

**Città Metropolitana di Torino
Comune di Pragelato**

PROGETTO ESECUTIVO

**INTERVENTO DI RIQUALIFICAZIONE AMBIENTALE DEL TORRENTE
CHISONE NEI COMUNI DI USSEAUX E PRAGELATO**

LOTTO I COMUNE DI PRAGELATO

CUP: I21D24000030004

Denominazione

RELAZIONI

Oggetto

RELAZIONE GEOTECNICA

Rev.	Data		eseguito da	controllato da
0	06/2025	1° emissione	SS	SS

Progettista



Dott. Ing. Silvia Simoni
(sottoscritto con firma digitale)

Mountain-eering Srl | GmbH
via Ipazia 2 Hypatia Str.
39100 Bolzano (BZ) - Italy
Telefono: (+39) 0471.1727094
pec: mountain-eering@pec.it



Responsabile Unico del Procedimento

Dott. Luca Marello
(sottoscritto con firma digitale)

Tavola

PE.R.110.15.0

Scala

File PE.R.110.15.0

Città metropolitana di Torino
Corso Inghilterra, 7
10138 Torino (TO) - Italy
Telefono: (+39) 011.8612111
pec: protocollo@cert.cittametropolitana.torino.it



Comune di Pragelato
Piazza Municipio, 10
10060 Pragelato (TO) - Italy
Telefono: (+39) 0122.78904
pec: comunepragelato@legalmail.it

Committente:

Ente di gestione delle aree protette delle Alpi Cozie
Via Fransuà Fontan, 1
10050 Salbertrand (TO) - Italy
Telefono: (+39) 0122.854720
pec: alpicozie@cert.ruparpiemonte.it



Ente di gestione delle aree protette
delle Alpi Cozie




Unione Montana Comuni Olimpici Via Lattea
Piazza Vittorio Amedeo, 1
10054 Cesana Torinese (TO) - Italy
Telefono: (+39) 0122.89114
pec: unionevialattea@legalmail.it

	MOUNTAIN-EERING s.r.l. Sede: via Ipazia, 2, I-39100 Bolzano c/o NOI - Techpark Tel: 0471-1727094 Web: http://www.mountain-eering.com e-Mail: info@mountain-eering.com	
---	--	---

Progetto esecutivo
Intervento di riqualificazione ambientale del torrente
Chisone nei comuni di Usseaux e Pragelato - Lotto I
Comune di Pragelato
CUP: I21D24000030004

RELAZIONE GEOTECNICA

Committente:	Descrizione:
Ente di Gestione delle Aree protette delle Alpi Cozie Via Fransuà Fontan, 1 10050 Salbertrand (TO)	Inquadramento geologico, indagini geognostiche, analisi sismica, modello geotecnico aggiornato, verifiche secondo le NTC2018 (stabilità degli ancoraggi)

Documento n.:	Data:	Autori:
23-41P-T0	Giugno 2025	Dott. Ing. Silvia Simoni Dott. Ing. Nicola Groff
Responsabile:		Dott. Ing. Silvia Simoni Ph.D 

Indice

1	Introduzione	1
1.1	Committente	1
1.2	Studio tecnico incaricato	1
1.3	Premessa	1
1.4	Normativa di Riferimento	5
1.5	Dati di base	5
1.6	Descrizione degli interventi	7
1.6.1	Tratto 1 - Step-pool tra le briglie B08-B05	7
1.6.2	Tratto 2 - Rimozione delle briglie B04-B02	8
1.6.3	Tratto 3 - Sistemazione a monte della confluenza con il Chisonetto	8
1.7	Quadro delle verifiche svolte	9
2	Inquadramento Geologico	17
2.1	Inquadramento geologico	17
2.2	Depositi quaternari	17
2.3	Fenomeni gravitativi	24
3	Campagna di Indagini geognostiche e geofisiche	30
3.1	Modello Geologico	32
4	Azione sismica	37
4.1	Vita nominale, Classe d'uso e Periodo di riferimento	37
4.2	Categoria di suolo	38
4.3	Parametri di pericolosità sismica	38
4.4	Accelerazione sismica di progetto	41
4.5	Condizioni per la riduzione di resistenza al taglio	42
4.6	Stabilità nei confronti della liquefazione	42
5	Caratterizzazione Geotecnica	43
5.1	Criterio di scelta dei parametri geotecnici	43
5.2	Modello Geotecnico di riferimento	44
5.3	Falda	46
6	Stabilità delle briglie	53
6.1	Descrizione dell'intervento	53
6.2	Riferimenti normativi	54
6.3	Azioni	55
6.4	Stabilità globale	55
6.4.1	Back Analysis	56

6.4.2	Configurazione di progetto	57
6.4.3	Presentazione dei risultati	57
6.5	Stabilizzazione delle spalle delle briglie	60
6.5.1	Verifica degli ancoraggi	61
6.6	Risultati	62
6.6.1	Briglia B0	62
6.6.2	Briglia B02	64
6.6.3	Briglia B03	72
6.6.4	Briglia B04	80
6.6.5	Briglia B05	88
6.6.6	Briglia B06	92
6.6.7	Briglia B07	100
6.6.8	Briglia B08	108
7	Verifiche degli ancoraggi	116
7.1	Verifica delle barre autoperforanti	116
7.1.1	Azioni	116
7.1.2	Verifiche geotecniche	119
7.2	Verifiche della legatura dei massi	122
8	Verifiche fronti di scavo	124
8.1	Metodologia	124
8.2	Tratto B05-B08	125
8.3	Tratto B02-B04	129
8.4	Tratto B0	134
9	Verifiche difese spondali	138
9.1	Verifiche di Stabilità	138
9.1.1	Scorrimento	140
9.1.2	Ribaltamento	142
9.1.3	Carico limite del complesso fondazione-terreno	143
9.1.4	Stabilità globale del sistema opera-fondazione	146
	Bibliografia	150

Elenco delle figure

1.1	<i>Inquadramento dell'area in cui si collocano i tre interventi, tra la briglia B08 e la località Pattemouche [tratto dallo studio CIRF (Dan e altri, 2022)]</i>	4
1.2	<i>Planimetria di progetto</i>	12
1.3	<i>Soglia in massi cementati in superficie a lato del bacino in località Pattemouche</i>	13
1.4	<i>Briglia di consolidamento B02; si notino i segni di ammaloramento sul paramento di valle</i>	13
1.5	<i>Briglia di consolidamento B03</i>	14
1.6	<i>Briglia di consolidamento B04</i>	14
1.7	<i>Briglia di consolidamento B05; si notino i segni di ammaloramento sul paramento di valle</i>	15
1.8	<i>Briglia di consolidamento B06, crollata durante lavori di manutenzione</i>	15
1.9	<i>Briglia di consolidamento B07</i>	16
1.10	<i>Briglia di consolidamento B08</i>	16
2.1	<i>Basamento pre-quaternario (Relazione geologica PRGC del Comune di Pragelato)</i>	18
2.2	<i>Estratto della tavola geologica 1b allegata al PRGC del Comune di Pragelato e zona di intervento tra le briglie B08 e B05</i>	19
2.3	<i>Legenda allegata alla tavola geologica 1b allegata al PRGC del Comune di Pragelato e caratteristiche meccaniche dei vari litotipi</i>	20
2.4	<i>Estratto della Carta Geologica della Val Troncea (Fioraso, 2009) con indicazione delle briglie e delle aree di intervento (per la legenda si veda la figura seguente).</i>	22
2.5	<i>Legenda allegata alla Carta Geologica della Val Troncea, (Fioraso, 2009)</i>	23
2.6	<i>Estratto della carta dei dissesti allegata al PRGC del Comune di Pragelato - dissesto del monte Pelato, versante destro dell'area di intervento</i>	25
2.7	<i>Estratto della carta DPGV (Fioraso, 2017a) per l'area di intervento; la sezione E-E è localizzata tra le briglie B08 e B07</i>	26
2.8	<i>Movimento gravitativo di versante lungo le pendici nord-occidentale del monte Pelato) (Fioraso (2009), Fioraso (2017a), Fioraso e Mosca (2020))</i>	27
2.9	<i>Versanti sovrastanti la briglia B08 (1/2)</i>	28
2.10	<i>Versanti sovrastanti la briglia B08 (2/2)</i>	29
3.1	<i>Planimetria delle indagini (eg Team)</i>	31
3.2	<i>Legenda abbinata alle sezioni stratigrafiche</i>	33
3.3	<i>Sezione stratigrafica interpretata in corrispondenza della briglia B02</i>	34
3.4	<i>Sezione stratigrafica interpretata in corrispondenza della briglia B04</i>	34
3.5	<i>Sezione stratigrafica interpretata in corrispondenza della briglia B05</i>	35

3.6	<i>Sezione stratigrafica interpretata in corrispondenza della briglia B08</i>	35
4.1	<i>Valori a_g tratti dal sito INGV per il Comune di Pragelato</i>	39
4.2	<i>Parametri relativi alla pericolosità sismica di base</i>	39
4.3	<i>Pericolosità sismica di progetto</i>	40
5.1	<i>Parametri del modello geotecnico di riferimento per l'analisi della stabilità del pendio, rivisto post indagini geognostiche (ottobre 2024)</i>	45
5.2	<i>Condizioni al contorno e geometrie di riferimento per l'analisi della stabilità del pendio. Wse (= Water surface elevation) indica la quota della superficie libera raggiunta durante una piena centenaria in alveo nella configurazione attuale e in quella di progetto</i>	47
5.3	<i>Stratigrafia sondaggio S1: 0-15m (ottobre 2024)</i>	48
5.4	<i>Stratigrafia sondaggio S1: 15-25m (ottobre 2024)</i>	49
5.5	<i>Stratigrafia sondaggio S2: 0-15m (ottobre 2024)</i>	50
5.6	<i>Stratigrafia sondaggio S2: 15-25m (ottobre 2024)</i>	51
7.1	<i>Forze agenti sul singolo masso con l'ancoraggio, immagine modificata da Maager (2022)</i>	118
7.2	<i>Sezione geologica B05: il sondaggio S2 attraversa i depositi alluvionali di fondovalle (UGT2) tra il piano campagna e la profondità di 6.5 m</i>	121
7.3	<i>Grafico di Bustamante e Doix (1985) per terreni incoerenti di tipo SG. Per le barre autopercoranti si considerano i valori relativi alla modalità esecutiva con iniezione singola (IGU) e di conseguenza la retta SG2 sul grafico</i>	121
7.4	<i>Coefficienti parziali dell'Approccio 2 Combinazione: (A1+M1+R3) e fattori di correlazione delle prove geotecniche</i>	122
9.1	<i>Difesa spondale con scogliera in massi ciclopici</i>	139
9.2	<i>Schema concettuale della scogliera in massi ciclopici</i>	140
9.3	<i>Risultati relativi alla verifica allo scorrimento con falda alla quota della piena centenaria.</i>	141
9.4	<i>Risultati relativi alla verifica allo scorrimento in assenza di falda.</i>	141
9.5	<i>Risultati relativi alla verifica al ribaltamento con falda alla quota della piena centenaria.</i>	142
9.6	<i>Risultati relativi alla verifica al ribaltamento in assenza di falda.</i>	143
9.7	<i>Risultati relativi alla verifica della capacità portante del terreno di fondazione con falda alla quota della piena centenaria.</i>	146
9.8	<i>Risultati relativi alla verifica della capacità portante del terreno di fondazione con falda alla quota di fondo alveo.</i>	147

