 6-16



Perspective *

Figura 6-17

Parete con chiodature

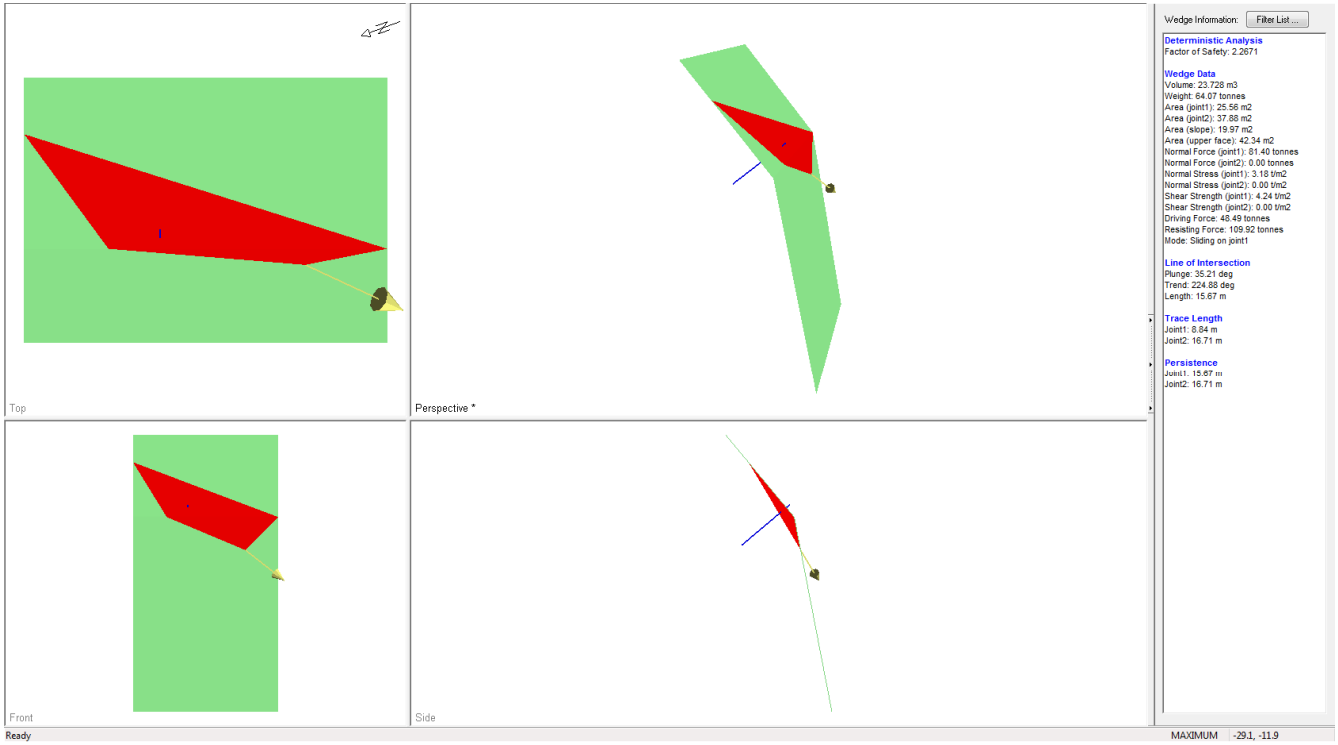


Figura 6-18

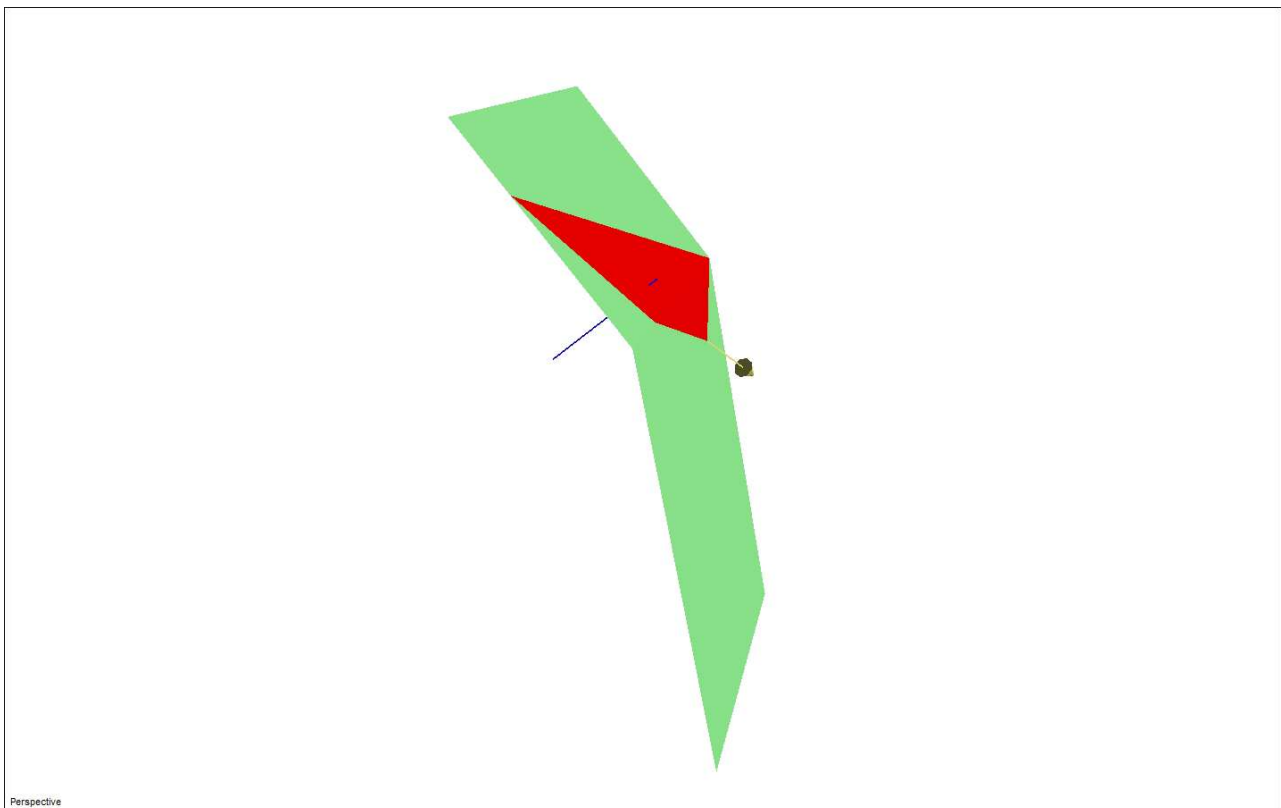


Figura 6-19

Parete Spritz-Beton

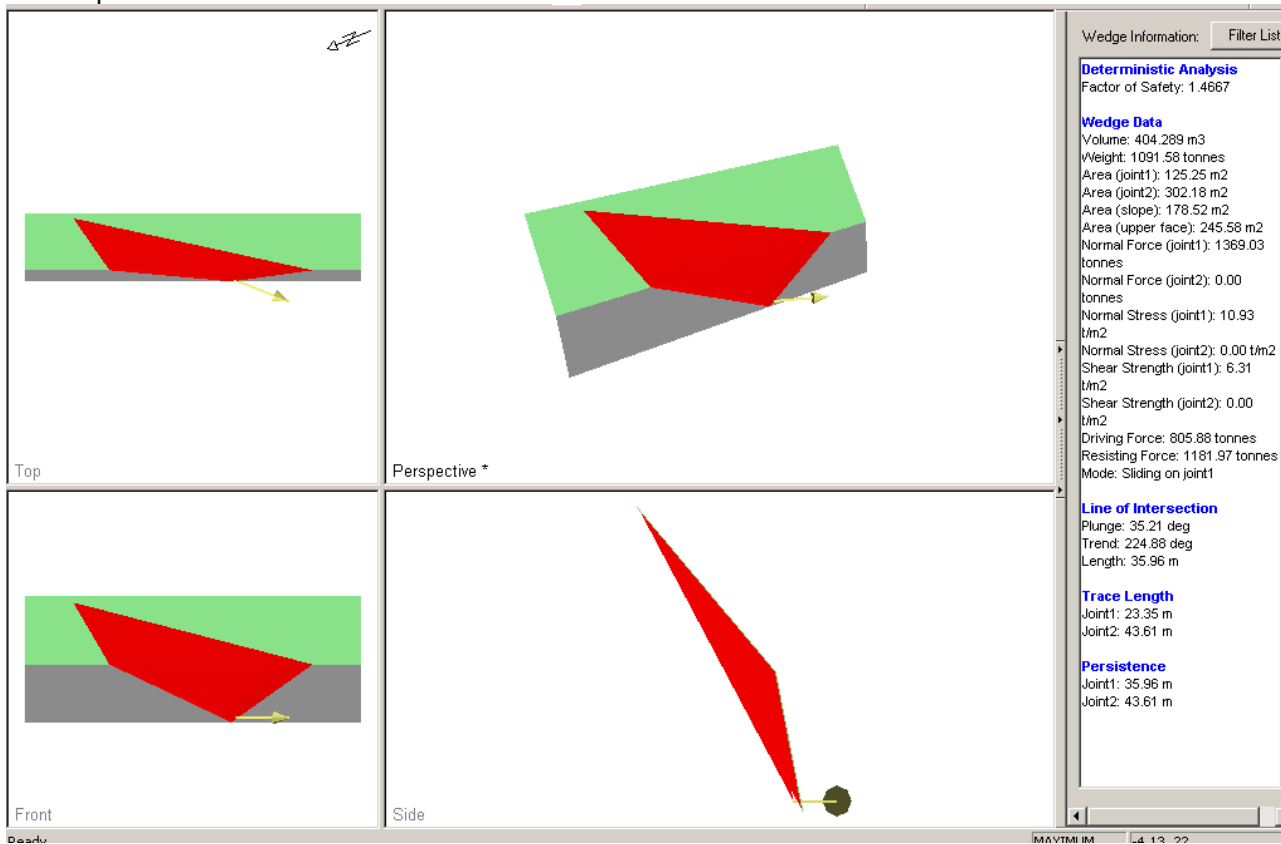
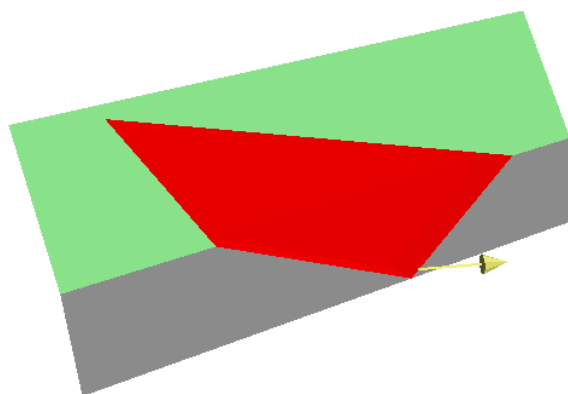


