

PROGETTO DI IMPIANTO IDROELETTRICO DI REGOLAZIONE SUL BACINO DI CAMPOLATTARO (BN)

MARZO 2011



COMMITTENTE



R.E.C. S.r.l.

Via Uberti 37-20129 Milano

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI IMPRESE

Mandataria :



ETATEC S.R.L.
SOCIETA' DI INGEGNERIA

20133 MILANO - via Bassini, 23 - tel.(02) 26681264

fax (02) 26681553 - E-Mail: ETATEC@ETATEC.IT

AZIENDA CON SISTEMA DI QUALITA' CERTIFICATO UNI EN ISO 9001:2008



SICIV - SC 06-647/EA 34

PROGETTISTA: Prof. Ing. Alessandro Paoletti

Mandante :

CeAS

SISTEMA QUALITA'
UNI EN ISO 9001 : 2008

CERTIFICATO K031 RILASCIATO
DA

CENTRO DI ANALISI STRUTTURALE S.R.L.
AZIENDA CON SISTEMA QUALITA'

SERVIZI DI INGEGNERIA CIVILE
CIVIL ENGINEERING SERVICES



PROGETTISTA: Dott. Ing. Giovanni Canetta

TITOLO ELABORATO

RELAZIONE GEOTECNICA

Revisione	Data	Descrizione	Redazione	Verifica	Approvazione	
A	31/03/2011	EMISSIONE PER VALUTAZIONE D'IMPATTO AMBIENTALE	BECCI	BECCI	CANETTA	
B						
C						
CODICE COMMESSA		TIPOLOGIA COMMESSA	TIPOLOGIA ELABORATO	FASE PROGETTAZIONE	PARTE DI IMPIANTO	PROGRESSIVO ELABORATO
10062		PG	R	D	A	061
						SCALA: —

INDICE

1.	SCOPO	4
2.	RIFERIMENTI	4
2.1	Riferimenti Normativi	4
2.2	Riferimenti bibliografici	4
3.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DEL BACINO DI MONTE ALTO	5
3.1	Indicazioni progettuali	8
3.1.1	Bacino di Monte Alto – calcolo dei cedimenti conseguenti al riempimento	8
3.1.2	Bacino di Monte Alto – calcolo delle opere di sostegno	8
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DELLE ROCCE PER LE OPERE IN SOTTERRANEO	9
4.1	Criterio di rottura di Hoek e Brown - Generalità	9
4.2	Formulazione del criterio di rottura per la roccia intatta (matrice)	10
4.3	Criterio di rottura per l'ammasso roccioso	12
4.4	Indice GSI (Geological Strength Index)	13
	Correlazione tra l'indice GSI e l'indice RMR (Bieniawski)	13
4.5	Correlazione tra l'indice GSI e l'indice Q (Barton)	16
4.6	Rock Quality Designation (RQD)	17
4.7	Parametri geomeccanici per i litotipi di interesse	18
4.7.1	Calcari massivi	18
4.7.2	Flysch marnoso-calcareo-argillitico	19
4.7.3	Flysch arenaceo-argilloso	20
4.7.4	Zone di faglia	21
4.7.5	Caratterizzazione delle rocce nella zona della caverna centrale e del pozzo piezometrico	21
4.8	Calcolo dei parametri geomeccanici di progetto	22
4.8.1	Calcari massivi	22
4.8.2	Calcere a livelli con livelli argillitici rossastri suborizzontali (GSI = 30)	23
4.8.3	Calcari biancastri fratturati (GSI = 40)	24
4.8.4	Flysch marnoso-calcareo-argillitico, livelli argillosi e zone di faglia (GSI = 20)	24

4.8.5	Flysch arenaceo-argilloso	25
5.	PROBLEMATICHE SISMICHE	26
5.1	DEFINIZIONE DEL SISMA DI PROGETTO	26
5.2	Valutazione della Magnitudo	27
5.3	STABILITÀ DEL SITO IN CONDIZIONI SISMICHE	31
5.3.1	BACINO DI MONTE ALTO	31
ALLEGATO A – CALCOLO DEI CEDIMENTI DEL FONDO BACINO DI MONTE ALTO³⁷		
6.	MODELLO MATEMATICO DEL VERSANTE	37
6.1	Metodo di calcolo	37
6.2	Modello del versante	37
6.2.1	Geometria	37
6.2.2	Caratterizzazione geotecnica del terreno	37
6.3	Risultati dell'analisi	43
ALLEGATO B – VERIFICA DI STABILITÀ DELL'ARGINE DEL BACINO DI MONTE ALTO		
7.	MODELLO MATEMATICO DEL VERSANTE	46
7.1	Metodo di calcolo	46
7.2	Modello del versante	46
7.2.1	Geometria	46
7.2.2	Caratterizzazione geotecnica del terreno	49
7.2.3	Condizioni al contorno	49
7.2.4	Condizioni di carico	50
7.3	Verifiche di stabilità	50
ALLEGATO C – VERIFICA DI STABILITÀ DEL VERSANTE NELL'AREA DELL'OPERA DI PRESA DI CAMPOLATTARO		
8.	MODELLO MATEMATICO DEL VERSANTE	55
8.1	Metodo di calcolo	55
8.2	Modello del versante	55
8.2.1	Geometria	55

8.2.2	Caratterizzazione geotecnica del terreno	58
8.2.3	Condizioni al contorno	58
8.2.4	Falda	58
8.3	Calcoli di stabilità	58

1. Scopo

Scopo del presente documento è definire i criteri e i parametri di progetto delle opere interagenti con i terreni e le rocce, relativi alla realizzazione dell'Impianto di Regolazione di Campolattaro, in Provincia di Benevento.

Argomento centrale di questo documento sarà la definizione dei parametri geotecnici operativi da attribuirsi alle singole formazioni, a seconda della tipologia di opera con esse interagente, e in particolare delle opere di adeguamento del Bacino di Monte Alto, destinato a fungere da invaso di monte dell'impianto, e delle opere in sotterraneo che ospitano la totalità dell'impianto (opere di presa, gallerie idrauliche, cameroni e caverne, gallerie di accesso, pozzi ecc.).

La caratterizzazione è stata effettuata sulla base delle indagini in sito ed in laboratorio, documentata nei documenti di progetto relativi alla Geologia ed Idrogeologia, ai quali si rimanda..

2. Riferimenti

2.1 Riferimenti Normativi

- [1] Legge 5-11-1971 n. 1086. Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e a struttura metallica
- [2] D.M. 14/01/2008. Norme tecniche per le costruzioni. (G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008)
- [3] Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti n.617 del 02/02/2009. Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 Gennaio 2008.

2.2 Riferimenti bibliografici

- [4] JAMIOLKOWSKI M., PASQUALINI E. (1979) "Introduzione ai diversi metodi di calcolo dei diaframmi con riferimento ai parametri geotecnici che vi intervengono e alla loro determinazione sperimentale" Atti Istituto Scienza delle Costruzioni, Politecnico di Torino, n. 451
- [5] SEED, H.B and Idriss, I.M. "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis", Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Report n° UBC/EERC-70/10 p. 48, December 1970.
- [6] HOEK & BROWN, 1997. Practical Estimates of Rock Mass Strength. Int. J. Rock Mech. – Vol.34(8) – pagg. 1165-1186
- [7] A.G.I. (2005) –Associazione Geotecnica Italiana, Aspetti Geotecnici della Progettazione in Zona Sismica- Linee Guida, ed. Pàtron, Bologna - <http://www.associazionegeotecnica.it/~agi/>
- [8] Lai C.G., Foti S., Rota M., (2009) "Input Sismico e Stabilità Geotecnica dei Siti di Costruzione" Collana dei Manuali di Progettazione Antisismica – Vol. 6, IUSS Press, Pavia
- [9] Youd T.L., Idriss I.M., Andrus R.D., Arango I., Castro G., Christian J.T., Dobry R., Liam Finn W.D., Harder Jr L.F., Hynes M.E., Ishihara K., Koester J.P., Liao S.S.C., Marcusson III W.F., Martin G.R., Mitchell J.K., Moriwaki Y., Power M.S., Robertson P.K., Seed R.B., Stokoe II K.H. (2001) "Liquefaction resistance of soils: Summary Report from 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils" Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, 124 (10), ASCE
- [10] Itasca C.G. – FLAC, Fast Lagrangian Analysis of Continua. Rel. 6.0, 2009. Itasca C.G., Minneapolis, Minnesota US
- [11] Dawson, E. M., W. H. Roth and A. Drescher. "Slope Stability Analysis by Strength Reduction," Géotechnique, 49(6), 835-840 (1999).
- [12] Dawson, E. M., and W. H. Roth. "Slope Stability Analysis with FLAC," in FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics (Proceedings of the International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics, Minneapolis, Minnesota, September 1999), pp. 3-9. C. Detournay and R. Hart, eds. Rotterdam: A. A. Balkema, 1999.

3. Caratterizzazione geotecnica dei terreni del Bacino di Monte Alto

Le problematiche inerenti a questa parte d'impianto riguardano

- La definizione della cedevolezza del fondo bacino , nei riguardi dei cicli di carico e scarico
- Il dimensionamento delle opere di contenimento delle terre previste in corrispondenza della zona di captazione

Le indagini oggi disponibili comprendono

1. Una caratterizzazione geofisica con l'esecuzione di due profili sismici a rifrazione in V_p e V_s , na prospezione mediante tecnica Re.Mi ed Un'indagine con tecnica HVSR
2. Una campagna di otto prove penetrometriche dinamiche con penetrometro leggero SUNDA DM 30

Benchè in questa fase non sia stato possibile ricorrere a tecniche d'elezione in foro, quali prove Cross-hole o Down-hole, le indagini geofisiche sopra menzionate hanno fornite risposte sostanzialmente coerenti fra loro riassumibili nel seguente prospetto, dal quale è escluso un primissimo strato superficiale di terreno vegetale di potenza variabile.

Tabella 1: riassunto indagini geofisiche

unità	descrizione	prof m da p.c	sismica a rifrazione				Re.Mi	
			P01		P02		V_p km/s	V_s km/s
			V_p km/s	V_s km/s	V_p km/s	V_s km/s		
1	terreno vegetale	2-3	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
2	limi	fino 10	1	0.3	1	0.3	n/a	0.155
3	limi arg. molto addensati	fino a 20	1.3	0.42	1.4	0.45	n/a	0.377
4	roccia alterata	>18-27	2.1	0.7	2.7	1.3	n/a	0.756

La campagna penetrometrica si è necessariamente limitata ad una valutazione delle caratteristiche dei primi metri di terreno, fino a rifiuto, riscontrato mediamente a profondità di 7 m da p.c., con un valore minimo di solo 1 m ed un massimo di 10 m.

Tale campagna ha consentito di riconoscere, indirettamente, la seguente successione stratigrafica

- un primo strato di terreno vegetale di potenza di 3.70 m al massimo
- un secondo strato fino ad una profondità mediamente pari a circa 7 m da p.c costituito da limo argilloso (N_{20} compreso tra 5 e 10)

- un terzo strato fino a profondità mediamente comprese tra circa 7 m e circa 10 m da p.c costituito da limo argilloso molto addensato ($N_{20} > 20$)

Sulla scorta dell'indagine penetrometrica, il dr Monaco ha valutato i seguenti valori di G_0 da cui è possibile valutare le velocità v_s riportate in tabella.

Tabella 2 : stima dei parametri dinamici sulla base delle prove penetrometriche

Prova penetrometrica	I strato		II strato		III strato	
	$\gamma =$		$\gamma =$		$\gamma =$	
	G_0	V_s	G_0	V_s	G_0	V_s
	t/m ²	km/s	t/m ²	km/s	t/m ²	km/s
1	2295	0.119	4825	0.164	16154	0.281
2	2320	0.119	5254	0.172	14485	0.267
3	2791	0.131	4686	0.162	18306	0.300
4	2879	0.133	4501	0.159	16427	0.284
5	2816	0.131	4568	0.160	14485	0.267
6	1820	0.106	4251	0.154	15741	0.278
7	3125	0.138	6387	0.189	17024	0.289
8	3485	0.146	6489	0.191	17239	0.291
media	2691	0.128	5120	0.169	16233	0.282

Le indicazioni fornite dalle due tecniche di analisi (geofisica e penetrometriche) appaiono in sostanziale accordo.

Al fine del calcolo dei cedimenti, è possibile assumere un comportamento elastico lineare, con un modulo di taglio secante che corrisponda ai livelli di deformazione tagliante attesi. Si può fare riferimento alle curve di letteratura (Figura 1)

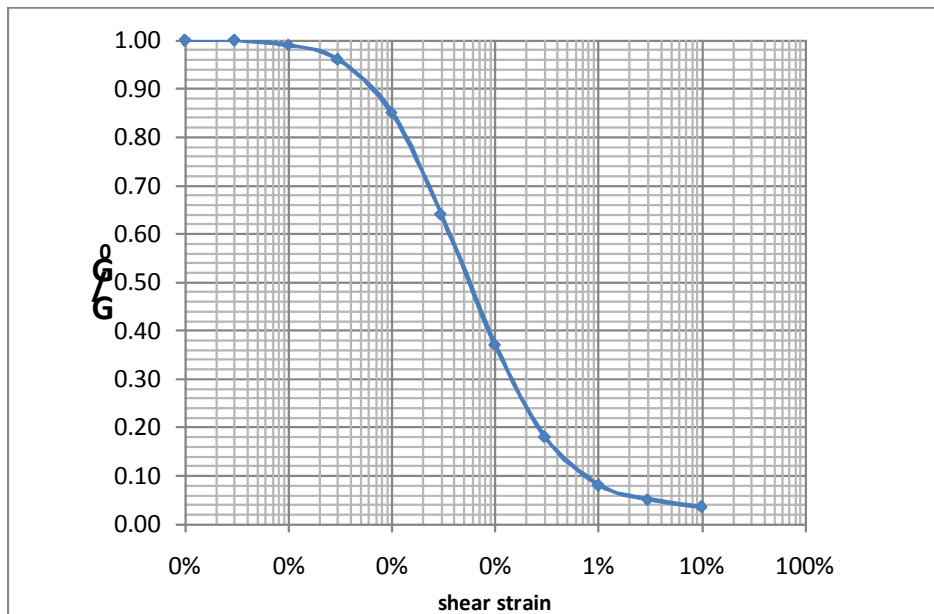


Figura 1: curva di decadimento del modulo di taglio

Ai fini di una stima dei parametri geotecnici, si raccomanda di condurre le analisi in termini di parametri efficaci, in condizioni drenate.

La resistenza dei materiali dovrà essere caratterizzata, nell'ambito di un modello alla Mohr-Coulomb, tramite un angolo d'attrito. In mancanza di informazioni, Per l'orizzonte avente prevalente frazione limosa si assume, in via cautelativa, un valore dell'angolo d'attrito derivato da correlazioni indicate sostanzialmente per terreni a grana fine in cui tale parametro è messo in correlazione con l'indice di plasticità, per il quale si assume un valore significativo per terreni a grana fine con prevalenza di limo. Sempre in via cautelativa tale valore è identificato sia con il valore allo stato critico sia con il valore di picco. Si può assumere, pertanto $\phi = 27-28^\circ$

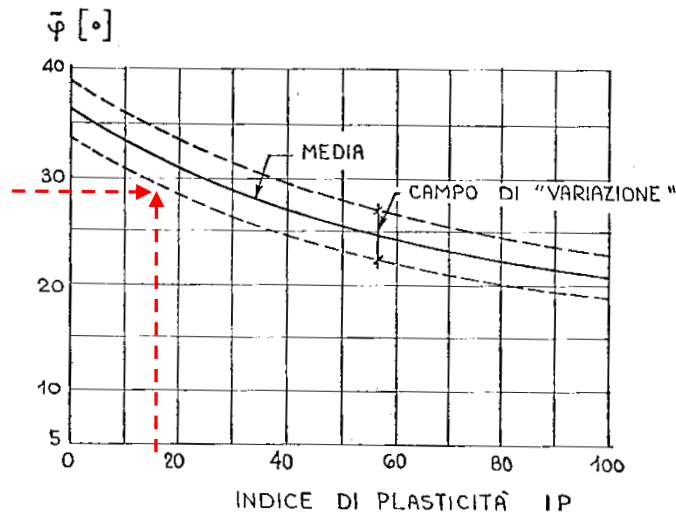


Figura 2 - angolo d'attrito per terreni a grana fine (da JAMIOLKOWSKI e PASQUALINI (1979))

Ai fini operativi è possibile considerare la seguente successione stratigrafica

Tabella 3: parametri caratteristici - stratigrafia di progetto

		Da prof	A prof	G_0 [MPa]	v_s [m/s]	γ [kN/m ³]	ϕ	c'
1	Vegetale	0	2	n. a.		15		
2	Limo argilloso	2	10	55-70	180-200	17	27	0
3	Limo addensato	10	20	150-240	280-350	18	27	0
4	substrato	>20 m		>1200	> 700	22		

3.1 Indicazioni progettuali

3.1.1 Bacino di Monte Alto – calcolo dei cedimenti conseguenti al riempimento

Il problema è governato, più che altro, dalla rigidità della successione stratigrafica. Il calcolo può essere condotto, in prima approssimazione, assumendo un comportamento elastico non lineare dei materiali, la cui rigidità può basarsi sulle indicazioni di Tabella 3 e Figura 1.

Partendo da valori ragionevoli del rapporto G/G_0 , si determinano, in punti significativi dell'ammasso, modellato numericamente con FLAC, valori della deformazione tagliante. Con successive iterazioni, si agiuusteranno i valori di G/G_0 e si rieseguirà il calcolo, fino a quando le differenze dei moduli tra due iterazioni successive saranno modeste.

I cedimenti così ottenuti debbono essere considerati cedimenti a lungo termine. Nel breve termine vi sarà un comportamento non drenato con sviluppo di pressioni in eccesso nell'ammasso, tali da mitigare le deformazioni. Questo calcolo è documentato in Appendice A.

3.1.2 Bacino di Monte Alto – calcolo delle opere di sostegno

In questo caso, il calcolo è condizionato sia dai parametri di resistenza sia da quelli di rigidità, interagenti fra loro e con il comportamento deformativo della parete.

Per il calcolo (che viene presentato nella relazione di calcolo dell'opera di presa di Monte Alto) ci si può basare ancora sulle indicazioni di Tabella 3 e Figura 1.

4. Caratterizzazione geomeccanica delle rocce per le opere in sotterraneo

La caratterizzazione dei principali litotipi è basata sulla documentazione riportata nella Relazione Geologica e nella relativa documentazione.

Procedendo dal Bacino di Monte Alto verso Campolattaro, si incontrano tre gruppi di rocce principali, che possono venire sinteticamente definite nel modo seguente:

1. i calcari massivi (che costituiscono l'ossatura di tutto il tratto di monte, bacino di M. Alto compreso);
2. un flysch marnoso-calcareo-argillitico (in passato denominato "argille varicolori", costituisce l'insieme di terreni individuati in profondità nei sondaggi, nelle zone intermedie del tracciato);
3. un flysch arenaceo-argilloso (il materiale individuato nel sondaggio S04 sulla circum-lacuale e che costituisce tutta la porzione di rocce attraversate dalle gallerie verso la diga di Campolattaro).

Considerazioni a parte, per la definizione dell'indice GSI, verranno poi sviluppate per le zone di faglia.

Per la determinazione dei parametri di resistenza e deformabilità da impiegare nei calcoli statici, si è fatto riferimento a due modelli costitutivi di ammasso specifici per rocce e terreni:

- il modello di Hoek & Brown, per i litotipi più consistenti (in genere con GSI > 35)
- il modello di Mohr-coulomb per gli altri litotipi.