1 Introduzione

1.1 Committente

Ente di gestione delle aree protette delle Alpi Cozie
Via Fransuà Fontan, 1, 10050 Salbertrand (TO)

1.2 Studio tecnico incaricato

Mountain-eering S.r.l. - Società di Ingegneria
c/o NOI Techpark
via Ipazia, 2, 39100 Bolzano (BZ)

1.3 Premessa

Ai sensi della Determinazione Dirigenziale n. 289 del 22/09/2024, l'Ente di gestione delle aree protette delle Alpi Cozie ha incaricato Mountain-eering S.r.l. della redazione del progetto esecutivo (PE) e del coordinamento della sicurezza in fase di progettazione (CSP) per l'intervento di *"Riquilificazione ambientale di un tratto del torrente Chisone per il ripristino delle connessioni ecologiche nei comuni di Usseaux e Pragelato"* - Lotto I Comune di Pragelato.

Questa relazione geotecnica è uno degli studi specialistici a corredo del progetto esecutivo e contiene, oltre alle integrazioni già richieste in seguito alla campagna di indagini geognostiche svolte in ottobre 2024 (descritte nel dettaglio nella relazione geologica), gli approfondimenti necessari per la fase esecutiva; in particolare le verifiche degli elementi progettuali definiti in seguito alla campagna di indagini geognostiche, svoltasi a ottobre 2024.

L'area di intervento si trova in comune di Pragelato (TO), nel parco naturale della val Troncea e si estende dall'alta valle fino alla confluenza con il torrente Chisonetto.

Il progetto realizza il primo lotto di una serie di interventi che si prefiggono di sostituire alcune briglie di consolidamento lungo il torrente Chisone, con una sistemazione caratterizzata da una morfologia step-pool e di ricollocare il materiale asportato, in parte a monte della confluenza con il torrente Chisonetto, in località Pattemouche, in parte a valle dell'invaso di Pourrieres, dove il torrente presenta diversi tratti in erosione. Il progetto è basato sull'omonimo studio di fattibilità, svolto nel 2022 dal CIRF¹ (Dan e altri, 2022).

Nel primo lotto erano inizialmente previsti i seguenti interventi: 1. la demolizione parziale di quattro briglie di consolidamento nel tratto alto del torrente (denominate nel seguito B08, B07, B06, B05), 2. la demolizione parziale di tre briglie di consolidamento nel tratto intermedio del corso d'acqua, denominate B04, B03, B02, (entrambi i tratti si trovano a monte della

¹Centro Italiano per la Riquilificazione Fluviale

località Laval) e 3. una riprofilatura della pendenza dell'alveo tra il bacino di Pattemouche e la confluenza con il torrente Chisonetto in orografica sinistra (Figura 1.1).

Nel corso dell'elaborazione del PE si è riscontrato un aumento dei costi che ha determinato la necessità di cercare finanziamenti integrativi e redigere una **VARIANTE** progettuale. Le motivazioni relative all'aumento dei costi sono illustrate nel seguito, premesso che nell'ambito della redazione del progetto di fattibilità tecnico-economica, svolta nel 2023 (consegnato il 31.12.23), la stima dei costi relativi ai lavori secondo l'elenco prezzi del 2023, ammontava a Euro 838'501,55 e ulteriori Euro 25'155,05 di costi per la sicurezza.

1. Aumento dei prezzi unitari - dal 2023 al 2025

Il solo aumento delle voci dell'elenco prezzi della Regione Piemonte ha determinato un aumento di Euro 51'705,43 pari al 6.17% rispetto alla stima del 2023.

2. Analisi geognostiche

Nel corso del mese di ottobre 2024 sono state svolte le indagini geognostiche che non era stato possibile eseguire in fase di redazione del PFTE, a causa del manto nevoso presente nei siti di indagine. Le valutazioni svolte in tale fase erano pertanto basate sui dati di letteratura disponibili per la zona. In particolare non si avevano dati certi sul grande movimento gravitativo di versante, che caratterizza le pendici occidentali del monte Pelato e che costituisce il fianco vallivo in orografica destra del torrente Chisone. Le indagini hanno rivelato che questa frana ha uno spessore di oltre 25 m presso il tratto compreso tra monte della briglia B08 fino alla briglia B05. Le caratteristiche meccaniche di questo ammasso roccioso (calcescisti alterati), fortemente degradato e alterato, sono molto scadenti; per questo motivo è stato necessario modificare le scelte progettuali concepite in fase di PFTE per stabilizzare il sistema step pool che sostituisce le briglie demolite. La scelta sviluppata per il progetto esecutivo prevede, oltre agli ancoraggi dei blocchi lapidei al fondo dell'alveo, più lunghi rispetto a quanto previsto in PFTE (6 m vs 4 m), un sistema di fissaggio degli stessi blocchi mediante funi metalliche e calcestruzzo gettato sul retro degli step, in modo che non sia visibile esternamente.

3. Adempimento delle indicazioni ambientali

Al fine di limitare l'intorbidimento delle acque durante i lavori in alveo, è stato studiato un sistema di deviazioni acque che prevede una canalizzazione delle stesse per una lunghezza pari a quella del tratto di lavoro. Per contenere i costi elevati dell'acquisto di grandi quantità di tubi (600,00/m Euro, fornitura esclusa movimentazione), il tratto di intervento è stato suddiviso in sottotratti; soluzione che però richiede un maggior numero di deviazione delle acque (fasi di lavoro), che incide sui tempi di lavorazione e sui costi di movimentazione del materiale da una parte all'altra dell'alveo. Sempre al fine di ridurre i costi derivanti da questa operazione, sono stati scelti mezzi tubi corrugati in quanto meno costosi dei tubi a sezione circolare (133,00 Euro/m).

L'aumento include anche il rinverdimento del mascheramento delle spalle delle briglie, che rimangono in posto, mediante piantumazione di talee.

Alla luce di queste considerazioni e a fronte dell'aumento dei costi, è stata decisa una suddivisione del progetto in lotti funzionali che mantengono la finalità ecologico-ambientale,

inizialmente prevista, e salvaguardano da un lato la completezza delle lavorazioni connesse a un lotto, dall'altro il completamento delle fasi di lavoro, al fine di lasciare l'alveo al termine dei lavori, relativi a un lotto, in una condizione idraulicamente stabile.

Da un punto di vista funzionale sono stati individuati 2 lotti:

Lotto A: che comprende il tratto 1 nella parte alta della Val Troncea, che si estende da monte della briglia B08 fino alla briglia B05 e il tratto 3 nella parte bassa della Val Troncea, che si estende da monte dell'invaso di Pattemouche, (briglia B0) fino a valle della confluenza con il torrente Chisonetto;

Lotto B: tratto 2 nella parte mediana della Val Troncea, che si estende da monte della briglia B04 fino alla briglia B02.

Ai fini dell'**autorizzazione idraulica** il progetto mantiene la sua struttura originaria, mentre ai fini del finanziamento viene presentata una VARIANTE, che non altera in alcun modo né la finalità, né l'integrità dell'intervento di riqualificazione ecologica ed ambientale.

La VARIANTE al progetto finanziato con fondi FESR consiste nello stralcio del Lotto B, come sopra descritto. Questo intervento sarà comunque realizzato con un altro finanziamento.

Per questo motivo questa relazione geotecnica riguarda gli approfondimenti esecutivi svolti sulla base del progetto originario; in particolare riprende gli elementi principali della relazione del PFTE e sviluppa gli aspetti geotecnici alla luce dei risultati delle indagini geotecniche svolte a ottobre 2024. Questa edizione è un approfondimento progettuale della versione consegnata il 09.04.2025 nell'ambito della procedura di Verifica di assoggettabilità a VIA. In particolare, oltre agli approfondimenti precedentemente richiesti, sviluppa le modifiche progettuali risultate necessarie alla luce della campagna di indagini geotecniche e risponde alle richieste di cui all'Allegato A alla DETERMINAZIONE DIRIGENZIALE A1800A - OPERE PUBBLICHE, DIFESA DEL SUOLO, PROTEZIONE CIVILE, TRASPORTI E LOGISTICA - A1813C - Tecnico regionale - Città metropolitana di Torino, del 12.06.2025 - ATTO DD 1182/A1813C/2025:

"siano effettuate tutte le verifiche di stabilità delle difese spondali in progetto ai sensi delle Norme Tecniche sulle Costruzioni vigenti (D.M. 17/01/2018)."