Figura 6-20



Perspective *

Figura 6-21

KS – K4

Parete senza rinforzi

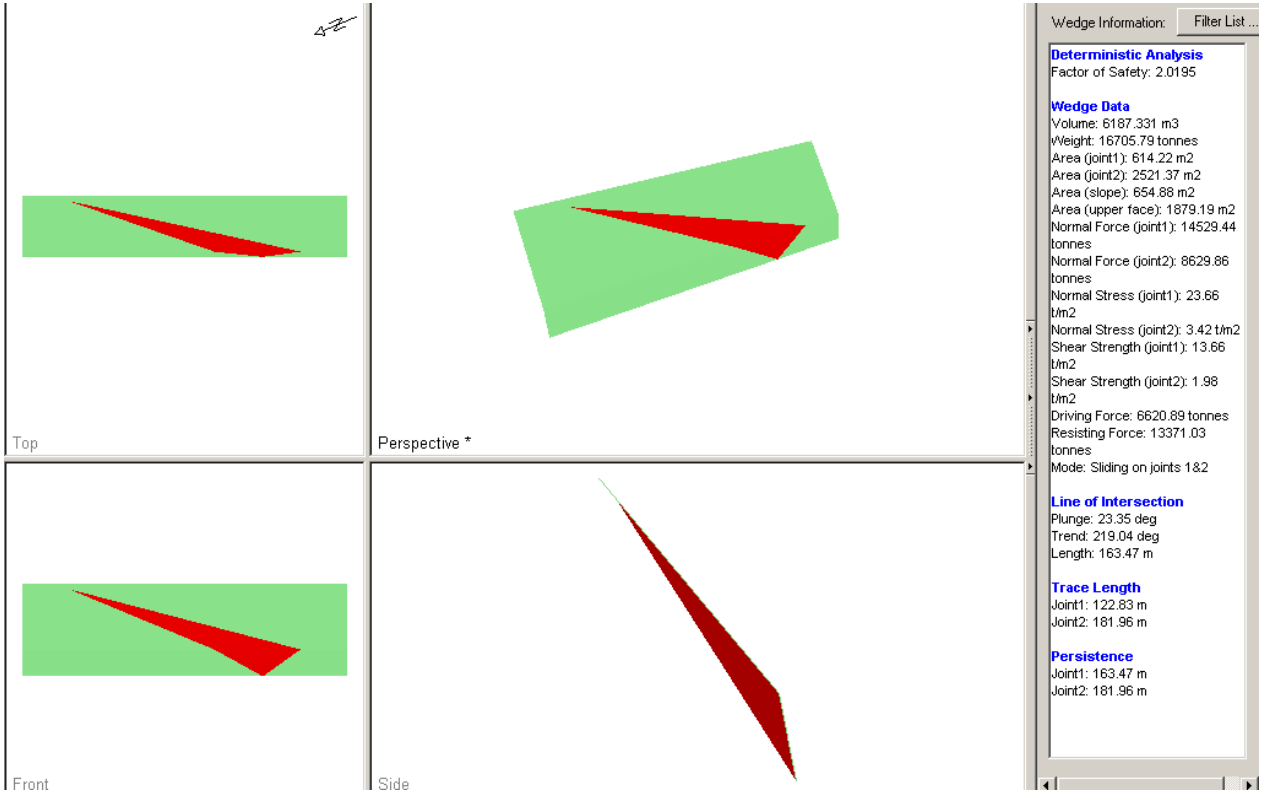


Figura 6-22

'erspective *

Figura 6-23

Parete con chiodi

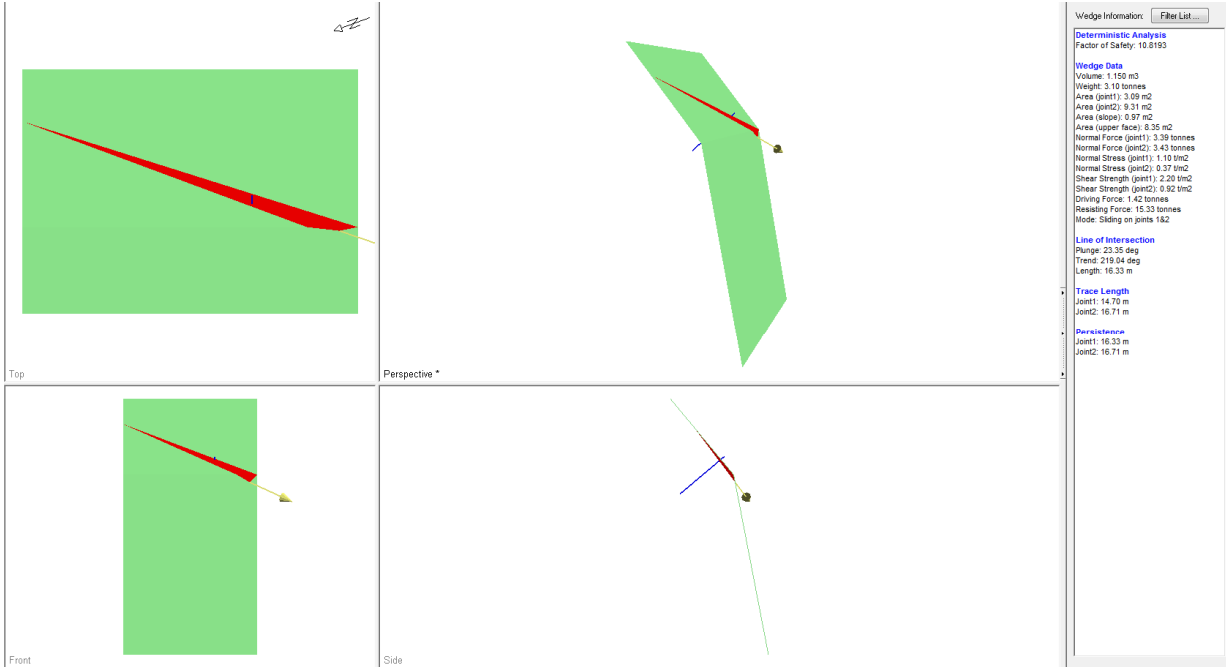


Figura 6-24

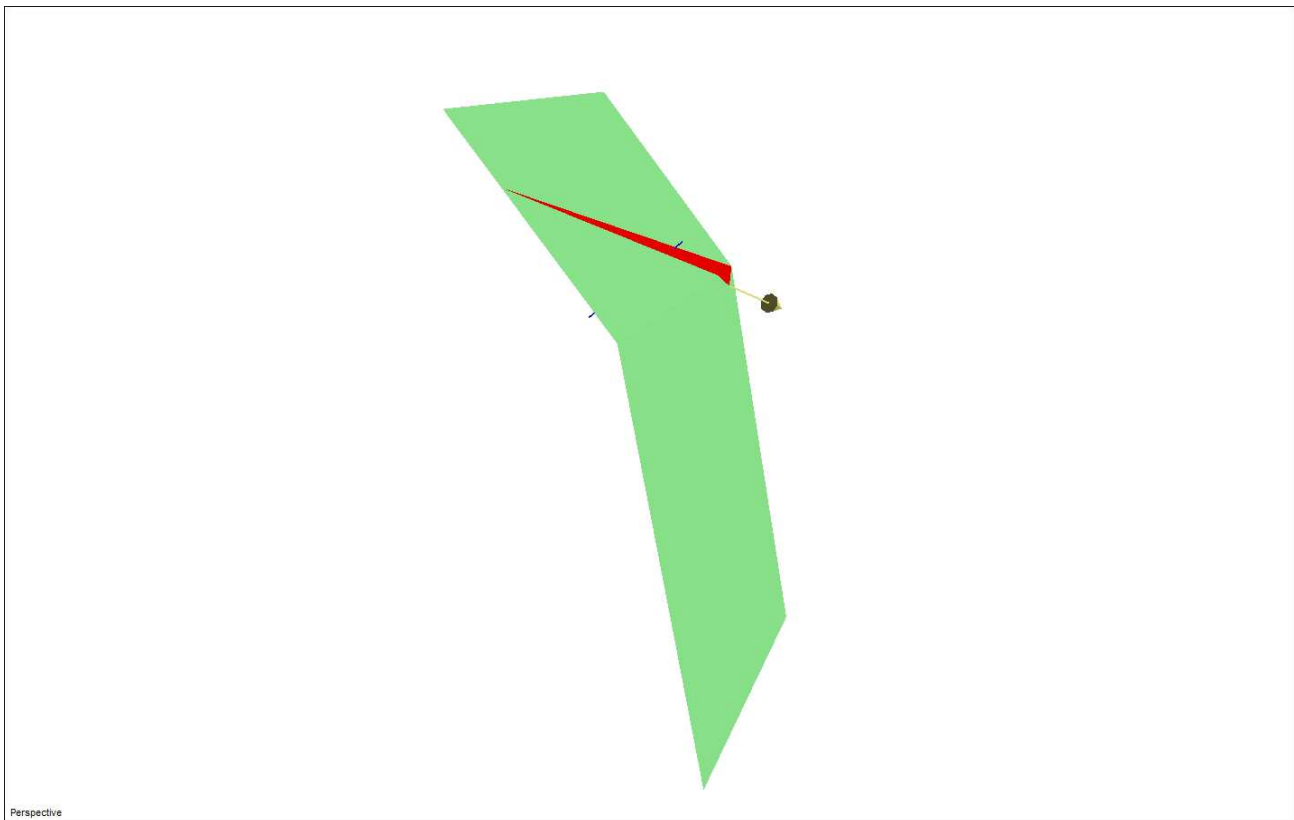


Figura 6-25

Parete con Spritz-Beton

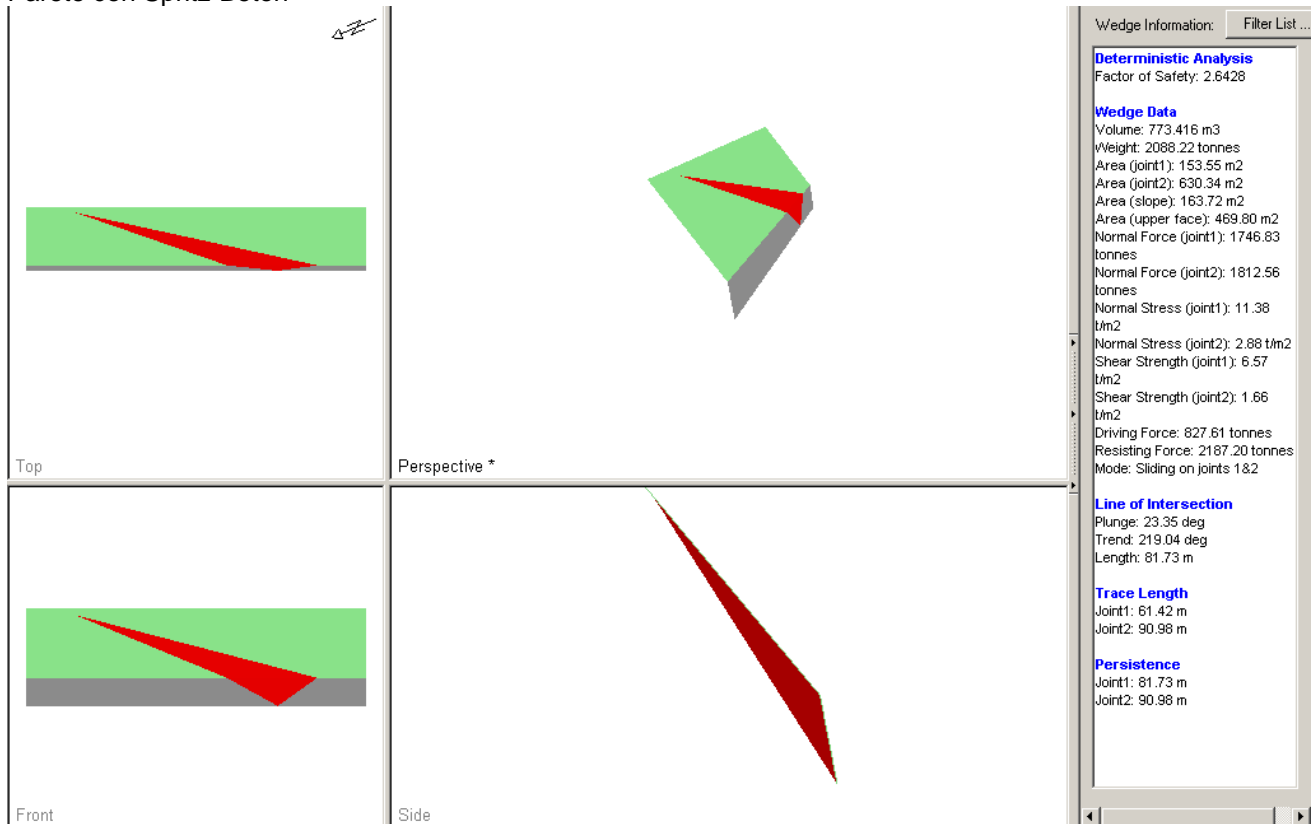


Figura 6-26

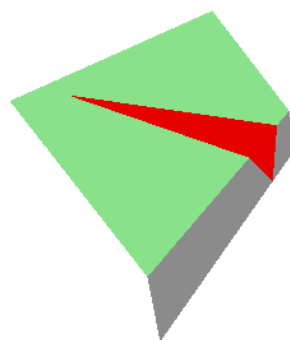


Figura 6-27

K4 – K3

Parete senza rinforzi

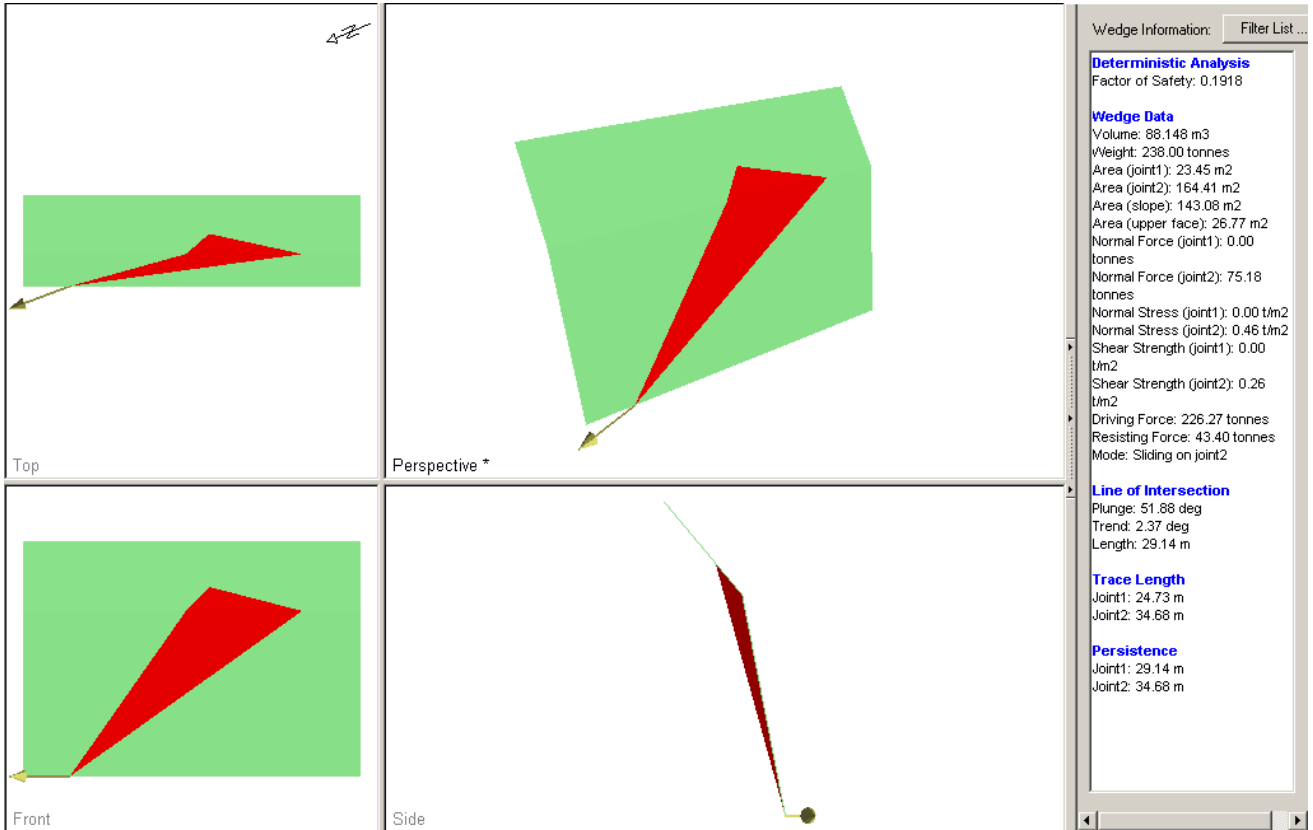


Figura 6-28

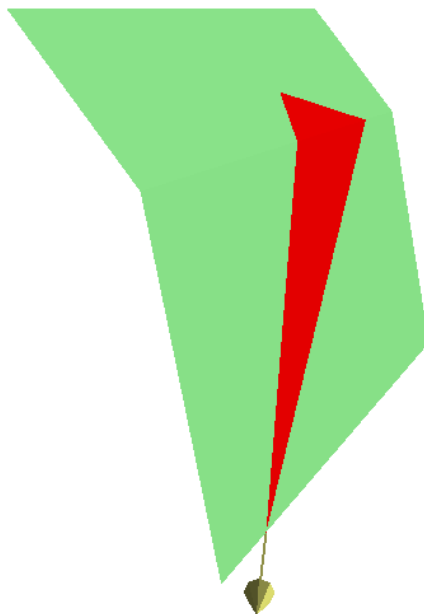


Figura 6-29

Parete con chiodature

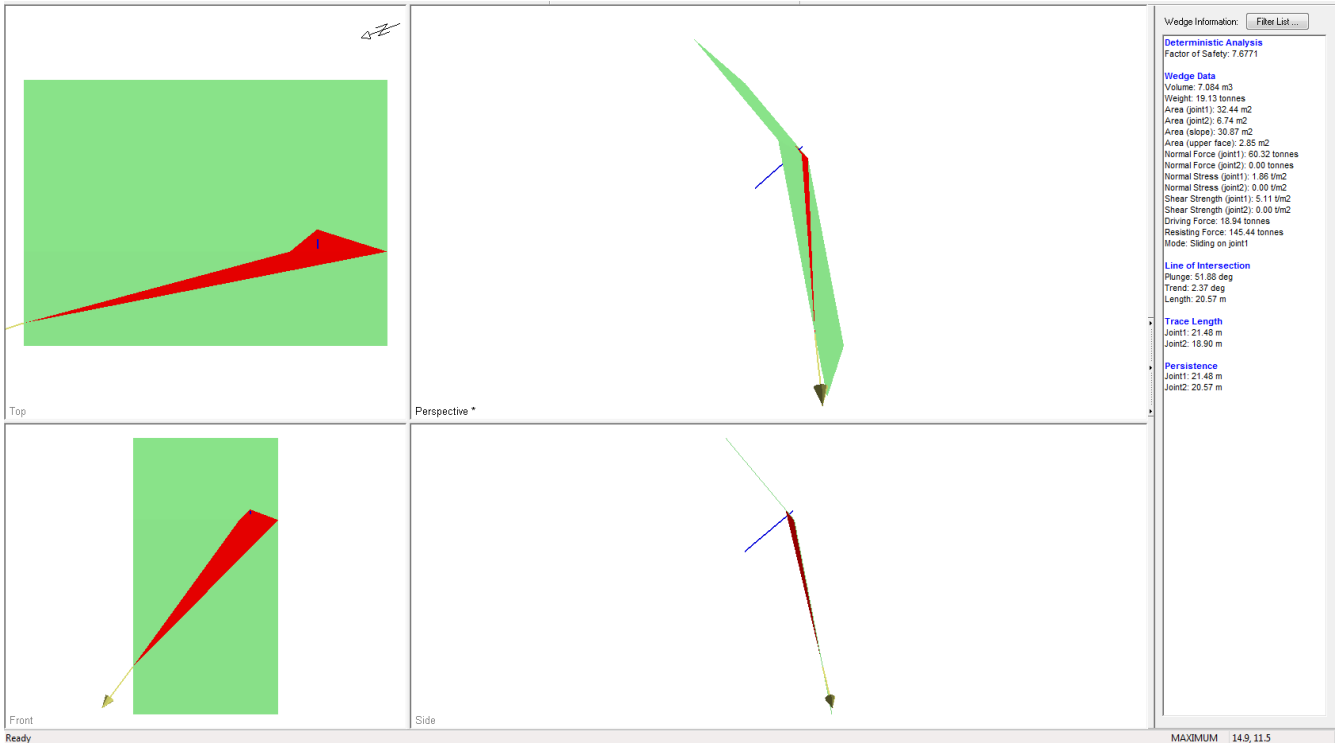


Figura 6-30

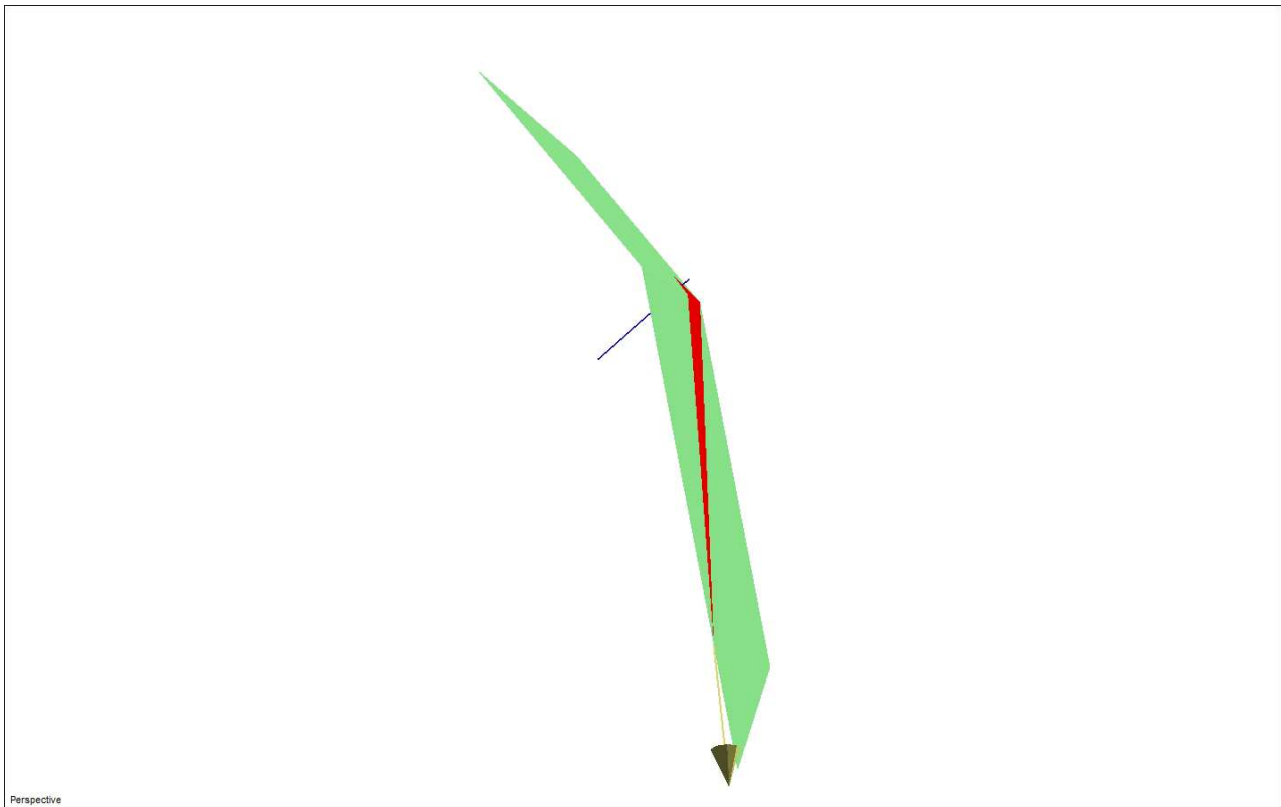


Figura 6-31

Parete con Spritz-Beton

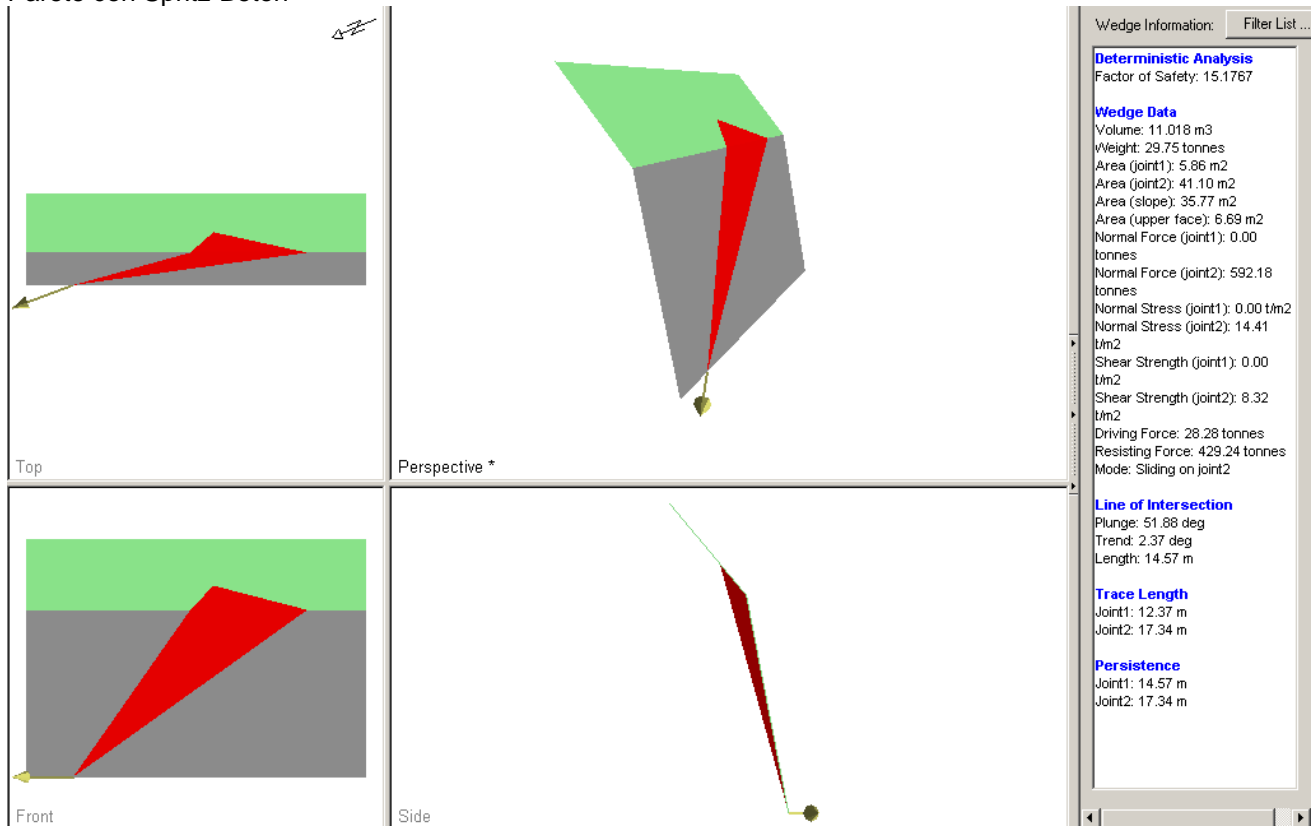


Figura 6-32

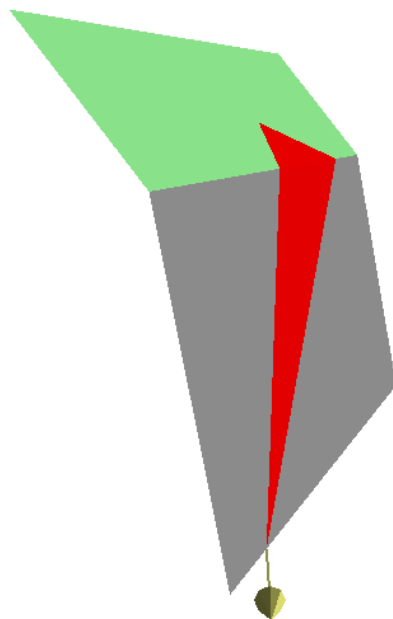


Figura 6-33

K2a – K4

Parete senza rinforzi

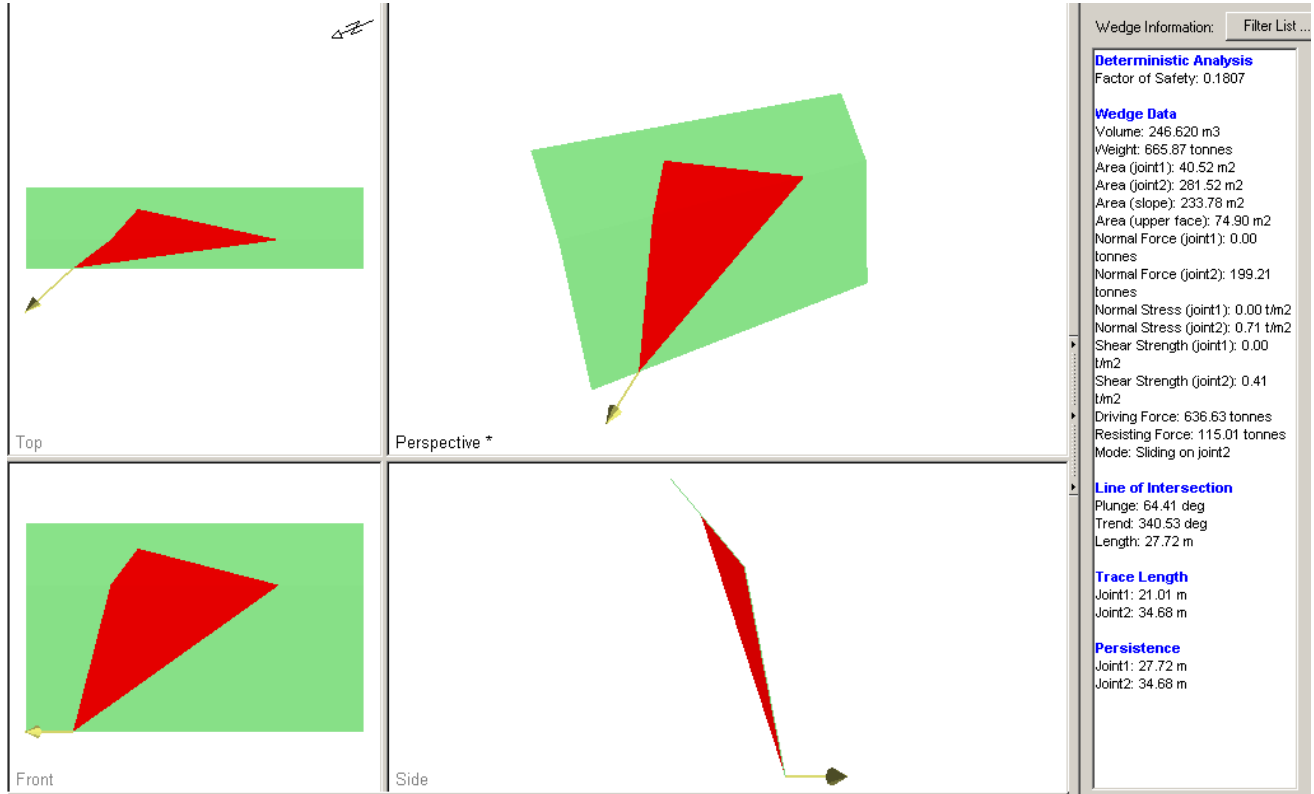
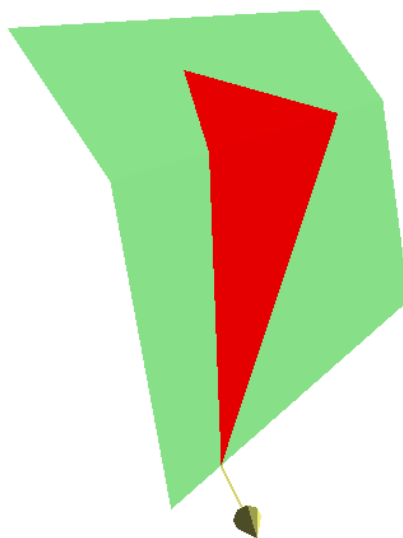