4.1 Criterio di rottura di Hoek e Brown - Generalità

Per l'interpretazione delle prove in sito e di laboratorio e per la definizione dei parametri geomeccanici della roccia intatta e dell'ammasso nel suo complesso si fa riferimento al criterio di rottura così come sviluppato da Hoek (1983) e Hoek e Brown (1988) sulla base di una vasta raccolta di dati pubblicati in letteratura.

Tale criterio (empirico) appare in grado di soddisfare le seguenti condizioni:

- risulta essere formulato mediante una semplice equazione matematica basata su un modesto numero di parametri costitutivi.
- Risulta in buon accordo con i valori di resistenza determinati con prove di laboratorio triassiali su campioni di roccia intatta (matrice rocciosa).
- Risulta facilmente adattabile alla descrizione del comportamento di ammassi rocciosi sia di buona qualità ed elevata resistenza che di ammassi *strutturalmente complessi* e molto fratturati.

In Figura 3 si riepiloga l'evoluzione del sopra menzionato criterio di rottura, ad esclusione dell'ultimo aggiornamento pubblicato nel 2002 che verrà a parte commentato nel seguito in un apposito capitolo.

Pubblicazione	Breve descrizione	Equazioni
Hoek & Brown ¹	Criterio di rottura originale per ammassi rocciosi intensamente fratturati. L'involuppo di rottura di Mohr viene ottenuto mediante curve statistiche interpolando un opportuno numero di coppie di valori, (σ_n, τ) calcolate mediante il metodo pubblicato da Balmer ² . σ'_1, σ'_3 sono rispettivamente gli sforzi principali massimo e minimo a rottura. σ_{ci} è la resistenza a trazione dell'ammasso roccioso. m ed s sono due costanti del materiale. σ_n, τ sono rispettivamente la tensione efficace normale al piano di rottura all'istante di rottura e la tensione tangenziale.	$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m \sigma'_3 / \sigma_{ci} + s}$ $\sigma'_3 = -s \sigma_{ci} / m$ $\tau = A \sigma_{ci} ((\sigma'_n - \sigma'_3) / \sigma_{ci})^B$ $\sigma'_n = \sigma'_3 + ((\sigma'_1 - \sigma'_3) / (1 + \partial \sigma'_1 / \partial \sigma'_3))$ $\tau = (\sigma'_n - \sigma'_3) \sqrt{\partial \sigma'_1 / \partial \sigma'_3}$ $\partial \sigma'_1 / \partial \sigma'_3 = m \sigma_{ci} / 2 (\sigma'_1 - \sigma'_3)$
Hoek ³	Criterio di rottura originale per ammassi rocciosi intensamente fratturati, tenendo in conto una possibile rottura in condizioni di anisotropia e adottando per l'involuppo di rottura di Mohr la soluzione esatta proposta da J.W. Bray.	$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m \sigma'_3 / \sigma_{ci} + s}$ $\tau = (Cot \phi'_i - Cosp \phi'_i) m \sigma_{ci} / 8$ $\phi'_i = \arctan \left(\frac{1 + \sqrt{4h \cos^2 \theta - 1}}{2} \right)$ $\theta = \left(90 + \arctan \left(\frac{1 + \sqrt{h^3 - 1}}{h} \right) \right) / 3$ $h = 1 + (16(m \sigma'_n + s \sigma_{ci}) / (3m^2 \sigma_{ci}))$
Hoek & Brown ⁴	Come per il criterio di rottura precedente di Hoek ³ ma con l'aggiunta di una relazione fra le costanti m ed s ed un valore modificato dell'indice RMR (Bieniawski ⁵) nel quale al parametro relativo alle condizioni idrauliche viene assegnato un valore fisso pari a 10 e il fattore correttivo dell'indice RMR in funzione dell'orientazione dei giunti principali viene posto pari a 0. Inoltre viene introdotta una distinzione fra ammasso roccioso disturbato ed indisturbato, insieme ad un criterio per valutare il modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso E .	<p>Ammasso roccioso disturbato</p> $m_b / m_i = \exp((RMR - 100) / 14)$ $s = \exp((RMR - 100) / 6)$ <p>Ammasso roccioso indisturbato</p> $m_b / m_i = \exp((RMR - 100) / 28)$ $s = \exp((RMR - 100) / 9)$ $E = 10^{((RMR - 10) / 40)}$ <p>m_b e m_i si riferiscono, rispettivamente, alla roccia fratturata e intatta</p>
Hoek, Wood & Shah ⁷	Criterio di rottura modificato per tenere in conto il fatto che un ammasso roccioso intensamente fratturato di qualità scadente ha una resistenza a trazione nulla. Per calcolare la tensione efficace normale e la tensione tangenziale viene utilizzata la tecnica di Balmer.	$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} (m_i \sigma'_3 / \sigma_{ci})^a$ $\sigma'_n = \sigma'_3 + ((\sigma'_1 - \sigma'_3) / (1 + \partial \sigma'_1 / \partial \sigma'_3))$ $\tau = (\sigma'_n - \sigma'_3) \sqrt{\partial \sigma'_1 / \partial \sigma'_3}$ $\partial \sigma'_1 / \partial \sigma'_3 = 1 + a m_i^a (\sigma'_3 / \sigma_{ci})^{(a-1)}$
Hoek ⁶ Hoek, Kaiser & Bawden ⁸	Viene introdotto un criterio di rottura di Hoek-Brown generalizzato, incorporando sia il criterio originario per ammassi rocciosi di qualità da ottima a scadente sia il criterio di rottura modificato per ammassi rocciosi di qualità molto scadente. L'indice geologico di resistenza GSI (Geological Strength Index) fu introdotto per superare le carenze dell'indice RMR di Bieniawski a descrivere la qualità di ammassi rocciosi di qualità molto scadente. La distinzione fra ammasso roccioso disturbato ed indisturbato venne abbandonata tenendo conto che poiché il disturbo è generalmente indotto dall'attività dell'uomo, esso dovrebbe essere tenuto in conto riducendo opportunamente il valore di GSI.	$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} (m \sigma'_3 / \sigma_{ci} + s)^a$ <p>per $GSI > 25$</p> $m_b / m_i = \exp((GSI - 100) / 28)$ $s = \exp((GSI - 100) / 9)$ <p>per $GSI < 25$</p> $s = 0$ $a = 0.65 - GSI / 200$

Figura 3 -- Evoluzione del criterio di Hoek – Brown

4.2 Formulazione del criterio di rottura per la roccia intatta (matrice)

Il criterio di rottura di Hoek-Brown per la roccia intatta (matrice) può essere genericamente espresso sulla base della seguente equazione:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5}$$

dove:

σ'_1 e σ'_3 = sforzi efficaci principali rispettivamente massimo e minimo a rottura;

σ_{ci} = resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta;

m_i = parametro costitutivo;

I valori delle costanti caratteristiche della roccia (σ'_{ci} e m_i) vengono generalmente definiti sulla base di apposite prove di laboratorio. A tale scopo Hoek & Brown suggeriscono di considerare un campo di variazione degli sforzi efficaci principali minori (σ'_3) compreso nell'intervallo di seguito indicato:

$$0 < \sigma'_3 < 0.5 \sigma'_{ci}$$

In assenza di prove di laboratorio si può anche fare riferimento a quanto riassunto in Tabella 4 e Tabella 5 di cui nel seguito.

Tabella 4 - Resistenza a compressione monoassiale per diversi tipi di roccia

CLASSE [*]	DESCRIZIONE	RESISTENZA A COMPRESSIONE MONOASSIALE (MPa)	INDICE DI RESISTENZA (POINT LOAD) (MPa)	VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA IN SITO	ESEMPI
R6	Resistenza estremamente elevata	> 250	> 10	Un campione può essere scheggiato solamente con un martello geologico	Basalto intatto, silice, selce, diabase, gneiss granito, quarzite
R5	Resistenza molto elevata	100-250	4-10	Un campione richiede molti colpi di un martello geologico per essere fratturato	Anfibolite, arenaria basalto, gabbro, gneiss, granodiorite calcare, marna riolite, tufi
R4	Resistenza elevata	50-100	2-4	Un campione richiede più di un martello geologico per essere fratturato	Calcare, marna, fillite, arenaria, scisto, argillite
R3	Resistenza media	25-50	1-2	Non può essere raschiato o spellato con un coltellino, un campione può essere fratturato con un solo colpo mediante un martello geologico	Argillite, carbone, calcestruzzo, scisto, siltite
R2	Resistenza bassa	5-25	[**]	Con difficoltà può essere spellato con un coltellino, una intaccatura superficiale può essere procurata con un colpo inferto mediante la punta di un martello geologico	Calcare bianco, salgemma
R1	Resistenza molto bassa	1-5	[**]	Si frantuma per effetto di alcuni colpi con la punta di un martello geologico, può essere spellato mediante un coltellino	Rocce estremamente alterate o alterate
R0	Resistenza estremamente bassa	0.25-1	[**]	Intagliato con l'unghia di un pollice	Miloniti, cataclasi

[*] In accordo a Brown E.T. Rock characterization, testing and monitoring - ISRM suggested methods, pp. 171-183. Oxford, Pergamon (1981).
 [**] La prova meccanica point load su rocce con resistenza a compressione monoassiale inferiore a 25 MPa fornisce risultati poco attendibili.

Tabella 5– Valori della costante m_i , per diversi tipi di roccia

TIPO DI ROCCIA	CLASSE	GRUPPO	TESSITURA			
			GROSSOLANA	MEDIA	FINE	MOLTO FINE
SEDIMENTARIE	Clastiche		Conglomerato (22)	Arenaria 19	Siltite 9	Argillite 4
				Grovacche (18)		
	Non clastiche	Organogene		Calcare bianco (7)		
		Carbonatiche	Breccia(20)	Calcare Sparitico (10)	Calcare Micritico 8	
	Chimiche		Gesso 16	Anidride 13		
METAMORFICHE	Non foliate	Marmo 9	Hornfels (19)	Quarzite 24		
	Leggermente foliate	Migmatite (30)	Anfibolite 25-31	Miloniti (6)		
	Foliate*	Gneiss 33	Scisti 4-8	Filliti (10)	Scisti argillosi 9	
IGNEE	Chiare	Granito 33		Riolite (16)	Ossidiana (19)	
		Granodiorite (30)		Dacite (17)		
	Scure	Diorite (28)		Andesite 19		
		Gabbro 27	Dolerite (19)	Basalto (17)		
		Norite 22				
Effusive piroclastiche	Agglomerato (20)	Breccia (18)	Tufo (15)			

Questi valori sono validi per campioni di roccia intatta portati a rottura applicando il carico normale alla stratificazione o scistosità. Il valore di m_i sarà sensibilmente inferiore se la rottura avviene lungo un piano di debolezza

4.3 Criterio di rottura per l'ammasso roccioso

La formulazione di cui al paragrafo precedente può essere generalizzata a descrivere le caratteristiche di resistenza dell'ammasso come di seguito indicato:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

dove:

σ'_1 e σ'_3 = sforzi efficaci principali rispettivamente massimo e minimo a rottura;

m_b = costante d'ammasso

s ed a = costanti d'ammasso

σ'_{ci} = resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta

L'entità dei parametri costitutivi (s , a e m_b) può essere stimata sulla base di un indice empirico (GSI) a sua volta correlato alle caratteristiche strutturali dell'ammasso e ad altri indici noti nell'ambito della letteratura tecnica (RMR, RQD, ecc.):

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right)$$

per $GSI > 25$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right)$$

$a = 0.5$

per $GSI < 25$

$$s = 0$$

$$a = 0.65 - \frac{GSI}{200}$$

4.4 Indice GSI (Geological Strength Index)

Tale indice è stato introdotto da Hoek, Kaiser e Bawden (1995) e può essere definito sulla base delle caratteristiche d'ammasso o sulla base di un confronto diretto con l'indice RMR della classificazione di Bieniaski.

In Figura 4 è riassunto l'abaco per la determinazione di GSI sulla base delle caratteristiche geologiche e strutturali d'ammasso.

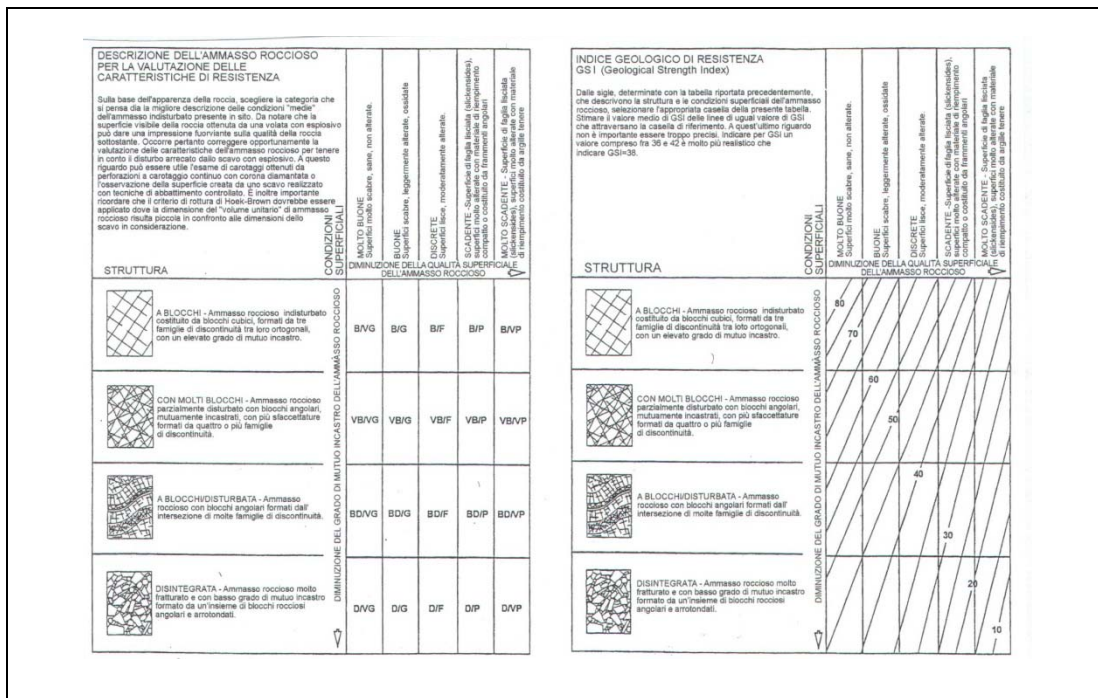


Figura 4- Stima dell'indice GSI (Geological Strength Index) sulla base della descrizione geo-logica dell'ammasso roccioso

Correlazione tra l'indice GSI e l'indice RMR (Bieniawski)

Vista la diffusione del sistema di classificazione di Bieniawski, è stata anche definita dagli autori una correlazione diretta fra il valore di GSI ed il valore di RMR come sinteticamente illustrato in Figura 5

<p> Criterio di rottura empirico $\sigma_1' = \sigma_3' + \sqrt{m \sigma_{u(r)} \sigma_3' + s \sigma_{u(r)}^2}$ σ_1' = tensione efficace principale massima σ_3' = tensione efficace principale minima $\sigma_{u(r)}$ = resistenza a compressione monoassiale m ed s: costanti empiriche </p>	COSTANTI DEL MATERIALE: m, s	<p> ROCCE CARBONATICHE CON CLIVAGGIO CRISTALLINO BEN SVILUPPATO Dolomite, calcare e marmo. </p>	<p> ROCCE ARGILLOSE LITIFICATE Argille, siltite, scisti argillosi con clivaggio ben marcato. </p>	<p> ROCCE ARENACEE CON ELEVATA CRISTALLIZZAZIONE E LIMITATO SVILUPPO DI CLIVAGGIO PER CRISTALLIZZAZIONE Arenarie e quarzite </p>	<p> ROCCE CRISTALLINE IGNEE E GRANA FINE Andesite, diabasi, diabase e riolite </p>	<p> ROCCE IGNEE A GRANA GROSSOLANA E ROCCE CRISTALLINE METAMORFICHE Anfibolite, gabbro, gneiss, norite, quarzo-diorite </p>
<p> CAMPIONI DI ROCCIA INTATTA Campioni di laboratorio senza discontinuità (matrice rocciosa) Indice CSIR: RMR = 100 Indice NGI: Q = 500 </p>	m s	7.00 1.00	10.00 1.00	15.00 1.00	17.00 1.00	25.00 1.00
<p> AMMASSO ROCCIOSO DI OTTIMA QUALITÀ Ammasso roccioso indisturbato con giunti non alterati di spaziatura compresa fra 1 e 3 m Indice CSIR: RMR = 85 Indice NGI: Q = 100 </p>	m s	2.40 0.082	3.43 0.082	5.14 0.082	5.82 0.082	8.56 0.082
<p> AMMASSO ROCCIOSO DI BUONA QUALITÀ Roccia sana o leggermente alterata, leggermente disturbato con giunti di spaziatura compresa fra 1 e 3 m. Indice CSIR: RMR = 65 Indice NGI: Q = 10 </p>	m s	0.575 0.00293	0.821 0.00293	1.231 0.00293	1.395 0.00293	2.052 0.00293
<p> AMMASSO ROCCIOSO DI DISCRETA QUALITÀ Numerose famiglie di giunti moderatamente alterati, con spaziature comprese fra 0,3 e 1 m. Indice CSIR: RMR = 44 Indice NGI: Q = 1 </p>	m s	0.128 0.00009	0.183 0.00009	0.275 0.00009	0.311 0.00009	0.458 0.00009
<p> AMMASSO ROCCIOSO DI QUALITÀ SCADENTE Numerosi giunti alterati con spaziatura compresa fra 30 e 500 mm, alcuni con riempimento. Detrito di roccia pulita compattata. Indice CSIR: RMR = 23 Indice NGI: Q = 0.1 </p>	m s	0.029 0.000003	0.041 0.000003	0.061 0.000003	0.069 0.000003	0.102 0.000003
<p> AMMASSO ROCCIOSO DI QUALITÀ MOLTO SCADENTE Numerosi giunti molto alterati con spaziatura inferiore a 50 mm e con riempimento. Detrito di roccia con materiale fine. Indice CSIR: RMR = 3 Indice NGI: Q = 0.01 </p>	m s	0.007 0.0000001	0.010 0.0000001	0.015 0.0000001	0.017 0.0000001	0.025 0.0000001

CSIR (Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization) Organizzazione Scientifica ed Industriale di Ricerca (Bieniawski 1974)
NGI Norway Geotechnical Institute (Barton 1974)

Figura 5– Correlazione fra i valori di mi, s, l'indice RMR ed il tipo di roccia

Per completezza si riporta nel seguito la suddivisione in classi così come proposta da Bieniawski (1989).