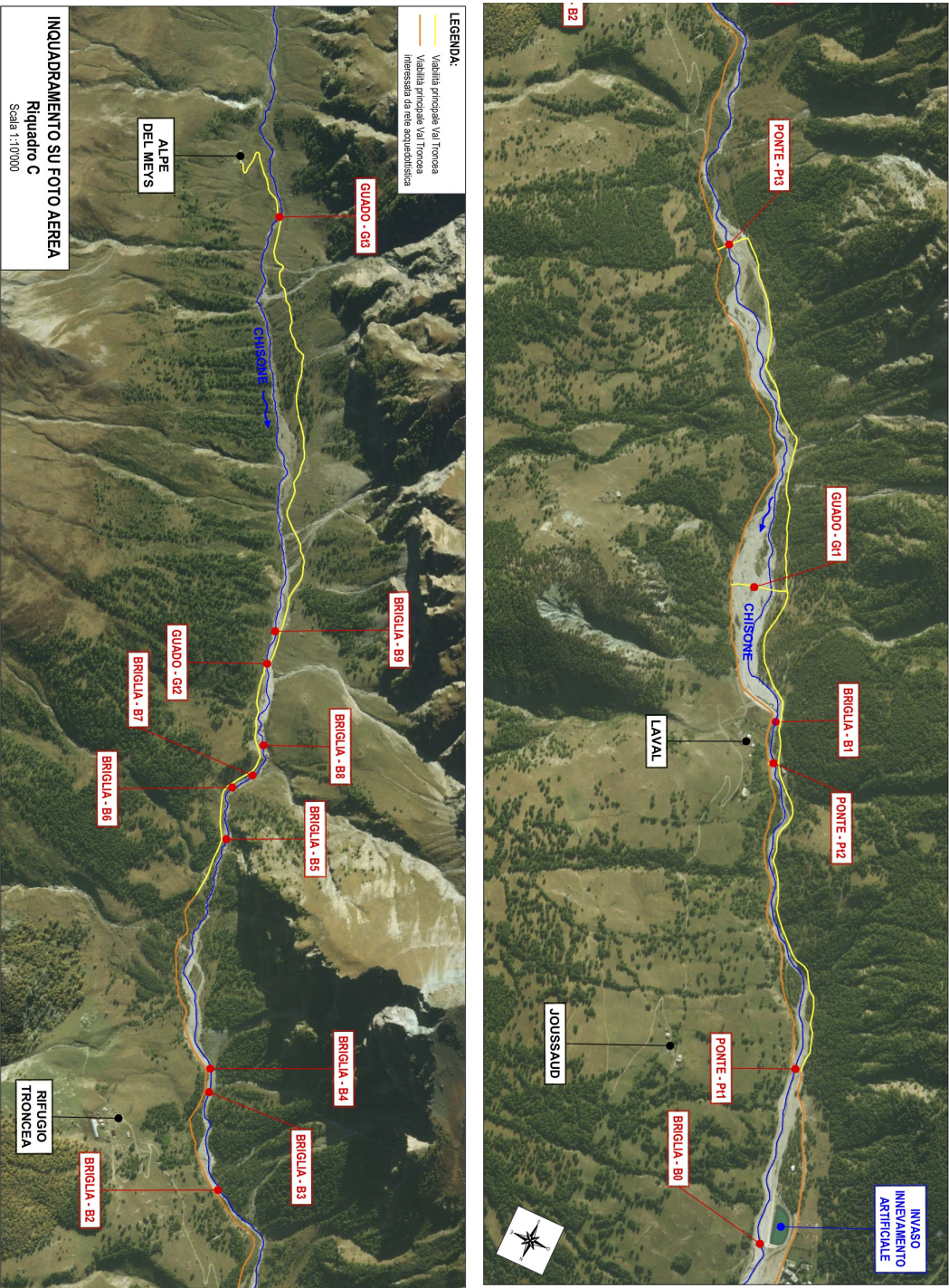


Figura 1.1: Inquadramento dell'area in cui si collocano i tre interventi, tra la briglia B08 e la località Pattemouche [tratto dallo studio CIRF (Dan e altri, 2022)]

1.4 Normativa di Riferimento

Questa relazione è stata redatta in ottemperanza alla normativa vigente, Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC-2018, D.M. 17 gennaio 2018) e alla nuova Circolare ministeriale 21.01.2019 N. 7. Per quanto non espressamente trattato dalle NTC-2018, si è fatto riferimento all'Eurocodice 7 - Geotechnical design. In particolare la normativa di riferimento è riportata nel seguito.

- D.L. 31 marzo 2023, n. 36 *Nuovo codice dei contratti pubblici*
- D.P.R. 5 ottobre 2010, n. 207 *Regolamento di esecuzione del codice dei contratti pubblici D.Lgs 163/2006*
- NTC 2018 *Nuove Norme Tecniche per le costruzioni*
- Circolare 21 gennaio 2019, n.7 *Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni*
- UNI EN 1997-1:2013 Eurocodice 7 *Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali*
- Deliberazione n. 5/2021 della Conferenza Istituzionale Permanente, aggiornamento del PGRA (Piano di Gestione del Rischio Alluvioni) ai sensi degli art.65 e 66 del D.Lgs. 152/2006
- Deliberazione n. 6/2021 della Conferenza Istituzionale Permanente, Progetto di Variante al "Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico del bacino idrografico del fiume Po" (PAI Po)
- Direttiva 2007/60/CE, cosiddetta "Direttiva alluvioni"
- DGR n. 49-3650 del 28.03.2012, approvazione del Programma generale di gestione sedimenti dei torrenti Pellice e Chisone.
- UNI EN 1993-1-8 (Eurocodice 3 – Giunzioni in acciaio)
- UNI EN 1992-4:2018 (Eurocodice 2, Parte 4: "Progettazione degli elementi di ancoraggio")
- UNI EN 12385-4:2008 – Funi di acciaio per impieghi generali – Parte 4
- EN 1993-1-11:2006 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-11: Strutture con tiranti

1.5 Dati di base

La presente relazione è stata redatta sulla base dei seguenti dati:

- Ripresa aerea ICE 2009-2011, Regione Piemonte 5 m x 5 m;
- DTM ad alta risoluzione 2022, Politecnico di Torino 0.05 m x 0.05 m;

- Piano di Gestione del Rischio Alluvioni e Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico;
- Servizio Catasto - Mappe catastali;
- Ortofoto AGEA 2021;
- Ortofoto ad alta risoluzione 2022, Politecnico di Torino 0.05 m x 0.05 m;
- Corine Land Cover;
- Carta geologica della Val Troncea 1:15'000 (Fioraso, 2009);
- Cartografia di base dal Geoportale della Regione Piemonte;
- Progetto definitivo - Lavori di adeguamento del tratto di strada tra il ponte Daz Itreit e il bivio con la strada per Laval, ALProgetti 2020;
- PRGC Pragelato, con particolare riferimento alla variante di adeguamento al PAI del 2016 e agli elaborati geologici e geomorfologici redatti da GEODATA ENGINEERING.
- Progetto definitivo-esecutivo per la manutenzione della briglia in Loc. Lendiniera, Scheda PMO TO-25.08-6.001 redatto dal Dott. For. Silvio Farinetti per il Comune di Pragelato nel luglio 2019
- Cartografia dei movimenti profondi di versante redatta dal Dott. Geol. G. Fioraso CNR Torino *Deep-seated Gravitational Slope Deformation and Large Landslides in the Northern Cottian Alps (NW Italy)*
- Carta geologica d'Italia 1:50.000, foglio 171 Cesana Torinese, Note Illustrative Dott. Geol. G. Fioraso CNR-IRPI Torino
- Studio idrogeologico di seconda fase per il potenziamento dell'impianto idrico ad uso potabile nel Comune di Pragelato, maggio 2023
- Relazione geologica allegata al Piano di Recupero per le Borgate di Laval e Joussaud, ottobre 2020.
- Fotodocumentazione dell'evento alluvionale del 2008;
- Studio di fattibilità volto alla riqualificazione di un tratto del torrente Chisone dalla Val Troncea fino all'invaso di Pourrieres per il ripristino delle connessioni ecologiche, CIRF 2022;
- Caratterizzazione preliminare delle briglie presenti sul torrente Chisone in Val Troncea, POLITO 2022.
- Planimetria delle infrastrutture del servizio idrico integrato (acquedotto e fognatura), acea 2023.
- Risultanze della campagna di indagini geognostiche svolta a ottobre 2024, comprendente 2 sondaggi, prove di laboratorio e prove geosismiche.

1.6 Descrizione degli interventi

Gli interventi in progetto (Figura 1.2) si prefiggono di assolvere la duplice funzione di stabilizzare l'alveo del torrente Chisone con tecnica simil-naturale e di migliorare le connessioni ecologiche per la fauna ittica; in particolare gli interventi prevedono la sostituzione di una serie di briglie di consolidamento con una morfologia step-pool. Inoltre nel tratto a monte della confluenza con il Chisonetto è prevista la riprofilatura dell'alveo per colmare una profonda erosione che si è sviluppata negli anni a valle della soglia in massi, localizzata a fianco del bacino di Pattemouche.

Lo scopo di questo intervento è duplice, da un lato si vogliono ripristinare le connessioni ecologiche e dare maggiore naturalità al corso d'acqua rispetto alla configurazione attuale, senza compromettere la stabilità della strada adiacente, dall'altro si vuole rispondere ad una esigenza di manutenzione delle briglie, che comporta oneri economici e gestionali per il Comune di Pragelato e l'Ente di Gestione delle Aree protette delle Alpi Cozie.

Le opere di riqualificazione in progetto lungo il torrente Chisone si differenziano in base al tratto d'intervento:

1. tratto compreso tra le briglie B08-B05;
2. tratto compreso tra le briglie B04-B02;
3. tratto a monte della confluenza con il Chisonetto.

La verifica, il dimensionamento delle caratteristiche geometriche delle opere e la dimensione dei massi ciclopici sono stati effettuati per un evento di piena centennale; questi sono dettagliati nella relazione idraulica.

1.6.1 Tratto 1 - Step-pool tra le briglie B08-B05

Le briglie di consolidamento B08-B05 (Figure 1.7-1.10) si presentano in un avanzato stato di degrado, per cui non svolgono più pienamente la loro funzione idraulica e determinano un incremento del pericolo idraulico sia per la strada silvo-pastorale lungo il torrente che per gli abitati presenti a valle. Si è pertanto valutata la loro rimozione per mitigare il pericolo idraulico a valle, per ragioni economiche legate alla loro manutenzione e per migliorare le condizioni idromorfologiche e di transitabilità ittica.

Tuttavia la semplice rimozione delle briglie in un tratto che presenta una pendenza media elevata di circa il 9%, in condizioni di piena potrebbe causare un processo di incisione del corso d'acqua, che potenzialmente può compromettere la stabilità del versante su cui si trova la strada silvo-pastorale.

Pertanto il progetto prevede una parziale demolizione delle briglie e il mantenimento delle spalle, per minimizzare il disturbo del versante e per tenere il flusso idrico lontano dalle scarpate. Per stabilizzare il fondo del corso d'acqua nel tratto interessato verrà realizzata una sistemazione di tipo step-pool, ovvero una sequenza di gradoni, realizzati in massi ciclopici, e pozze per la dissipazione dell'energia della corrente. Le strutture in massi sono dimensionate ed organizzate in modo tale da essere stabili fino alla portata di progetto. I massi ciclopici che compongono gli step vengono legati tra loro mediante una fune di ancoraggio in acciaio annegata nel calcestruzzo sul retro dello step (in modo che non sia visibile ad intervento concluso). Alcuni dei blocchi cardine (due blocchi non adiacenti della fila superiore

di ogni step) sono ulteriormente stabilizzati con un sistema di barre autoperforanti fissate sul fondo dell'alveo.