Figura 6-34



Perspective *

Figura 6-35

Parete con chiodature

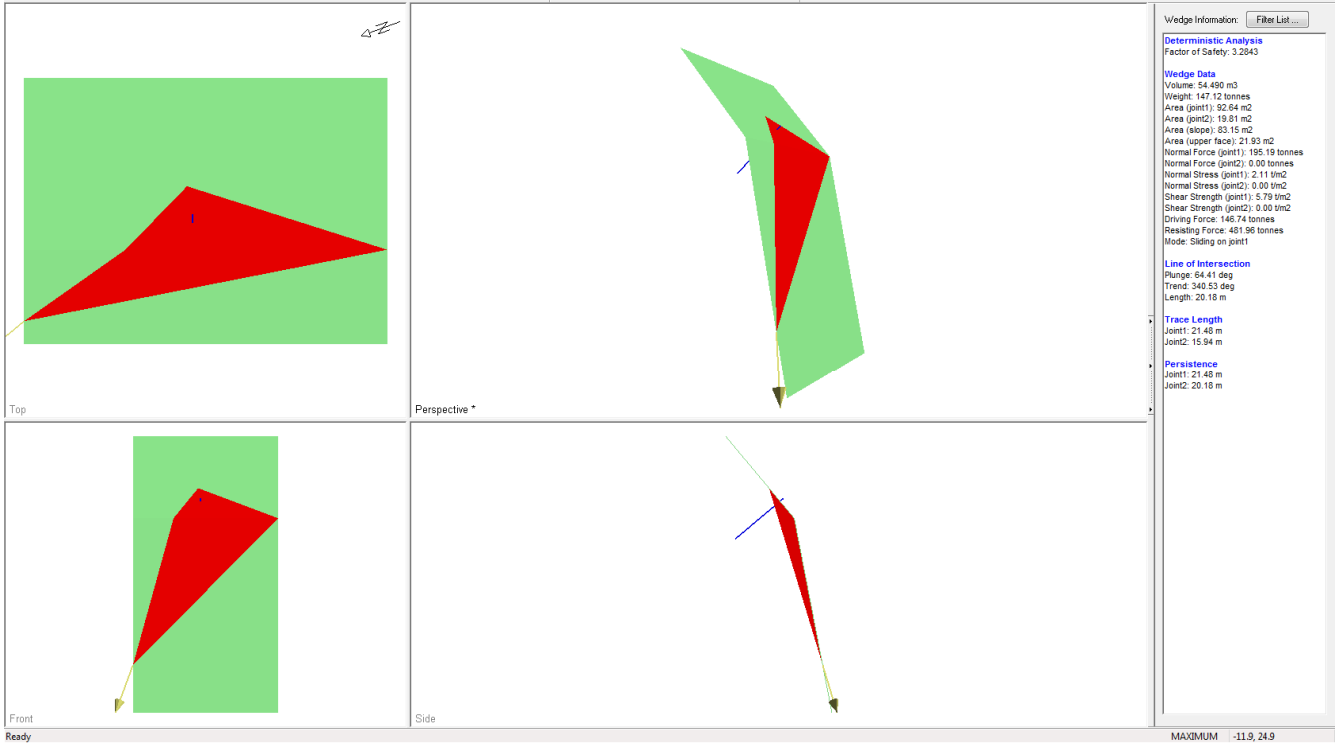


Figura 6-36

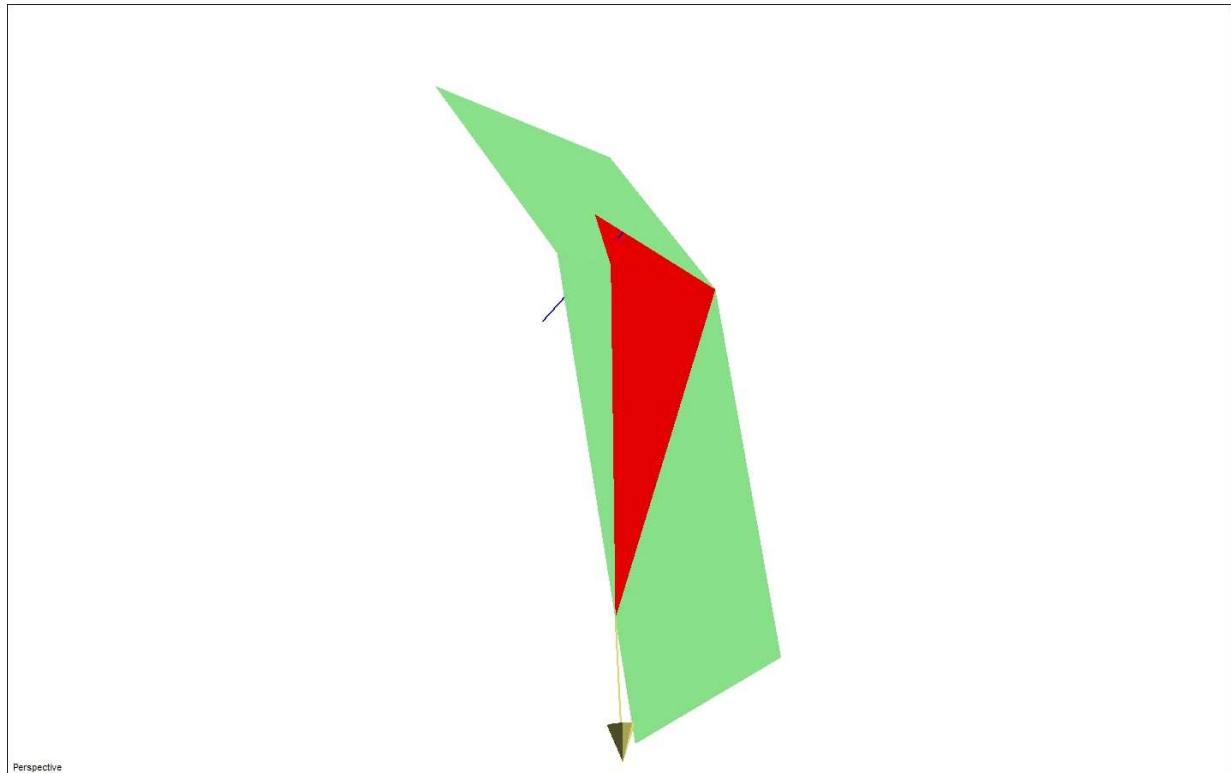


Figura 6-37

Parete con Spritz-Beton

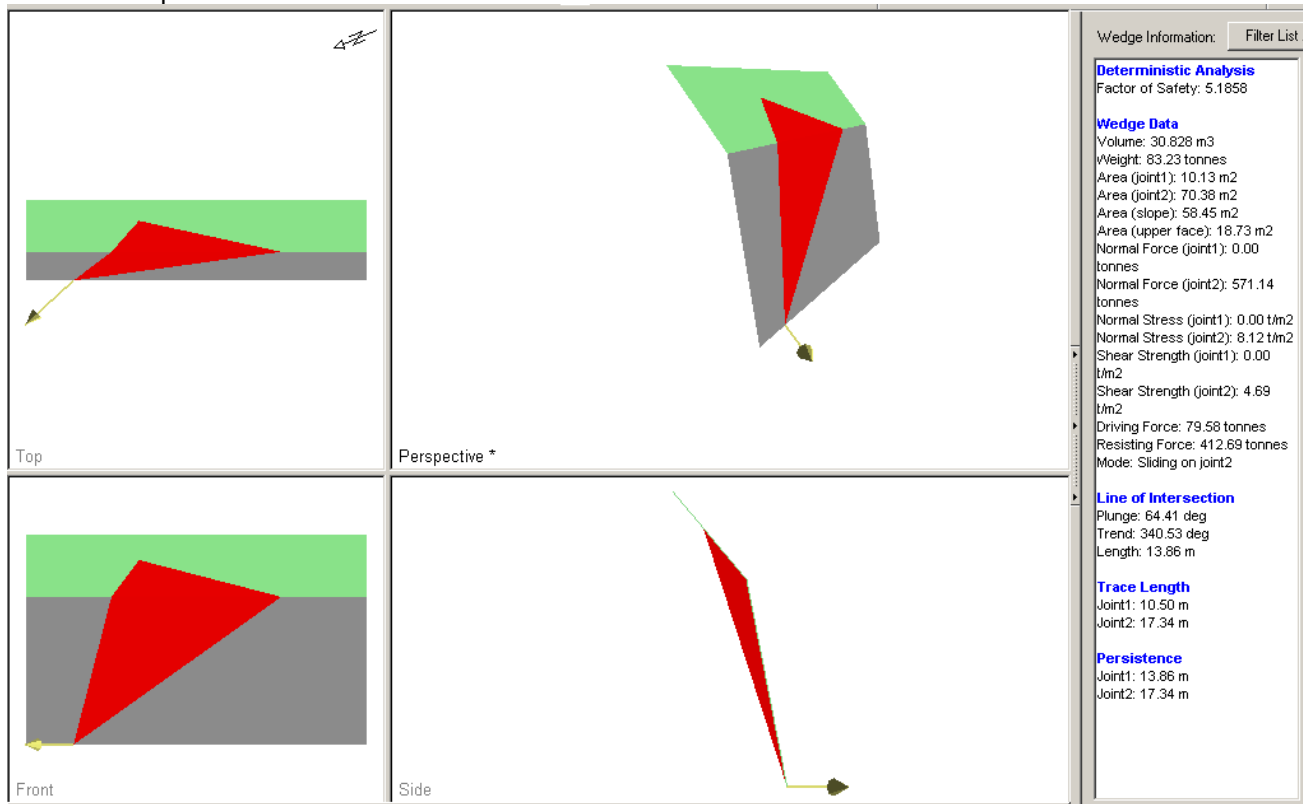


Figura 6-38

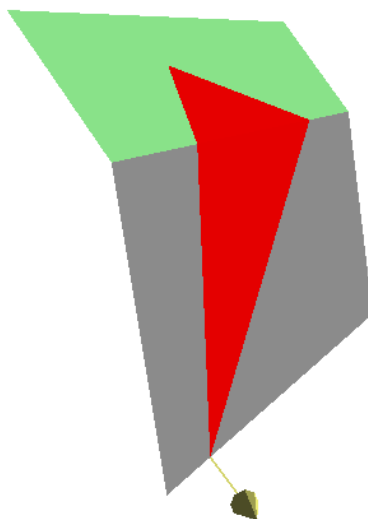


Figura 6-39

K2b – K4

Parete senza rinforzi

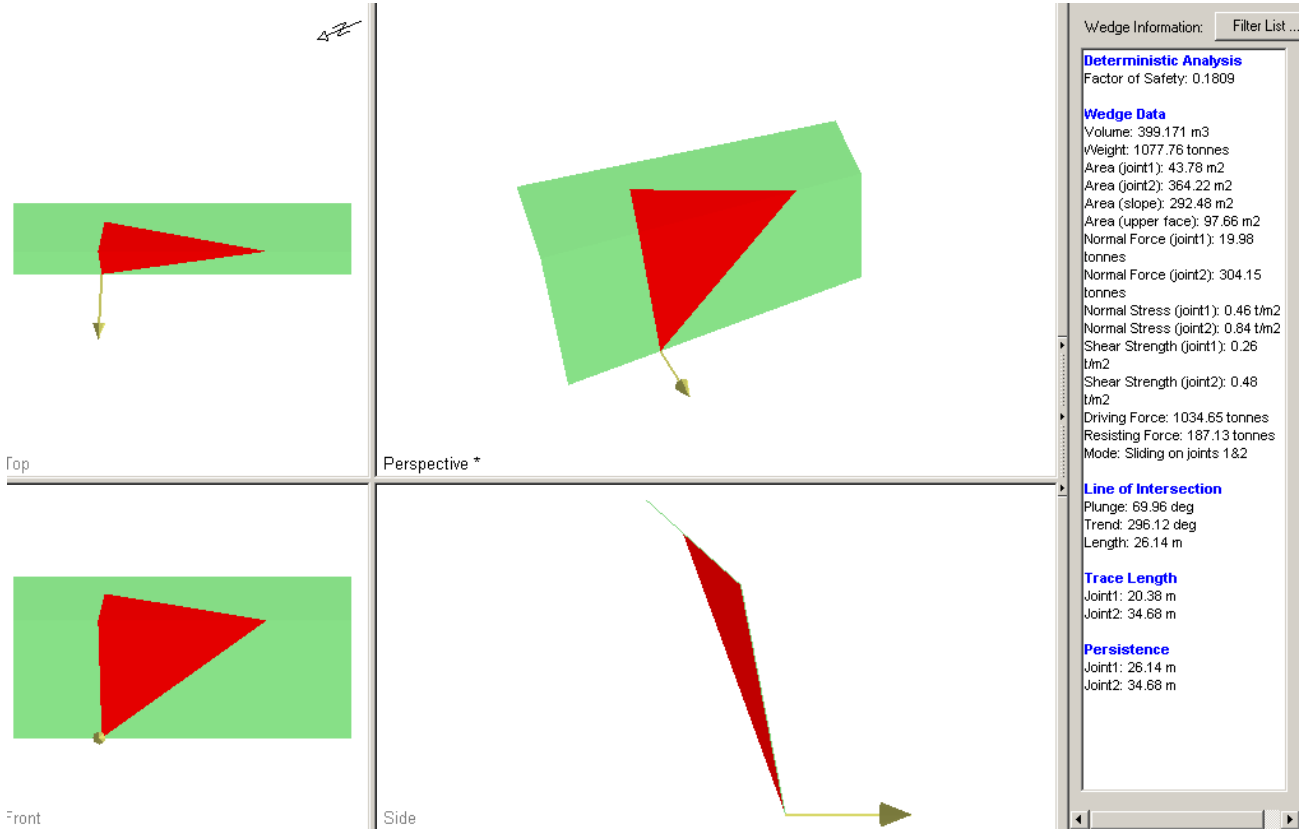


Figura 6-40

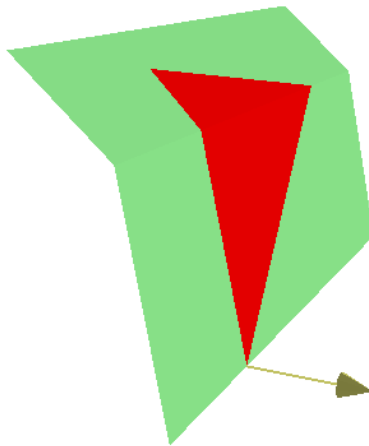


Figura 6-41

Parete con chiodature

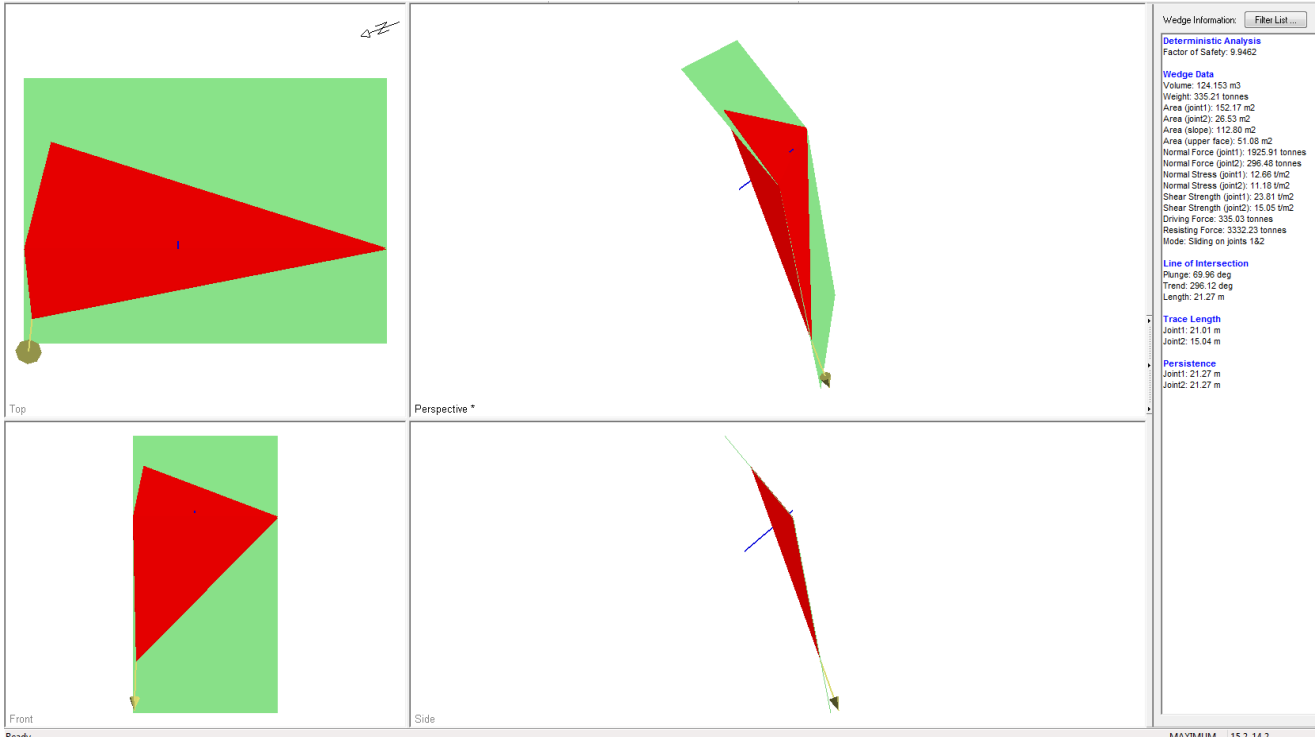


Figura 6-42

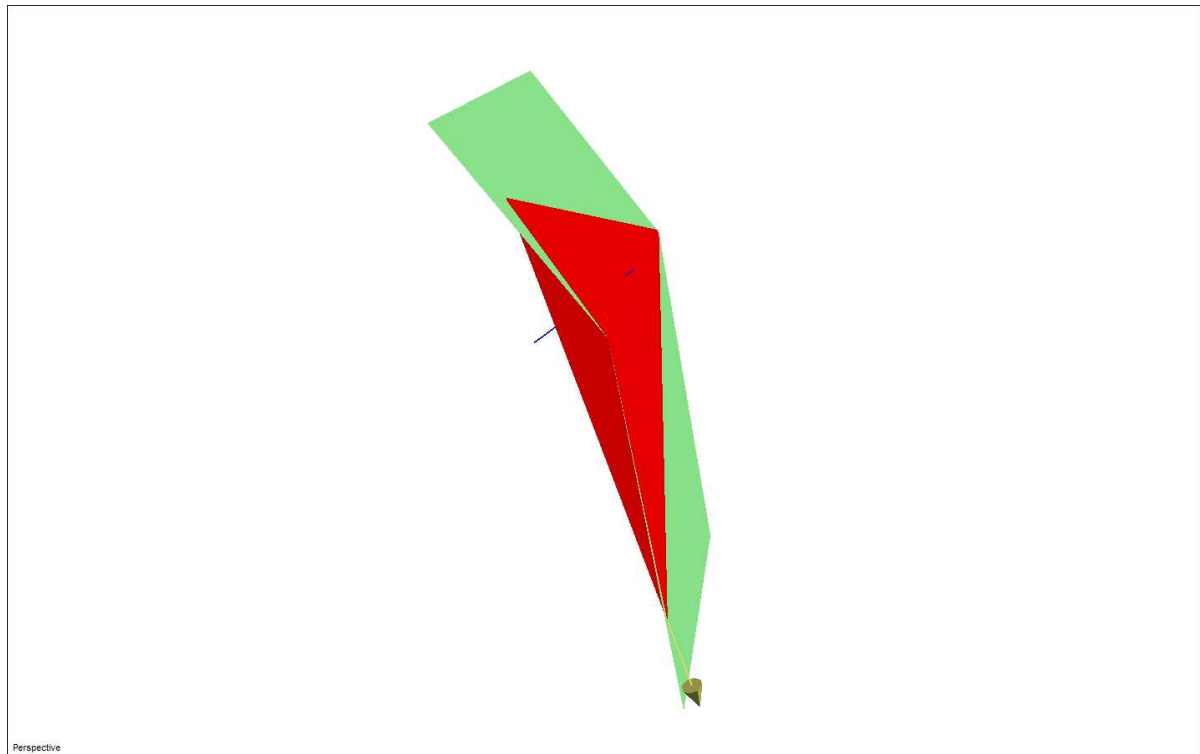
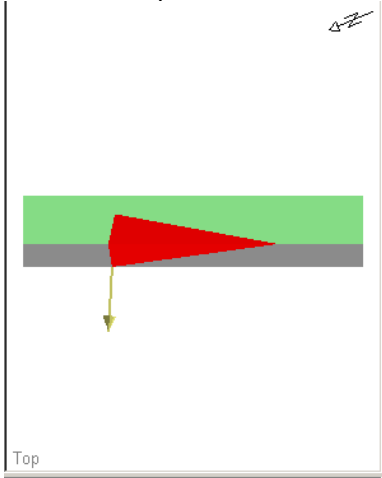
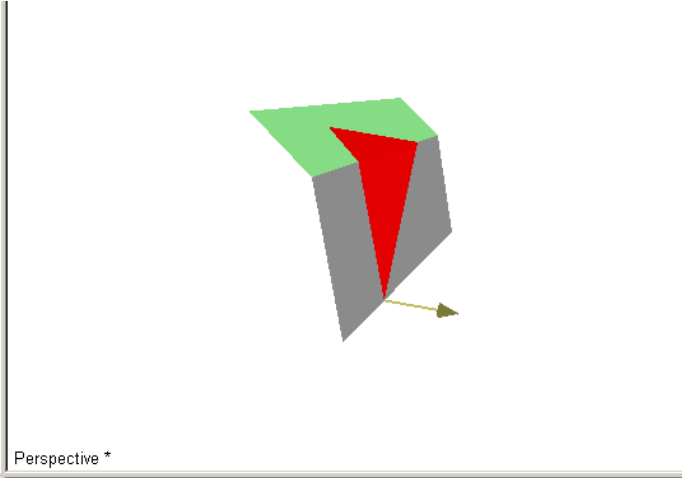


Figura 6-43

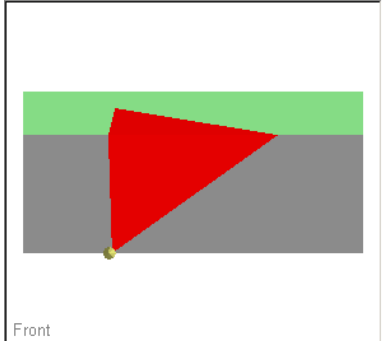
Parete con Spritz-beton



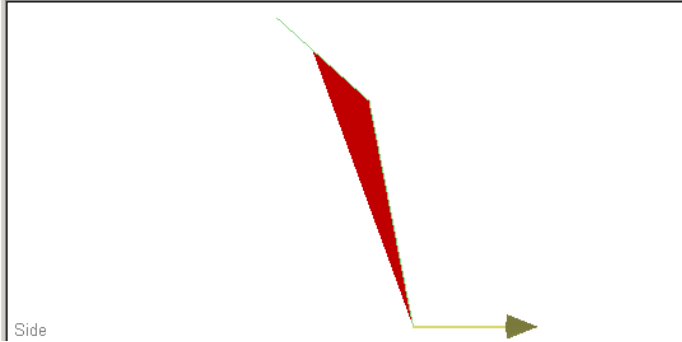
Top



Perspective *



Front



Side

Wedge Information:	Filter List ...
Deterministic Analysis	
Factor of Safety: 3.4938	
Wedge Data	
Volume: 49.896 m3	
Weight: 134.72 tonnes	
Area (joint1): 10.95 m2	
Area (joint2): 91.05 m2	
Area (slope): 73.12 m2	
Area (upper face): 24.42 m2	
Normal Force (joint1): 67.61 tonnes	
Normal Force (joint2): 565.61 tonnes	
Normal Stress (joint1): 6.18 t/m2	
Normal Stress (joint2): 6.21 t/m2	
Shear Strength (joint1): 3.57 t/m2	
Shear Strength (joint2): 3.59 t/m2	
Driving Force: 129.33 tonnes	
Resisting Force: 451.86 tonnes	
Mode: Sliding on joints 1&2	
Line of Intersection	
Plunge: 69.96 deg	
Trend: 296.12 deg	
Length: 13.07 m	
Trace Length	
Joint1: 10.19 m	
Joint2: 17.34 m	
Persistence	
Joint1: 13.07 m	
Joint2: 17.34 m	

Figura 6-44

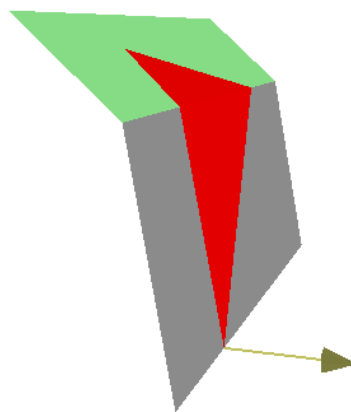


Figura 6-45

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5101ECVRBGA1E00002B00 Foglio 59 di 95

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva contenente i coefficienti di sicurezza ottenuti nelle analisi.

	FS (senza rinforzi)	FS (Chiodi)	FS (Spritz-beton)
K1/Ks	0.5409	3.04	83.73
K1/K4	0.5296	2.267	1.467
Ks/K4	2.01	10.819	2.642
K3/K4	0.1918	7.677	15.176
K2a/K4	0.1807	3.2843	5.186
K2b/K4	0.1809	9.9462	3.494

6.3.3. Parete laterale (tratto "A")

Come dedotto anche dalle verifiche grafiche, di seguito si riportano le combinazioni che possono generare cunei potenzialmente instabili.