Tabella 6 - Classificazione dell'ammasso roccioso secondo Bieniawski

RMR	Classe
< 20	V
21÷40	IV
41÷60	III
61÷80	II

81÷100	I
--------	---

Nel caso si faccia riferimento al sistema di classificazione di Bieniawski del 1976 (vedi Figura 6), indicando con RMR_{76} il valore dell'indice RMR ottenuto assumendo per le condizioni idrauliche dei giunti l'ipotesi di giunti umidi con un valore dell'indice pari a 10 e non applicando alcuna correzione per effetto dell'orientamento dei giunti si può considerare:

per $RMR_{76} > 18$ → $GSI = RMR_{76}$
 per $RMR_{76} < 18$ → Non applicabile

PARAMETRI		CAMPO VALORI							
1	RESISTENZA ROCCIA INTATTA	Carico puntuale	> 8 MPa	4-8 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Per tale campo di valori è preferibile eseguire prove di compressione monoassiale		
		Compressione uniassiale	> 200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	10-25 MPa	3-10 MPa	1-3 MPa
	INDICE	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD	90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%			
	INDICE	20	17	13	8	3			
3	SPAZIATURA GIUNTI	> 3 m	1-3 m	0.3-1 m	50-300 mm	< 50 mm			
	INDICE	30	25	20	10	5			
4	CONDIZIONE GIUNTI	Superfici molto scabre non continue Pareti roccia dura	Superfici scabre Apertura < 1 mm Pareti roccia dura	Superfici scabre Apertura < 1 mm Pareti roccia dura	Superfici lisce o laminate o riempimento < 5 mm o apertura 1-5 mm Giunti continui	Riempimento tenero spessore > 5 mm o giunti aperti > 5 mm Giunti continui			
	INDICE	25	20	12	6	0			

Figura 6 – Sistema di classificazione di Bieniawski, versione 1976

Nel caso si faccia invece riferimento alla classificazione di Bieniawski del 1989 (vedi Figura 7) indicando con RMR_{89} il valore dell'indice RMR ottenuto assumendo per le condizioni idrauliche dei giunti un indice pari a 15 e, come sopra, non adottando alcun indice correttivo per l'orientamento dei giunti si può scrivere:

per $RMR_{76} > 23$ → $GSI = RMR_{89} - 5$
 per $RMR_{76} < 23$ → Non applicabile

A. CLASSIFICAZIONE DEI PARAMETRI E LORO INDICI											
PARAMETRI			CAMPO VALORI								
1	RESISTENZA ROCCIA INTATTA	Carico puntuale	> 10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Per tale campo di valori è preferibile eseguire prove di compressione monoassiale				
		Compressione uniaassiale	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 MPa		
		INDICE	15	12	7	4	2	1	0		
2		RQD	90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%				
		INDICE	20	17	13	8	3				
3		SPAZIATURA GIUNTI	> 2 m	0.6-2 m	200-600 m	60-200 mm	< 60 mm				
		INDICE	20	15	10	8	5				
4	CONDIZIONE GIUNTI (vedi E)	Superfici molto scabre non continue Pareti roccia dura	Superfici scabre Apertura < 1 mm Pareti roccia dura	Superfici scabre Apertura < 1 mm Pareti roccia dura	Superfici lisce o laminate o riempimento < 5 mm o apertura 1-5 mm Giunti continui	Riempimento tenero spessore > 5 mm o giunti aperti > 5 mm Giunti continui					
		INDICE	30	25	20	10	0				
5	CONDIZIONI IDRAULICHE	Afflusso per 10m lunghezza tunnel (l/m)	Assente	<10	10-25	25-125	>125				
		Pressione acqua nei giunti Rapp. $\frac{S_{nat}}{S_{in situ}}$	0	<0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5				
		Condizioni generali	Completamente asciutto	Umido	Molto umido	Stillicidio	Severi problemi idraulici				
		INDICE	15	10	7	4	0				
B. FATTORI CORRETTIVI IN FUNZIONE DELL'ORIENTAMENTO DEI GIUNTI (vedi F)											
Direzione ed inclinazione		Molto favorevole	Favorevole	Discreto	Stavorevole	Molto sfavorevole					
INDICI	Gallerie e miniere	0	-2	-5	-10	-12					
	Fondazioni	0	-2	-7	-15	-25					
	Pendii	0	-5	-25	-50						
C. CLASSI DI AMMASSO ROCCIOSO SULLA BASE DELLA SOMMA DEGLI INDICI											
Indice RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	<21						
Classe	I	II	III	IV	V						
Descrizione	Ottimo	Buono	Discreto	Scadente	Molto scadente						
D. SIGNIFICATO DELLE CLASSI DI AMMASSO											
Classe	I	II	III	IV	V						
Tempo di autosostegno	20 anni per una lunghezza libera dello scavo L=15m	1 anno per L=10m	1 sett. per L=5	10 ore per L=2.5m	30 minuti per L=1m						
Coesione dell'ammasso roccioso (kPa)	> 400	300-400	200-300	100-200	< 100						
Angolo di attrito dell'ammasso roccioso (°)	> 45	35-45	25-35	15-25	< 15						
E. LINEE GUIDA PER LA CLASSIFICAZIONE DELLE DISCONTINUITA'											
Lunghezza delle discontinuita' (persistenza)	< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m						
Indici	6	4	2	1	0						
Separazione (apertura)	Nessuno	< 0.1 mm	0.1-1.0 mm	1-5 mm	> 5 mm						
Indici	6	5	4	1	0						
Scabrezza	Molto scabro	Scabro	Leggermente scabro	Liscie	Liscie o laminate						
Indici	6	5	3	1	0						
Riempimento	Nessuno	Compatto < 5 mm	Compatto > 5 mm	Tenero < 5 mm	Tenero > 5 mm						
Indici	6	4	2	2	0						
Alterazione	Non alterato	Leggerm. alterato	Moderatam. alterato	Altamente alterato	Decomposto						
Indici	6	5	3	1	0						
F. EFFETTO DELL'ORIENTAZIONE DELLE DISCONTINUITA' SULLA STABILITA' DI UNA GALLERIA											
Perpendicolare all'asse della galleria			Parallelo all'asse della galleria								
Inclinazione delle discontinuita' concorde con il verso di avanzamento. Inclinazione discontinuita' 45 - 90°			Inclinazione delle discontinuita' concorde con il verso di avanzamento. Inclinazione discontinuita' 20 - 45°			Inclinazione 45 - 90°		Inclinazione 20 - 45°			
Molto favorevole			Favorevole			Molto favorevole		Discreta			
Inclinazione delle discontinuita' discorde dal verso di avanzamento. Inclinazione delle discontinuita' 45 - 90°			Inclinazione delle discontinuita' discorde dal verso di avanzamento. Inclinazione delle discontinuita' 20 - 45°			Inclinazione 0 - 20° a prescindere dallo strike					
Discreto			Stavorevole			Discreta					

Figura 7 - - Sistema di classificazione di Bieniawski, versione 1989

4.5 Correlazione tra l'indice GSI e l'indice Q (Barton)

L'indice GSI può anche essere messo indirettamente in correlazione con gli indici della classificazione proposta da Barton (1974) sulla base delle seguenti espressioni:

$$RMR \cong 9 \cdot \ln Q + 44 \quad (\text{Bieniawski, 1976})$$

$$RMR \cong 13.5 \cdot \log Q + 43 \quad (\text{Rutledge, 1978})$$

4.6 Rock Quality Designation (RQD)

Come descritto nei precedenti paragrafi l'indice RMR viene calcolato sulla base di un indice caratteristico del grado di fratturazione definito "RQD" che rappresenta di per sé stesso un buon indicatore qualità della roccia secondo le classi riportate nella Tabella 7 seguente:

Tabella 7– Qualità della roccia sulla base dell'indice RQD

RQD (%)	Grado di fratturazione	Qualità della roccia
< 25	Molto elevato	Molto scadente
25÷50	Elevato	Scadente
50÷75	Medio	Discreta
75÷90	Debole	Buona
90÷100	Quasi nullo	Eccellente

Normalmente tale indice viene definito in relazione alle carote estratte dai sondaggi; occorre tuttavia sottolineare che il disturbo indotto nell'ammasso durante le fasi di perforazione può alterare (anche in maniera significativa) il grado di fratturazione riducendo fittiziamente il valore di RQD.

Un metodo che consente di superare (in buona parte) tali limitazioni consiste nel definire l'indice RQD in base all'espressione proposta da Palstrom (1975):

$$RQD = 115 - 3.3 J_v$$

dove:

$$J_v = 2N$$

N = numero di fratture per metro di ammasso/sondaggio

4.7 Parametri geomeccanici per i litotipi di interesse

Dalla caratterizzazione geologico – tecnica, si ricavano i seguenti parametri d'ammasso.

4.7.1 Calcari massivi

La caratterizzazione geologica di questo litotipo è riportata nella tabella seguente.

Calcari massivi				Note
Indice	valore considerato	campo di variab.	U.M.	
σ_{ci}	50	37-134	Mpa	Dato desunto da prove di compressione monoassiale e da sclerometro
RMRb	61	55-65		Dato desunto da rilievi geomeccanici
GSI	55	47-58		Dato desunto da rilievi geomeccanici
mi	12			Stima desunta da dati bibliografici e indagini pregresse su materiali simili
MR	500			Stima desunta da dati bibliografici e indagini pregresse su materiali simili
Ei	25000	20000-47000	Mpa	Stima desunta da dati bibliografici e indagini pregresse su materiali simili
γ	2,6		t/mc	Dato desunto da prove di laboratorio
Etan	17230		MPa	Dato desunto da prove di compressione monoassiale e da sclerometro
Z	0,37			Dato desunto da prove di compressione monoassiale e da sclerometro
Descrizione sintetica: Calcari e calcareniti e calcari pseudocristallini biancastri e localmente grigiastri; sporadici livelli rossastri o mamosi grigiastri.				
Formazione geologica: Flysch Rosso - Membro calcareo (FYR2)				

LEGENDA	
σ_{ci}	Resistenza a compressione mono-assiale
RMRb	Indice di Bieniawski (1989)
GSI	Geological Strength Index
mi	
MR	modulus ratio
Ei	Intact Modulus
γ	Peso di volume
Etan	Modulo di Young
ν	Coefficiente di Poisson

4.7.2 *Flysch marnoso-calcareo-argillitico*

La caratterizzazione geologica di questo litotipo è riportata nella tabella seguente, con notazione analoga al paragrafo precedente.

Per semplicità, a questo litotipo ci si riferirà nel seguito come "Flysch calcareo".

Flysch marnoso-calcareo-argillitico				
Indice	valore considerato	campo di variab.	U.M.	
σ_{ci}	5	1-25	Mpa	Stima desunta da dati bibliografici e indagini pregresse su materiali simili
RMRb				Non applicabile
GSI	20	15-25		Stima desunta da dati bibliografici e indagini pregresse su materiali simili
mi	7			Stima desunta da dati bibliografici e indagini pregresse su materiali simili
MR	225			Stima desunta da dati bibliografici e indagini pregresse su materiali simili
Ei	200		Mpa	Stima desunta da dati bibliografici e indagini pregresse su materiali simili
γ	2,4	2.3-2.6	t/mc	Stima desunta da dati bibliografici e indagini pregresse su materiali simili
Etan			Mpa	
ν	0,3			Stima desunta da dati bibliografici e indagini pregresse su materiali simili
ϕ_P	25	22-28		Stima desunta da dati bibliografici e indagini pregresse su materiali simili
ϕ_R	20	16-25		Stima desunta da dati bibliografici e indagini pregresse su materiali simili
Cp	50	35-80	kPa	Stima desunta da dati bibliografici e indagini pregresse su materiali simili
Cres	10	0	kPa	Stima desunta da dati bibliografici e indagini pregresse su materiali simili
Descrizione sintetica: Flysch prevalentemente marnoso avente colorazione verdastra rossatra o nerastra, con inclusi e strati calcarei biancastri e argilliti rosate				
Formazione geologica: una volta denominata col termine di "Argille varicolori" ora viene ascritta ai termini Flysch Rosso (FYR) e Flysch Rosso - Membro diasprigno (FYR1)				

4.7.3 *Flysch arenaceo-argilloso*

La caratterizzazione geologica di questo litotipo è riportata nella tabella seguente, con notazione analoga ai paragrafi precedenti.

Per semplicità, a questo litotipo ci si riferirà nel seguito come "Flysch arenaceo".

Flysch arenaceo argilloso				
Indice	valore considerato	campo di variab.	U.M.	
σ_{ci}	5	1-15	Mpa	Dato desunto da prove di compressione monoassiale per la frazione arenacea
RMRb	-			Non applicabile
GSI	30	15-35		Dato desunto da rilievi geomeccanici
m_i	4			Stima desunta da dati bibliografici e indagini pregresse su materiali simili
MR				
Ei	1250		Mpa	Dato desunto da prove di laboratorio
γ	2,2	2.1-2.4	t/mc	Dato desunto da prove di laboratorio
Etan	0,311		Mpa	Dato desunto da prove pressiometriche
ν	0,3			Stima desunta da dati bibliografici e indagini pregresse su materiali simili
ϕ_P	29,2			Dato desunto da prove di laboratorio
ϕ_R				
Cp	16,5		kPa	Dato desunto da prove di laboratorio
Cres			kPa	
Descrizione sintetica: Flysch argillitico-mamoso-arenaceo prevalentemente terrigeno, con locali e subordinati livelli di calcari grigiastri.				
Formazione geologica: Formazione di Fragneto Monforte (UFM) e formazione di San Giorgio la Molara (GGM)				

4.7.4 **Zone di faglia**

In sintesi, la caratterizzazione è la seguente.

Zone di faglia, cataclasiti			
Indice	valore considerato	campo di variab.	U.M.
GSI	28	15-42	
Descrizione sintetica: Breccie di faglia, cataclasiti			
Formazione geologica: tutte			

4.7.5 **Caratterizzazione delle rocce nella zona della caverna centrale e del pozzo piezometrico**

In questa zona, basandosi sulle indagini disponibili, è stata redatta la caratterizzazione d'ammasso seguente.

DESCRIZIONE	stima di classe di flysch	GSI	σ_c MPa	m_i
Calcere a livelli con livelli argillitici rossastri suborizzontali	B	40 (30-50)	50	12
Livelli argillosi con inclusi calcarei, zone di faglia	G	20 (15-25)	5	7
Calcari biancastri fratturati	-	30 (15-35)	50	12

4.8 Calcolo dei parametri geomeccanici di progetto

4.8.1 Calcoli massivi

Calcolo dei parametri di mohr - Coulomb equivalenti

Caratterizzazione geomeccanica del litipo:

$$\sigma_{ci} := 50 \cdot 10^6 \cdot \text{Pa}$$

$$m_i := 12$$

$$\text{GSI} := 50 \quad D := 0.1$$

$$\gamma := 26000 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}^3}$$

$$h := 500 \cdot \text{m} \quad \text{copertura}$$

$$k_0 := 0.6$$

Risultati:

$$m_b := m_i \cdot e^{\left(\frac{\text{GSI}-100}{28-14 \cdot D}\right)} \quad m_b = 1.832$$

$$s := e^{\left(\frac{\text{GSI}-100}{9-3 \cdot D}\right)} \quad s = 3.192 \times 10^{-3}$$

$$a := 0.5 + \frac{1}{6} \cdot \left(e^{\left(\frac{-\text{GSI}}{15}\right)} - e^{\left(\frac{-100}{15}\right)} \right) \quad a = 0.506$$

$$\sigma_{cm} := \sigma_{ci} \cdot \frac{[m_b + 4 \cdot s - a \cdot (m_b - 8 \cdot s)] \cdot \left(\frac{m_b}{4} + s\right)^{a-1}}{2 \cdot (1 + a) \cdot (2 + a)} \quad \sigma_{cm} = 9.044 \times 10^6 \text{ Pa}$$

$$\sigma_{3\max} := 0.47 \cdot \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma \cdot h}\right)^{-0.94} \cdot \sigma_{cm} \quad \sigma_{3\max} = 5.978 \times 10^6 \text{ Pa}$$

$$\sigma_{3n} := \frac{\sigma_{3\max}}{\sigma_{ci}} \quad \sigma_{3n} = 0.12$$

$$\phi := \text{asin} \left[\frac{6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma_{3n})^{a-1}}{2 \cdot (1 + a) \cdot (2 + a) + 6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma_{3n})^{a-1}} \right] \quad \phi = 0.653 \quad \phi\phi := \phi \cdot \frac{180}{\pi} \quad \phi\phi = 37.424$$

$$c := \frac{\sigma_{ci} \cdot [(1 + 2 \cdot a) \cdot s + (1 - a) \cdot m_b \cdot \sigma_{3n}] \cdot (s + m_b \cdot \sigma_{3n})^{a-1}}{(1 + a)(2 + a) \cdot \sqrt{1 + \frac{6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma_{3n})^{a-1}}{(1 + a) \cdot (2 + a)}}} \quad c = 1.579 \times 10^6 \text{ Pa}$$

$$\sigma_{ci} = 5 \times 10^7 \text{ Pa}$$

$$E_m := \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{1000000000 \cdot \text{Pa}}} \cdot 10^{\left(\frac{\text{GSI}-10}{40}\right)} \cdot 1000000000 \cdot \text{Pa} \quad E_m = 6.718 \times 10^9 \text{ Pa}$$

4.8.2 Calcare a livelli con livelli argillitici rossastri suborizzontali (GSI = 30)

Calcolo dei parametri di mohr - Coulomb equivalenti

Caratterizzazione geomeccanica del litotipo:

$$\sigma_{ci} := 50 \cdot 10^6 \cdot \text{Pa}$$

$$m_i := 12$$

$$GSI := 30 \quad D := 0.1$$

$$\gamma := 23500 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}^3}$$

$$h := 500 \cdot \text{m} \quad \text{copertura}$$

$$k_0 := 0.6$$

Risultati:

$$m_b := m_i \cdot e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14 \cdot D}\right)} \quad m_b = 0.864$$

$$s := e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3 \cdot D}\right)} \quad s = 3.204 \times 10^{-4}$$

$$a := 0.5 + \frac{1}{6} \cdot \left(e^{\left(\frac{-GSI}{15}\right)} - e^{\left(\frac{-100}{15}\right)} \right) \quad a = 0.522$$

$$\sigma_{cm} := \sigma_{ci} \cdot \frac{[m_b + 4 \cdot s - a \cdot (m_b - 8 \cdot s)] \cdot \left(\frac{m_b}{4} + s\right)^{a-1}}{2 \cdot (1 + a) \cdot (2 + a)} \quad \sigma_{cm} = 5.617 \times 10^6 \text{ Pa}$$

$$\sigma_{3max} := 0.47 \cdot \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma \cdot h}\right)^{-0.94} \cdot \sigma_{cm} \quad \sigma_{3max} = 5.283 \times 10^6 \text{ Pa}$$

$$\sigma_{3n} := \frac{\sigma_{3max}}{\sigma_{ci}} \quad \sigma_{3n} = 0.106$$

$$\phi := \arcsin \left[\frac{6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma_{3n})^{a-1}}{2 \cdot (1 + a) \cdot (2 + a) + 6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma_{3n})^{a-1}} \right] \quad \phi = 0.552 \quad \phi \phi := \phi \cdot \frac{180}{\pi} \quad \phi \phi = 31.65$$

$$c := \frac{\sigma_{ci} \cdot [(1 + 2 \cdot a) \cdot s + (1 - a) \cdot m_b \cdot \sigma_{3n}] \cdot (s + m_b \cdot \sigma_{3n})^{a-1}}{(1 + a) \cdot (2 + a) \cdot \sqrt{1 + \frac{6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma_{3n})^{a-1}}{(1 + a) \cdot (2 + a)}}} \quad c = 1.008 \times 10^6 \text{ Pa}$$

$$\sigma_{ci} = 5 \times 10^7 \text{ Pa}$$

$$E_m := \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{1000000000 \cdot \text{Pa}}} \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \cdot 1000000000 \cdot \text{Pa} \quad E_m = 2.124 \times 10^9 \text{ Pa}$$

4.8.3 Calcarei biancastri fratturati (GSI = 40)

Calcolo dei parametri di mohr - Coulomb equivalenti

Caratterizzazione geomeccanica del litotipo:

$$\sigma_{ci} := 50 \cdot 10^6 \cdot \text{Pa}$$

$$m_i := 12$$

$$GSI := 40 \quad D := 0.1$$

$$\gamma := 23500 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}^3}$$

$$h := 500 \cdot \text{m} \quad \text{copertura}$$

$$k_0 := 0.6$$

Risultati:

$$m_b := m_i \cdot e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14 \cdot D}\right)} \quad m_b = 1.258$$

$$s := e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3 \cdot D}\right)} \quad s = 1.011 \times 10^{-3}$$

$$a := 0.5 + \frac{1}{6} \cdot \left(e^{\left(\frac{-GSI}{15} - \frac{-100}{15}\right)} - e^{\left(\frac{-100}{15}\right)} \right) \quad a = 0.511$$

$$\sigma_{cm} := \sigma_{ci} \cdot \frac{[m_b + 4 \cdot s - a \cdot (m_b - 8 \cdot s)] \cdot \left(\frac{m_b}{4} + s\right)^{a-1}}{2 \cdot (1+a) \cdot (2+a)} \quad \sigma_{cm} = 7.208 \times 10^6 \text{ Pa}$$

$$\sigma_{3max} := 0.47 \cdot \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma \cdot h}\right)^{-0.94} \cdot \sigma_{cm} \quad \sigma_{3max} = 5.363 \times 10^6 \text{ Pa}$$

$$\sigma_{3n} := \frac{\sigma_{3max}}{\sigma_{ci}} \quad \sigma_{3n} = 0.107$$

$$\phi := \text{asin} \left[\frac{6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma_{3n})^{a-1}}{2 \cdot (1+a) \cdot (2+a) + 6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma_{3n})^{a-1}} \right] \quad \phi = 0.611 \quad \phi \phi := \phi \cdot \frac{180}{\pi} \quad \phi \phi = 35.036$$

$$c := \frac{\sigma_{ci} \cdot [(1+2 \cdot a) \cdot s + (1-a) \cdot m_b \cdot \sigma_{3n}] \cdot (s + m_b \cdot \sigma_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \cdot \sqrt{1 + \frac{[6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma_{3n})^{a-1}]}{(1+a) \cdot (2+a)}}} \quad c = 1.235 \times 10^6 \text{ Pa}$$

$$\sigma_{ci} = 5 \times 10^7 \text{ Pa}$$

$$E_m := \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{1000000000 \cdot \text{Pa}}} \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \cdot 1000000000 \cdot \text{Pa} \quad E_m = 3.778 \times 10^9 \cdot \text{Pa}$$

4.8.4 Flysch marnoso-calcareo-argillitico, livelli argillosi e zone di faglia (GSI = 20)

La metodologia di calcolo proposta per i calcari non è applicabile per queste rocce, di proprietà mediocri.