La sistemazione a step-pool è prevista in quattro tratti, ognuno localizzato a monte delle briglie B08-B05. A valle delle briglie B07-B05 sarà inoltre necessario realizzare dei brevi tratti di "cascade" (Rinaldi e altri, 2010) per raccordare lo step posto più a valle con l'alveo esistente.

Nei tratti sistemati mediante step-pool si prevede anche la realizzazione di una difesa spondale in destra orografica (dove è presente la strada silvo-pastorale) in massi ciclopici per un'altezza pari al tirante idraulico raggiunto durante la piena di progetto. Per maggiori dettagli si fa riferimento agli elaborati grafici di progetto.

1.6.2 Tratto 2 - Rimozione delle briglie B04-B02

Analogamente al tratto 1, anche nel tratto compreso tra le briglie B04 e B02 (Figure 1.4-1.6) è prevista la rimozione delle stesse e il ripristino di una pendenza di equilibrio. Anche in questo caso la motivazione risiede in parte in ragioni economiche legate ai costi di manutenzione e svuotamento delle briglie, in parte nel miglioramento delle condizioni idromorfologiche e di transitabilità ittica.

Al contrario del tratto precedente le briglie B04-B02 sono localizzate in un tratto che presenta una pendenza media meno elevata di circa il 4.5%, inoltre l'alveo presenta una larghezza media maggiore e pari a circa 20-25 m. Affinché la rimozione delle briglie non determini l'instabilità del versante in destra orografica dove si trova la strada silvo-pastorale, il progetto prevede una parziale demolizione delle briglie e il mantenimento delle spalle. Inoltre è prevista la realizzazione di una difesa spondale in massi ciclopici, per un'altezza leggermente superiore al tirante idraulico raggiunto durante la piena di progetto, e il raccordo tra alveo e strada, con una pendenza massima pari a quella naturale della scarpata.

La sistemazione è suddivisa in due tratti: il primo tratto inizia a monte della briglia B04 e termina a valle della briglia B03 e prevede la realizzazione di una rampa in materiale sciolto; il secondo tratto inizia a monte della briglia B02 e termina poco a valle di essa e, analogamente al precedente tratto, prevede la realizzazione di una rampa in materiale sciolto. Al fine di conferire maggiore stabilità alle rampe, in corrispondenza delle briglie demolite verranno realizzate delle soglie in massi ciclopici legati con funi d'ancoraggio in acciaio annegate nel calcestruzzo nella parte retrostante, in modo tale che la legatura non sia visibile ad intervento concluso.

Per maggiori dettagli si fa riferimento agli elaborati grafici di progetto.

1.6.3 Tratto 3 - Sistemazione a monte della confluenza con il Chisonetto

A valle della soglia in massi presso l'invaso per l'innevamento artificiale in località Pattemouche è in atto un progressivo processo di incisione, che sta causando la sottoescavazione della soglia stessa. Tale processo, se protratto nel tempo, potrebbe determinare l'instabilità della soglia in massi e avere conseguenze sul bacino per l'innevamento artificiale presente a monte (Figura 1.3) .

Allo scopo sia di stabilizzare il fondo a valle della soglia in massi che di migliorare le condizioni idromorfologiche e di transitabilità ittica, si prevede il ripristino di profilo longitudinale

di equilibrio del torrente Chisone dalla soglia in massi fino alla confluenza con il torrente Chisonetto. Questo intervento verrà realizzato mediante il riporto di sedimenti per un volume di circa $5'500 \text{ m}^3$, reperiti dagli scavi previsti nell'ambito della rimozione delle briglie B08-B02. Il materiale di rinterro nello strato di corazzamento superficiale di spessore 1.5 m dovrà avere le seguenti classi granulometriche o più grossolane equamente distribuite: 118 mm, 178 mm e 244 mm. Nello strato sub-superficiale, che non deve resistere alla forza di trascinamento della corrente, la granulometria può essere più eterogenea, dalla ghiaia fino ai ciottoli.

Per diminuire la capacità di trasporto del corso d'acqua nel tratto d'intervento e quindi incrementare la durabilità dell'opera, è necessario allargare il torrente Chisone fino a raggiungere una larghezza di 30 m, pari alla larghezza presente naturalmente poco a monte della confluenza con il Chisonetto. Attualmente nel tratto d'interesse il Chisone presenta una larghezza minima di circa 20 m, pertanto l'allargamento massimo sarà di 10 m; ciò implica un volume movimentato complessivo di circa 1500 m^3 ; tale volume può essere riutilizzato in loco per il rinterro dello strato sub-superficiale.

Per impedire futuri fenomeni di erosione, si prevede la realizzazione di quattro soglie in massi ciclopici immerse nel sedime di progetto e poste ad una distanza in direzione longitudinale di circa 30 m, di cui la prima a consolidamento dell'opera esistente. Tali soglie saranno realizzate in massi ciclopici di diametro minimo di 1.2 m legati con funi d'ancoraggio in acciaio annegate nel calcestruzzo nella parte retrostante, in modo tale che la legatura non sia visibile ad intervento concluso.

Per maggiori dettagli si faccia riferimento agli elaborati grafici di progetto.

1.7 Quadro delle verifiche svolte

Le verifiche geotecniche sono state svolte seguendo le NTC2018 e la relativa circolare e sono riportate nello schema in Tabella 1.1. Poichè gli aspetti geotecnici connessi agli interventi riguardano:

1. la stabilità della viabilità forestale in orografia destra del torrente Chisone;
2. la stabilità degli interventi step-pool;
3. la stabilità delle difese spondali;
4. la stabilità dei fronti di scavo;

si è proceduto come segue:

1. analizzando se la parziale demolizione delle briglie di consolidamento compromette la stabilità della strada silvio-pastorale. A tal fine sono state esaminate tutte le sezioni in corrispondenza delle briglie, sia in destra che in sinistra orografica;
2. verificando gli ancoraggi degli step;
3. verificando la stabilità delle difese spondali in massi ciclopici, sia a scala globale (di sponda) che locale (di masso);

4. verificando la stabilità degli scavi nel breve periodo, ovvero quello previsto per la durata dei lavori.

Si osserva che la porzione delle briglie che rimane nel terreno non ha effetto sulla stabilità longitudinale, ovvero parallela al corso d'acqua, in quanto a monte e a valle sarà colmata di terreno; in tal modo le spinte del terreno saranno in equilibrio. Per questo motivo non si eseguono verifiche di stabilità nella direzione parallela al corso d'acqua.

Il modello geotecnico e la definizione dei parametri di resistenza meccanica dei terreni sono stati rivisti, sulla base delle risultanze della campagna di indagini geognostiche condotta nell'ottobre 2024, complementate dalla *Back Analysis*², a fronte di una situazione attualmente stabile. Questa situazione è stata verificata anche per una piena centennale, ovvero in una configurazione in cui sulle briglie esistenti transita la piena di progetto (Q100). Successivamente si è confrontata la situazione attuale con la configurazione di progetto, in cui le briglie sono parzialmente rimosse e contestualmente transita la piena di progetto. Date le numerose sorgenti presenti lungo il versante in orografica destra e il forte grado di fratturazione dell'ammasso roccioso affiorante, le verifiche sono state svolte cautelativamente considerando una parte del versante saturo. Alla luce delle risultanze della campagna di indagini è stata aggiornata la posizione della falda dove è stata misurata.

Per quanto riguarda gli aspetti normativi, il paragrafo 6.3.4 delle NTC2018, a proposito delle verifiche di stabilità dei pendii naturali, riporta:

"Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate con metodi che tengano conto del tipo di frana e dei possibili cinematismi, considerando forma e posizione della eventuale superficie di scorrimento, le proprietà meccaniche dei terreni e degli ammassi rocciosi e il regime delle pressioni interstiziali".

"La valutazione del coefficiente di sicurezza dei pendii naturali, espresso dal rapporto tra la resistenza al taglio disponibile (τ_f) e la tensione di taglio agente (τ) lungo la superficie di scorrimento, deve essere eseguita impiegando sia i parametri geotecnici, congruenti con i caratteri del cinematismo atteso o accertato, sia le azioni presi con il loro valore caratteristico. L'adeguatezza del margine di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve comunque essere giustificata sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, [...]".

Inoltre per le verifiche in condizioni sismiche le NTC2018 al paragrafo 7.11.3.5.2. - Metodi di analisi - riportano:

"La condizione di stato limite deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della stabilità del pendio deve essere valutata e motivata dal progettista".

Dunque le NTC2018 non impongono un valore minimo del fattore di sicurezza, F_s , e neppure un coefficiente γ_r da applicare, ma lasciano la scelta al progettista. Anche facendo riferimento al par. 7.11.1 il concetto non cambia. *"Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti*

²Analisi che permette di determinare i parametri di resistenza meccanica dei terreni simulando una situazione osservata stabile nella realtà

parziali γ_R indicati nel presente Capitolo 7, oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato".

Le verifiche idrauliche svolte sono descritte e ulteriormente approfondite, rispetto alle versioni precedenti, nella relazione idraulica (Elaborato PE.R.110.10.0).