KS - K1

Parete senza rinforzi

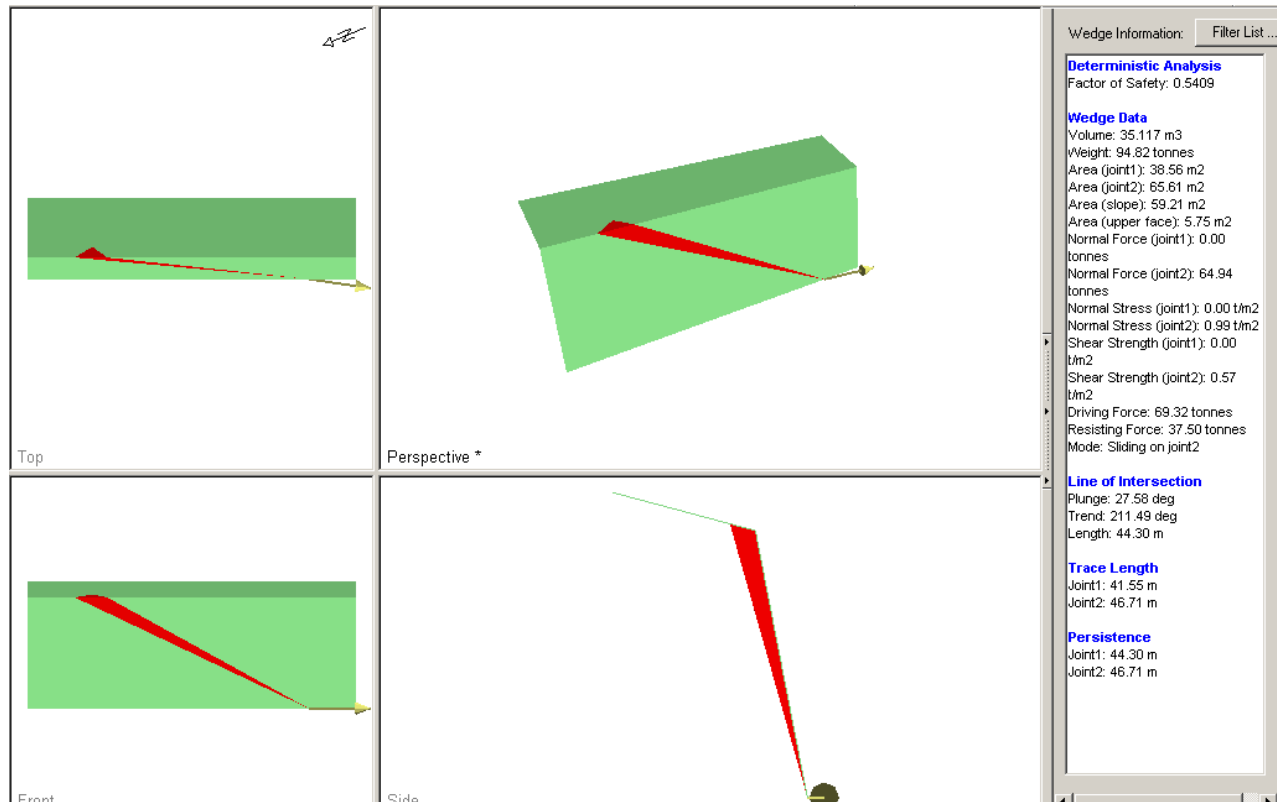


Figura 6-46

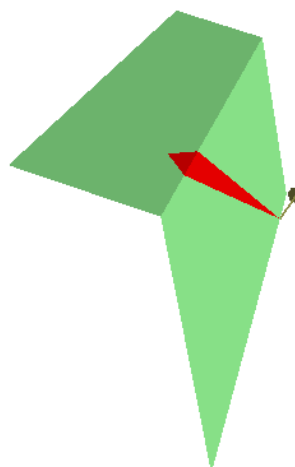


Figura 6-47

Parete con chiodature

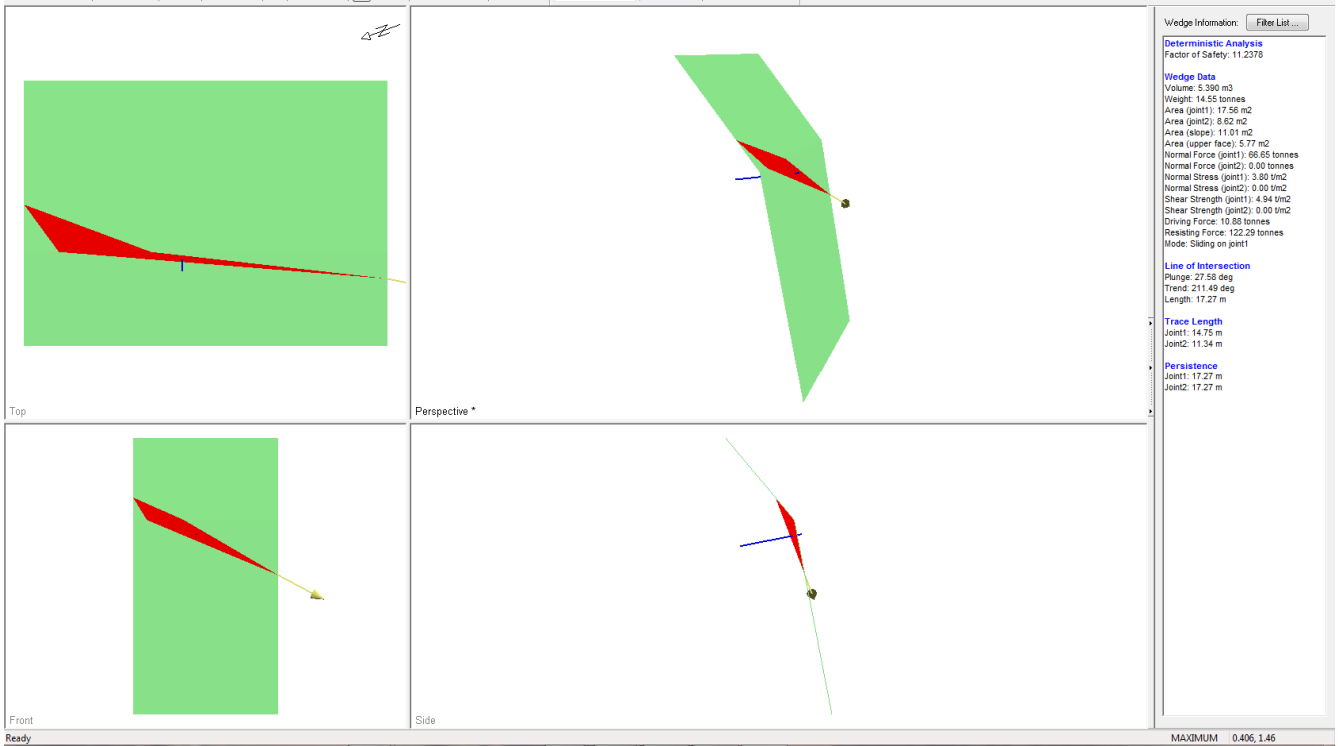


Figura 6-48

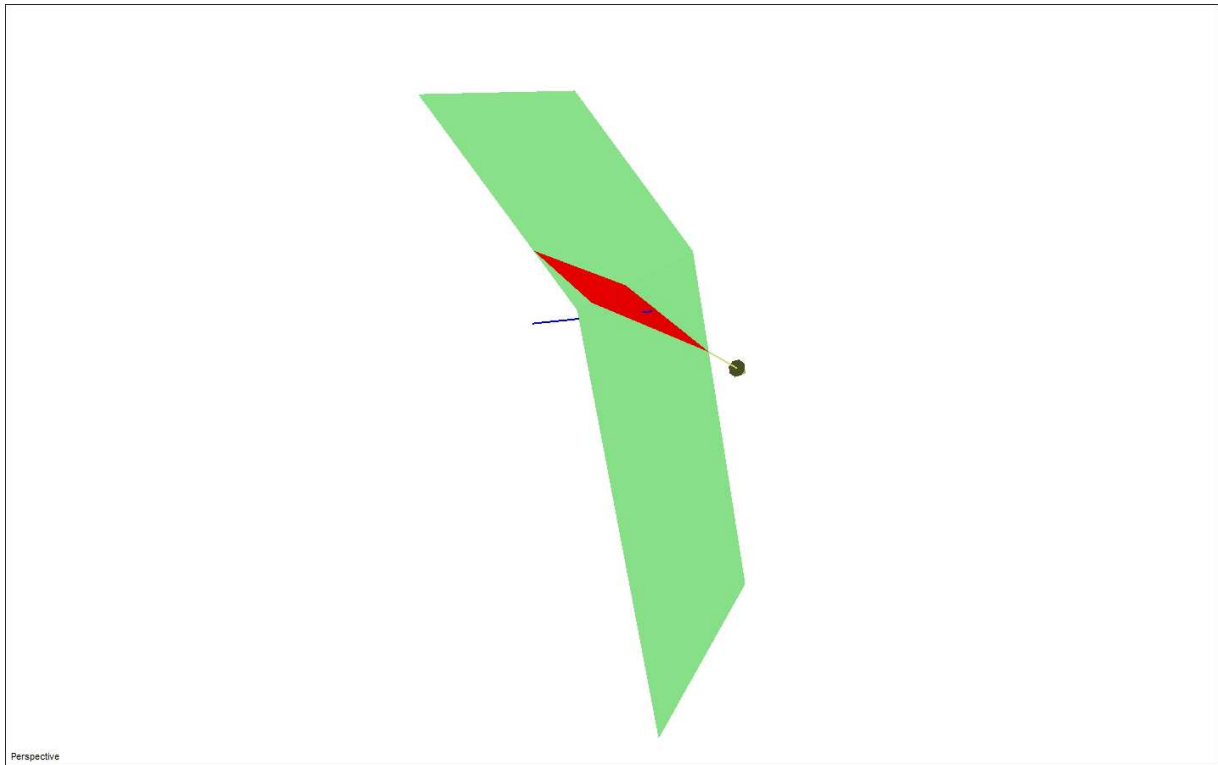


Figura 6-49

K1 – K4

Parete senza rinforzi

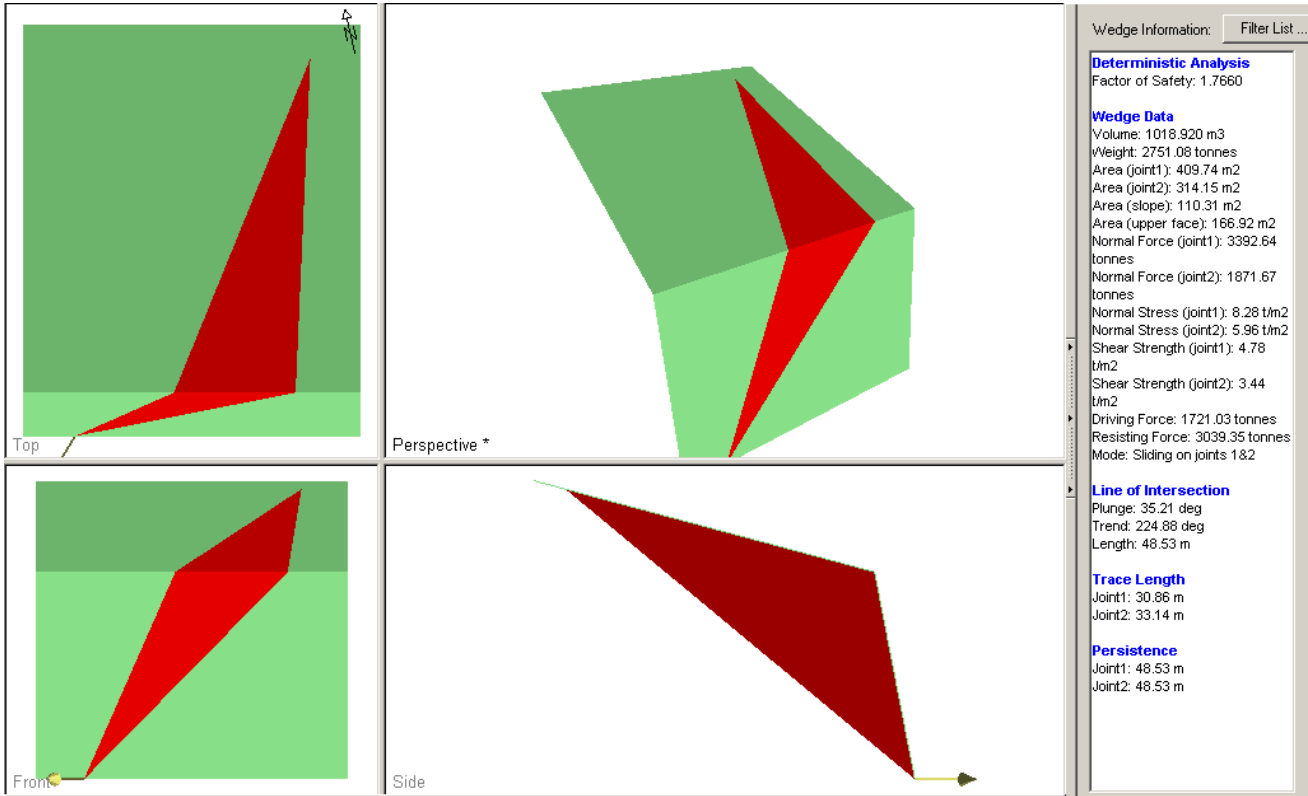


Figura 6-50

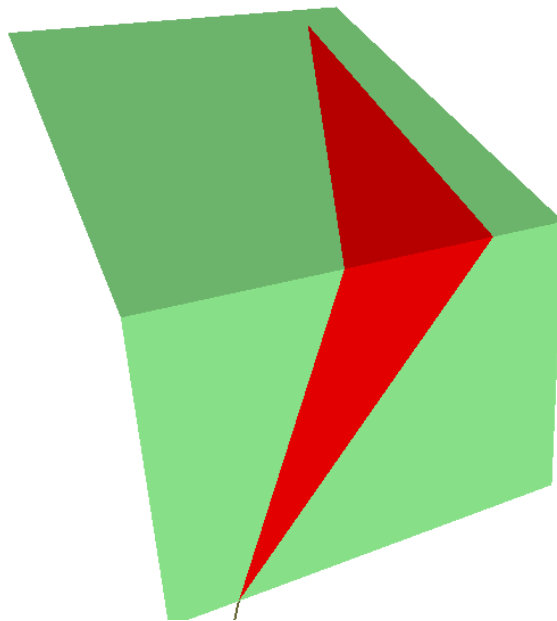


Figura 6-51

Parete con chiodature

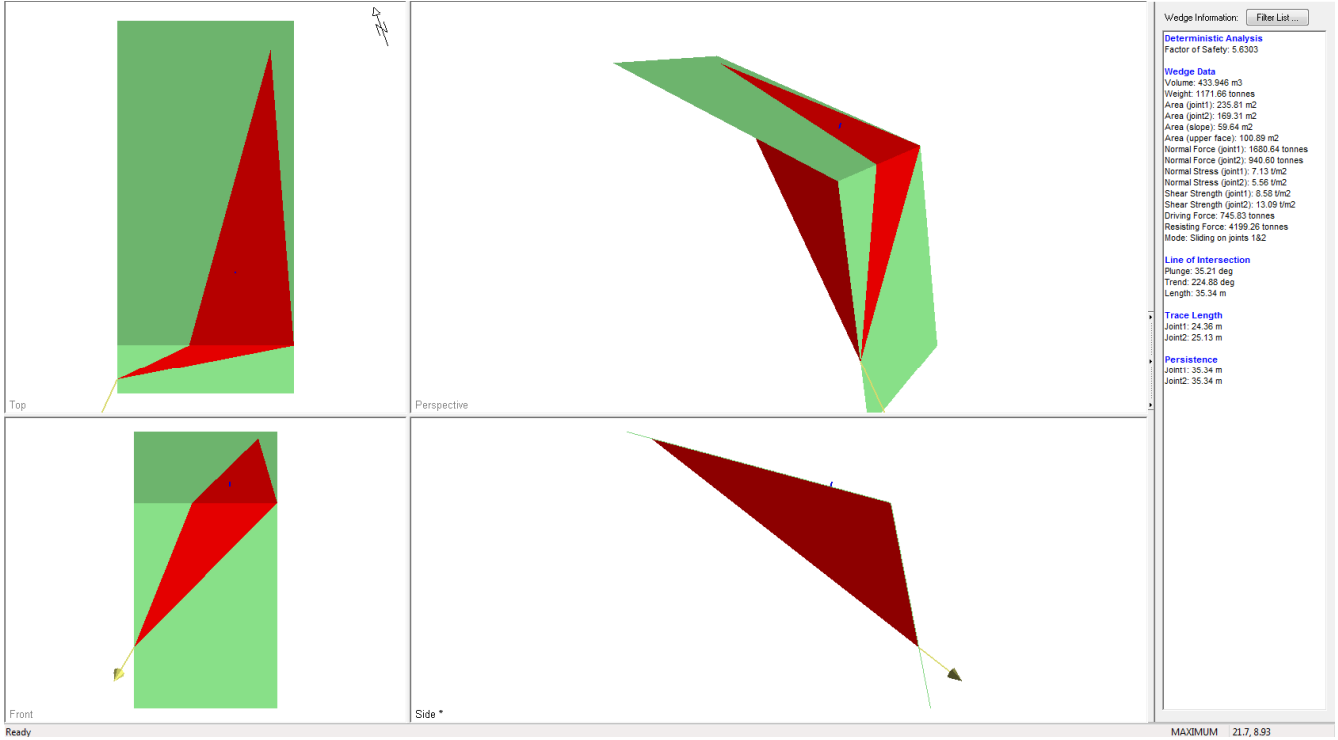


Figura 6-52

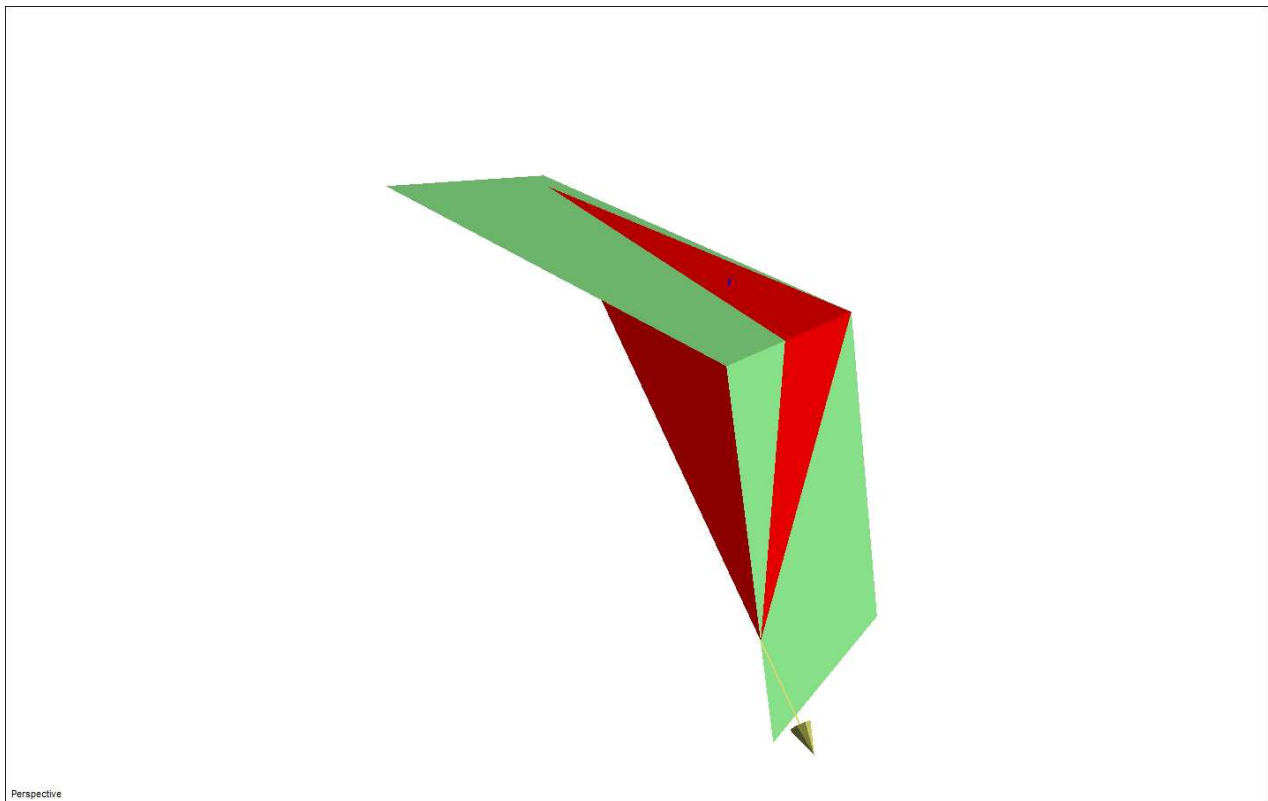


Figura 6-53

K1a – KS

Parwete senza rinforzi

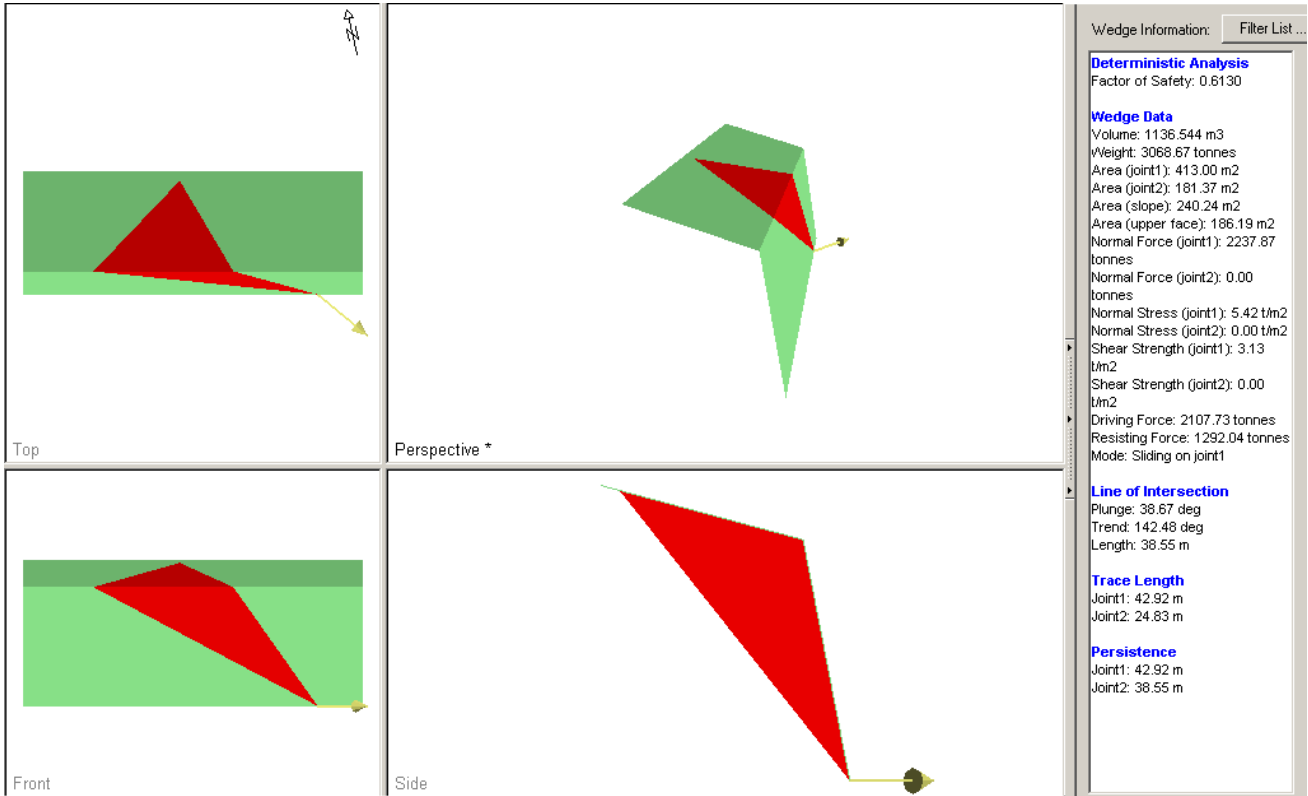


Figura 6-54

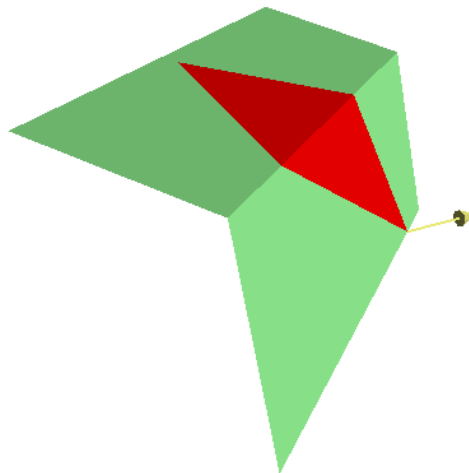


Figura 6-55

Parete con chiodature

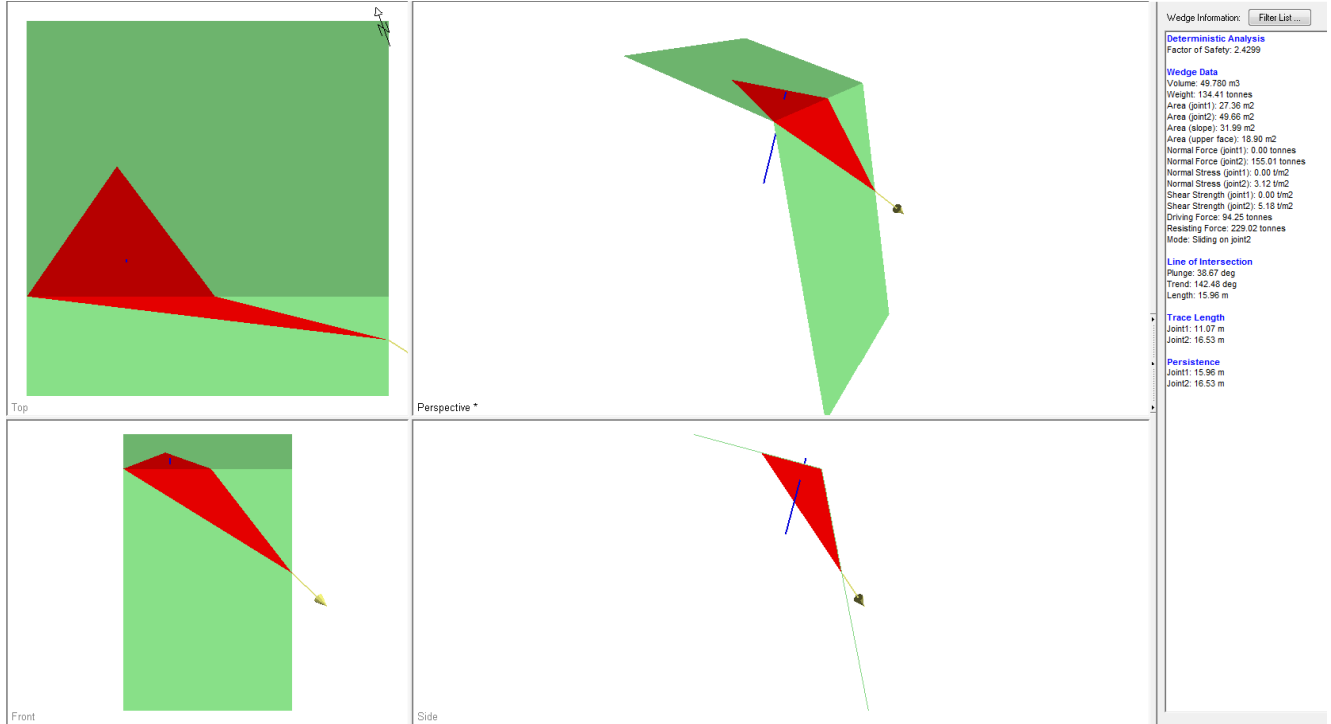


Figura 6-56

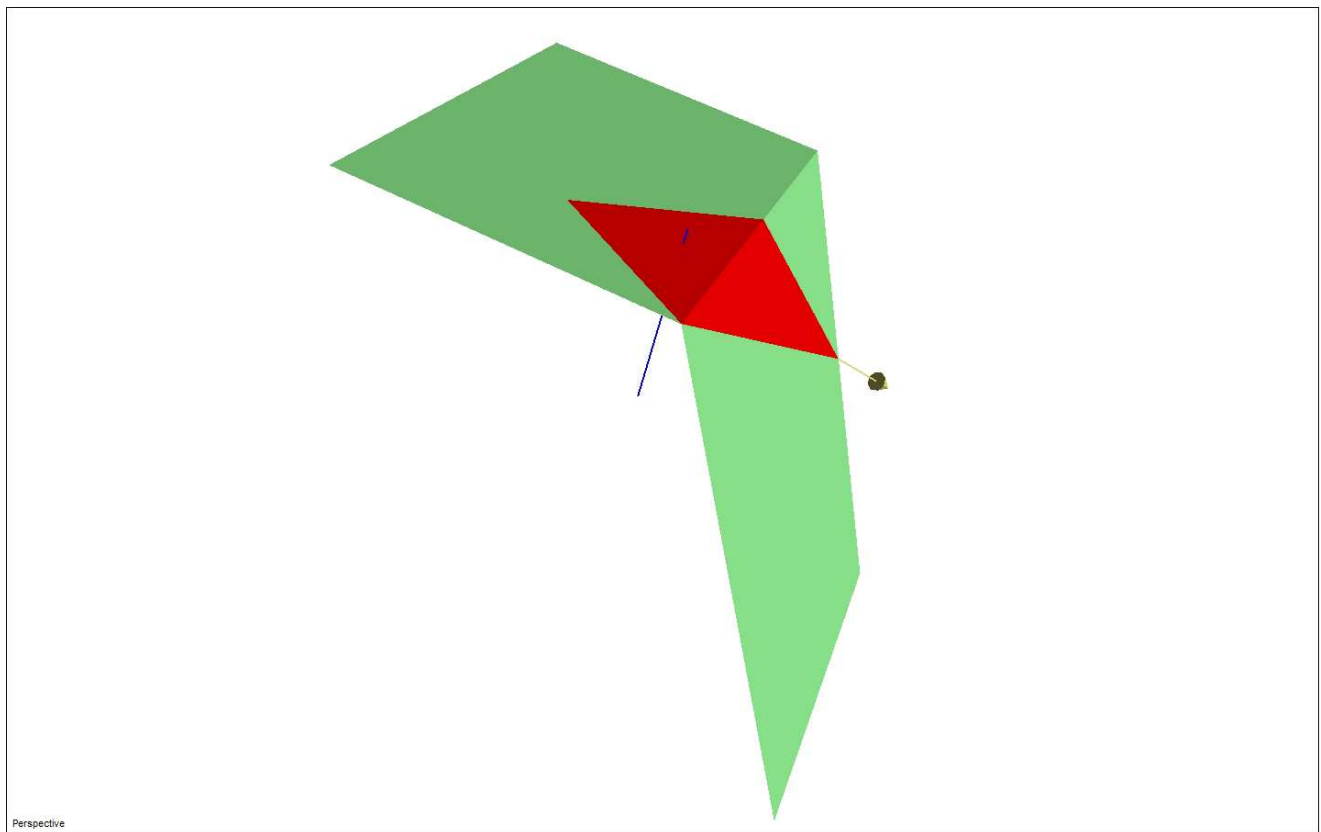


Figura 6-57

K1a – K2a

Parete senza rinforzi

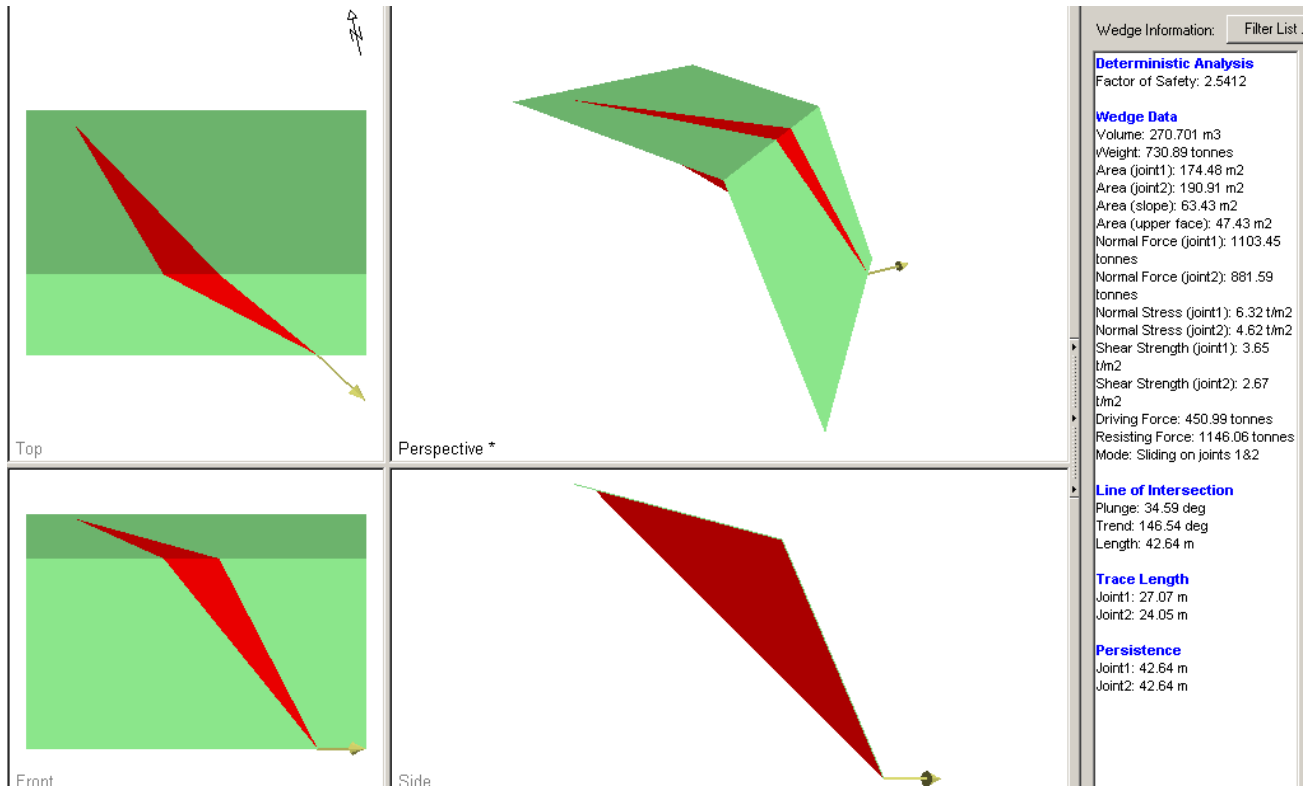


Figura 6-58

renactive *

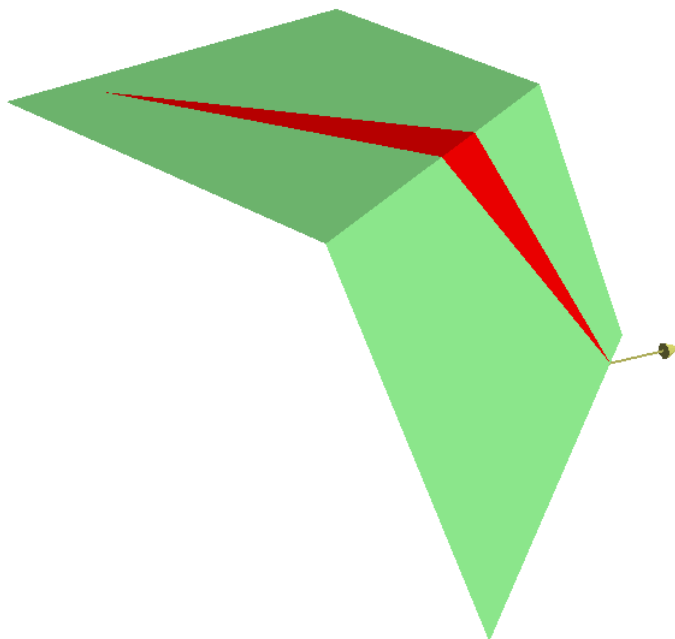


Figura 6-59

Parete con chiodature

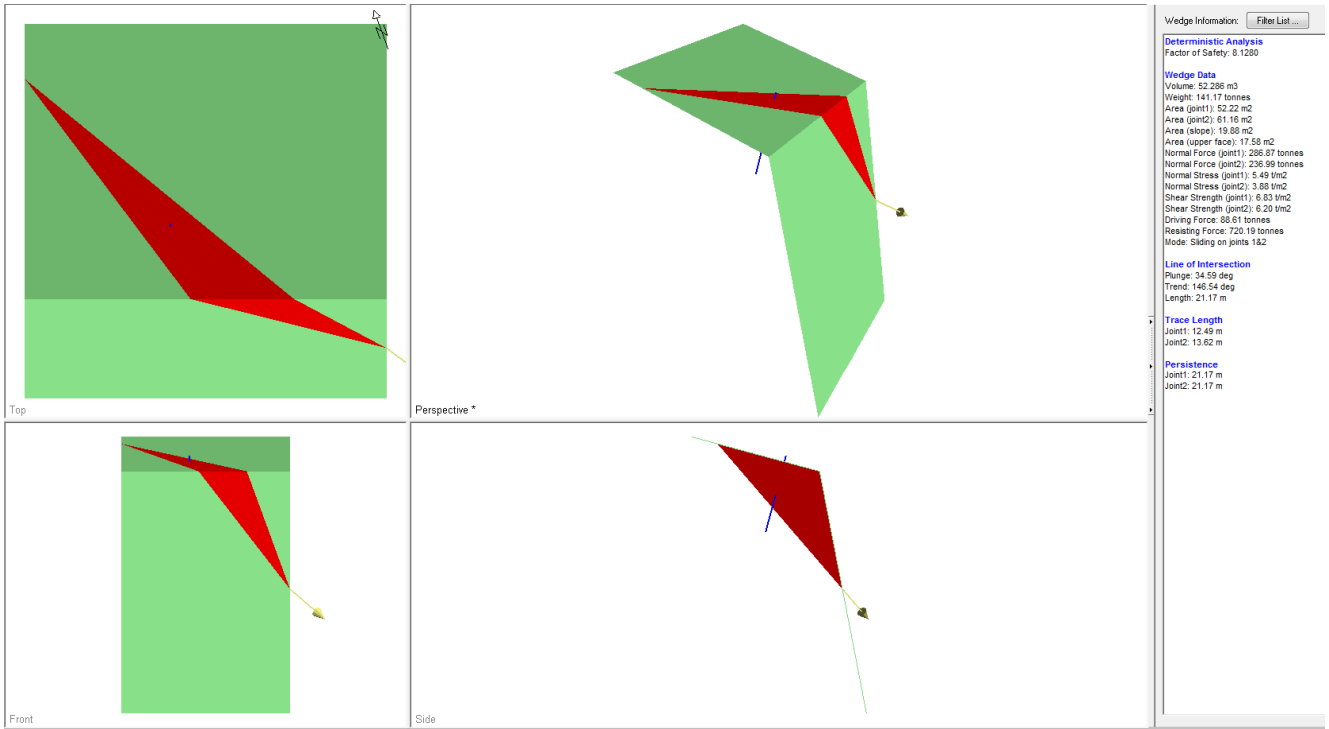


Figura 6-60

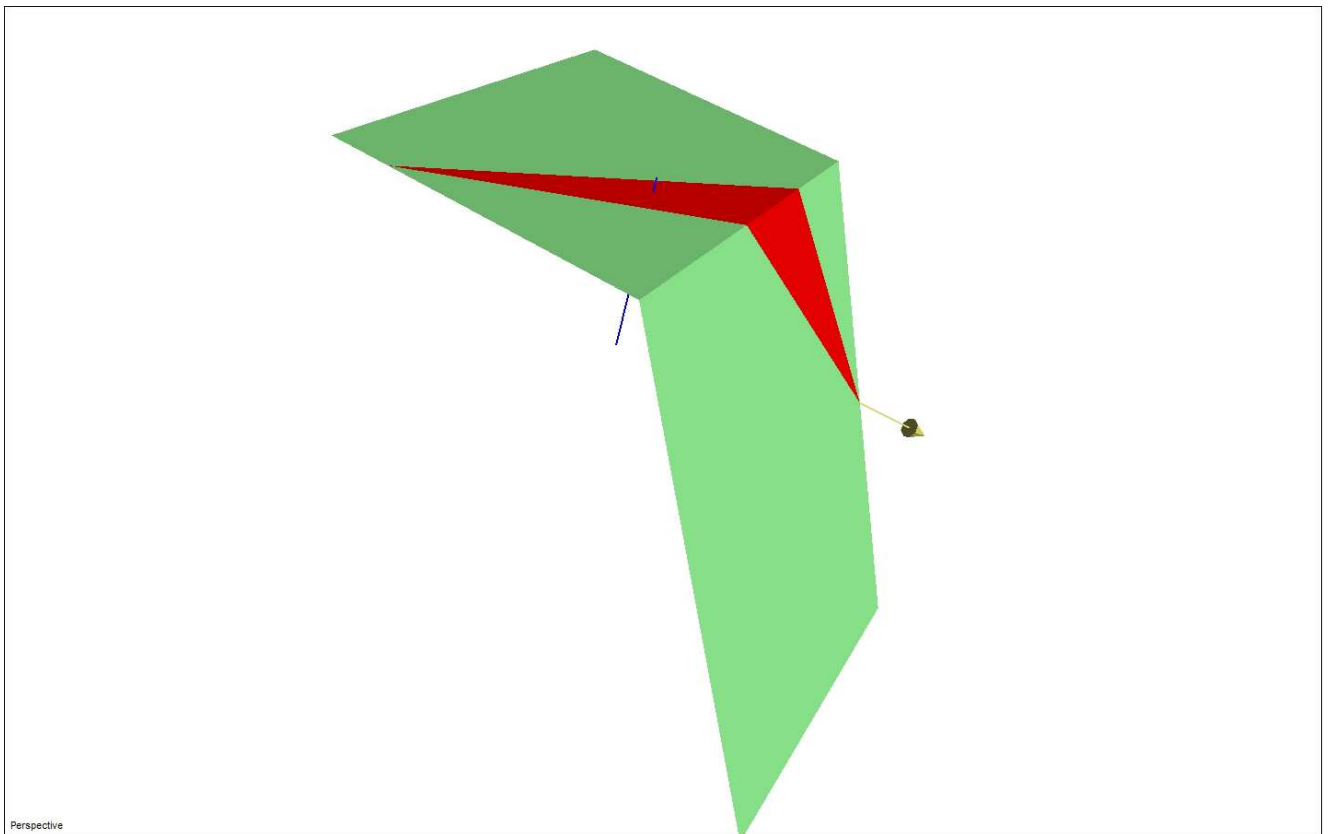


Figura 6-61

K1a – K2b

Parete senza chiodature

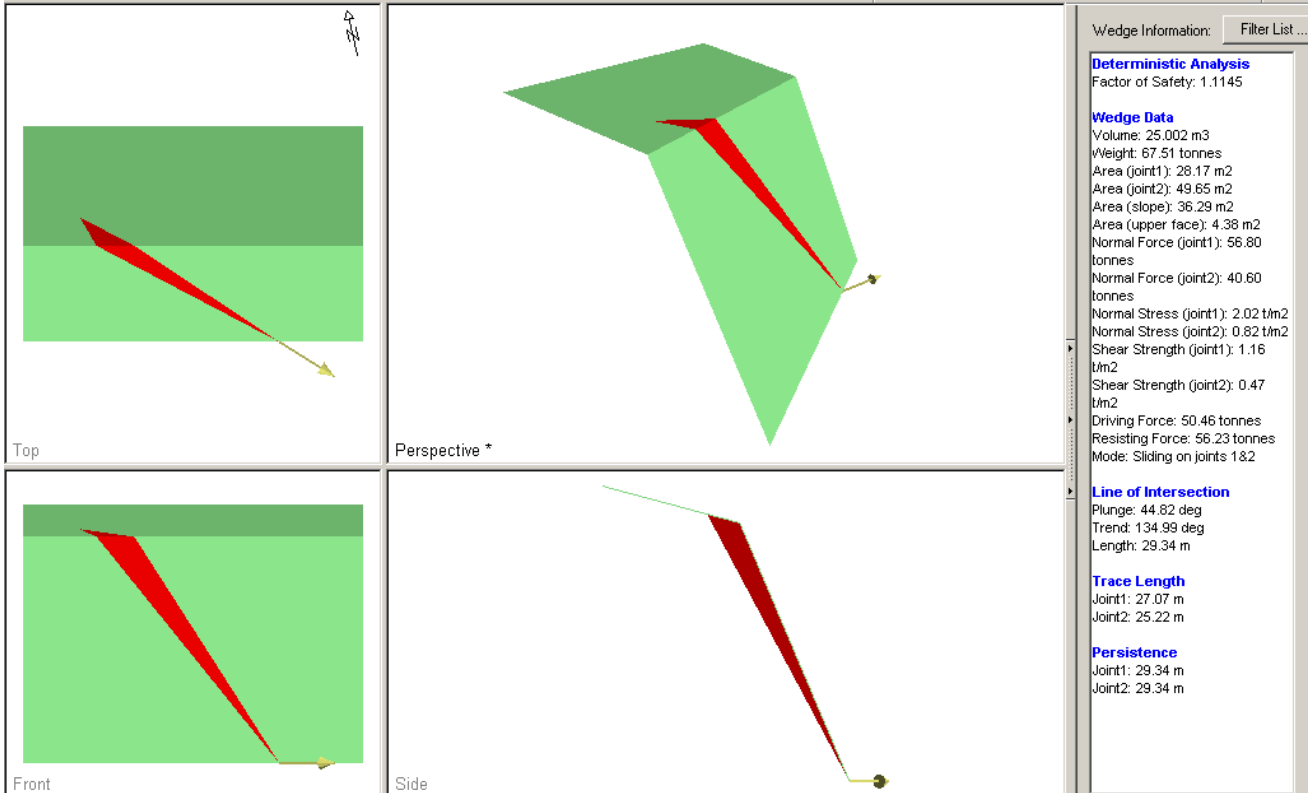


Figura 6-62

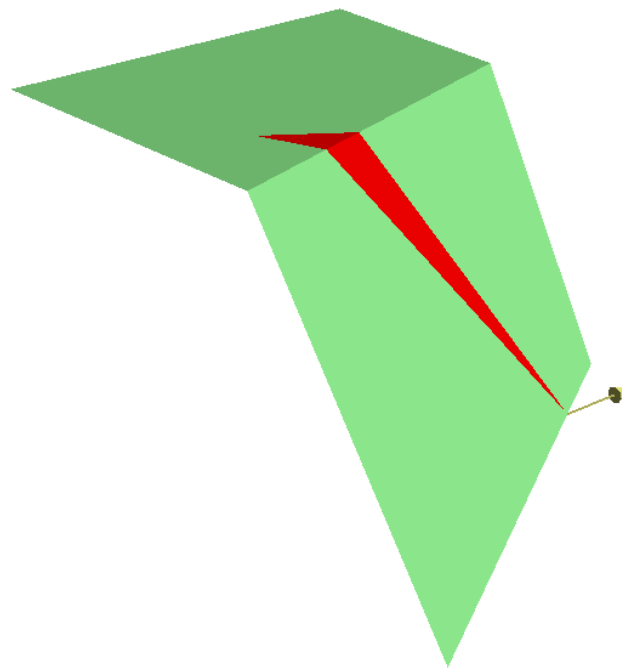


Figura 6-63

Parete con chiodature

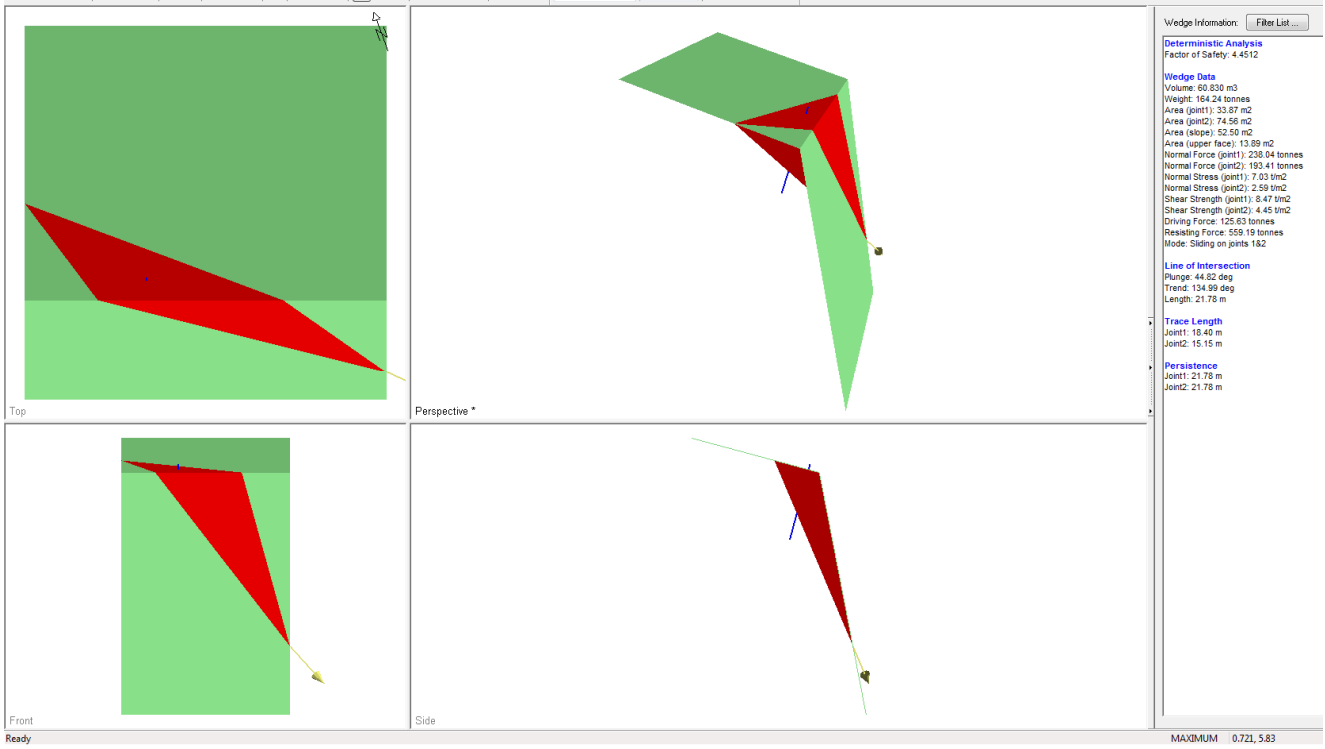


Figura 6-64

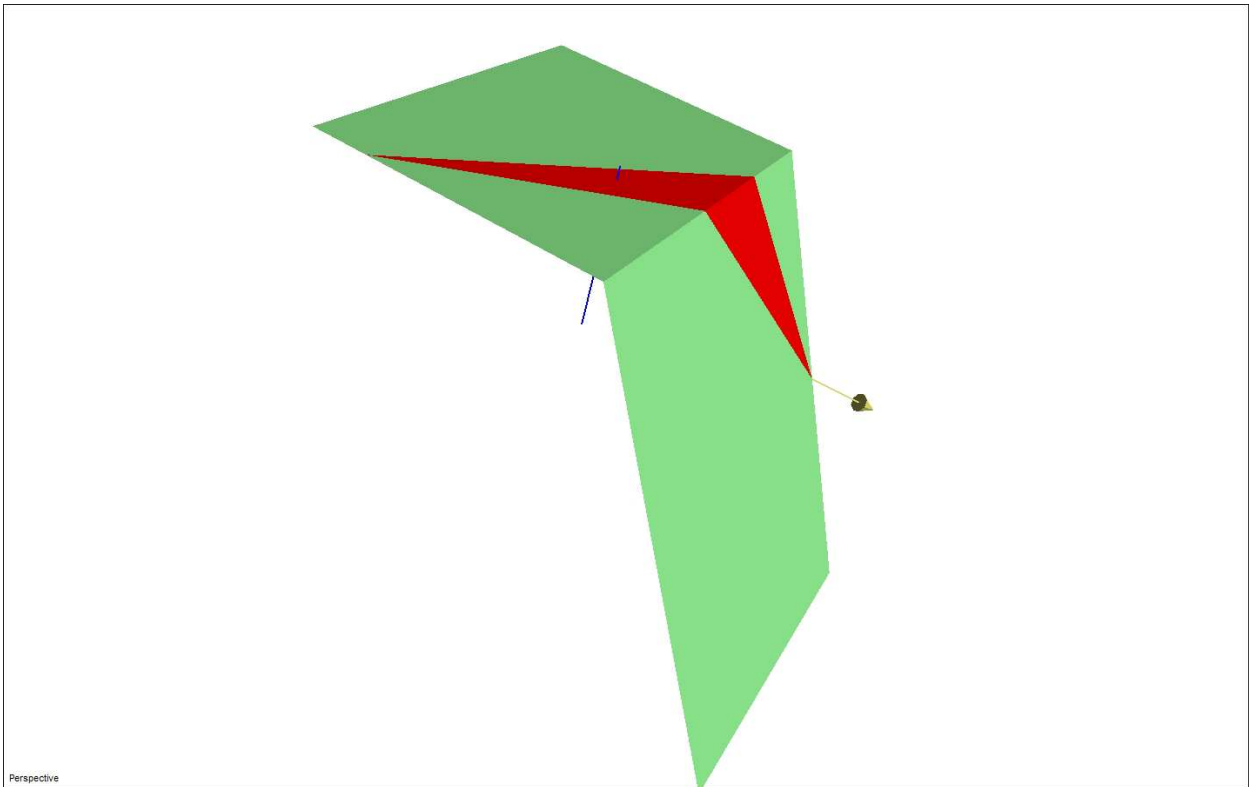


Figura 6-65

KS – K4

Parete senza chodature

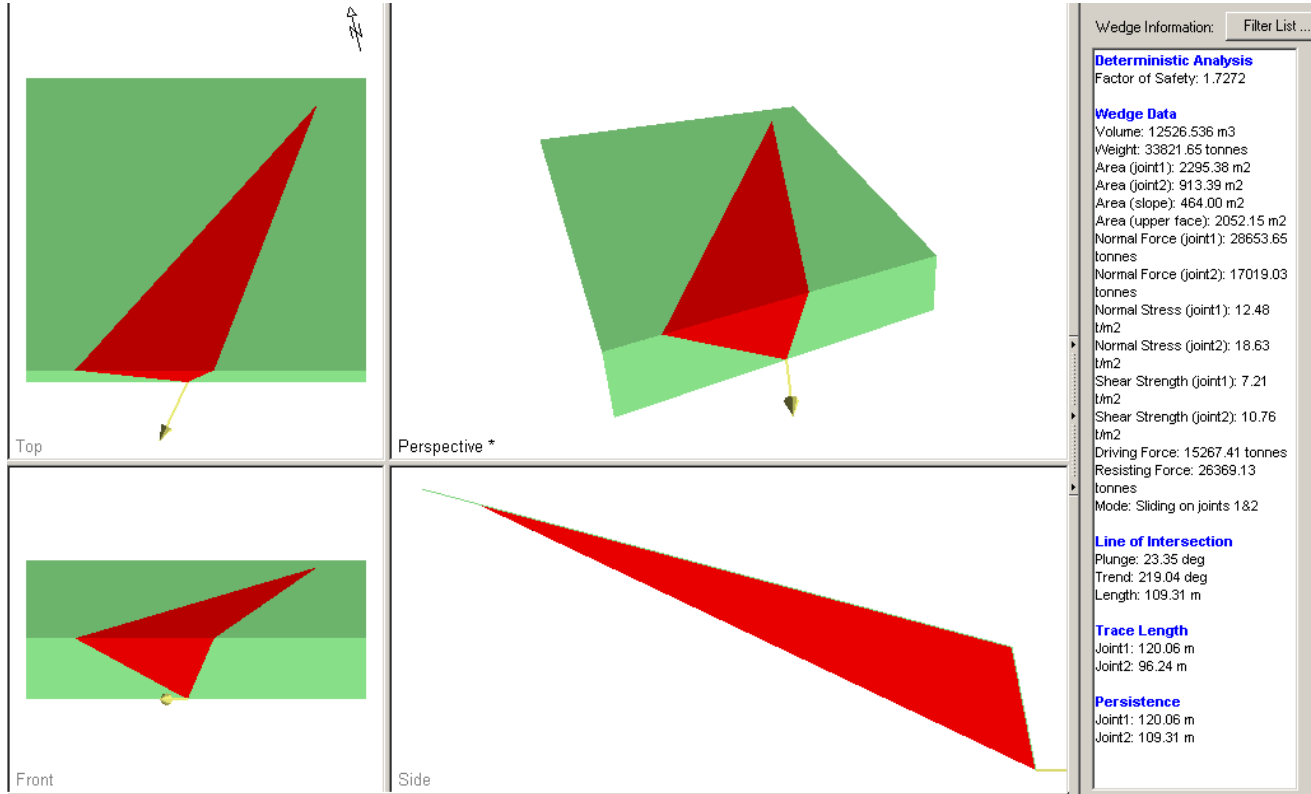


Figura 6-66

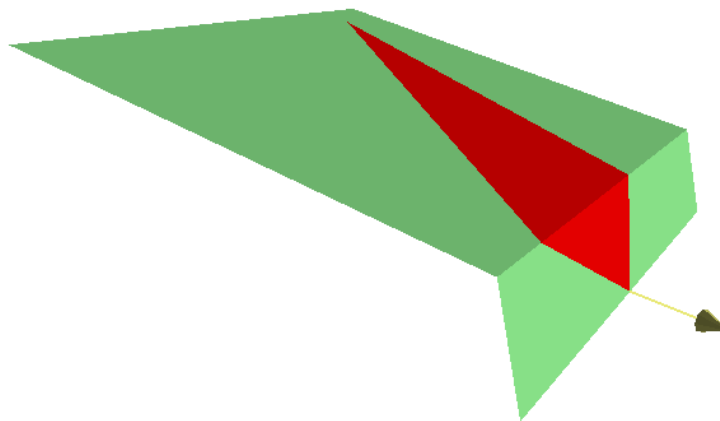


Figura 6-67

Parete con chiodature

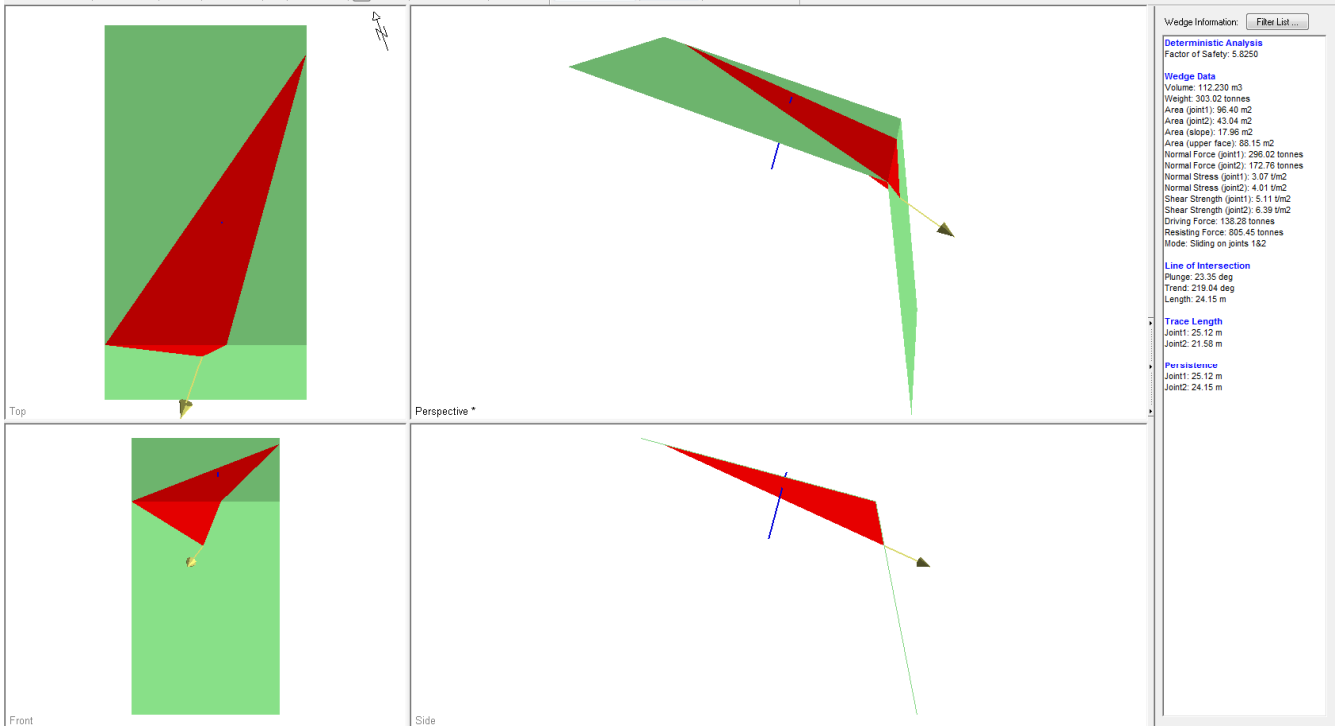


Figura 6-68

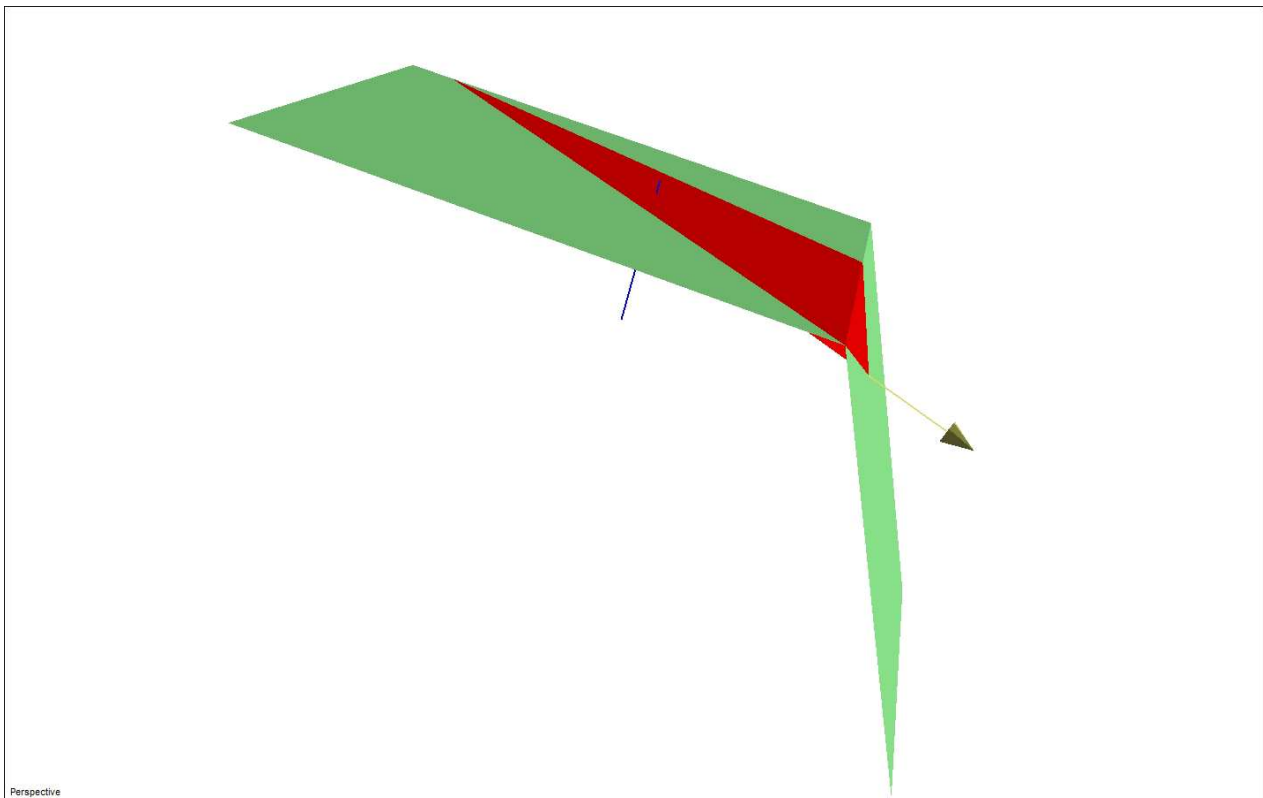


Figura 6-69

KS – K2a

Parete senza chiodature

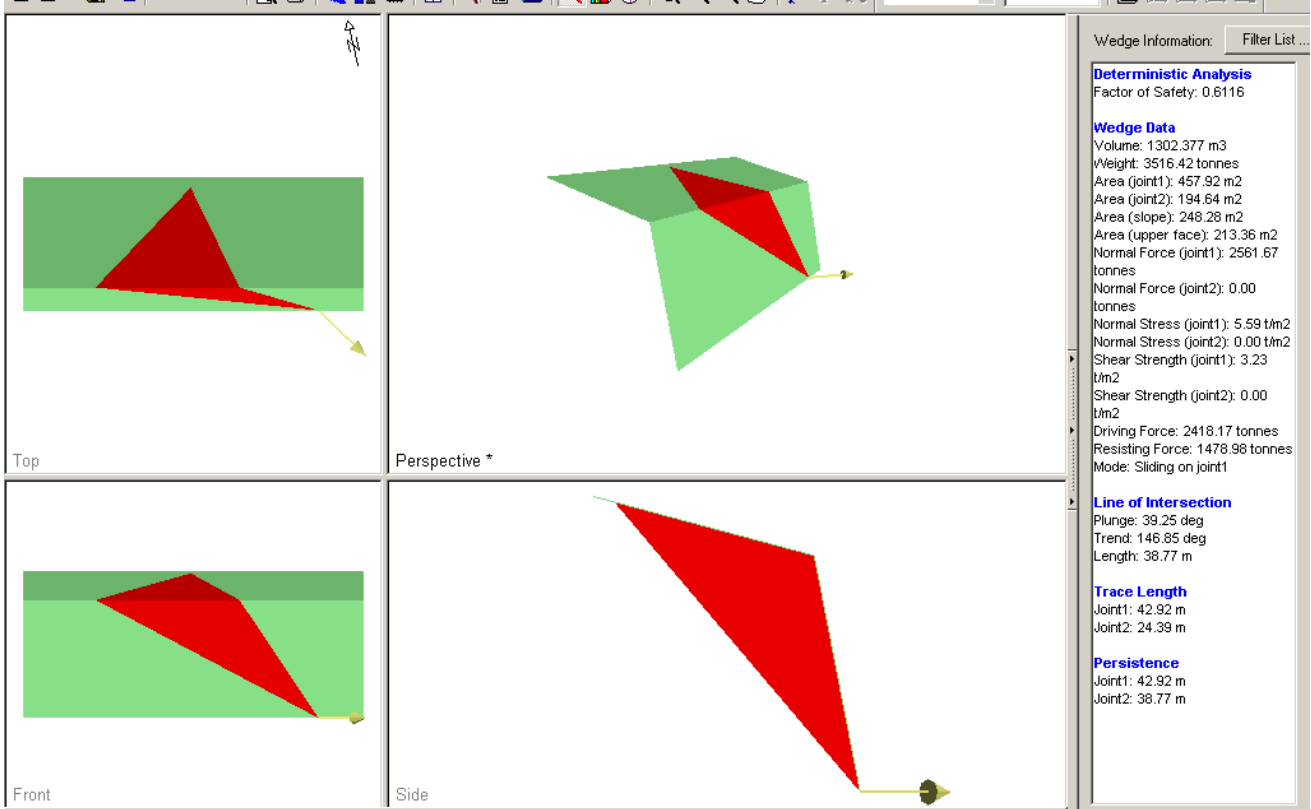


Figura 6-70

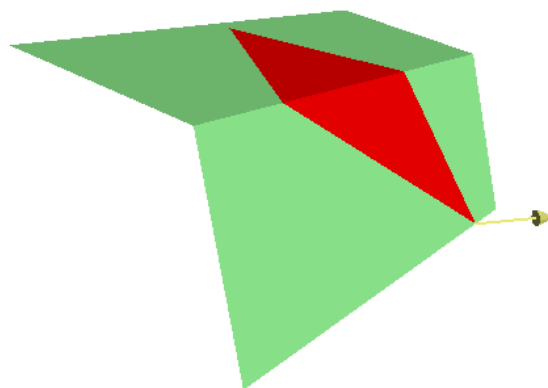


Figura 6-71

Parete con chiodature

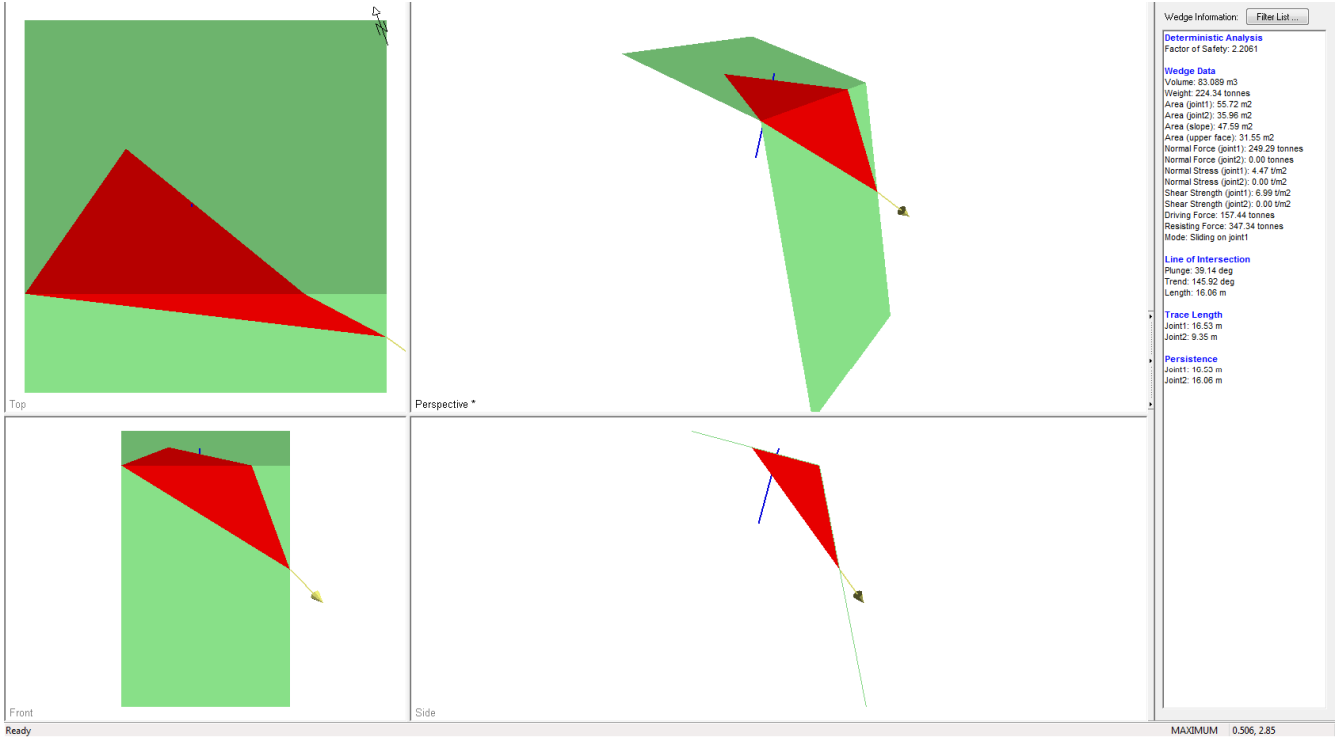


Figura 6-72

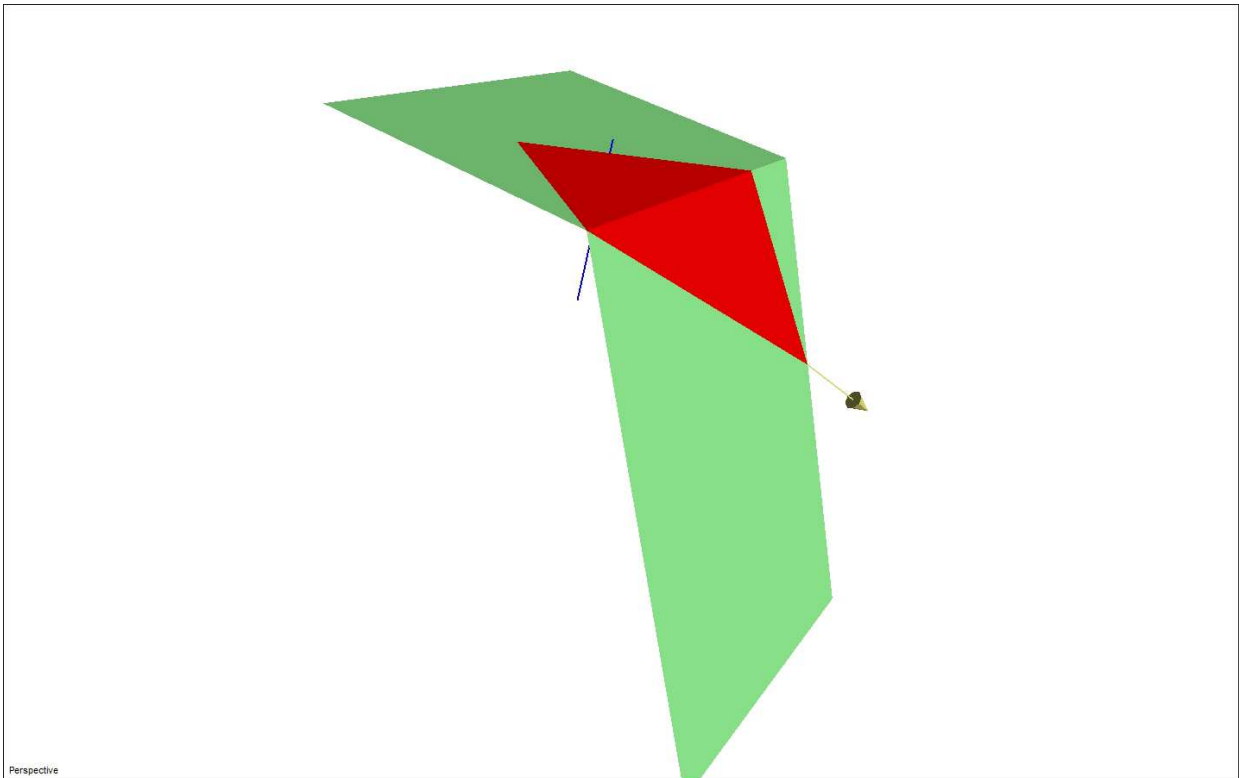


Figura 6-73

KS – K2b

Parete senza chiodature

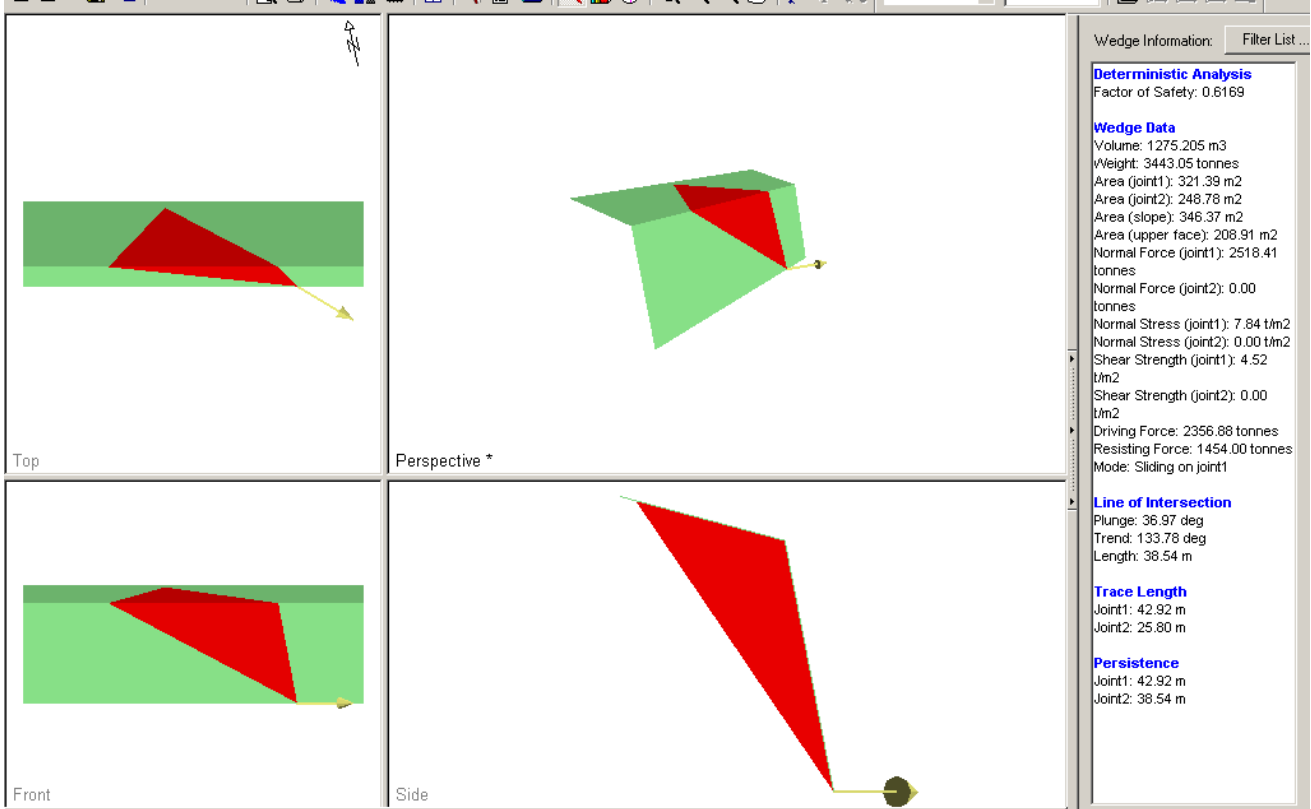


Figura 6-74

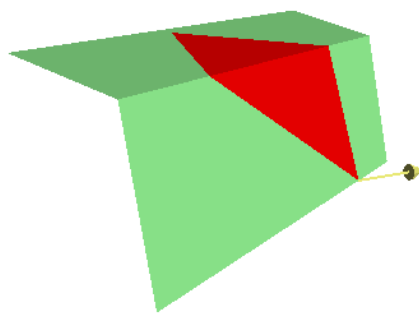