In via preliminare, in base ai dati ad oggi disponibili e a quanto reperibile in letteratura, si propongono i seguenti parametri cautelativi:

- $E = 1 \text{ GPa}$
- $\nu = 0.2$
- $\gamma = 2300 \text{ kg/m}^3$
- $c = 160 \text{ kPa}$ (Russo, 1994)
- $\varphi = 29,4^\circ$

4.8.5 ***Flysch arenaceo-argilloso***

La metodologia di calcolo proposta per i calcari non è applicabile per queste rocce, di proprietà mediocri.

In via preliminare, in base ai dati ad oggi disponibili e a quanto reperibile in letteratura, si propongono i seguenti parametri cautelativi:

- $E = 1 \text{ GPa}$
- $\nu = 0.2$
- $\gamma = 2300 \text{ kg/m}^3$
- $c = 50 \text{ kPa}$
- $\varphi = 25^\circ$

5. Problematiche sismiche

5.1 DEFINIZIONE DEL SISMA DI PROGETTO

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 50 anni.

La classe d'uso assunta per le opere in oggetto è la II.

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 50 \text{ anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR} (\text{SLV}) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

$$T_R(\text{SLV}) = -V_R / \ln (1-P_{VR}) = 475 \text{ anni}$$

Per il coefficiente di d'amplificazione stratigrafica S_s , per il sottosuolo del bacino di monte alto (Pontelandolfo) si può operare come segue.

In accordo con il profilo delle velocità V_s delle onde di taglio, si ha

$$V_{s30} \cong 30 / (10/180 + 10 / 320 + 10/700) = 296 \text{ m/s}$$

valore in base al quale si dovrebbe attribuire la cat. C. Tuttavia si può assumere che la profondità del substrato sia dell'ordine dei 20 m: pertanto può essere attribuita la CATEGORIA E.

Si considera l'opera ubicata in pianura.

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma, è possibile definire i parametri che caratterizzano il sisma:

	Campolattaro	Pontelandolfo	
a_g [g]	0.264	0.265	accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

F_0	2.304	2.304	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
T_c^* [s]	0.374	0.373	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale
S_s	1.331	1.327	coefficiente di amplificazione stratigrafica
C_c	1.704	1.706	
S_T	1.000	1.000	
S	1.331	1.327	
η	1.000	1.000	
T_B [s]	0.212	0.212	
T_C [s]	0.637	0.636	
T_D [s]	2.656	2.661	

L' accelerazione massima al free field risulta quindi:

Campolattaro $a_{max}(SLV) = 1.331 \times 0.264g = 0.3514 g$

Pontelandolfo $a_{max}(SLV) = 1.327 \times 0.265g = 0.3517 g$

5.2 Valutazione della Magnitudo

Al fine della valutazione della stabilità del sito in condizioni sismiche, oltre alla massima accelerazione, occorre stimare la Magnitudo attesa.

A questo proposito, è possibile riferirsi ai dati predisposti dall'INGV, (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>) che costituiscono la base sulla quale sono state definite i livelli di sismicità recepiti dalla legge.

A questo riguardo, per il sito in esame (Figura 5-1) nelle Figura 5-2 e Figura 5-3 sono rappresentati in forma grafica i contributi specifici di Magnitudo-distanza alla pericolosità sismica con $T_R = 475$ anni, coerente con quello associato allo stato limite considerato nel progetto:

I valori di Magnitudo qui indicati sono coerenti con i valori di a_{max} .

Prevalgono contributi di terremoti caratterizzati da Magnitudo comprese tra 5.5 e 6.5. In base alle elaborazioni fornite dalla stessa sorgente, si hanno poi i seguenti valori medi:

	Valori medi		
	Magnitudo	Distanza km	Epsilon
Pontelandolfo	6.07	8.64	0.766
Campolattaro	6.06	8.59	0.754

In base a quanto sopra, si ritiene opportuno considerare, ai fini delle verifiche di stabilità del sito, una magnitudo $M = 6.3$ corrispondente ad una media tra l'estremo superiore del range di significatività ($M=6.5$) ed il valore medio.

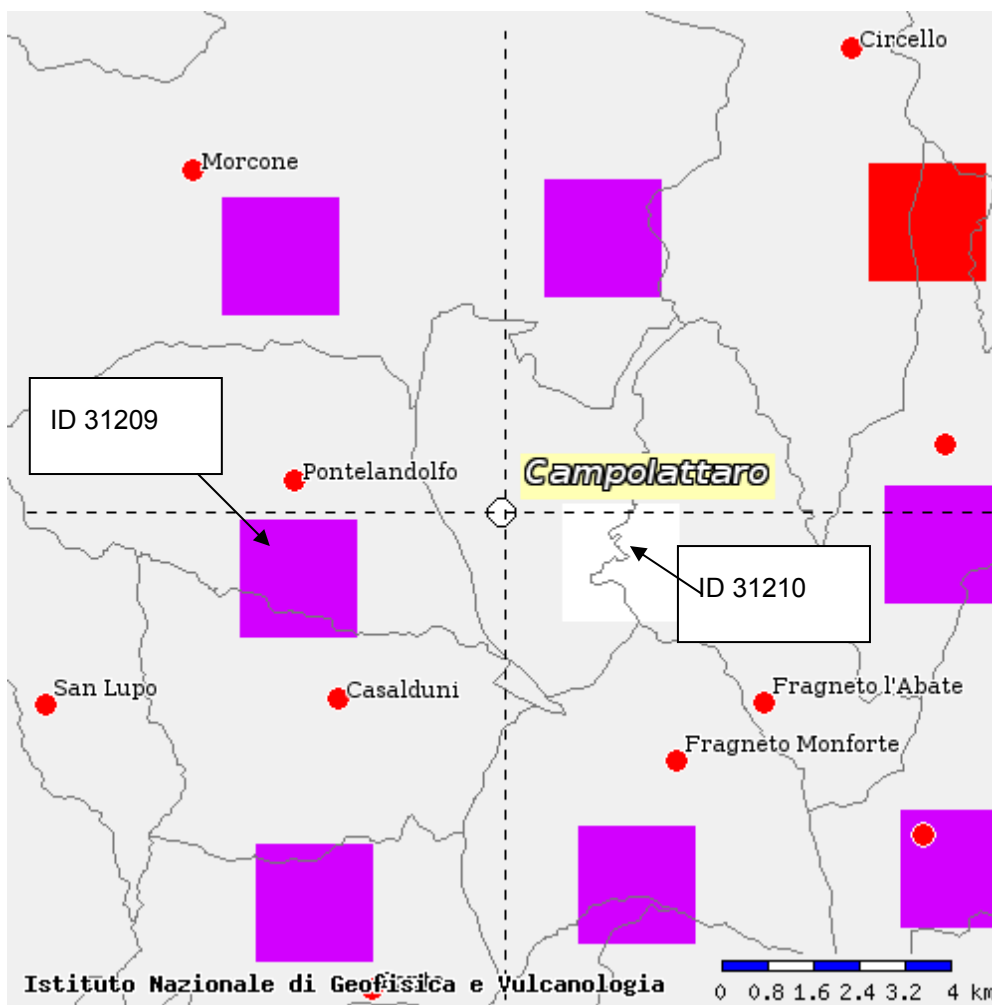


Figura 5-1: estratto mappa sismica INGV

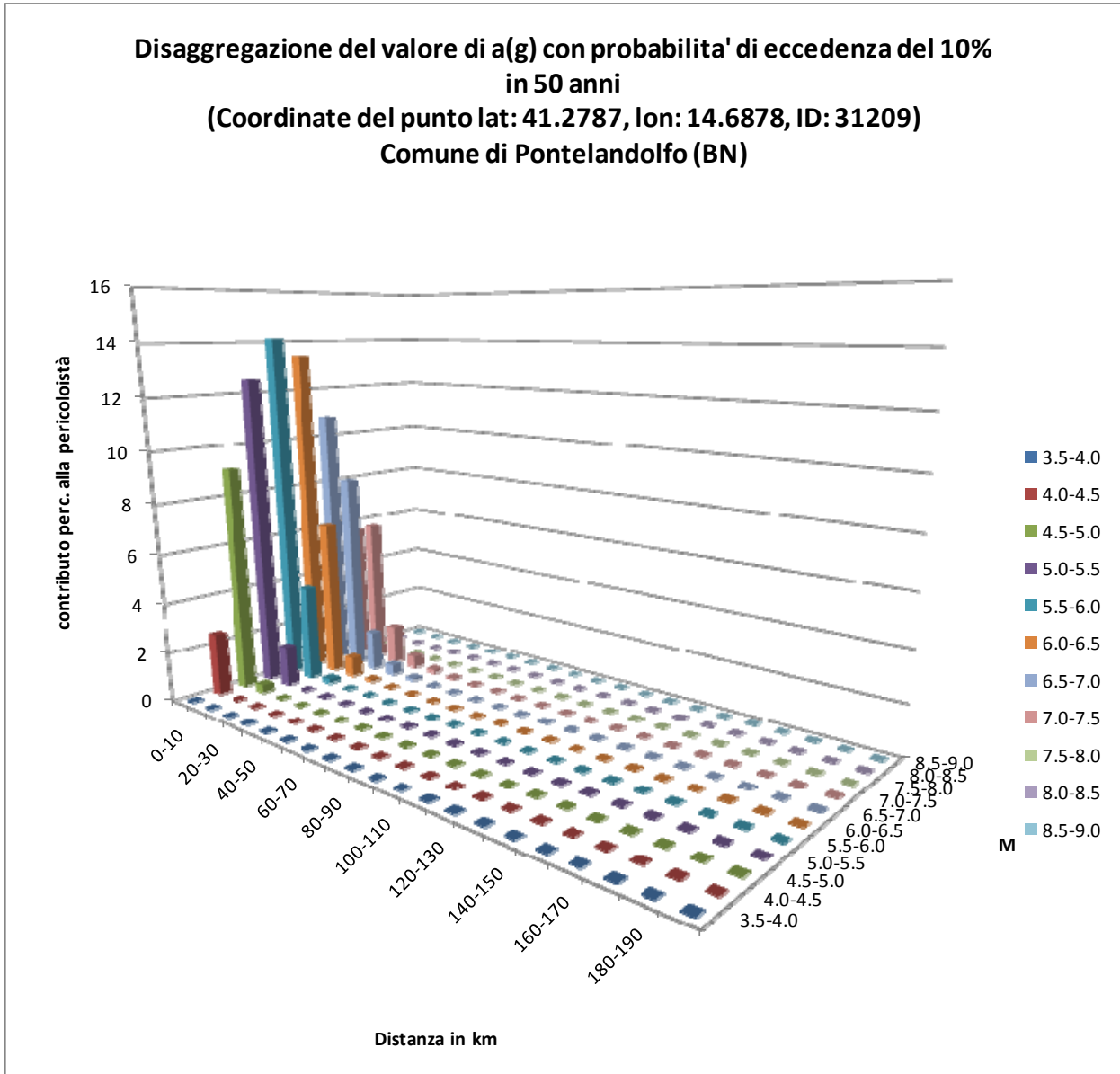


Figura 5-2: Contributi specifici magnitudo-distanza alla pericolosità sismica – Pontelandolfo (BN)

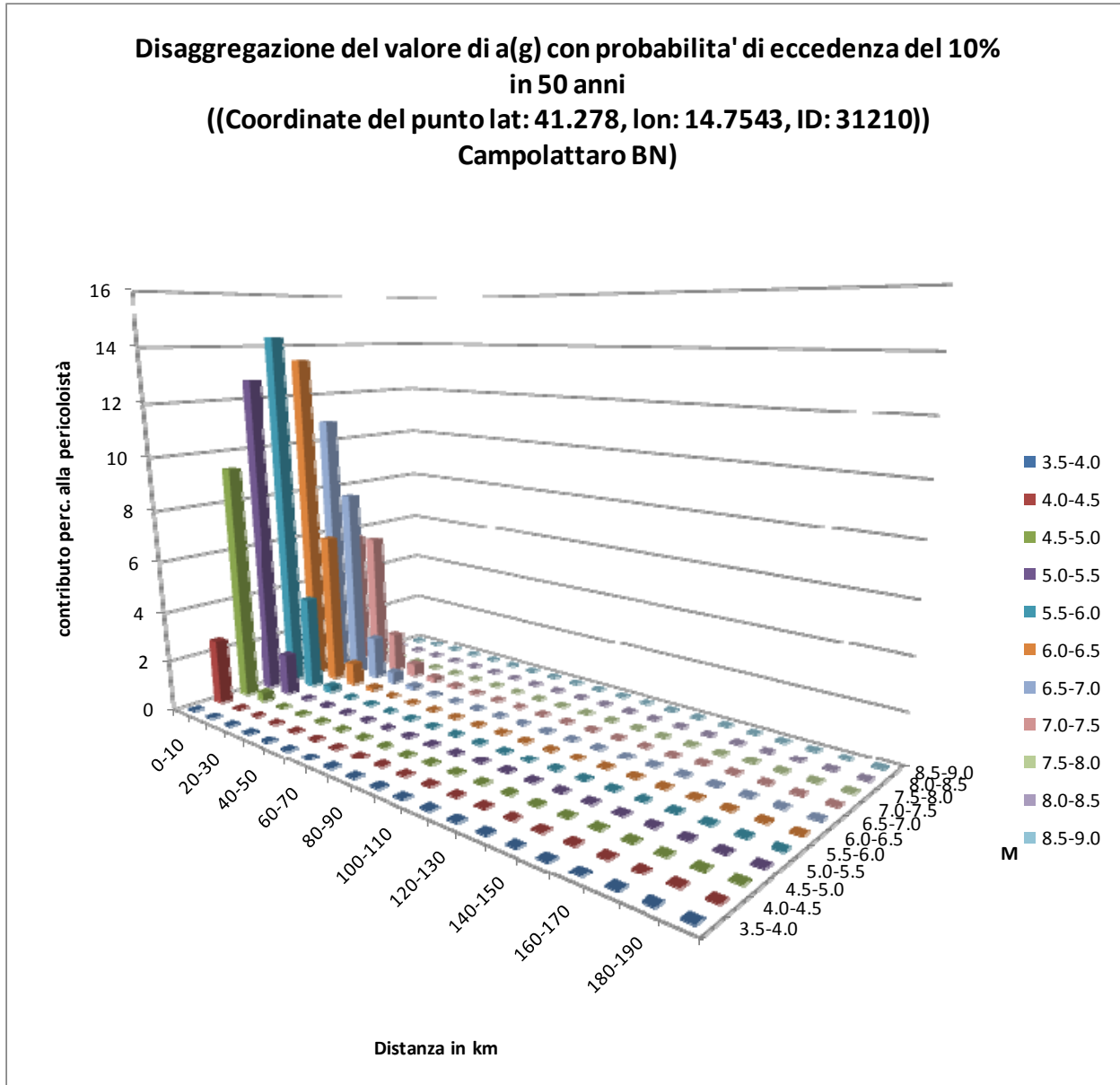


Figura 5-3: Contributi specifici magnitudo-distanza alla pericolosità sismica – Campolattaro (BN)

5.3 STABILITÀ DEL SITO IN CONDIZIONI SISMICHE

5.3.1 BACINO DI MONTE ALTO

Eventuali fenomeni di liquefazione sono possibili in genere a profondità non superiori a 20 m dal p.c. locale.

In base al §7.11.3.4.2 delle NTC2008, con le indicazioni attualmente a disposizione, la verifica nei confronti di possibili fenomeni di liquefazione appare quindi necessaria.

Si seguirà la procedura descritta più in dettaglio nel seguito. Le verifiche consistono nel calcolare, alle varie profondità, i parametri, definiti in modo assai qualitativo, nel modo seguente:

CSR=	$\frac{\text{sforzo di taglio indotto dal sisma}}{\text{Sforzo verticale efficace}}$	È in pratica l'azione sollecitante dovuta al sisma e dipende dalla Magnitudo e dall'accelerazione al free field
CRR=	$\frac{\text{Resistenza a taglio}}{\text{Sforzo verticale efficace}}$	È in pratica la resistenza offerta dal terreno alla liquefazione e dipende dal grado d'addensamento, misurato in questo caso attraverso le prove SPT e dal contenuto di fine

La liquefazione non s' innesca se

$$CSR < CRR / F_s$$

ove F_s = coefficiente di sicurezza da porre pari ad almeno 1.25 (Eurocodice 8), anche se va rilevato che NTC2008 non impone alcun limite preciso.

Seguendo un approccio semplificato, per altro indicato sia da Eurocodice 8 sia dalle Linee Guida AGI (2005), la sollecitazione CSR alla generica profondità z dal fondale del bacino può essere espressa dalla seguente relazione:

$$[CSR(z)] = \frac{\tau_{\max}(z)}{\sigma'_{v0}(z)} \cong \frac{0.65 \cdot a_{\max} \cdot \gamma \cdot z}{\sigma'_{v0}(z)} \cdot r_d(z)$$

In cui il coefficiente $r_d(z)$, per modeste profondità, può essere assunto pari a

$$r_d(z) \cong 1 - 0.00765 \cdot z \quad \text{se } z \leq 9.15\text{m}$$

$$r_d(z) \cong 1.174 - 0.0267 \cdot z \quad \text{se } 9.15 \leq z \leq 23\text{m}$$

La resistenza CRR, alla generica profondità, normalizzata alla pressione verticale efficace, può, in genere, essere correlata al numero di colpi N_{spt} oppure alla resistenza q_c alla punto derivata da prove penetrometriche statiche, oppure ancora dai valori della velocità V_s delle onde di taglio.

Alla luce della campagna d'indagine disponibile attualmente si seguirà quest'ultimo approccio.

La resistenza alla liquefazione, associata ad eventi sismici di magnitudo $M= 7.5$, può essere stimata tramite la seguente correlazione (Youd et al (2001))

$$CRR_{7.5} = a \cdot \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \cdot \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}} \right)$$

con:

$$V_{s1} = V_s \cdot \left(\frac{98kPa}{\sigma_{v0}} \right)^{\frac{1}{4}} \text{ velocità delle onde di taglio normalizzata}$$

$V_{s1}^* = 200$ m/s nel caso di materiali con contenuto di fine $FC > 35\%$, come nel caso in esame.