Briglia	STATO ATTUALE	PROGETTO	Dx e Sx
B08	Risultati indagini e Back Analysis parametri γ , ϕ' , c' , falda	Stabilità globale statico e dinamico	✓
B07	Risultati indagini e Back Analysis parametri γ , ϕ' , c' , falda	Stabilità globale statico e dinamico	✓
B06	Risultati indagini e Back Analysis parametri γ , ϕ' , c' , falda	Stabilità globale statico e dinamicoa	✓
B05	Risultati indagini e Back Analysis parametri γ , ϕ' , c' , falda	Stabilità globale statico e dinamico	✓
B04	Risultati indagini e Back Analysis parametri γ , ϕ' , c' , falda	Stabilità globale statico e dinamico	✓
B03	Risultati indagini e Back Analysis parametri γ , ϕ' , c' , falda	Stabilità globale statico e dinamico	✓
B02	Risultati indagini e Back Analysis parametri γ , ϕ' , c' , falda	Stabilità globale statico e dinamico	✓
B0	Risultati indagini parametri γ , ϕ' , c' , falda	Stabilità globale statico e dinamico	✓
Ancoraggi	-	Snervamento tirante,	✓
	-	Sfilamento tirante-bulbo,	✓
	-	Sfilamento fondazione-bulbo	✓
Scarpate	-	Rotazione, traslazione	✓
	-	scala globale e locale	✓
Fronti di scavo	-	breve periodo (fase di cantiere)	✓

Tabella 1.1: *Quadro sinottico delle verifiche geotecniche, tutte sono state svolte in presenza e assenza di azione sismica per una piena centenaria*

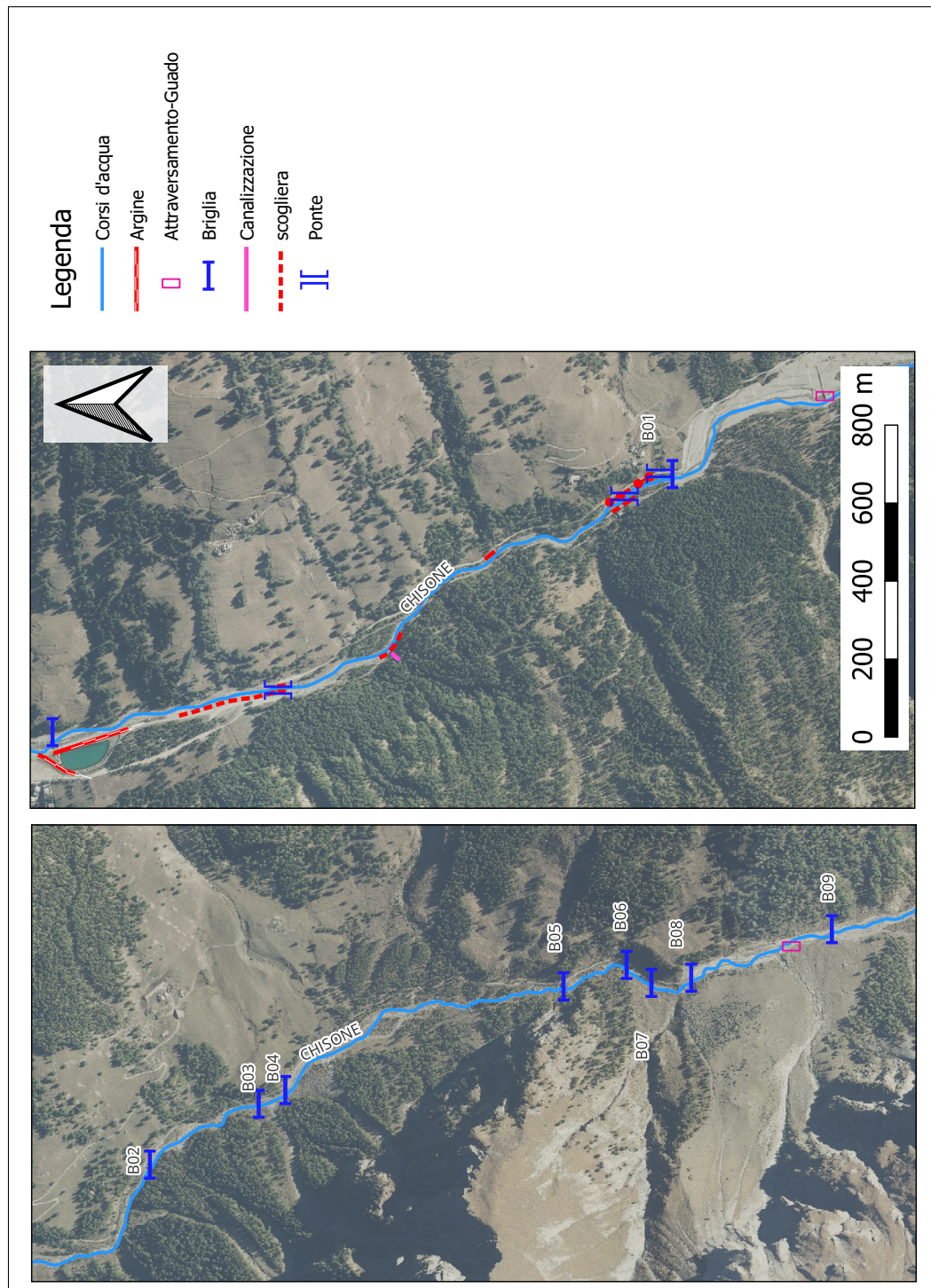


Figura 1.2: Corografia delle opere di sistemazione idraulica esistenti. Direzione del flusso da Sud a Nord per entrambi i riquadri, dalla briglia B09 verso B02 e successivamente da B01 verso l'invaso di Pattemouche



Figura 1.3: *Soglia in massi cementati in superficie a lato del bacino in località Pattemouche*



Figura 1.4: *Briglia di consolidamento B02; si notino i segni di ammaloramento sul paramento di valle*



Figura 1.5: *Briglia di consolidamento B03*



Figura 1.6: *Briglia di consolidamento B04*



Figura 1.7: *Briglia di consolidamento B05; si notino i segni di ammaloramento sul paramento di valle*



Figura 1.8: *Briglia di consolidamento B06, crollata durante lavori di manutenzione*



Figura 1.9: *Briglia di consolidamento B07*



Figura 1.10: *Briglia di consolidamento B08*

2 Inquadramento Geologico

2.1 Inquadramento geologico

La caratterizzazione geologica e strutturale del sito di interesse è descritta nella carta geologica in scala 1: 50.000 foglio 171 Cesana Torinese e nelle relative Note Illustrative (Fioraso e Mosca, 2020), redatte su una base di rilevamento alla scala 1:10.000. È stata inoltre consultata una cartografia geologica di dettaglio redatta dal Dott. Geol. G. Fioraso, denominata Carta geologica della Val Troncea in scala 1:15'000 (Fioraso, 2009).

La Val Troncea è solcata dal torrente Chisone che nei millenni si è scavato quello che è il suo attuale alveo; il versante sinistro presenta forti pendenze e imponenti pareti rocciose, mentre quello destro è caratterizzato da pendenze morbide che ospitano pascoli di alta quota e boschi di pino cembro e larici.

Il substrato roccioso affiorante è costituito dal *Complesso dei Calcescisti con Pietre Verdi*. I calcescisti sono rocce scistose, originatesi dal metamorfismo di fanghi pelagici depositati sui fondali marini; sono formate da minerali silicatici (quarzo e miche) e carbonatici (calcite). Le litologie generate da questi minerali sono molteplici, in funzione delle proporzioni in cui si combinano tra loro: scisti filladici, scisti quarzitici, scisti carbonatici e marmi. Queste rocce sono fortemente alterabili dagli agenti atmosferici e danno luogo a sfasciumi detritici che ricoprono ampie porzioni dei versanti della Val Troncea. In questo complesso le pietre verdi sono rocce ofiolitiche, rappresentate da metagabbri, metabasiti, serpentiniti e oficalciti.

Le rocce del basamento pre-quadernario affioranti nel Comune di Pragelato sono riconducibili a tre unità tettonostratigrafiche: Unità dell'Albergian, Unità del Lago Nero e Unità di Cerogne-Ciantiplagna; quella che interessa l'area di intervento è l'Albergian, che affiora lungo i versanti (Figura 2.1, Fontan (2016)).

2.2 Depositi quadernari

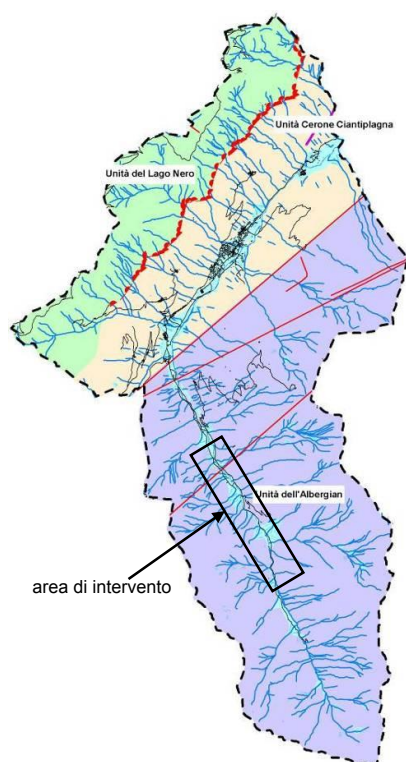
La cartografia geologica allegata al PRGC del Comune di Pragelato e la relativa legenda (Figure 2.2 e 2.3) illustrano che la zona di intervento si trova tra il fondovalle, dove sono presenti depositi alluvionali e torrentizi, e il piede dei versanti, caratterizzati in destra da depositi di frana di spessori di diverse decine di metri, depositi detritici-colluviali¹ di spessore mediamente compreso tra 0.5 m e 2 m, e in sinistra principalmente da detrito di falda e crolli di versante, secondariamente da depositi detritici-colluviali, depositi alluvionali e torrentizi.

I depositi alluvionali e torrentizi recenti ed attuali legati al T. Chisone ed ai suoi tributari laterali sono distribuiti in una fascia continua, di larghezza variabile, lungo il fondovalle. I depositi alluvionali, più antichi dei precedenti si trovano su alcuni lembi della vallata morfologicamen-

¹Coltre eluvio colluviale: materiale alterato situato nelle prossimità del punto di formazione o che al più ha subito un limitato trasporto, prevalentemente ad opera delle acque di ruscellamento (ISPRA, 2008)

te più elevate rispetto al fondovalle attuale. Sono costituiti da ciottoli, ghiaie e blocchi di dimensioni variabili tra il centimetro ed i 2 metri di diametro, caratterizzati da un diverso grado di arrotondamento, immersi in una matrice principalmente ghiaiosa o ghiaioso-sabbiosa, e secondariamente costituita anche da lenti sabbioso-limose. Generalmente presentano un addensamento medio-basso. La litologia dei ciottoli e dei blocchi riflette quella delle rocce che costituiscono i versanti adiacenti e la zona di alimentazione; pertanto si trovano in prevalenza calcescisti e subordinatamente prasiniti, serpentiniti e calcari o dolomie. Questi depositi sono poco o non coesivi, le loro caratteristiche geotecniche sono dipendenti dalla composizione granulometrica; generalmente si osserva un peggioramento in presenza di terreni limosi, specie sotto falda. Gli spessori sono molto variabili, da pochi metri a oltre 50 m.