Figura 6-75

Parete con chiodature

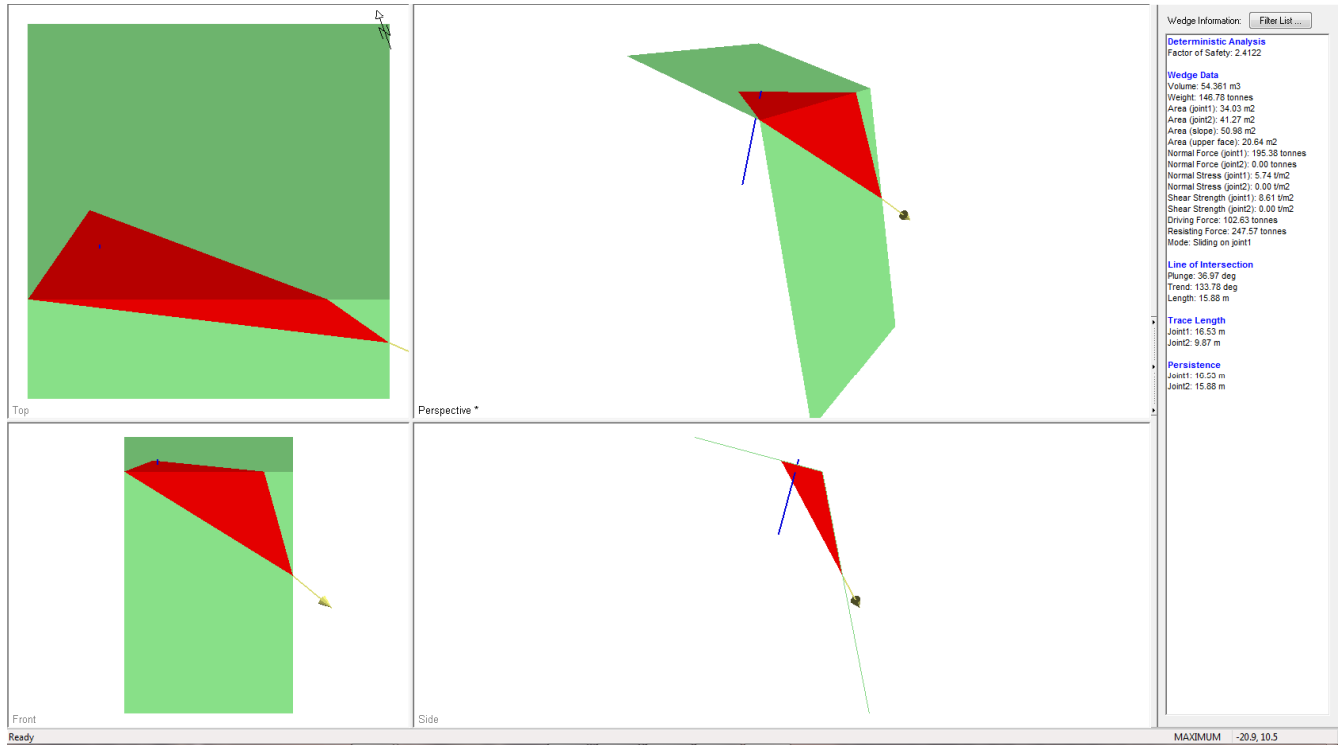


Figura 6-76

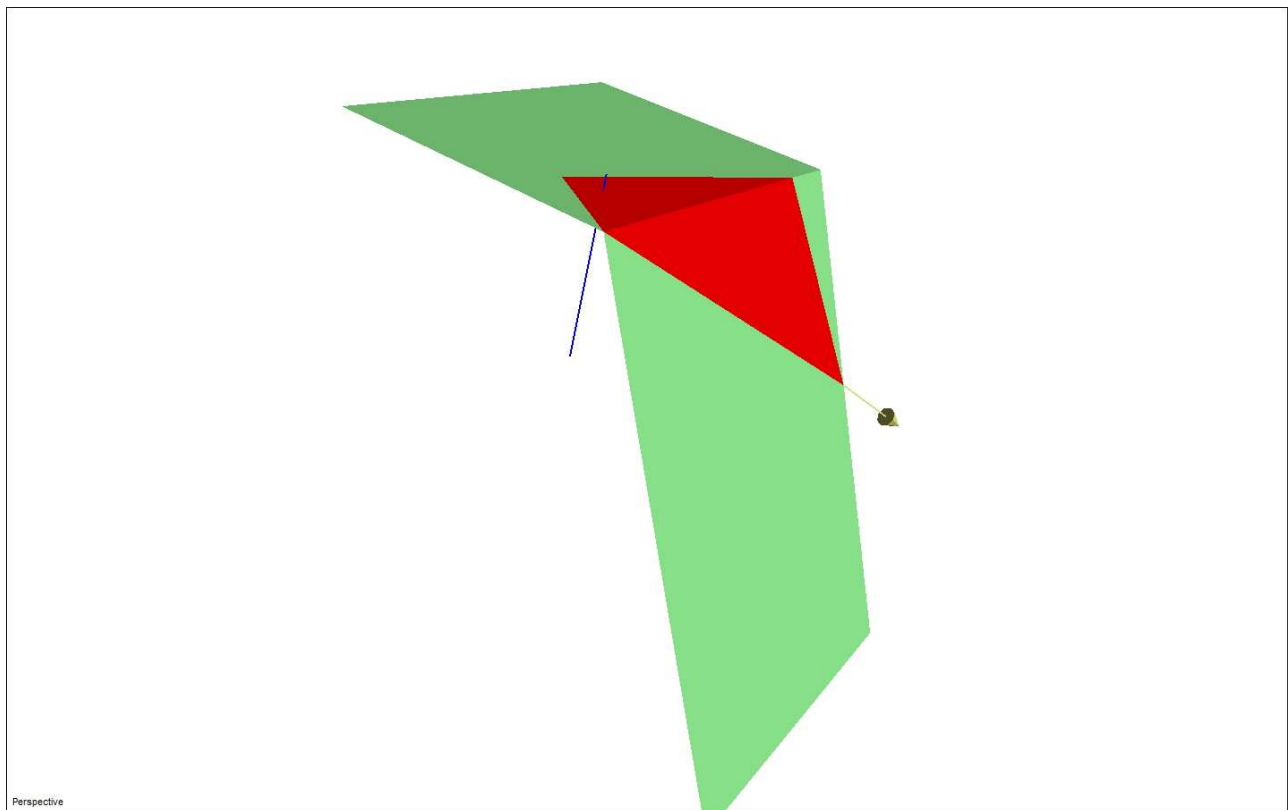


Figura 6-77

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva contenente i coefficienti di sicurezza ottenuti nelle analisi.

	FS (senza rinforzi)	FS (Chiodi)
K1/Ks	0.5409	11.237
K1/K4	1.766	5.630
K1a/Ks	0.613	2.430
K1a/K2a	2.5412	8.128
K1a/K2b	1.1145	4.4512
Ks/K4	1.727	5.825
Ks/K2a	0.6116	2.2061
Ks/K2b	0.6169	2.4122

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5101ECVRBGA1E00002B00 Foglio 77 di 95

6.3.4. Parete laterale (tratto “C”)

Le verifiche in corrispondenza della parete laterale “C” hanno evidenziato la formazione di cunei con FS decisamente sempre molto superiori ad 1.3 (valori compresi tra 2 e 9). Si prevede comunque una chiodatura con identica maglia 3.0m * 3.0m come protezione della parete da eventuali distacchi accidentali.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG5101ECVRBGA1E00002B00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 78 di 95</p>

7. VERIFICHE GALLERIA ARTIFICIALE E CONCIO DI ATTACCO

7.1. Introduzione

Nel seguito verranno presentate le sezioni di calcolo ritenute rappresentative e dimensionanti per quanto riguarda il concio di attacco e la galleria artificiale. Le analisi per stabilire lo stato sollecitativo e deformativo delle opere in esame sono state condotte mediante l'utilizzo del seguente codice di calcolo:

- Plaxis 2011 sviluppato dalla Delft University of Technology & Plaxis bv.

Il programma ha permesso di simulare, per fasi successive, la realizzazione del concio di attacco e della dima oltre alla galleria artificiale. In particolare si sono simulati in una prima fase gli sbancamenti fino a fondo scavo per poi procedere con la realizzazione delle opere in esame. Si è quindi simulato attraverso varie fasi di calcolo il ritombamento delle strutture in esame ed infine si sono ricreate le condizioni di lungo termine e sismiche.

7.1.1. Sezioni di calcolo

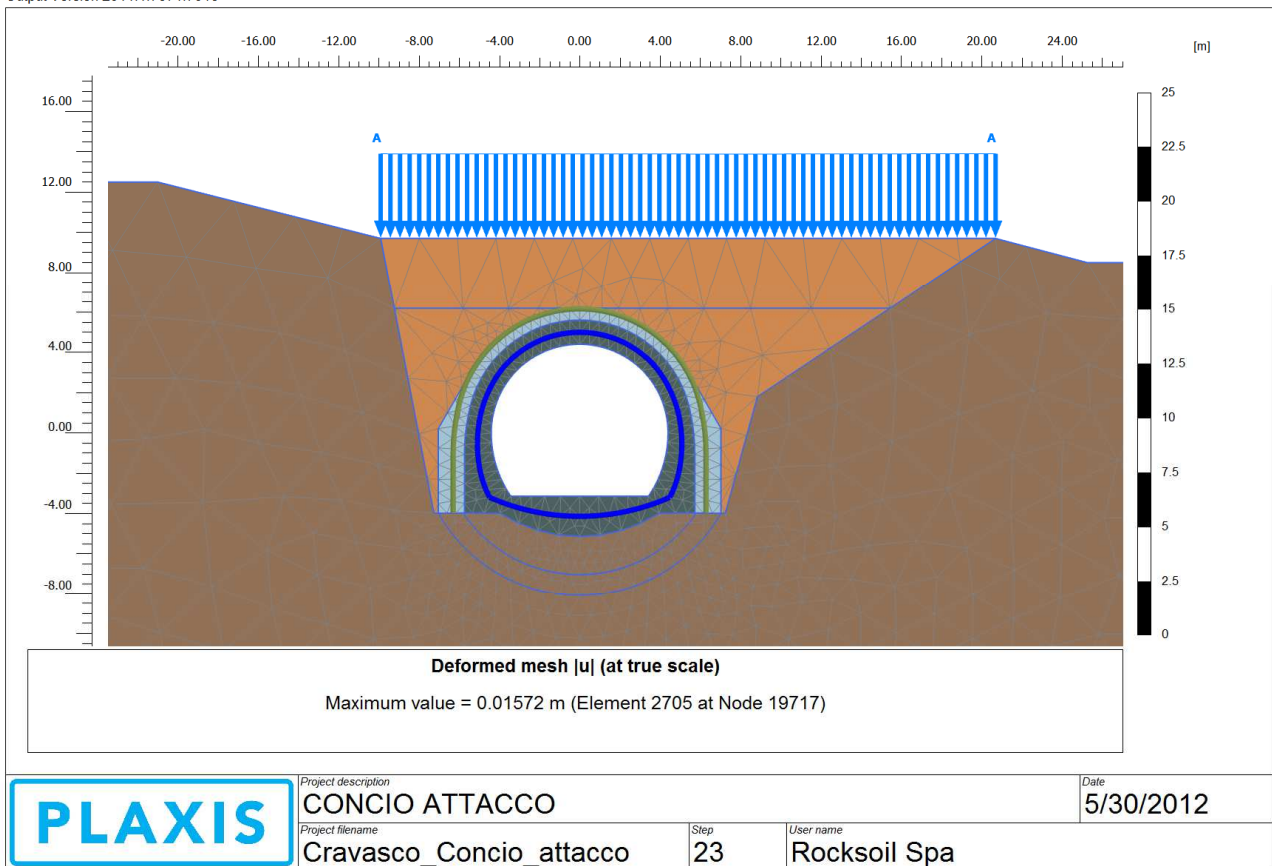