I coefficienti empirici a e b possono assumere i seguenti valori

a	b	
0.022	2.8	Relazioni più recenti
0.03	0.9	Proposte più datate ma più conservative

Per effettuare la verifica occorre dunque confrontare il CSR (sollecitazione) con la resistenza CRR. Occorre tuttavia riportarsi nelle condizioni di sisma attuali, associate ad una magnitudo

$$M = 6.3 < 7.50$$

Per far questo è possibile scalare i valori di $CRR_{7.5}$ moltiplicandoli per un coefficiente empirico MSF; in alternativa è possibile confrontare i $CRR_{7.5}$ con i valori di CSR divisi per lo stesso coefficiente MSF.

Per i valori di MSF si può fare riferimento alla Figura 4, da cui si può assumere $MSF=1.56$

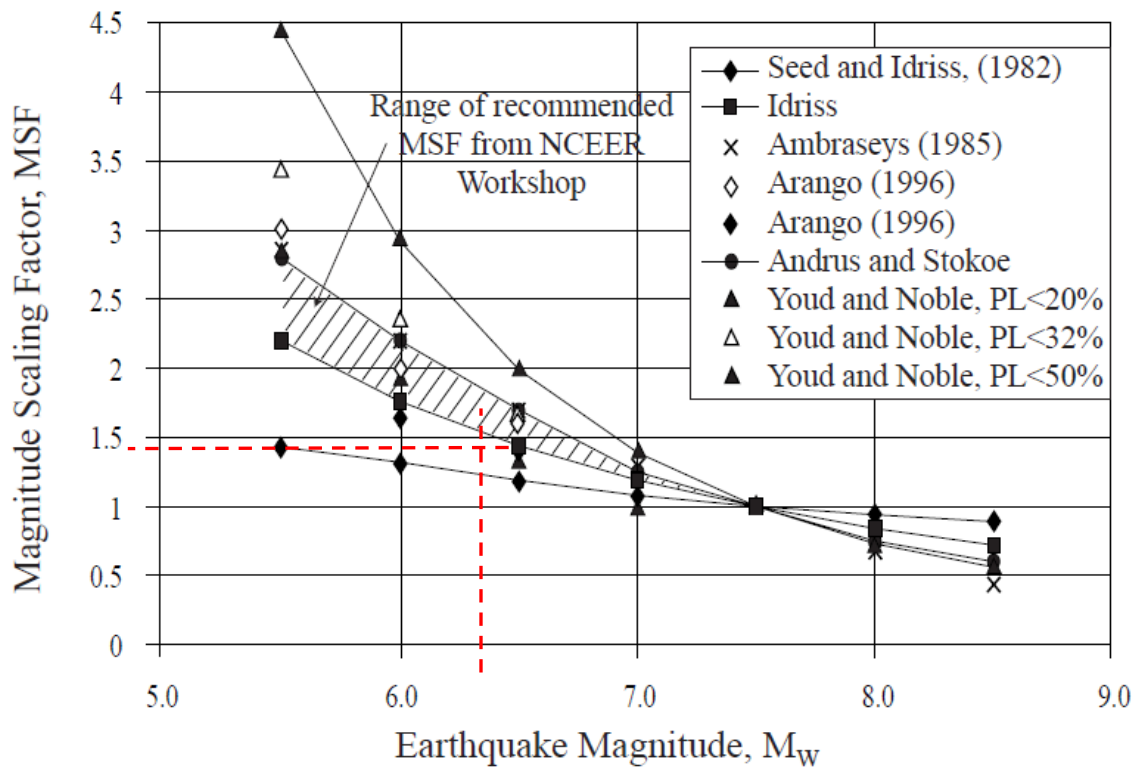


Figura 4 - Magnitude Scaling Factor (da Youd et al (2001))

Nella seguente Figura 5 si riportano i punti (V_{s1} , CSF/MSF) relativi alle varie profondità nei primi 20 m, in un piano nel quale, con linea continua è riportato la frontiera tra la regione che comprende i punti stabili (a destra) e quella dei punti per i quali è da temersi il rischio di liquefazione. L'equazione di questa frontiera è proprio

$$CRR_{7.5} = f(V_{s1}) \text{ valutata conservativamente con } a=0.03 \text{ e } b=0.9$$

Le velocità V_s considerate sono

Crescente linearmente da 180 a 200 m/s nei primi 10 m

Costante e pari a 280 m/s negli ulteriori 10 m

Si può osservare che tutti i punti ricadono ampiamente nella regione stabile. Del resto tutti i punti sono caratterizzati da $V_{s1} > 200$ m/s, valore al di sopra del quale il fenomeno della liquefazione, per terreni con ampia componente fine, è considerato inverosimile.

Il coefficiente di sicurezza associato al generico punto è il rapporto tra le distanze rispetto all'asse orizzontale del valore sulla curva di resistenza (CRR) e del punto punto tensione (CSR), a parità di V_{s1} . È possibile osservare che, per il punto più vicino alla frontiera, tale rapporto è $\gg 1$.

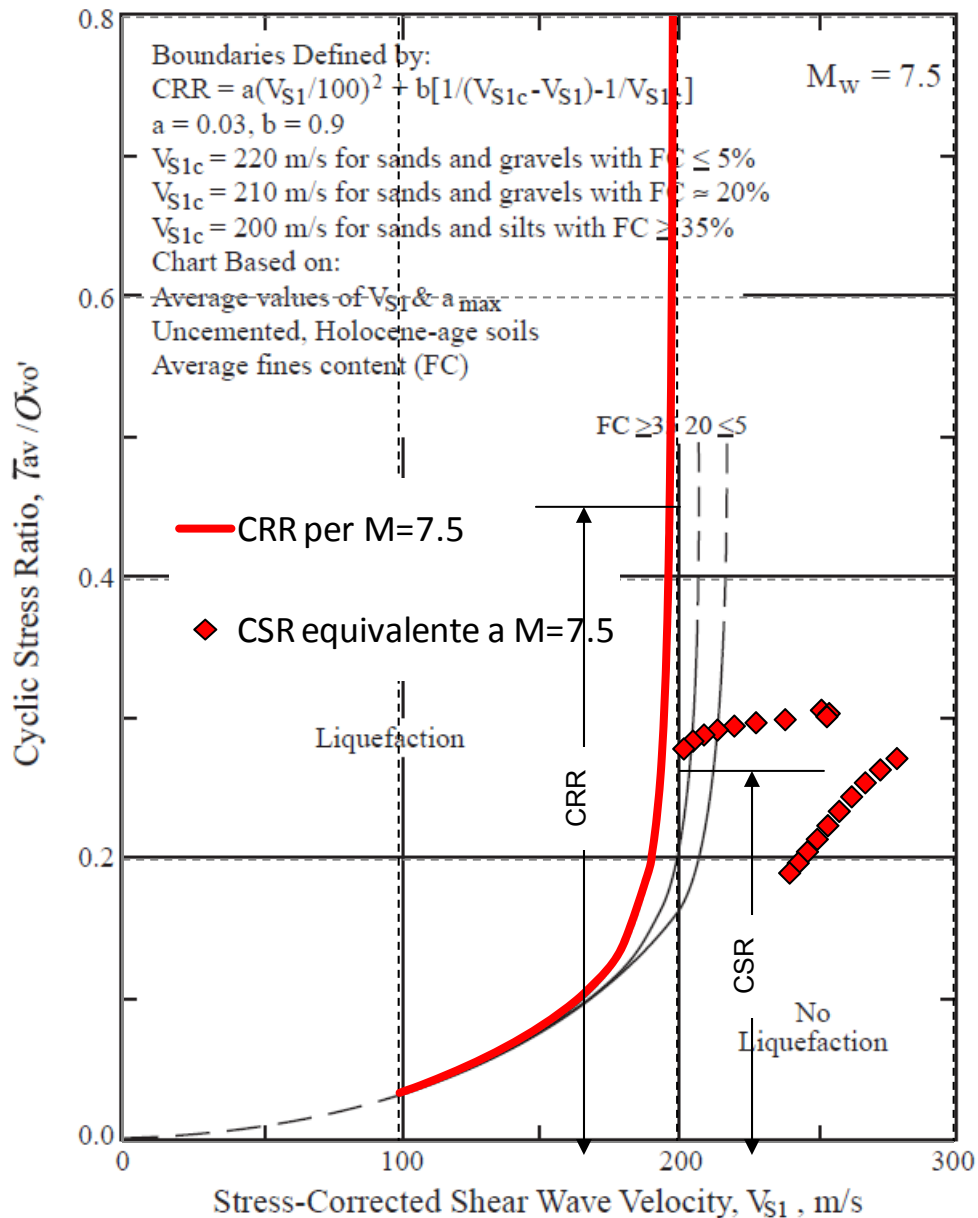


Figura 5- verifica

5.3.1.1 Osservazioni e raccomandazioni

Quanto svolto in questa sede, sulla scorta delle informazioni oggi disponibili, permette di escludere problemi associati a fenomeni di liquefazione nell'area del bacino.

Pur in considerazione del fatto che, ove si potessero verificare locali eventi avversi, al contrario di quanto oggi prevedibile, le conseguenze sulle opere sarebbero certamente di modesta entità grazie alla tipologia di opere previste, si raccomanda tuttavia, in sede di progettazione esecutiva, un approfondimento che dovrebbe articolarsi, di massima, nelle seguenti indagini integrative:

1. Almeno 3 (tre) sondaggi a carotaggio continuo fino al raggiungimento del substrato, con effettuazione di prove SPT (campionatore standard a punta aperta) ogni 1.5 m, prelievo di campioni indisturbati ogni 4.5 m circa, da cui eseguire prove granulometriche (setacciatura e sedimentazione per la frazione fine), Indici (limiti di Atterberg) e prova edometrica ad un livello di carico pari ad almeno 10 volte la pressione litostatica efficace in situ. Se possibile, esecuzione di alcune prove

TX-UU o TX CU mirate alla determinazione della resistenza a taglio non drenata e, se possibile, dei parametri di resistenza drenati.

2. Una serie di verticali di prova penetrometrica statica CPT o CPTU
3. Una prova Cross Hole a profondità di 30 m

Allegato A – calcolo dei cedimenti del fondo Bacino di Monte Alto

6. Modello matematico del versante

6.1 Metodo di calcolo

Il versante viene modellato in condizioni piane alle deformazioni mediante il codice FLAC (rif.[10]), che implementa il metodo delle differenze finite / elementi finiti nella formulazione agli spostamenti.

Poiché lo scopo dell'analisi è la valutazione dei cedimenti del fondo (e delle conseguenti deformazioni imposte alla membrana impermeabilizzante) per effetto del carico costituito dall'invaso, particolare attenzione deve essere posta nel calcolo dei moduli di elasticità dei materiali che costituiscono i depositi a fondo bacino. Tale caratterizzazione è oggetto del Cap. 3. della presente relazione.

La stratigrafia è stata ricostruita e documentata in altro documento di progetto (L004-GU-D-D-B-502, Planimetria con indicazione delle indagini svolte e sezioni geologiche interpretative) e se ne riporta la sintesi nella figura alla pagina seguente.

Il terreno viene rappresentato con zone di continuo elasto-plastico con criterio di rottura alla Mohr - Coulomb, con legge di plasticità non associata, e i valori dei parametri di deformabilità adottati sono quelli riportati in Tabella 3 al cap. 3.

La membrana impermeabilizzante viene rappresentata come un elemento di "liner" avente caratteristiche meccaniche assai deboli, in modo da non influenzare i risultati; l'introduzione di questo elemento serve unicamente a valutare la deformazione imposta allo stesso dal carico di invasore.

L'analisi procede per fasi, secondo la seguente sequenza:

- 1) definizione dello stato geostatico (condizioni attuali del sito prima dell'esecuzione dell'argine)
- 2) applicazione delle pressioni di invasore e valutazione dei cedimenti
- 3) valutazione della deformazione assiale della membrana

6.2 Modello del versante

6.2.1 Geometria

Il modello rappresenta una sezione trasversale del bacino e comprende il terreno per un'estensione sufficiente a evitare che le condizioni imposte al contorno influenzino il risultato delle analisi.

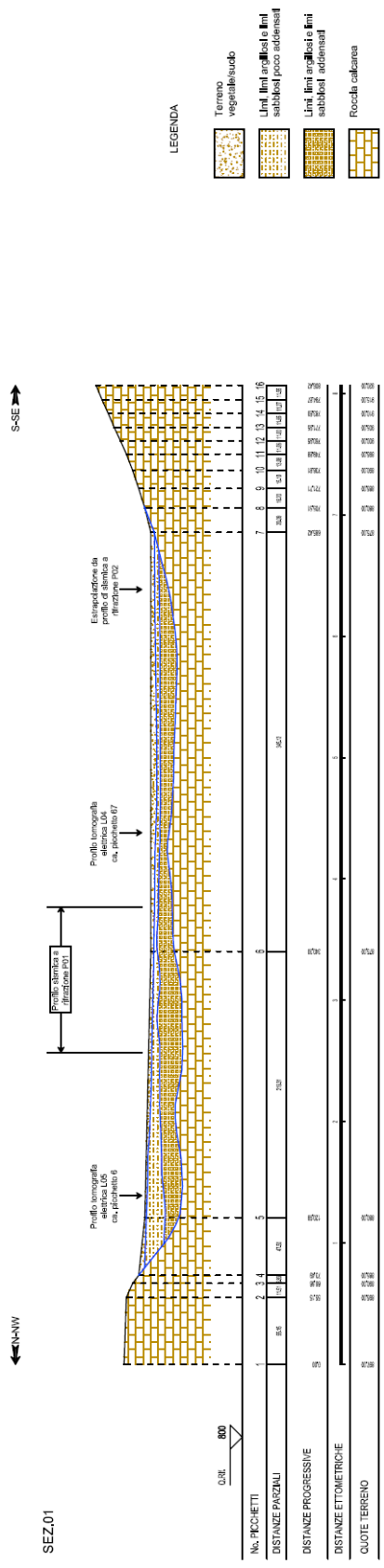
Le figure seguenti illustrano la ricostruzione geologica della sezione e il reticolo del modello.

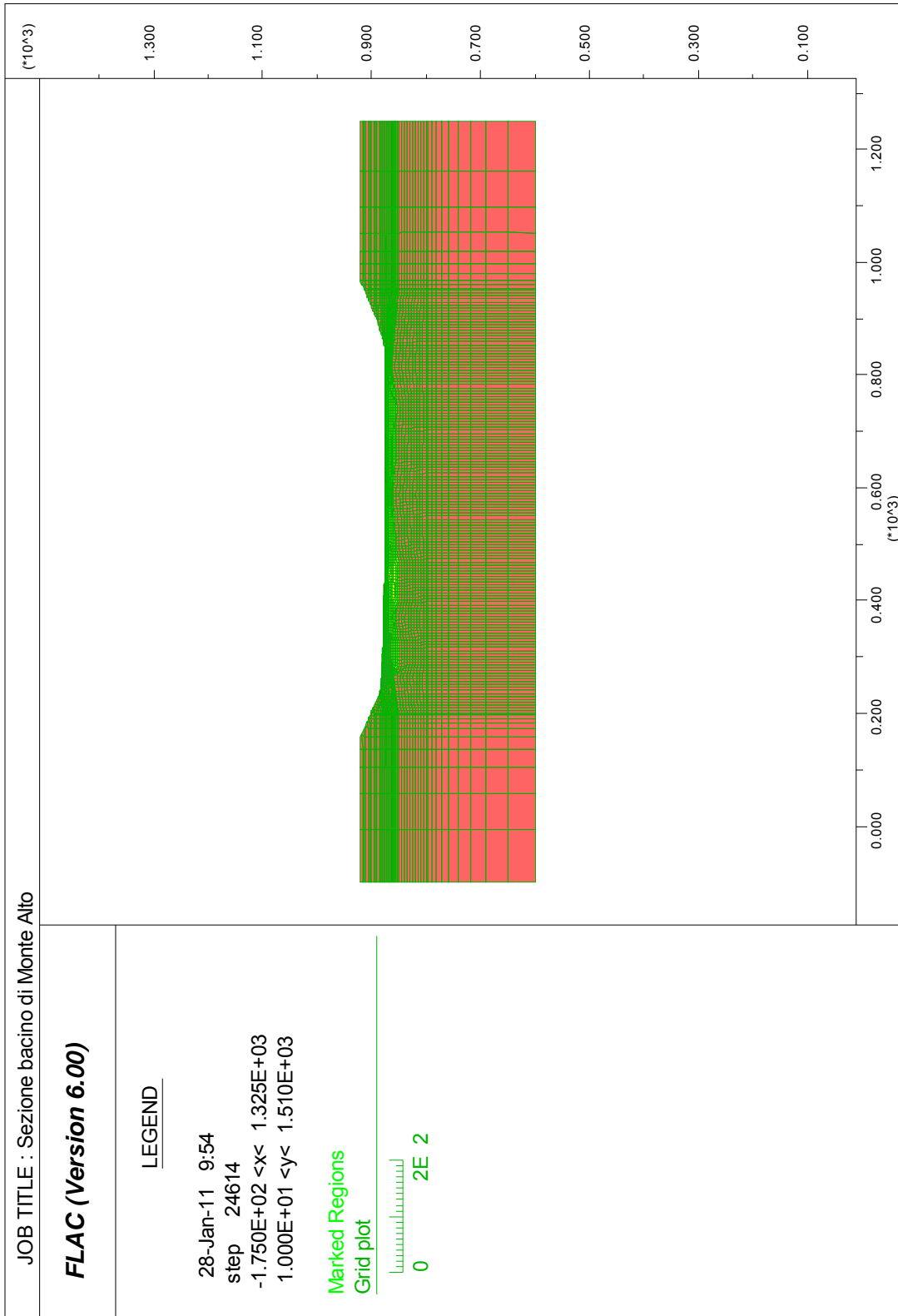
6.2.2 Caratterizzazione geotecnica del terreno