I depositi detritici sono caratterizzati da elevata variabilità litologica in quanto originati da zone diverse e trasportati con fenomeni di movimenti massa, tipo colate detritiche, frane superficiali e profonde. Se associati ad un substrato costituito da calcescisti, i depositi detritici sono costituiti da una frazione fine di colore bruno chiaro al cui interno si trovano diversi frammenti spigolosi di roccia di forma tabulare o scagliosa. I depositi originatisi da anfiboliti e serpentiniti sono costituiti da una frazione fine prevalente siltosa. La frazione detritica è costituita da ciottoli, massi e subordinati blocchi con basso grado di arrotondamento e sfericità, immersi in una abbondante matrice a composizione prevalentemente ghiaioso-sabbioso-limosa con spessori variabili da 1 a 5 m.



Metabasalti	Ubicazione	
	Litologia	Prasiniti listate ricche in anfibolo sodico e rari livelli di breccie ad elementi di gabbro
Copertura ofiolitica indifferenziata	Ubicazione	
	Litologia	Quarziti, marmi chiari, alternanze di marmi e scisti non carbonatici, micascisti nerastri.
Calcescisti	Ubicazione	
	Litologia	Scisti ± carbonatici indifferenziati e calcescisti marmorei a grana grossolana.
Marmi	Ubicazione	Calcescisti marmorei e marmi chiari, debolmente micacei, massicci.
	Litologia	Affiorano estesamente nelle dorsali costituenti il versante meridionale della Val Chisone

Figura 2.1: *Basamento pre-quaternario (Relazione geologica PRGC del Comune di Praglia)*

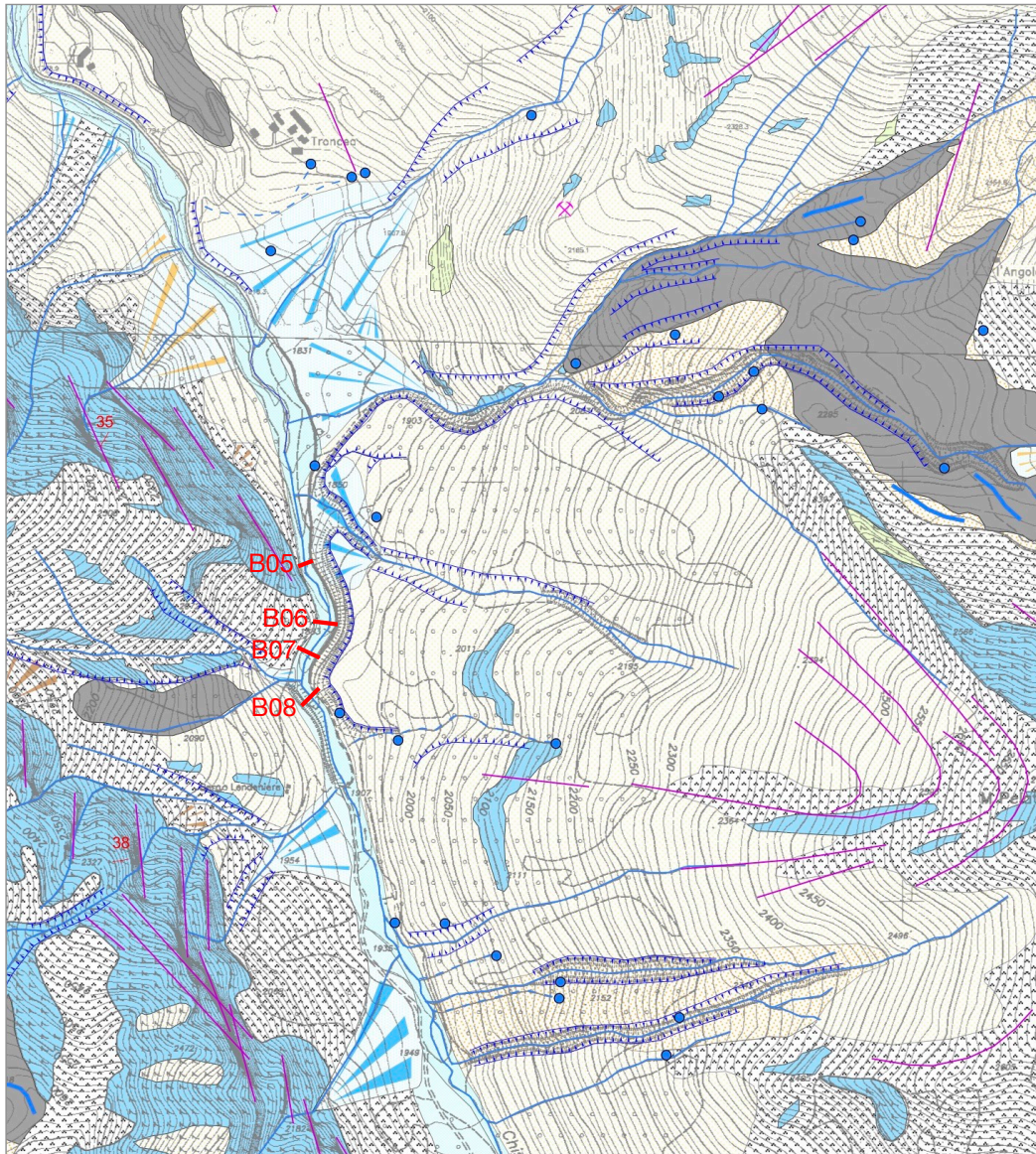


Figura 2.2: Estratto della tavola geologica 1b allegata al PRGC del Comune di Pragelato e zona di intervento tra le briglie B08 e B05

La Figura 2.3 illustra la legenda della Figura 2.2 e le caratteristiche meccaniche indicative dei vari litotipi cartografati.

LEGENDA	
GEOLOGIA	
Copertura quaternaria	
	Coltre detritico-colluviale di potenza mediamente compresa tra 0.5 e 2 m, pedogenizzata nella parte superficiale.
	Detrito di falda e di versante costituito da blocchi di taglia variabile dal dm3 al m3 in matrice ghiaioso-sabbiosa talora fortemente cementata.
	Depositi alluvionali attuali (a), recenti (b) e antichi (c) di fondovalle: ciottoli poligenici, di taglia variabile dal cm3 al m3, arrotondati, in matrice sciolta prevalentemente ghiaioso-sabbiosa, con subordinati livelli poco potenti di sabbie e limi.
	I depositi risultano per nulla (a), mediamente (b) o molto (c) pedogenizzati.
	Depositi alluvionali e torrentizi costituiti da ciottoli e blocchi poligenici, talora arrotondati, di pezzatura variabile dal cm3 al m3; (a) talora alternati a intercalazioni limose, organizzati in conoidi.
	Depositi glaciali indifferenziati, rappresentati da ciottoli, massi e subordinati blocchi con basso grado di arrotondamento e sfericità, immersi in un'abbondante matrice a composizione prevalentemente limoso-sabbiosa.
	Depositi di origine mista (glaciale e gravitativa).
	Cordone morenico
Basamento prequaternario	
	Dolomie e breccie dolomitiche
	Filladi, micascisti, quarziti micacee
	Marmi
	Calcescisti indifferenziati
	Prasinili, anfiboliti, metagabbri
	Serpentiniti e serpentinoscisti
	Affioramenti fratturati
	Faglia presunta
	Sovrascorrimento
	Fotolineamento
	Lineazioni morfologiche - piani di taglio
	Glacitura della scistosità principale e valore dell'inclinazione (°)
ALTRI SIMBOLI	
	Orto di scarpata fluviale-torrentizia
	Idrografia superficiale: alveo inciso
	Idrografia superficiale: impluvio
	Sorgente
	Depositi antropici
	Sondaggio
	Ubicazione prove geofisiche MASW
	Limite del territorio comunale

CARATTERISTICHE LITOTECNICHE				
LITOTIPI	GRUPPI	Coesione c (KPa)	Angolo di attrito interno (°)	Peso di volume (KN/m3)
Substrato prequaternario Dolomie Filladi e micascisti e quarziti micacee Marmi e marmi con intercalazioni di filladi Calcescisti Prasinili e metagabbri Serpentiniti	A	20.000 - 40.000	30 - 40	25 - 28
Depositi alluvionali attuali Depositi alluvionali recenti Depositi alluvionali antichi Depositi torrentizi, talora organizzati in conoidi	B	0	27 - 32	17 - 19
Depositi glaciali indifferenziati Depositi di origine mista	C	0	35 - 35	20 - 23
Detrito di falda	D	0	35 - 37	17 - 20

I parametri litotecnici delle rocce e dei terreni riportati in tabella sono puramente indicativi riferendosi a valori reperiti in letteratura (Hoek & Bray, 1981).

Figura 2.3: *Legenda allegata alla tavola geologica 1b allegata al PRGC del Comune di Pragelato e caratteristiche meccaniche dei vari litotipi*

Facendo riferimento alla Carta Geologica della Val Troncea (Fioraso, 2009) (Figure 2.4 e 2.5) e alla Cartografia geologica allegata al PRGC del Comune di Pragelato (Figure 2.2 e 2.3), la relazione geologica enuclea i seguenti depositi quaternari che interessano l'area di progetto.

- **Coltre eluvio-colluviale e detritico-colluviale** (dc), derivante dall'alterazione del substrato fortemente degradabile e/o dalla rielaborazione degli altri depositi superficiali. Questa coltre è diffusa ovunque lungo i versanti della Val Troncea con spessori che possono raggiungere diversi metri, anche a causa della bassa resistenza e dell'elevata alterabilità del substrato roccioso costituito prevalentemente dai calcescisti. La granulometria dei depositi è quella della ghiaia sabbiosa con ciottoli e blocchi eterometrici, da sub-angolosi a spigolosi, da poco addensata a mediamente addensata.
- **Depositi detritici di versante e depositi di origine mista** (d1 / d2), sono depositi, in formazione (d1) o completamente formati (d2) che derivano dalla rielaborazione di depositi detritici da parte di fenomeni torrentizi e/o di colata detritica (debris flow). Sono costituiti da clasti e blocchi angolosi misti ad una matrice ghiaiosa, sabbiosa e siltosa e presentano potenze variabili che, in prossimità del fondovalle, sono dell'ordine di 10-15 metri circa.
- **Depositi e accumuli di frana** (df) generati da fenomeni di crollo o di colata oppure dal distacco di intere porzioni di versante con meccanismi complessi. Sono costituiti da accumuli di blocchi, talora di grandi dimensioni, localmente con una matrice ghiaiosa e sabbiosa.
- **Depositi torrentizi e di colata detritica** (debris flow) (dt) si trovano lungo i versanti e costituiti da sedimenti ghiaioso-sabbiosi e ghiaioso-ciottolosi con clasti subarrotondati e rari blocchi.
- **Depositi torrentizi - alluvionali** (al) sono localizzati lungo fondovalle della val Troncea e generati dal trasporto solido del torrente Chisone. Questi depositi, di spessore variabile tra 10 e 15 m, possono trovarsi spazialmente misti ai depositi di conoide generati dagli affluenti laterali.