Sono state considerate due differenti sezioni di calcolo, corrispondenti alle due diverse geometrie presenti: non essendo ancora definito se verrà effettuato il ricoprimento in fase definitiva, a favore di sicurezza si è deciso di tenere comunque in conto tale possibilità; in particolare è stata analizzata la sezione di passaggio tra le due differenti carpenterie realizzando un ritombamento di 3.5m al di sopra della dima (ritenuto il massimo ricoprimento che potrà essere eseguito) valore che, data la differente geometria, portava ad utilizzare ad un ricoprimento in chiave calotta di circa 4.2m nel secondo modello. Si è ritenuto inoltre, data la medesima geometria e la simmetria del ricoprimento, che le varie fasi di ritombamento considerate nel calcolo fossero rappresentative delle sezioni aventi minore copertura. Nel seguito viene riportata la planimetria con indicate le sezioni di calcolo.

L'eventuale inserimento ambientale dell'area dovrà garantire il rispetto del ritombamento ipotizzato in fase progettuale. Laddove questo non fosse possibile, dovranno essere messi in atto accorgimenti tecnici tali da garantirne l'efficienza statica della struttura.

SEZIONE A (Concio di attacco)

A – Concio di attacco: si riferisce alla sezione dove la geometria immediatamente a ridosso della galleria artificiale, nella sezione dove la galleria è realizzata in seguito alla dima; le analisi sono state condotte considerando un modello bidimensionale avente lunghezza unitaria (1m) fuori piano. Nel calcolo si è simulato la realizzazione degli sbancamenti fino ad arrivare alla quota di fondo scavo. Si è poi costruita la dima in base alla sua geometria utilizzando un materiale elasto-plastico con una resistenza limite a trazione, essendo l'elemento non armato. All'interno della dima si è quindi gettato il concio d'attacco, modellato invece con un materiale elastico lineare. Si è infine realizzato il ritombamento con un'altezza di circa 3.50m superiore rispetto alla sezione di chiave della dima. Nelle fasi finali si è inoltre applicato il carico accidentale dovuto ai mezzi d'opera e si è effettuata in ultimo l'analisi sismica.

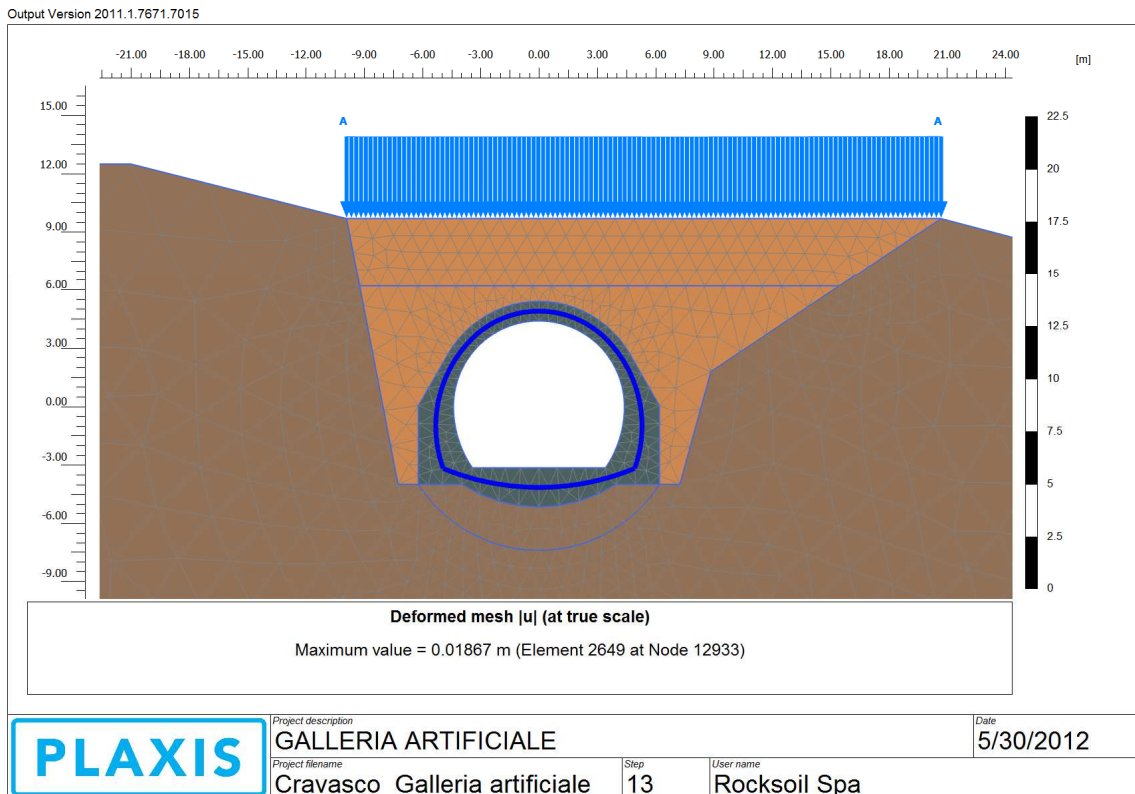