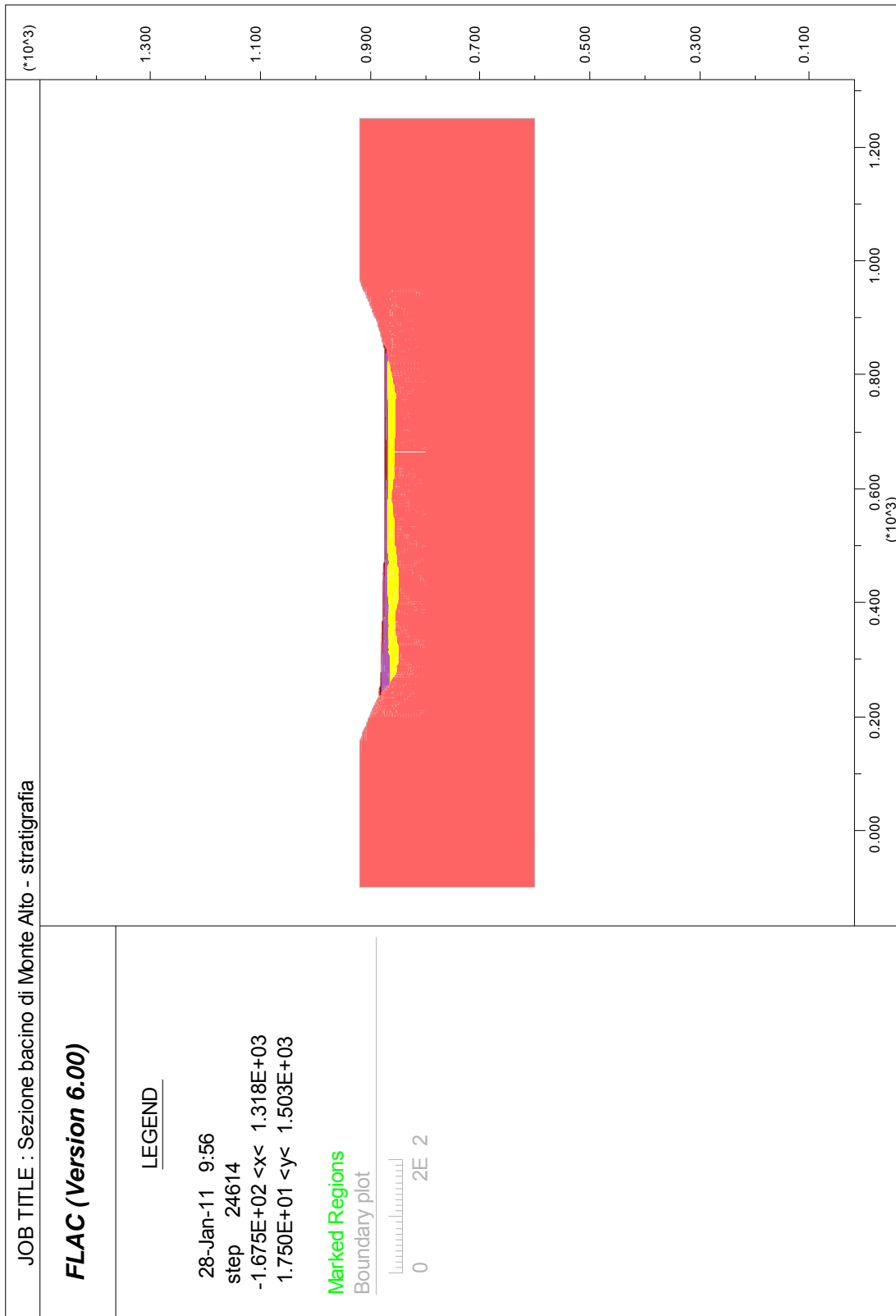
Ai fini della deformabilità, si caratterizzano i materiali con i seguenti parametri, ricavati dalla documentazione di progetto

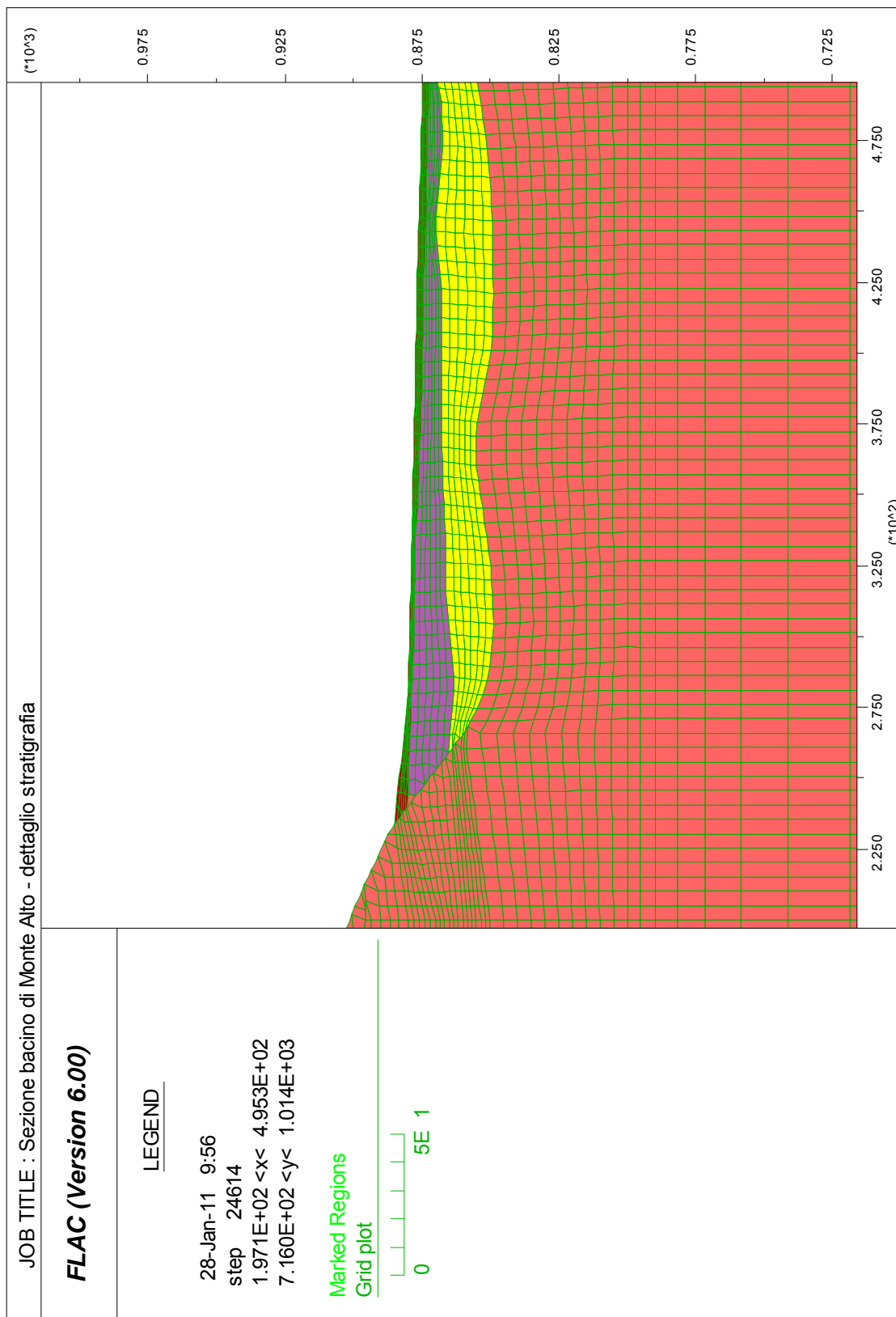
- | | |
|----------------------------------|--|
| - strato superficiale (sp. 2-4m) | $\gamma = 20 \text{ kN/mc}$, $E=70 \text{ MPa}$, $G=28 \text{ MPa}$ |
| - limo argilloso (sp. 6-10m) | $\gamma = 20 \text{ kN/mc}$, $E=85 \text{ MPa}$, $G=34 \text{ MPa}$ |
| - limo addensato (sp. 8-20m) | $\gamma = 20 \text{ kN/mc}$, $E=250 \text{ MPa}$, $G=108 \text{ MPa}$ |
| - calcari di base | $\gamma = 24 \text{ kN/mc}$, $E=1000 \text{ MPa}$, $G=400 \text{ MPa}$ |

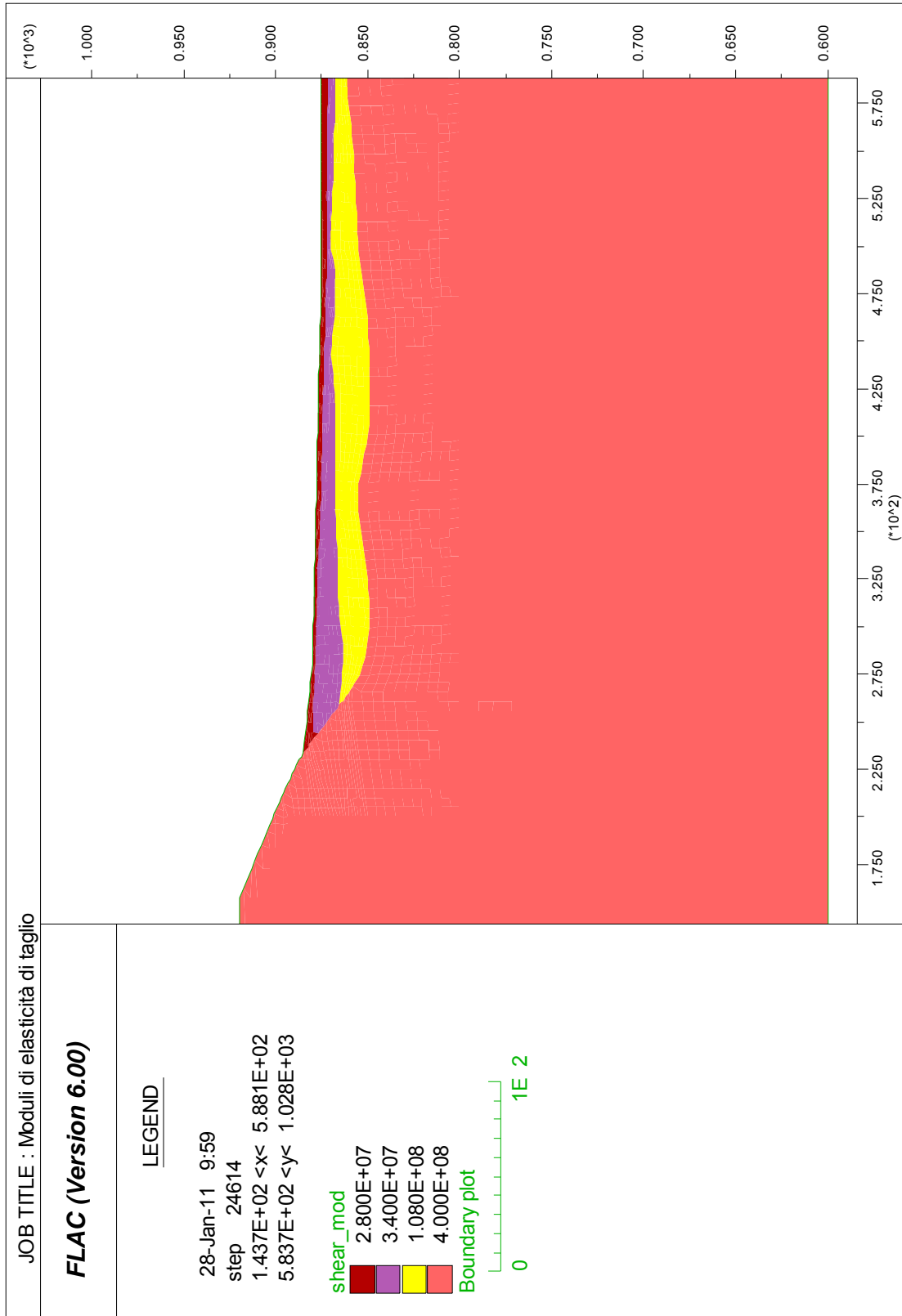
A causa delle eccellenti qualità della roccia di base, il substrato risulta sostanzialmente indeformabile e pertanto la modellazione può limitarsi ad un'estensione modesta in profondità.









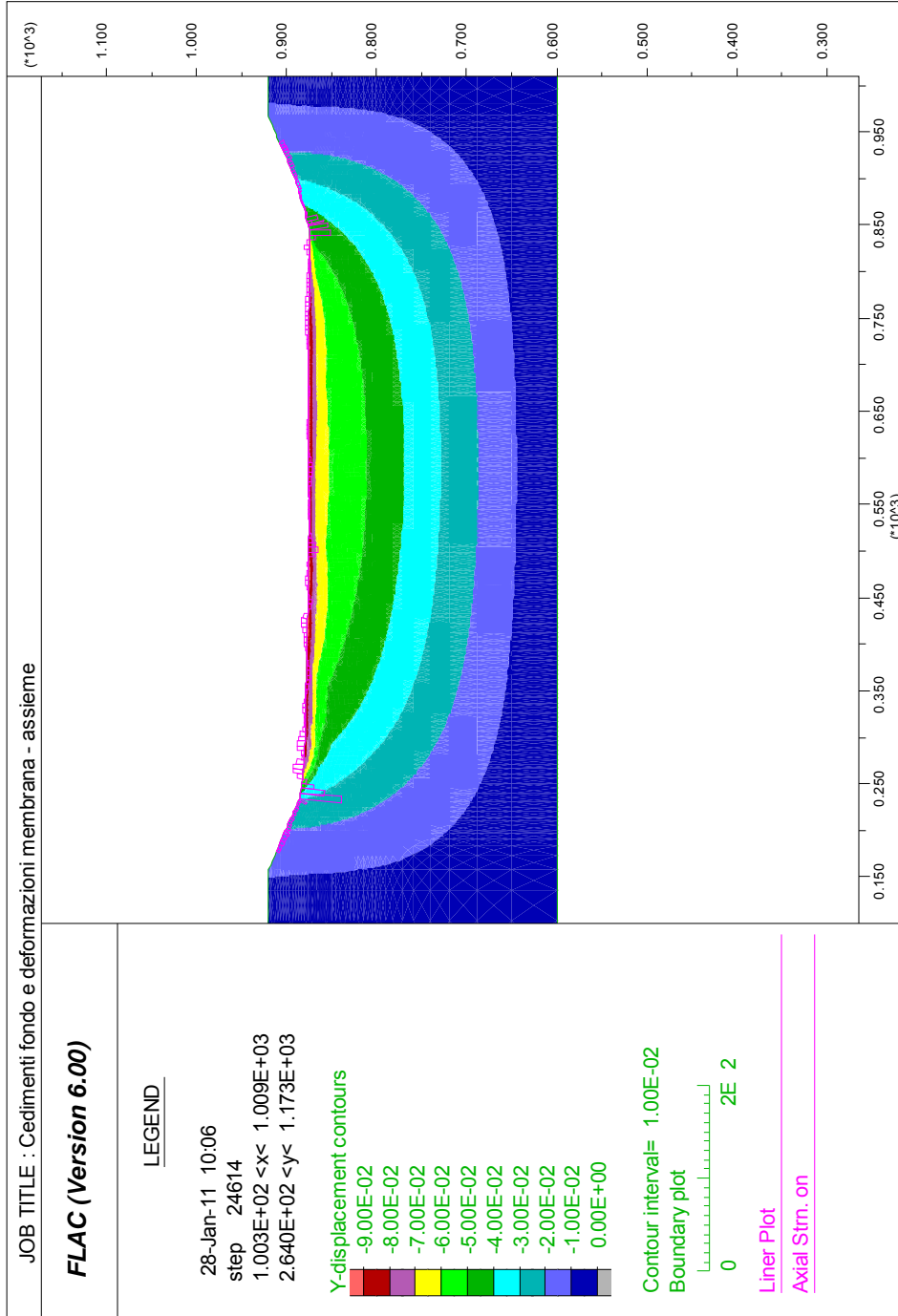


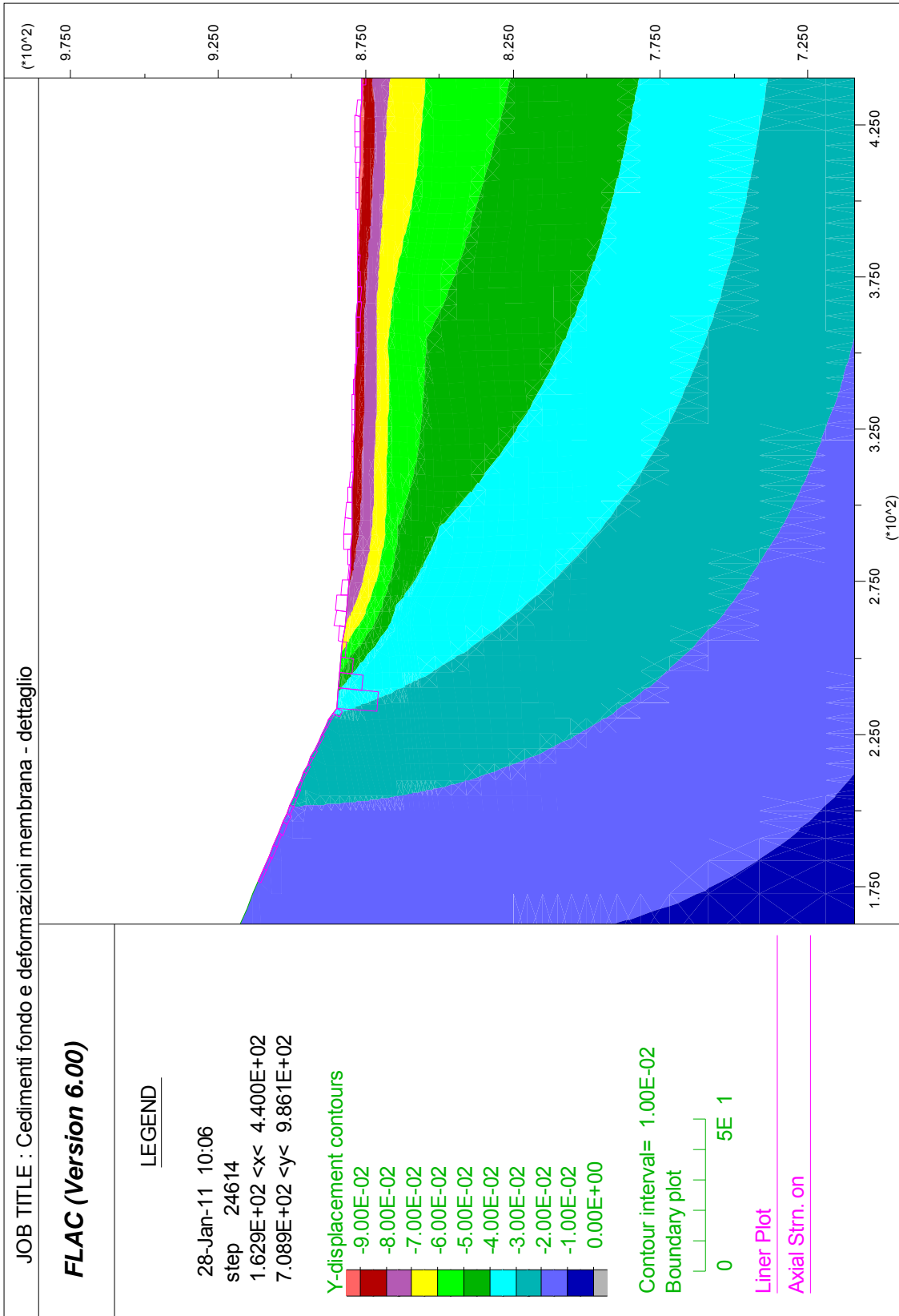
6.3 Risultati dell'analisi

Per effetto delle pressioni di invaso, valutate in 284 kPa, corrispondenti a 28,4m di battente d'acqua, i cedimenti calcolati risultano di poco meno di 10 cm; sono illustrati come mappe a colori nelle due immagini riportate alle pagine seguenti.

Le deformazioni della membrana impermeabilizzante sono diagrammate lungo il fondo bacino, e oscillano (in alcune zone si rileva estensione, in altre accorciamento), in funzione delle irregolarità del campo di cedimenti. Hanno comunque valori molto modesti (poco meno di 1/1000 in corrispondenza del contorno, dove si verifica il maggior cedimento differenziale), compatibili con le proprietà di elongazione della maggior parte dei prodotti sul mercato.

Sulla base di tali risultati, non vi è quindi ragione di prevedere dei trattamenti di compattazione del fondo.





Allegato B – Verifica di stabilità dell'argine del Bacino di Monte Alto

7. Modello matematico del versante

7.1 Metodo di calcolo

Il versante viene modellato in condizioni piane alle deformazioni mediante il codice FLAC (rif.[10]), che implementa il metodo delle differenze finite / elementi finiti nella formulazione agli spostamenti.

Il modello rappresenta una sezione monte – valle del versante e dell'argine e comprende il terreno per un'estensione sufficiente a evitare che le condizioni imposte al contorno influenzino il risultato delle analisi.

Il terreno viene rappresentato con zone di continuo elasto-plastico con criterio di rottura alla Mohr - Coulomb, con legge di plasticità non associata.