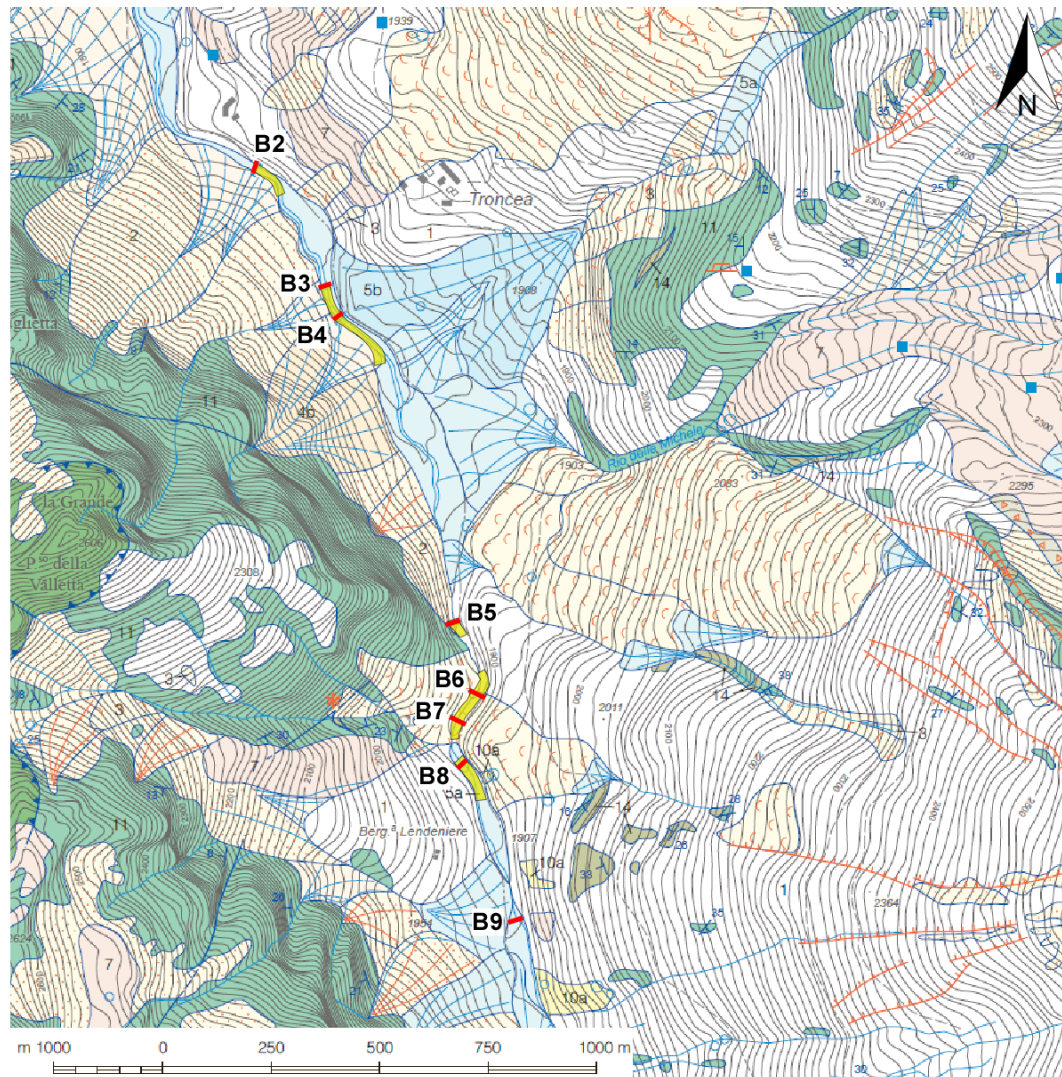


Figura 2.4: Estratto della Carta Geologica della Val Troncea (Fioraso, 2009) con indicazione delle briglie e delle aree di intervento (per la legenda si veda la figura seguente).

Figura 2.5: *Legenda allegata alla Carta Geologica della Val Troncea, (Fioraso, 2009)*

2.3 Fenomeni gravitativi

I fenomeni gravitativi costituiscono l'elemento dominante nell'evoluzione del paesaggio post-glaciale e sono molto diffusi in tutta la valle. Sono originati dall'azione abrasiva del ghiacciaio della Val Troncea, che ha determinato una forte sottoescavazione del fondovalle originario e diffusi fenomeni di instabilità dei versanti successivamente al definitivo scioglimento delle masse glaciali. Alcuni di questi fenomeni si manifestano come frane di crollo, altri come deformazioni profonde di versante. Alla base delle pareti rocciose lungo il versante sinistro si trovano grandi blocchi dovuti a frane di crollo, come ad esempio a Nord della Bergerie Lendiniera (sopra la briglia B08). Le frane di maggior estensione sono di tipo roto-traslative; queste coinvolgono il substrato roccioso fino a profondità di diverse decine di metri. Ne è un esempio che interessa in parte la zona di intervento la frana del M. Pelato (Figure 2.6, 2.7 e 2.8). La Figura 2.6, estratta dalla carta geologica allegata al PRGC del Comune di Pragelato, illustra la grande frana del M. Pelato; per quanto riguarda la zona di intervento il limite è indicato come certo e raggiunge il fondovalle. Si nota anche la presenza di alcune sorgenti. La Figura 2.7, tratta da Fioraso (2017b), illustra con maggior dettaglio il corpo di frana, con i relativi depositi, di cui uno collocato lungo la strada silvo-pastorale che corre in orografica destra del torrente. Immediatamente a valle della briglia B08 è localizzato quello che avanza di uno vecchio sbarramento dovuto a questo deposito (freccia rossa). La sezione E-E illustra una potenziale superficie di scorrimento nel substrato di calcescisti e come questo abbia dislocato i depositi alluvionali, si nota anche un deposito di frana sovrastante. La Figura 2.8 mostra una fotografia del monte Pelato e l'estensione del movimento franoso che raggiunge il fondovalle.

Nelle Figure 2.9-2.10 è possibile osservare il versante destro lungo la strada silvo-pastorale presso la briglia B08; si notano gli strati affioranti dei calcescisti a franapoggio e il detrito di versante.

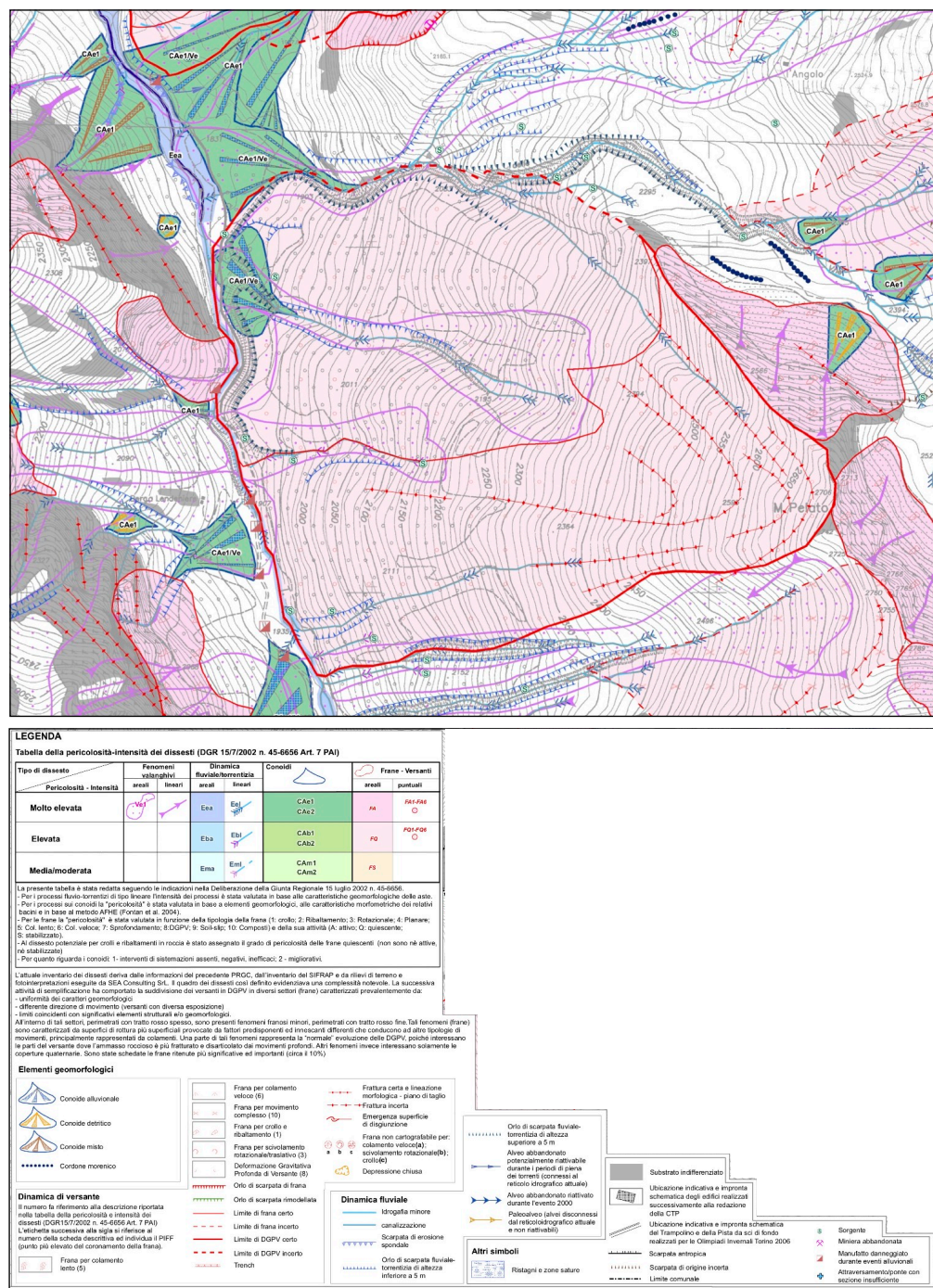


Figura 2.6: Estratto della carta dei dissesti allegata al PRGC del Comune di Pragelato - dissesto del monte Pelato, versante destro dell'area di intervento