Output Version 2011.1.7671.7015



SEZIONE B (Galleria Artificiale)

B – Galleria Artificiale: si riferisce alla sezione immediatamente a tergo del concio di attacco, dove termina la dima; le analisi sono state condotte considerando un modello bidimensionale avente lunghezza unitaria (1m) fuori piano. Nel calcolo si è simulato la realizzazione degli sbancamenti fino ad arrivare alla quota di fondo scavo. Si è quindi realizzata la galleria artificiale considerando l'effettiva geometria e modellando il calcestruzzo come un materiale elastico lineare. Si è infine realizzato il ritombamento con un'altezza di circa 4.2 m rispetto alla sezione di chiave calotta della

galleria artificiale. Nelle fasi finali si è inoltre applicato il carico accidentale dovuto ai mezzi d'opera e si è effettuata in ultimo l'analisi sismica.

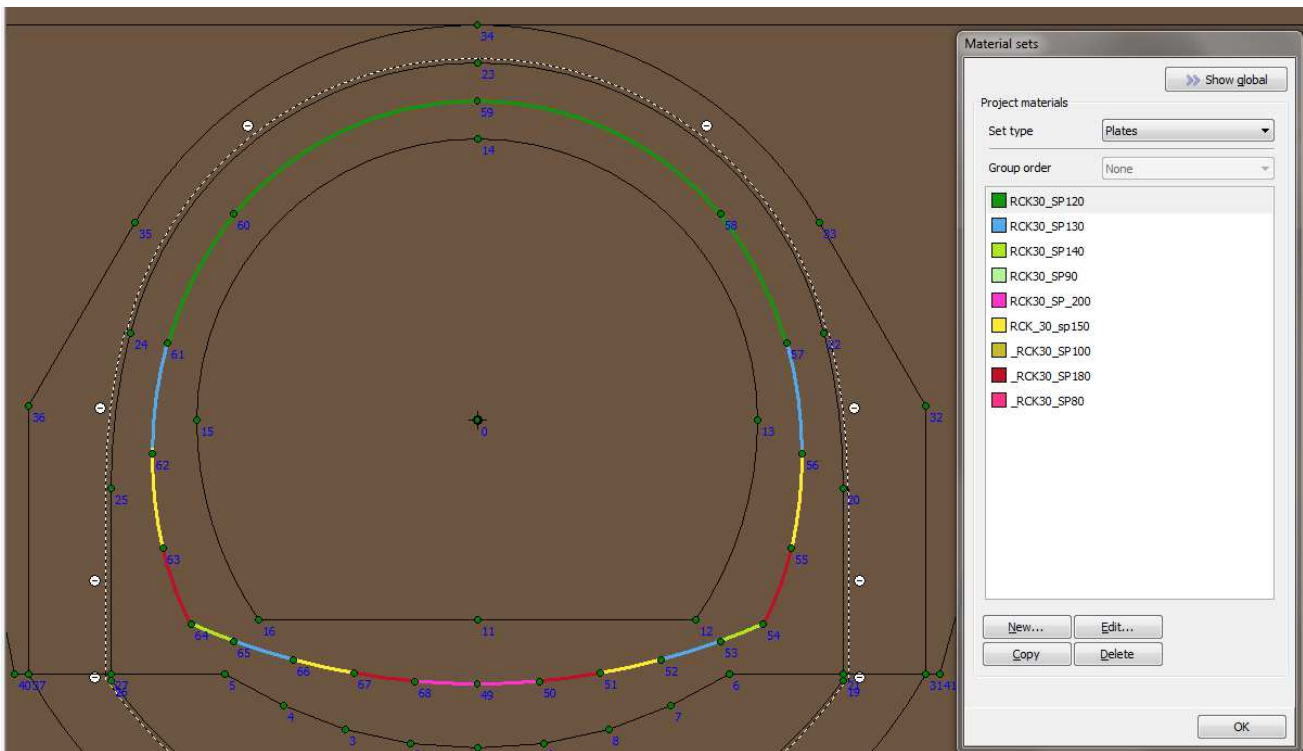


7.1. Modelli di calcolo

7.1.1. Concio di attacco

Per effettuare le analisi si è ricreata la geometria del concio di attacco e della dima. Si sono inoltre effettuati gli sbancamenti fino alla quota dove verranno realizzate le strutture oggetto di analisi. Il terreno è stato modellato attraverso un unico strato composto da dolomia molto fratturata caratterizzata dai valori geomeccanici minimi del range di variabilità. Per ottenere le sollecitazioni interne della struttura si sono inseriti nella mezzeria della sezione elementi beam di spessore variabile ed aventi una rigidezza ridotta dell'ordine di 10^{10} in modo da non influenzare il calcolo numerico: i valori ottenuti sono quindi stati moltiplicati per tale coefficienti in modo da giungere alle azioni sollecitanti per il dimensionamento del concio. Nella seguente tabella e nella successiva immagine sono mostrati gli spessori impiegati nel modello di calcolo.

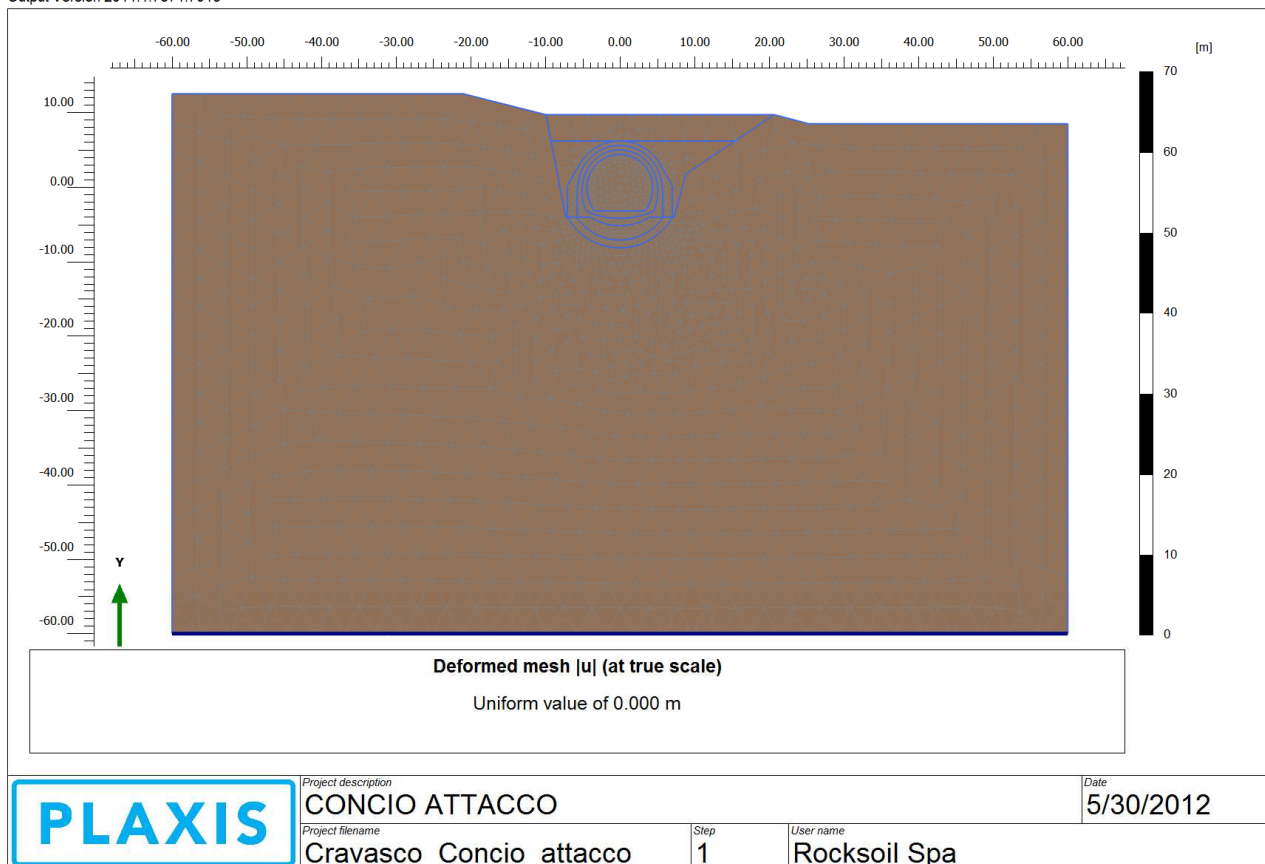
Sezione	Spessori impiegati (cm)
Calotta	120
Piedritti	130-150
Murette	140-180
Arco rovescio	130-200



Tra la dima e la sezione del concio di attacco si è introdotta un' interfaccia, data la discontinuità strutturale, in modo da non consentire una collaborazione tra le due sezioni.