L'analisi procede per fasi, secondo la seguente sequenza:

- 4) definizione dello stato geostatico (condizioni attuali del sito prima dell'esecuzione dell'argine)
- 5) realizzazione dell'argine
- 6) applicazione delle pressioni di invaso; l'argine è rivestito da una membrana impermeabilizzante e quindi non vi è alcun flusso
- 7) ipotesi di collasso della membrana, in condizioni di invaso eccezionale (livello dell'invaso pari alla sommità dell'argine): calcolo del reticolo di filtrazione
- 8) calcolo del coefficiente di sicurezza alla stabilità globale nelle condizioni 4)..

Lo studio della stabilità globale non avviene con il metodo dell'equilibrio limite globale, ma applicando direttamente al modello elasto-plastico del versante il "Bracketing Method" (Dawson et al , rif. [11][12]), nel quale, attraverso una successione di analisi con parametri di resistenza c' , ϕ' opportunamente fattorizzati, si perviene alla definizione del coefficiente di sicurezza.

I vantaggi di questo metodo, ancorché numericamente più complesso e più lungo in termini di tempi di calcolo, sono i seguenti:

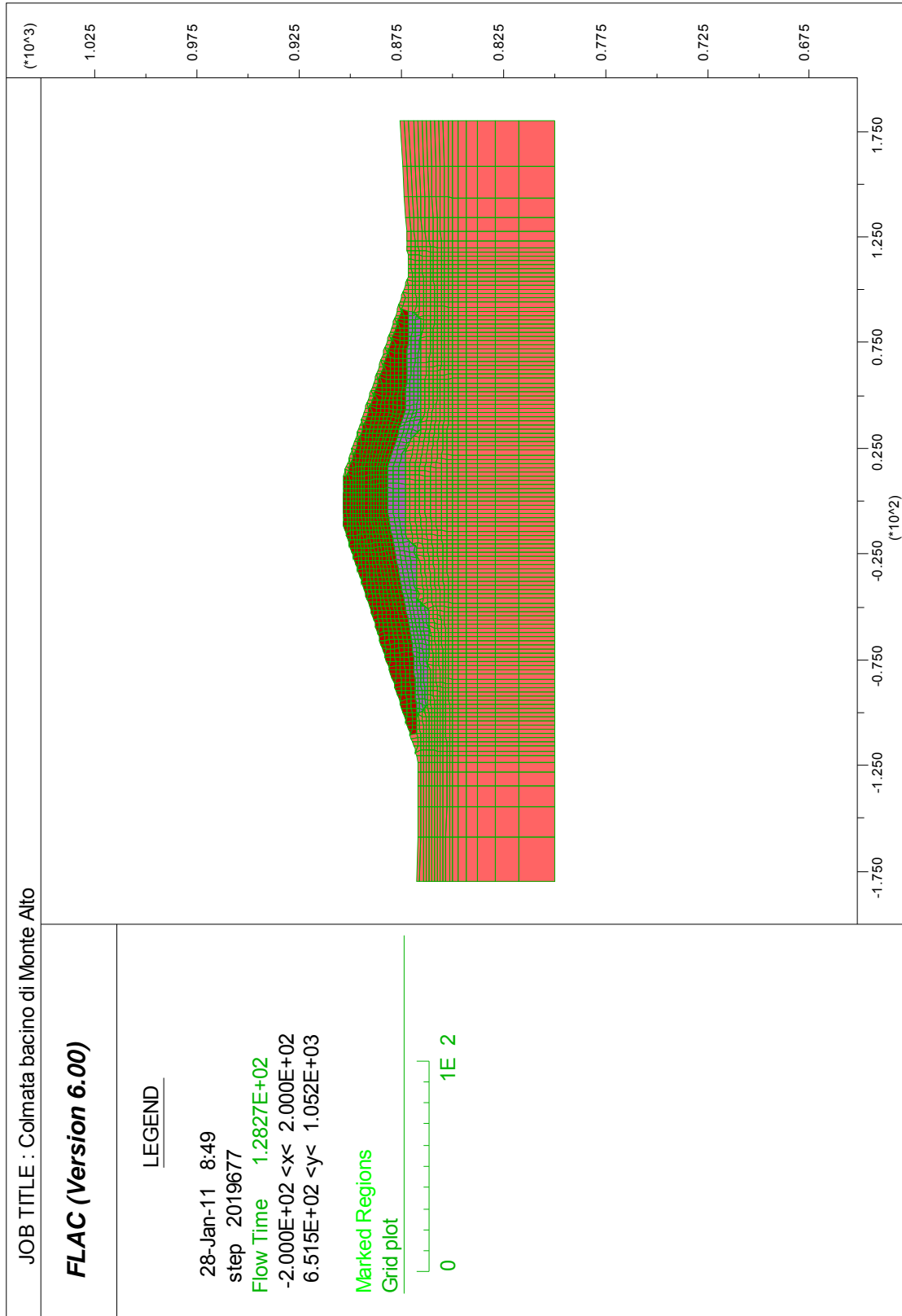
- la superficie di scorrimento si sviluppa in modo naturale e non è predefinita dall'utente
- il metodo, con le approssimazioni insite nell'approccio numerico, applica in modo rigoroso i teoremi dell'analisi limite; il coefficiente di sicurezza calcolato non è quindi una stima per eccesso del reale coefficiente di sicurezza, come avviene con il metodo dell'equilibrio limite globale, ma la miglior stima dell'effettivo coefficiente di sicurezza (corrispondente al "moltiplicatore di collasso" nella definizione dell'analisi limite).

7.2 Modello del versante

7.2.1 Geometria

La sezione esaminata è quella corrispondente all'asse monte-valle della colmata; ai lati e in profondità il terreno viene modellato fino a distanze tali da non influenzare i risultati.

Le figure seguenti illustrano la ricostruzione geologica della sezione e il reticolo del modello.



7.2.2 Caratterizzazione geotecnica del terreno

Ai fini della stabilità, si caratterizzano i materiali con i seguenti parametri caratteristici, ricavati dalla documentazione di progetto

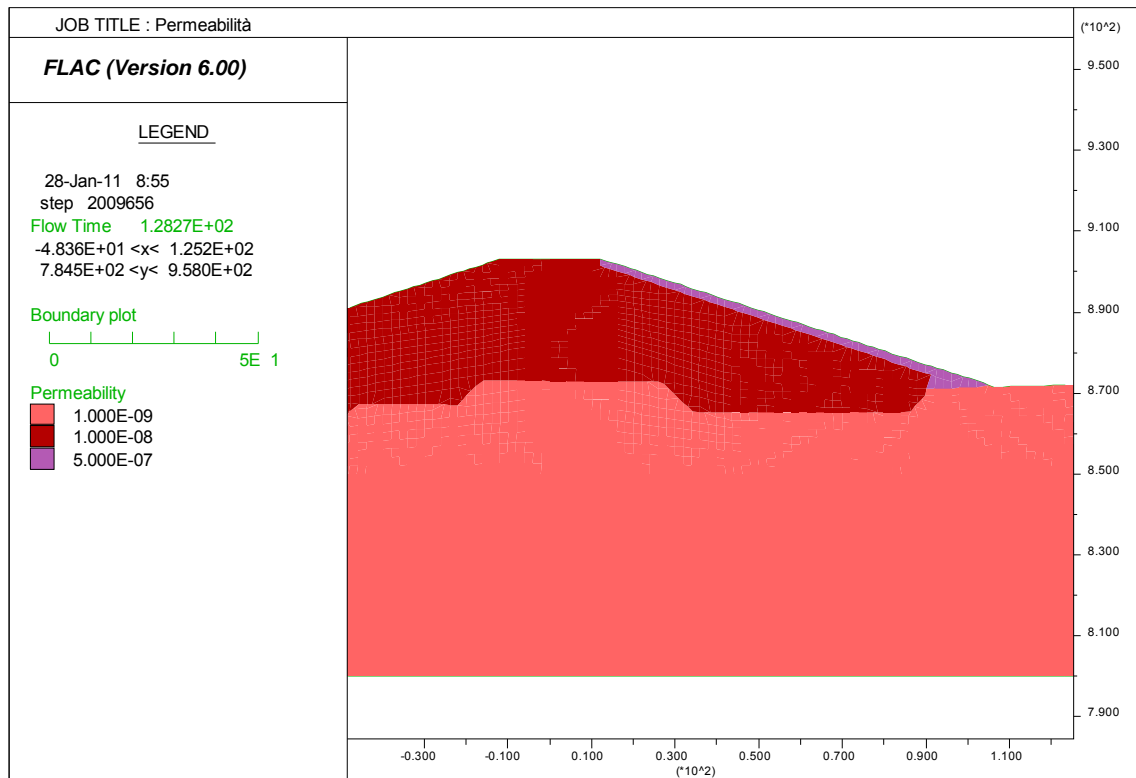
- materiale costituente l'argine, $c' = 0$. kPa, $\phi'_k = 42^\circ$, $\gamma = 18$ kN/mc
- roccia di base, elastica $\gamma = 20$ kN/mc

Nel calcolo di stabilità si applica ai parametri di resistenza c'_k e $\tan(\phi'_k)$ un coefficiente riduttivo $\gamma_\phi = \gamma_c = 1,25$, per cui i parametri di calcolo risultano $c'_d = 0$ e $\phi'_k = 36^\circ$.

A causa delle eccellenti qualità della roccia di base, non si considera l'eventualità di collasso della stessa.

Nelle condizioni di moto di filtrazione in caso di collasso della membrana, si adottano le seguenti permeabilità (nella figura le permeabilità sono espresse come K/γ_w , in $m/sec/(N/m^3)$):

- rilevato, 10^{-2} cm/sec
- fascia corticale e unghia di valle, 10^{-1} cm/sec
- roccia di base, 10^{-3} cm/sec



7.2.3 Condizioni al contorno

Ai contorni laterali del modello, verticali, si impongono le seguenti condizioni:

- spostamento verticale libero, orizzontale impedito (pattino verticale)

Al contorno inferiore:

- spostamenti orizzontale e verticale impediti

Al contorno superiore:

- spostamenti liberi
- pressione idrostatica dell'invaso.

Nelle condizioni di permeazione, invece, a contorno di monte dell'argine viene imposta (oltre alla pressione meccanica esercitata dall'acqua di invaso), una pressione interstiziale uguale alla stessa; sul contorno di valle si impone pressione interstiziale nulla, imponendo così il libero affioramento dell'acqua al paramento di valle.

7.2.4 Condizioni di carico

Si considerano tre condizioni:

1. condizione di esercizio, nella quale le pressioni idrostatiche si esercitano sul paramento di monte, e il corpo del rilevato d'argine è completamente asciutto, grazie all'effetto della membrana impermeabilizzante
2. condizione di collasso della membrana, associata alla quota di invaso eccezionale (quota invaso = quota coronamento = 903); mancando l'effetto impermeabilizzante, si ipotizza il manufatto permeato, con un reticolo di flusso monte – valle, che ha un effetto instabilizzante sul rilevato (sifonamento)
3. condizione sismica, nella quale, alle condizioni di esercizio 1., si aggiunge un'accelerazione statica equivalente, calcolata in conformità al D.M. 14 gennaio 2008, nel modo seguente:
 - classe d'uso II, $c_u = 1$, $V_r = 50$ anni;
 - $a_{max} = 0,265g S_S S_T$, nel quale $S_S = 1,333$ (sottosuolo tipo C, $F_o = 2,304$) e $S_T = 1,2$ (pendio sup 15°), dunque

$$a_{max} = 0,424g$$
 - azioni sismiche applicate al pendio (come modifica del vettore gravità) K_h e K_v :

$$K_h = \beta a_{max}/g; \text{ con } \beta = 0,31 \text{ (sottosuolo C, e } 0,2 < a_g < 0,4); K_v = 0,5 K_h, \text{ e quindi}$$

$$K_h = 0,31 \cdot 0,424 = 0,131 \text{ corrispondente a } 1,31 \text{ m/s}^2, \text{ diretta verso valle, e}$$

$$K_v = 0,066 \text{ corrispondente a } 0,66 \text{ m/s}^2, \text{ diretta verso l'alto.}$$

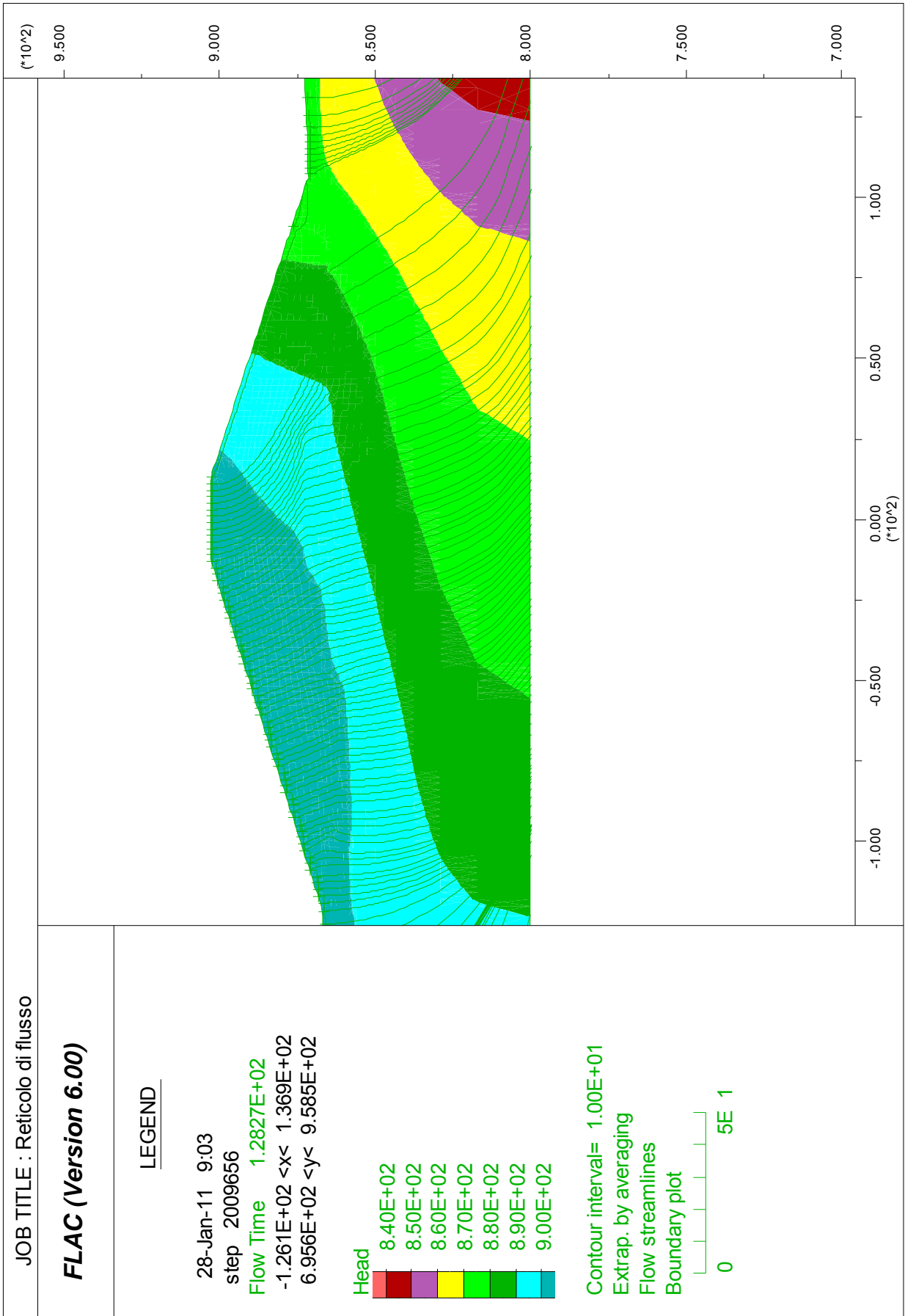
7.3 Verifiche di stabilità

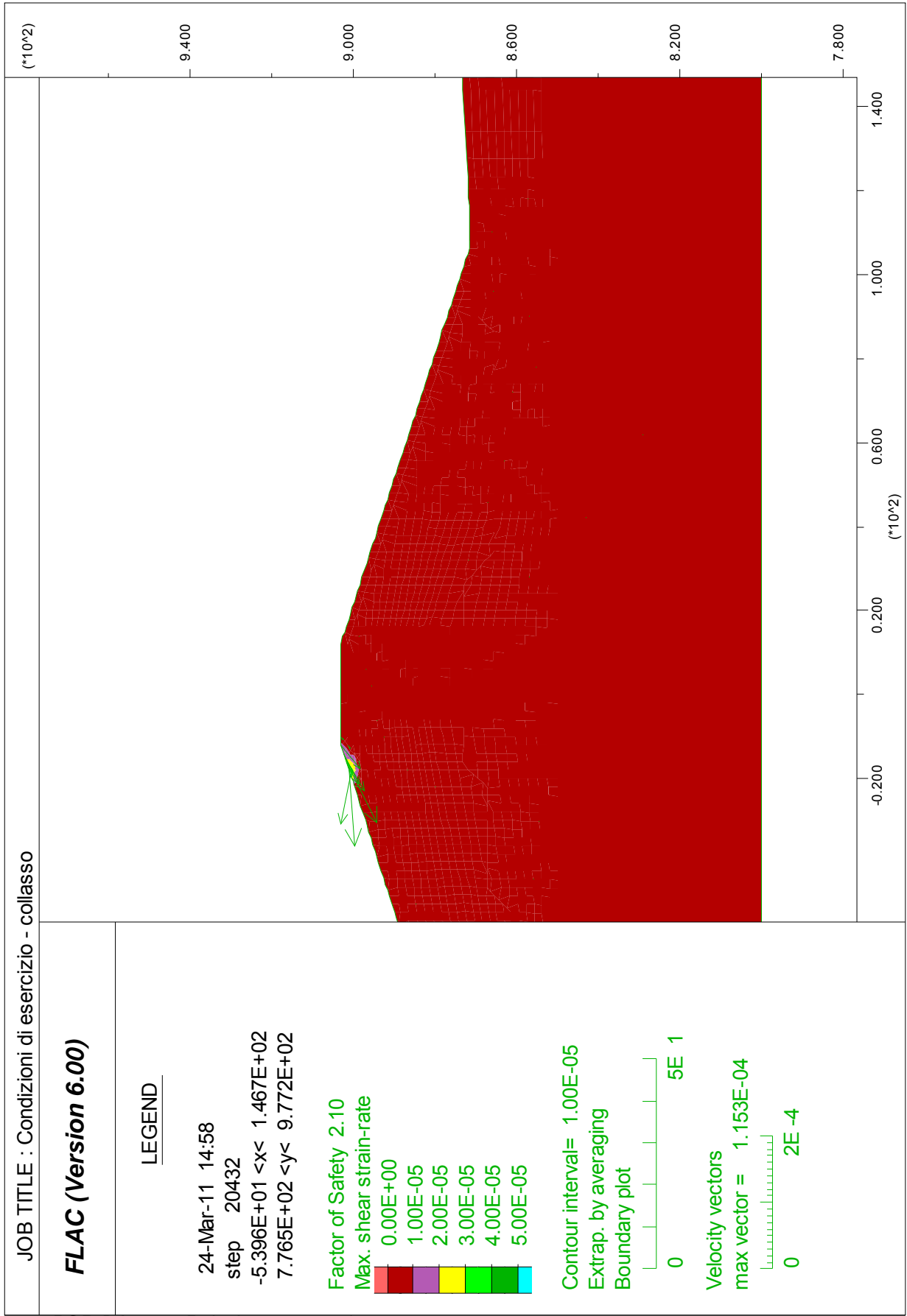
Le figure seguenti riportano il reticolo di flusso (in fasce di colore le iso-piezo) e il meccanismo di collasso che si manifesta, nelle tre condizioni esaminate, con i seguenti coefficienti di sicurezza:

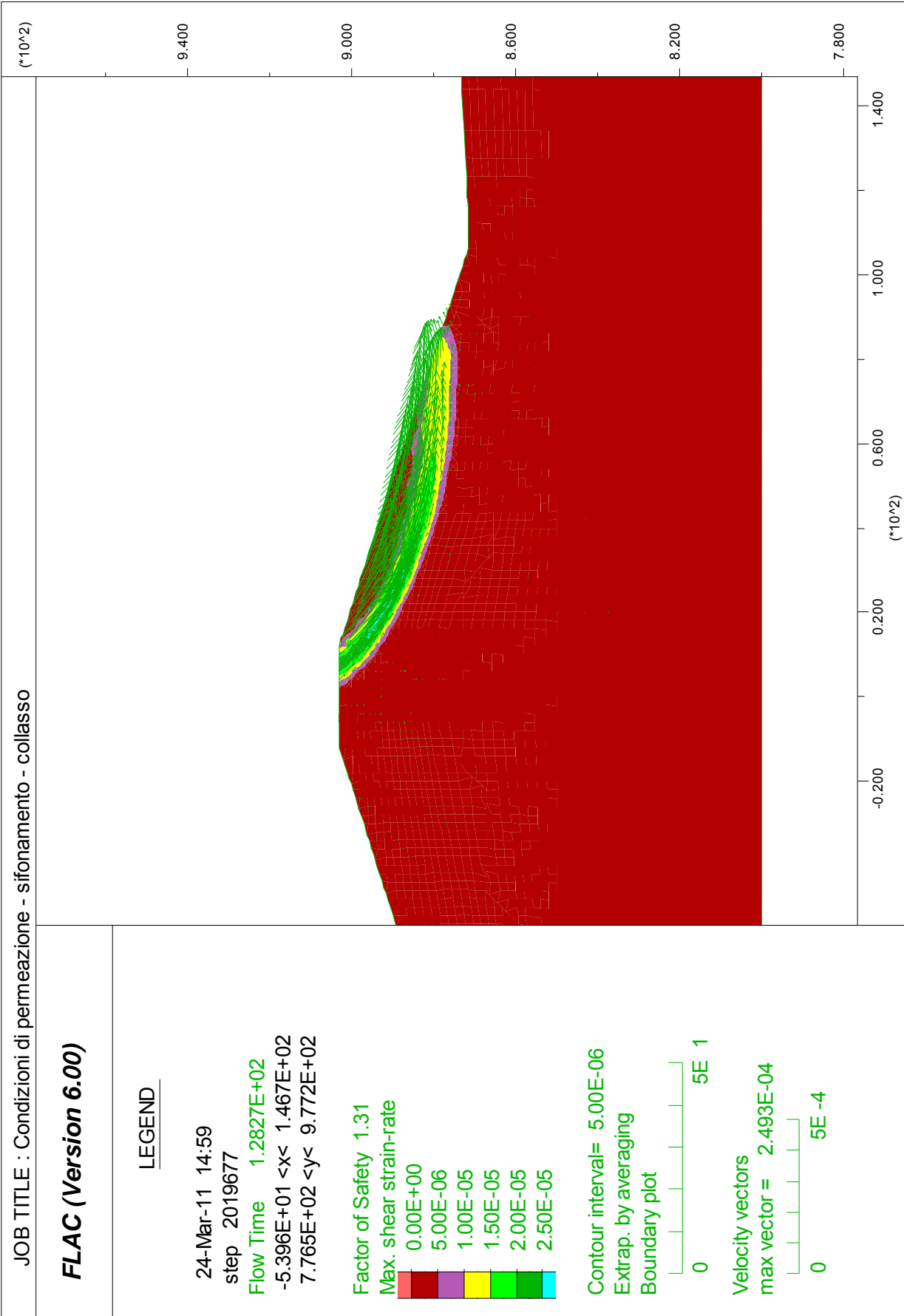
1. condizioni di esercizio, coefficiente di sicurezza 2,1 (il meccanismo interessa in realtà il paramento di monte e non è significativo; per come opera il metodo di calcolo adottato, si può comunque affermare che il collasso del paramento di valle avviene con un coefficiente di sicurezza ancora superiore)
2. condizioni di permeazione/sifonamento, coefficiente di sicurezza 1,31
3. condizione sismica, coefficiente di sicurezza 1,49.

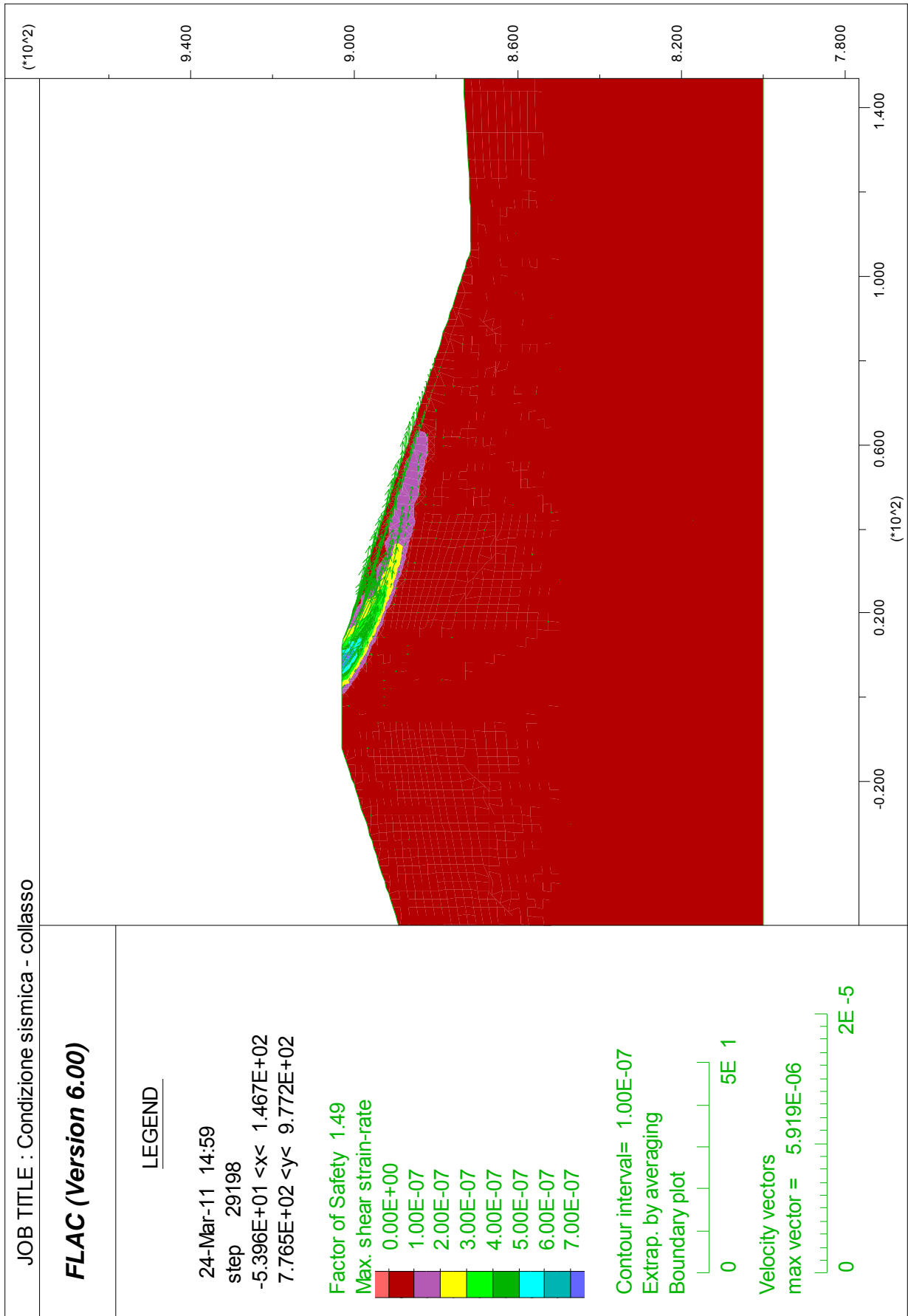
Ai fini della verifica, il coefficiente minimo è dato dal prodotto fra il coefficiente parziale sulla resistenza (M2) $\gamma_c = \gamma_\phi = 1,25$ e il coefficiente di sicurezza $\gamma_{R2} = 1,1$ (R2), e dunque 1.375. Tuttavia, il primo dei due coefficienti è già compreso nell'assunzione dell'angolo d'attrito efficace $\phi' = 36^\circ$, per cui la verifica di stabilità è soddisfatta per un coefficiente di sicurezza risultante dal calcolo superiore $\gamma_{R2} = 1,1$.

Si conclude pertanto che l'argine, anche nelle condizioni sismiche e di incidente, è stabile.









Allegato C – Verifica di stabilità del versante nell’area dell’Opera di Presa di Campolattaro

8. Modello matematico del versante

8.1 Metodo di calcolo

Il versante viene modellato in condizioni piane alle deformazioni mediante il codice FLAC (rif.[10]), che implementa il metodo delle differenze finite / elementi finiti nella formulazione agli spostamenti.

Il modello rappresenta una sezione monte – valle del versante e comprende il terreno per un’estensione sufficiente a evitare che le condizioni imposte al contorno influenzino il risultato delle analisi.

Il terreno viene rappresentato con zone di continuo elasto-plastico con criterio di rottura alla Mohr - Coulomb, con legge di plasticità non associata.

L’analisi procede per fasi, secondo la seguente sequenza:

- 9) definizione dello stato geostatico (condizioni attuali del versante)
- 10) calcolo del coefficiente di sicurezza alla stabilità globale al termine di una o più delle fasi di cui al punto precedente.

Lo studio della stabilità globale non avviene con il metodo dell’equilibrio limite globale, ma applicando direttamente al modello elasto-plastico del versante il “Bracketing Method” (Dawson et al , rif. **Errore. L’origine riferimento non è stata trovata.**), nel quale, attraverso una successione di analisi con parametri di resistenza c' , ϕ' opportunamente fattorizzati, si perviene alla definizione del coefficiente di sicurezza.

I vantaggi di questo metodo, ancorché numericamente più complesso e più lungo in termini di tempi di calcolo, sono i seguenti:

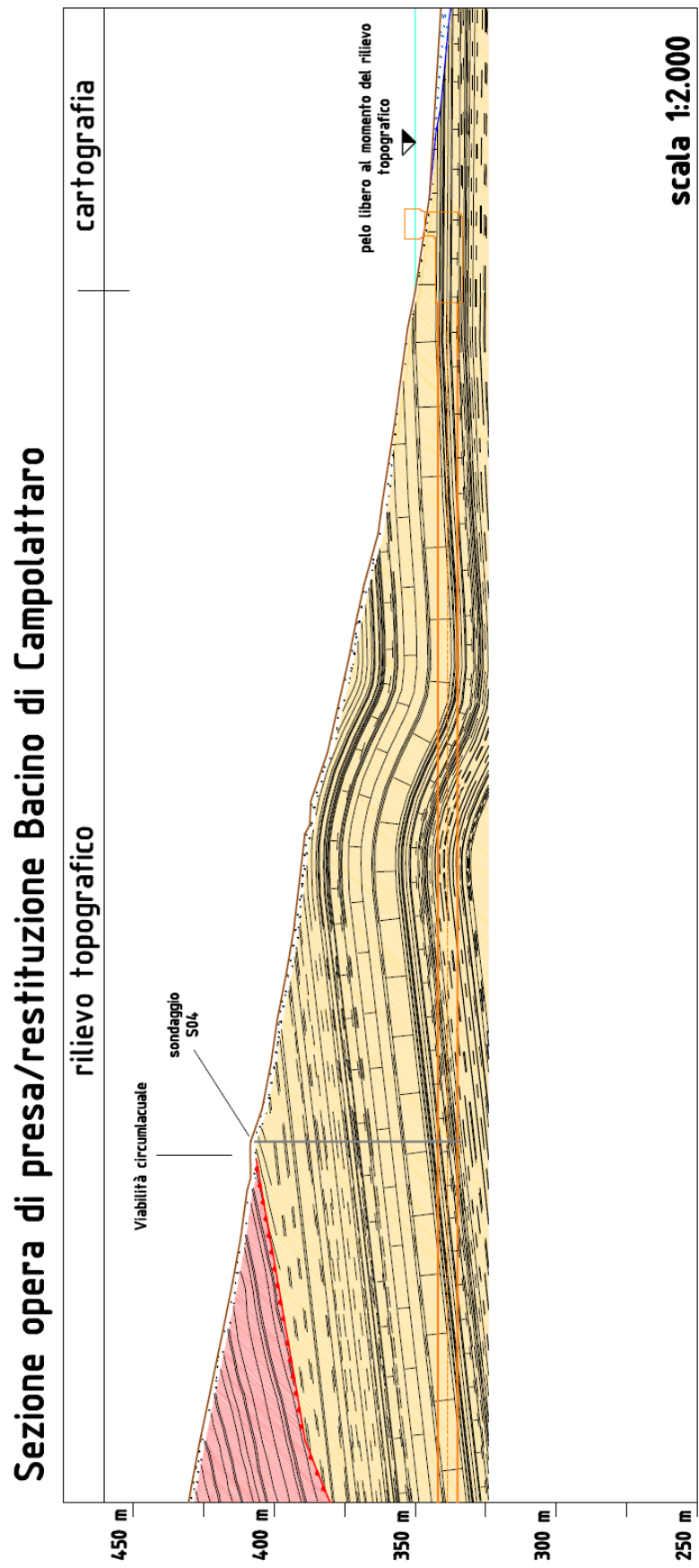
- la superficie di scorrimento si sviluppa in modo naturale e non è predefinita dall’utente
- il metodo, con le approssimazioni insite nell’approccio numerico, applica in modo rigoroso i teoremi dell’analisi limite; il coefficiente di sicurezza calcolato non è quindi una stima per eccesso del reale coefficiente di sicurezza, come avviene con il metodo dell’equilibrio limite globale, ma la miglior stima dell’effettivo coefficiente di sicurezza (corrispondente al “moltiplicatore di collasso” nella definizione dell’analisi limite).

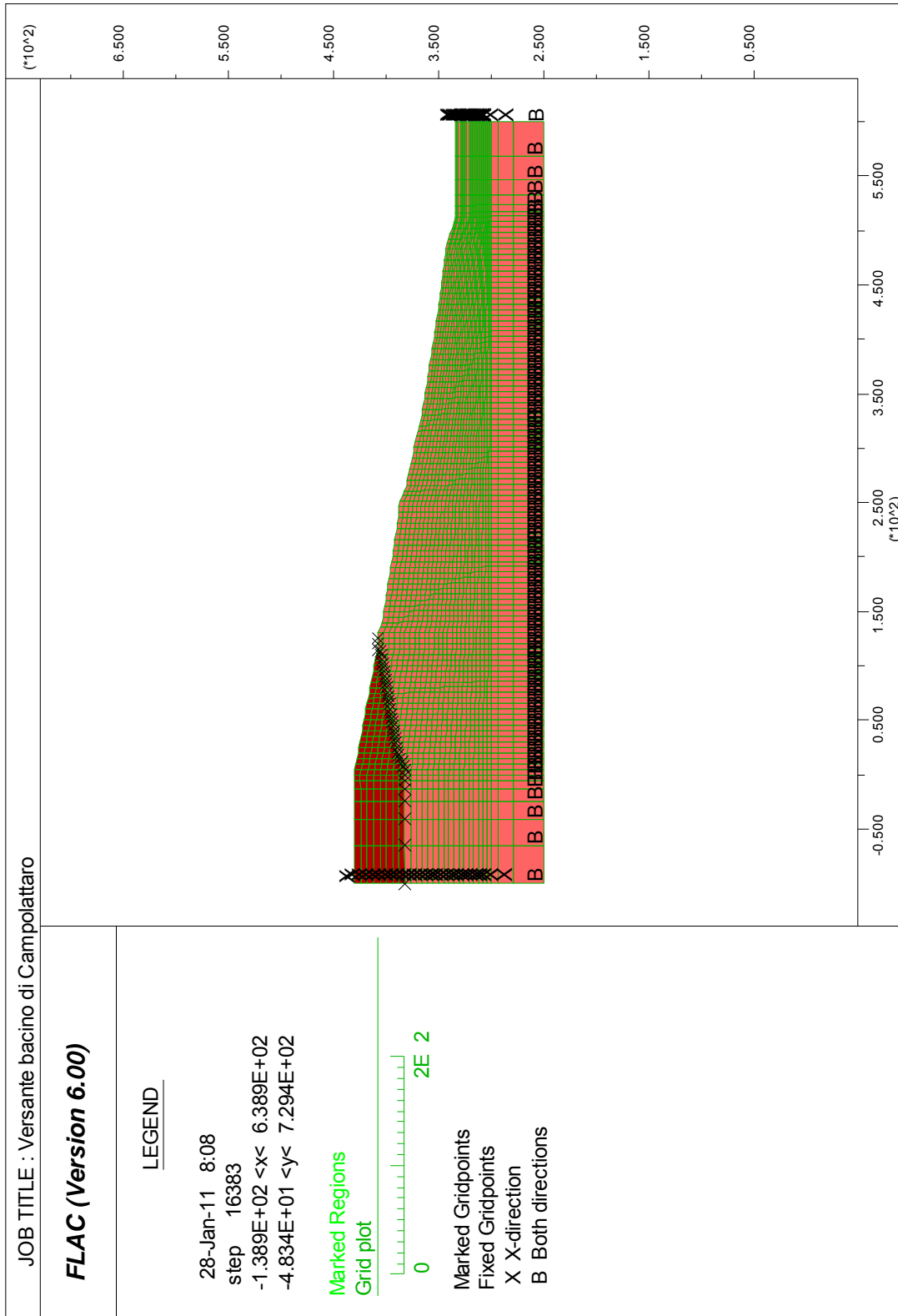
8.2 Modello del versante

8.2.1 Geometria

La sezione esaminata è quella corrispondente all’allineamento del sondaggio S04, e si estende a monte fino circa 200m oltre la strada Circumlacuale e a valle fino all’incirca al fondo del bacino di Campolattaro.. In profondità, si considera uno spessore di circa 40 m di terreno.

Le figure seguenti illustrano la ricostruzione geologica della sezione e il reticolo del modello.





8.2.2 Caratterizzazione geotecnica del terreno

Ai fini della stabilità, si caratterizzano i materiali con i seguenti parametri, ricavati dalla documentazione di progetto

- coltre superficiale, $c' = 50$. kPa, $\phi' = 25^\circ$, $\gamma = 20$ kN/mc
- argilliti di base, $c' = 50$. kPa, $\phi' = 25^\circ$, $\gamma = 20$ kN/mc

Stante il modesto spessore della coltre, la sua caratterizzazione viene assimilata a quella della roccia di base per evitare il formarsi di meccanismi di scivolamento molto superficiali.

8.2.3 Condizioni al contorno

Ai contorni laterali del modello, verticali, si impongono le seguenti condizioni:

- spostamento verticale libero, orizzontale impedito (pattino verticale)

Al contorno inferiore:

- spostamenti orizzontale e verticale impediti

Al contorno superiore:

- spostamenti liberi
- pressione idrostatica dell'invaso.

8.2.4 Falda

A causa della sostanziale impermeabilità dell'ammasso, non si considera la presenza di una circolazione idrica sotterranea né di un reticolo di filtrazione.

8.3 Calcoli di stabilità

Il meccanismo di collasso individuato è illustrato nelle figure allegate.

Il coefficiente di sicurezza calcolato è pari a 3,08, dunque ampiamente superiore ai requisiti di norma per la stabilità dei versanti.

Si conclude pertanto che il versante nelle condizioni attuali è stabile, per quanto attiene a meccanismi di scivolamento di media e grande entità, rimanendo possibili esclusivamente piccoli distacchi di carattere molto superficiale e di entità modesta.

Data l'entità del c.s. calcolato, si ritiene ragionevolmente soddisfatta anche la verifica in condizioni sismiche.