Si è utilizzato un modello di tipo *Plane strain* costituita da elementi a 15 nodi. Nel seguito si riporta quindi la mesh di calcolo per il concio di attacco, costituita da n° 22811 nodi.

Output Version 2011.1.7671.7015



Le dimensioni della mesh di elementi finiti sono fissate in maniera tale da evitare che il problema in esame risulti influenzato dalle condizioni di vincolo al contorno. Per quanto concerne le condizioni di vincolo applicate, esse sono definite come “Standard fixities” all’interno del programma PLAXIS e constano essenzialmente in un doppio vincolo allo spostamento al contorno inferiore e spostamento orizzontale impedito alle posizioni laterali. La formulazione del vincolo laterale permette dunque lo sviluppo di tensioni normali di compressione ma non di tensioni di taglio agenti in direzione verticale. Tali tensioni sono invece generate al contorno inferiore.

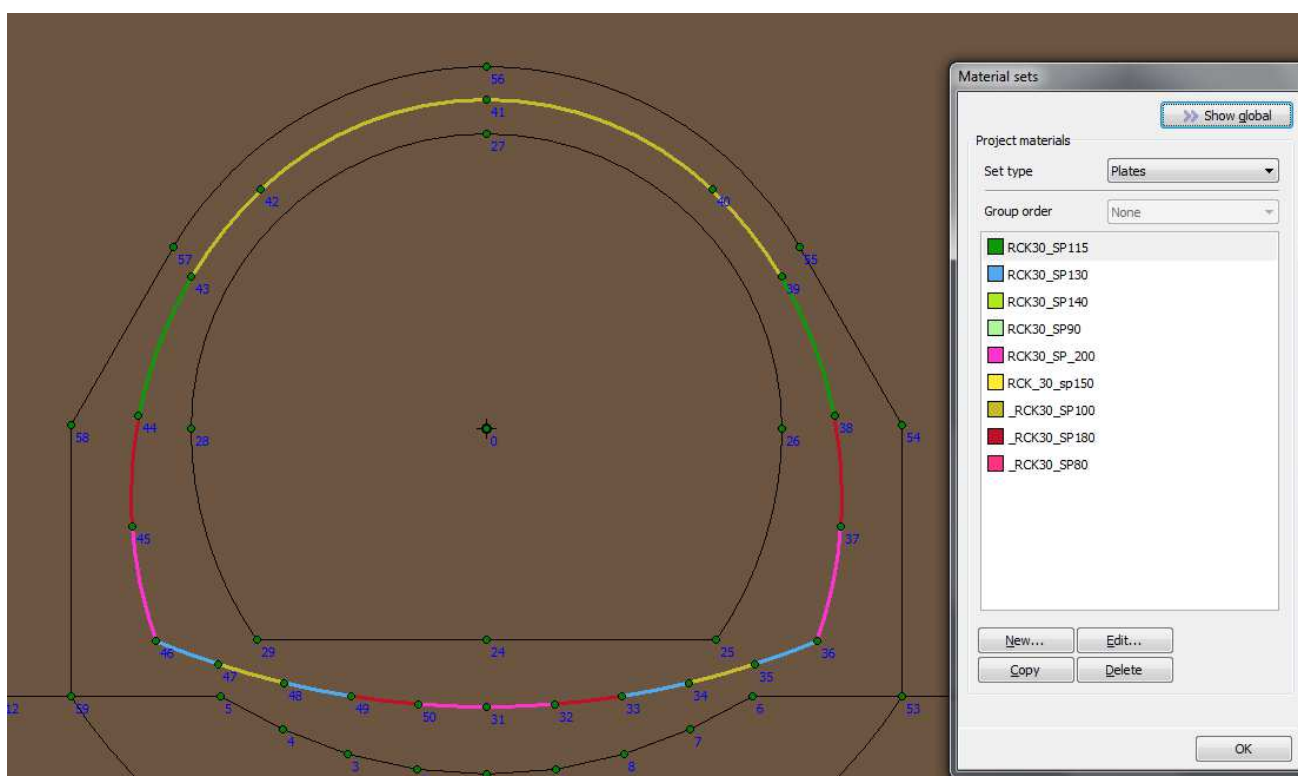
Per quanto riguarda le condizioni iniziali denominate “Initial Phase” si fa riferimento alla “Procedura-K₀” implementata dal codice di calcolo PLAXIS. Dato che tale procedura è utilizzata unicamente con lo scopo di creare le condizioni iniziali per l’analisi in corso, non si tratta di una reale fase di calcolo; al termine di tale procedura non è infatti generato alcun quadro deformativo.

7.1.2. Galleria artificiale

Per effettuare le analisi si è ricreata la geometria della galleria artificiale. Si sono inoltre effettuati gli sbancamenti fino alla quota dove verranno realizzate le strutture oggetto di analisi. Il terreno è stato modellato attraverso un unico strato composto da dolomia molto fratturata caratterizzata dai valori geomeccanici minimi del range di variabilità. Per ottenere le sollecitazioni interne della struttura si sono inseriti nella mezzera della sezione elementi beam di spessore variabile ed aventi una

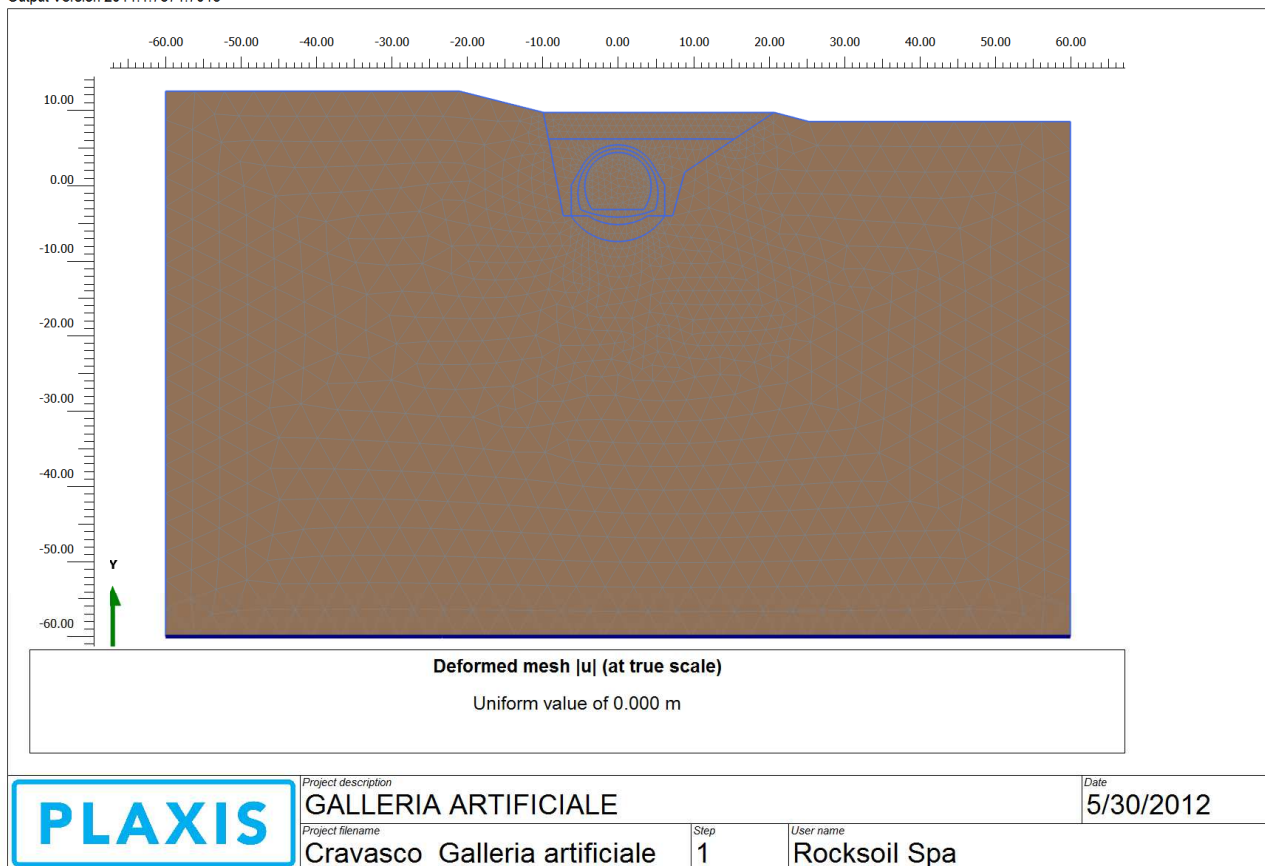
rigidezza ridotta dell'ordine di 10^{10} in modo da non influenzare il calcolo numerico: i valori ottenuti sono quindi stati moltiplicati per tale coefficienti in modo da giungere alle azioni sollecitanti per il dimensionamento del concio. Nella seguente tabella e nella successiva immagine sono mostrati gli spessori impiegati nel modello di calcolo.

Sezione	Spessori impiegati (cm)
Calotta	100
Reni	115
Piedritti	180
Murette	130-200
Arco rovescio	100-200



Si è utilizzato un modello di tipo *Plane strain* costituita da elementi a 15 nodi. Nel seguito si riporta quindi la mesh di calcolo per il concio di attacco, costituita da n° 22883 nodi.

Output Version 2011.1.7671.7015

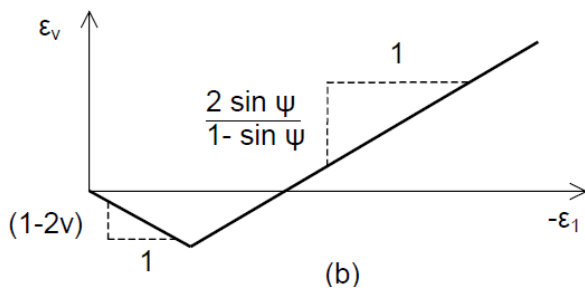
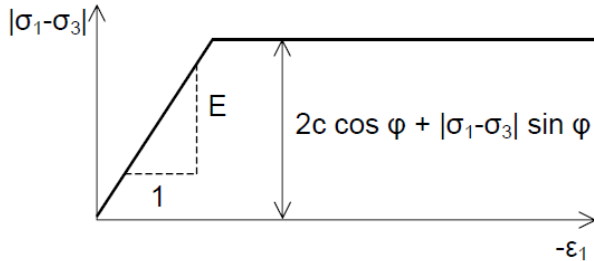


Le dimensioni della mesh di elementi finiti sono fissate in maniera tale da evitare che il problema in esame risulti influenzato dalle condizioni di vincolo al contorno. Per quanto concerne le condizioni di vincolo applicate, esse sono definite come “Standard fixities” all’interno del programma PLAXIS e constano essenzialmente in un doppio vincolo allo spostamento al contorno inferiore e spostamento orizzontale impedito alle posizioni laterali. La formulazione del vincolo laterale permette dunque lo sviluppo di tensioni normali di compressione ma non di tensioni di taglio agenti in direzione verticale. Tali tensioni sono invece generate al contorno inferiore.

Per quanto riguarda le condizioni iniziali denominate “Initial Phase” si fa riferimento alla “Procedura- K_0 ” implementata dal codice di calcolo PLAXIS. Dato che tale procedura è utilizzata unicamente con lo scopo di creare le condizioni iniziali per l’analisi in corso, non si tratta di una reale fase di calcolo; al termine di tale procedura non è infatti generato alcun quadro deformativo.

7.1.3. Modellazione degli elementi geotecnici e strutturali

Il terreno viene modellato utilizzando un modello costitutivo elasto-plastico ideale con superficie di rottura alla Mohr-Coulomb. Anche il calcestruzzo utilizzato per la dima, essendo la struttura non armata, è stato modellato in tale modo definendo però un valore massimo resistente a trazione differente da zero, nel calcolo posto pari a 0.75 MPa.



I parametri necessari alla modellazione del terreno sono i seguenti:

- modulo di Young E
- coefficiente di Poisson ν
- coesione c'
- angolo di attrito φ'
- angolo di dilatanza ψ
- peso di volume del materiale saturo e non saturo $\gamma_{\text{sat}} - \gamma_{\text{unsat}}$

Il calcestruzzo utilizzato per il concio di attacco e per la galleria artificiale è stato modellato come un materiale elastico lineare. Questo modello rappresenta la legge di Hooke dell'elasticità isotropa lineare e richiede due parametri di rigidezza elastici, che sono il modulo di Young E , ed il coefficiente di Poisson ν , pari a $E=31220$ MPa e $\nu=0.2$.

7.1.4. Stratigrafie di calcolo e parametri geomeccanici

Terreno	Profondità (m)	Peso di volume γ (kN/m ³)	Coesione c' (kPa)	Angolo di attrito φ (°)	Modulo def. E (MPa)	Coeff. Poisson ν (-)
Dolomia (molto fratturata)	0.0 – 60	27	230	33	3100	0.3

Materiale	Impiego	Peso di volume γ (kN/m ³)	Coesione c' (kPa)	Angolo di attrito φ (°)	Modulo def. E (MPa)	Coeff. Poisson v (-)
CLS_Mohr-Coulomb*	Dima	24	513	35	31220	0.2
Ricoprimento	Terreno di ritombamento	21	0	28	30	0.3

*I valori utilizzati nel calcolo per l'angolo di attrito e la coesione sono stati desunti da valori suggeriti in letteratura nel caso di impiego del modello costitutivo di tipo Mohr-Coulomb per il calcestruzzo, facendo riferimento alle caratteristiche del materiale imposte dalle normative EHE-98 ed EC2. I valori del modulo elastico e del coefficiente di Poisson sono invece quelli previsti per il calcestruzzo avete Rck pari a 30 Mpa

7.1.5. Coefficienti sismici

Per valutare lo stato deformativo e tensionale delle opere in oggetto 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, amplificazione topografica e alla deformabilità della struttura

$$S = 1.2$$

$$r = 1$$

Dalla quale si ricavano infine i coefficienti sismici orizzontale e verticale

$$K_h = \frac{S \cdot a_g}{r} = 0.06$$

$$K_v = 0.5 \cdot K_h = 0.03$$

7.1.6. Carichi applicati

Carico idrico

Il carico idrostatico si considera non agente sulle opere in esame.

7.1.7. Fasi di calcolo

SEZIONE A: CONCIO D'ATTACCO

Si riporta la metodologia impiegata per simulare le fasi di realizzazione dell'opera. Per maggiori dettagli si vedano gli allegati di calcolo.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG5101ECVRBGA1E00002B00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 88 di 95</p>

- step 1 geostatico: vengono applicati i pesi propri del terreno;
- step 2 Sbancamenti fino alla quota di realizzazione dell'opera;
- step 3 Realizzazione della dima;
- step 4 Realizzazione del concio di attacco;
- step 5 Prima fase di ritombamento;
- step 6 Completamento del ritombamento;
- step 7 Applicazione del sovraccarico accidentale;
- step 8 Disattivazione del sovraccarico accidentale;
- step 9 Applicazione delle accelerazioni sismiche sopra definite (verso destra e verso il basso);
- step 9a Applicazione delle accelerazioni sismiche sopra definite (verso sinistra e verso l'alto);

SEZIONE B: GALLERIA ARTIFICIALE

Si riporta la metodologia impiegata per simulare le fasi di realizzazione dell'opera. Per maggiori dettagli si vedano gli allegati di calcolo.

- step 1 geostatico: vengono applicati i pesi propri del terreno;
- step 2 Sbancamenti fino alla quota di realizzazione dell'opera;
- step 3 Realizzazione della galleria artificiale;
- step 4 Prima fase di ritombamento;
- step 5 Completamento del ritombamento;
- step 6 Applicazione del sovraccarico accidentale;
- step 7 Disattivazione del sovraccarico accidentale;
- step 8 Applicazione delle accelerazioni sismiche sopra definite (verso destra e verso il basso);
- step 8a Applicazione delle accelerazioni sismiche sopra definite (verso sinistra e verso l'alto);

7.2. Sezione A: Concio d'attacco

7.2.1. Verifiche dei rivestimenti in c.a.

Il concio d'attacco è realizzato in calcestruzzo armato ordinario, con conglomerato cementizio di classe $R_{ck}=30$ MPa e barre di tipo FeB 44 K ad aderenza migliorata, a cui corrispondono le seguenti tensioni ammissibili:

Acciaio FeB 44K	$\sigma_{amm}=160$ Mpa (*)
Calcestruzzo strutturale armato Rck 30 Mpa	$\sigma_{amm}=9.75$ Mpa $\tau_{c0} = 0.60$ Mpa $\tau_{c1} = 1.80$ Mpa

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

I ferri utilizzati per l'armatura principale sono riassunti in tabella.

FERRI ARMATURA PRINCIPALE		
	Intradosso	Estradosso
Arco rovescio	$\Phi 20/20$	$\Phi 20/20$
Piedritti	$\Phi 20/20$	$\Phi 20/20$
Calotta	$\Phi 20/20$	$\Phi 20/20$

Le verifiche di pressoflessione, come già precedentemente descritto, vengono svolte utilizzando le sollecitazioni ricavate dai beam inseriti in corrispondenza della mezzaria della struttura. 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 poichè il copriferro è pari a 6.2 cm $> 1.5 \cdot c_{min}$ (con $c_{min} = 2.5$ cm), è ammesso un aumento del limite di apertura delle fessure. Il limite di apertura w_k sarà pari a

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

Si considera quindi:

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

dove

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRBGA1E00002B00	Foglio 90 di 95

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

L'apertura delle fessure vale:

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

dove:

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

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

per la sezione in esame si ha:

$c = 62\text{mm}$	copriferro netto armatura tesa
$s = 200\text{mm}$	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
$\Phi = 20\text{mm}$	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.

Le verifiche di taglio vengono svolte in corrispondenza di tutte le aste con le quali si è discretizzata la struttura. Le tensioni tangenziali sono calcolate come:

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

con:

T = taglio agente sulla sezione;

b = larghezza della sezione (1 m)

d = altezza utile della sezione

In sintesi vengono indicate le sezioni più gravose in base a quanto valutato nei vari step di calcolo per le diverse parti strutturali (arco rovescio, piedritti, calotta) del concio di attacco.

Zona	Fase di calcolo	σ_s MPa	σ_{cls} MPa	τ MPa	W_k mm
Arco rovescio (sp.=200cm)	7	123.39	-1.17	0.0457	-
Calotta (sp.=120 cm)	7	-18.9	-1.40	0.0336	-
Piedritto (sp.=130cm)	7	-17.2	-1.20	0.0114	-

Come si nota, tutte le verifiche risultano soddisfatte. Poiché si verifica ovunque $\tau < \tau_{c0}$ non è necessario disporre armatura specifica a taglio; l'armatura sarà quella minima prescritta da normativa.

In allegato sono riportate invece le verifiche sezionali per tutti i beam con i quali si è discretizzata la struttura.

7.3. Sezione B: Galleria artificiale

7.3.1. Verifiche dei rivestimenti in c.a.

La galleria artificiale è realizzato in calcestruzzo armato ordinario, con conglomerato cementizio di classe $R_{ck}=30$ MPa e barre di tipo FeB 44 K ad aderenza migliorata, a cui corrispondono le seguenti tensioni ammissibili:

Acciaio FeB 44K	$\sigma_{amm}=160$ Mpa (*)
Calcestruzzo strutturale armato Rck 30 Mpa	$\sigma_{amm}=9.75$ Mpa $\tau_{c0} = 0.60$ Mpa $\tau_{c1} = 1.80$ Mpa

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

I ferri utilizzati per l'armatura principale sono riassunti in tabella.

FERRI ARMATURA PRINCIPALE		
	Intradosso	Estradosso
Arco rovescio	Φ20/20	Φ20/20
Piedritti	Φ20/20	Φ20/20
Calotta	Φ20/20	Φ20/20

Le verifiche di pressoflessione, come già precedentemente descritto, vengono svolte utilizzando le sollecitazioni ricavate dai beam inseriti in corrispondenza della mezzaria della struttura. 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 poichè il copriferro è pari a 6.2 cm > 1.5*c_{min} (con c_{min} = 2.5 cm) , è ammesso un aumento del limite di apertura delle fessure. Il limite di apertura w_k sarà pari a

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

Si considera quindi:

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

dove

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

L'apertura delle fessure vale:

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

dove:

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

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

per la sezione in esame si ha:

- c = 62mm copriferro netto armatura tesa
- s = 200mm interasse tra i ferri
- k₂ = 0.4 per barre ad aderenza migliorata
- k₃ = 0.125 per diagramma delle s triangolare, dovuto a flessione o pressoflessione
- Φ = 20mm 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.

Le verifiche di taglio vengono svolte in corrispondenza di tutte le aste con le quali si è discretizzata la struttura. Le tensioni tangenziali sono calcolate come:

$$\tau = \frac{T}{0,9 \cdot b \cdot d}$$

con:

T = taglio agente sulla sezione;

b = larghezza della sezione (1 m)

d = altezza utile della sezione

In sintesi vengono indicate le sezioni più gravose in base a quanto valutato nei vari step di calcolo per le diverse parti strutturali (arco rovescio, piedritti, calotta) della galleria artificiale.

Zona	Fase di calcolo	σ_s MPa	σ_{cls} MPa	τ MPa	W_k mm
Arco rovescio (sp.=180cm)	6	122.5	-1.32	0.041	-
Calotta (sp.=100 cm)	6	-29.9	-2.30	0.160	-
Reni (sp=115cm)	6	-29.9	-2.20	0.1458	-

Come si nota, tutte le verifiche risultano soddisfatte. Poiché si verifica ovunque $\tau < \tau_{c0}$ non è necessario disporre armatura specifica a taglio; l'armatura sarà quella minima prescritta da normativa.

In allegato sono riportate invece le verifiche sezionali per tutti i beam con i quali si è discretizzata la struttura.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRBGA1E00002B00
	Foglio 94 di 95

8. PRESCRIZIONI

Fermo restando l'osservanza di tutte le prescrizioni e norme in materia di sicurezza con specifico riguardo anche alla idoneità del personale, alla idoneità e congruenza dei mezzi e delle attrezzature di lavoro, per l'esecuzione delle opere di cui al presente progetto si richiama l'esecutore al rispetto delle indicazioni contenute nei documenti progettuali (elaborati grafici, relazioni tecniche), in particolare per quanto attiene alle geometrie degli interventi di consolidamento e rivestimento, alle caratteristiche dei materiali da impiegare, alla sequenza ed alla successione delle fasi esecutive.

Si richiama l'attenzione da parte dell'esecutore sul fatto che il progetto garantisce la stabilità in condizioni statiche e pertanto, nelle fasi dinamiche di lavoro al fronte (scavo in avanzamento, perforazioni, consolidamenti, posa centine, ...), si ritiene necessario ricordare quanto segue:

- utilizzare sempre mezzi di lavoro e macchinari non solo pienamente rispondenti alle norme di prevenzione, ma anche idonei ed adeguati allo specifico lavoro da effettuare in concreto;
- preallertare ed istruire le maestranze riguardo le norme di sicurezza da rispettare;
- istituire delle zone di rispetto al fine di mantenere il personale non indispensabile lontano dal fronte e comunque evitare che vi sostino per periodi di tempo eccessivamente lunghi;
- fermo restando che la messa in opera dello spritz-beton dovrà seguire immediatamente l'esecuzione degli sbancamenti, per l'altezza prevista in ogni singola fase, qualora le pareti di scavo presentino qualche fenomeno di instabilità con locali distacchi, si dovrà provvedere alla loro stabilizzazione immediata con tutti gli accorgimenti necessari atti ad evitare danni di qualsiasi natura.
- tenere sempre sotto controllo visivo diretto il fronte di scavo, prevedendo in tal senso la presenza di un responsabile durante la permanenza del personale presso il fronte stesso.

9. CONCLUSIONI

Nella presente relazione è stato illustrato il progetto relativo alle opere provvisorie di imbocco della Finestra Cravasco, nell'ambito dei lavori di realizzazione della linea AV/AC del Terzo Valico Ferroviario dei Giovi.

Sono state verificate dal punto di vista statico sia le opere di contenimento delle terre a breve termine che quelle in fase definitiva; in particolare sono state progettate le chiodature per il sostegno degli scavi. Si sono inoltre dimensionati e verificati i rivestimenti definitivi della galleria artificiale e del concio di attacco imbocco, analizzando anche la stabilità del fronte di scavo per l'attacco della galleria. Le verifiche sono effettuate secondo il metodo delle tensioni ammissibili seguendo le prescrizioni del D.M. 1996 e dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274 del 20/03/2003 per quanto concerne gli aspetti sismici. In base a quanto svolto, tutte le opere risultano soddisfare i requisiti richiesti dalle normative.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG5101ECVRBGA1E00002B00

Foglio
95 di 95

10. ALLEGATI CALCOLI PLAXIS