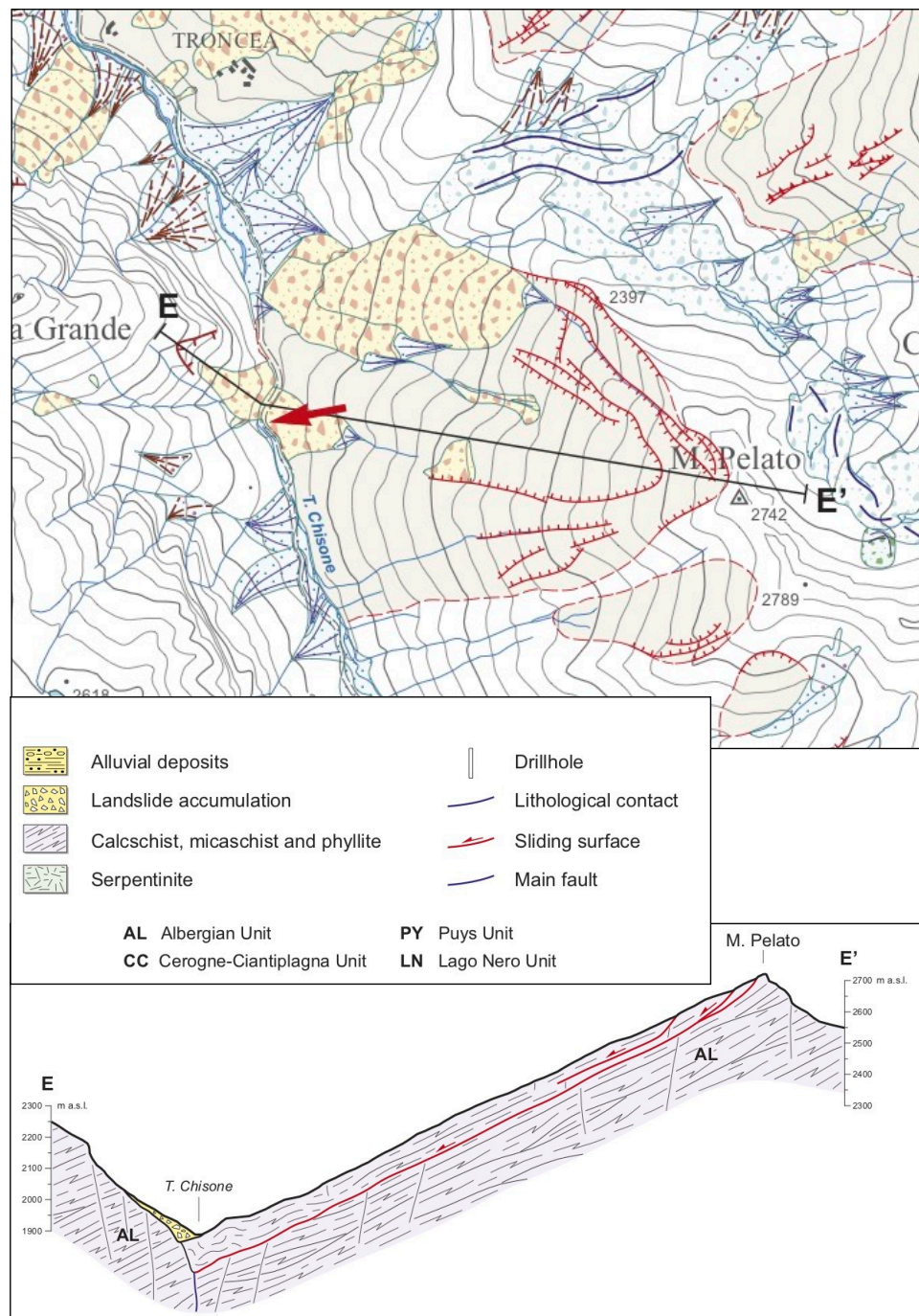


Figura 2.7: Estratto della carta DPGV (Fioraso, 2017a) per l'area di intervento; la sezione E-E è localizzata tra le briglie B08 e B07

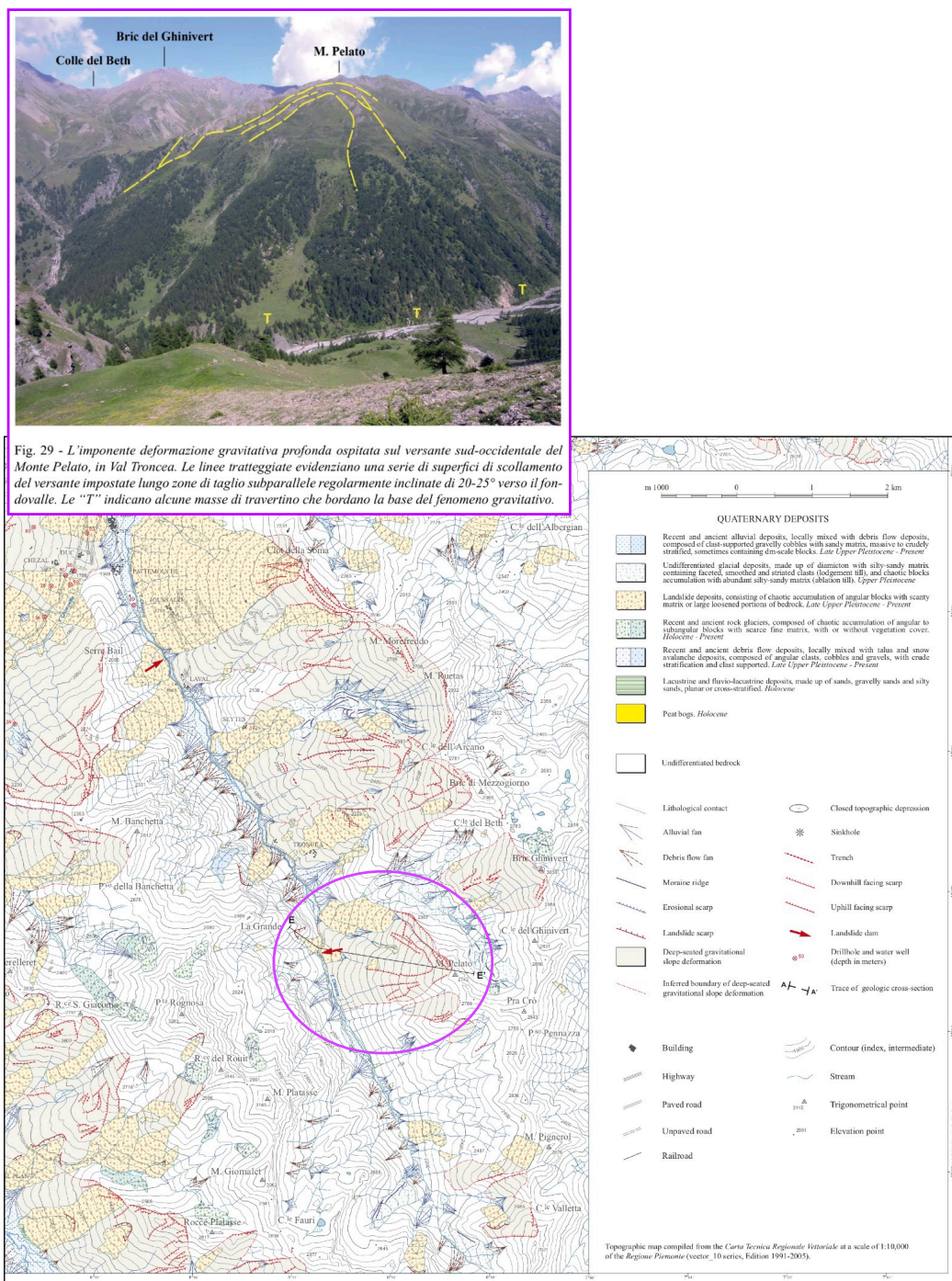


Figura 2.8: Movimento gravitativo di versante lungo le pendici nord-occidentale del monte Pelato (Fioraso (2009), Fioraso (2017a), Fioraso e Mosca (2020))



(a) Vista da monte



(b) Dettaglio dell'affioramento a franapoggio in destra orografica

Figura 2.9: Versanti sovrastanti la briglia B08 (1/2)



(a) Dettaglio dell'affioramento a franapoggio in destra orografica



(b) Vista da valle

Figura 2.10: Versanti sovrastanti la briglia B08 (2/2)

3 Campagna di Indagini geognostiche e geofisiche

Secondo le NTC2018 - Par. 6.2.2. *"Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento, devono riguardare il volume significativo [...] Per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.*

Per completare il quadro conoscitivo emerso dal modello geologico preliminare, è stata progettata e svolta una campagna di indagini geognostiche e geofisiche, corredata di prove di laboratorio, volta a chiarire se l'assetto stratigrafico ipotizzato sulla base dei dati di letteratura e degli studi disponibili, corrisponde effettivamente a quanto riscontrabile in campo. In particolare, con riferimento alla Figura 3.1 sono state svolte le seguenti indagini:

- S1: N. 1 sondaggio a carotaggio continuo in corrispondenza della briglia B08, di profondità 25 m, con prelievo di 3 campioni di terreno rimaneggiato e 1 campione di roccia ed esecuzione di 6 prove SPT in foro (Figure 5.3 e 5.4).
- S2: N. 1 sondaggio a carotaggio continuo poco a monte della briglia B05, di profondità 25 m, con prelievo di 4 campioni di terreno rimaneggiato ed esecuzione di 6 prove SPT in foro (Figure 5.5 e 5.6).
- N. 4 profili sismici a rifrazione con misura delle onde P e S, lungo la strada forestale, tra monte della briglia B08 e valle della briglia B05;
- N. 2 prove MASW con misura delle onde S e determinazione della categoria di suolo.

I risultati delle indagini geognostiche e geofisiche sono riportati nell'Allegato 2 alla relazione geologica.

Per quanto riguarda le prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati, sono le seguenti:

- curva granulometrica completa;
- prove di taglio diretto su campione ricostruito;
- Limiti di Atterberg per la frazione fine.

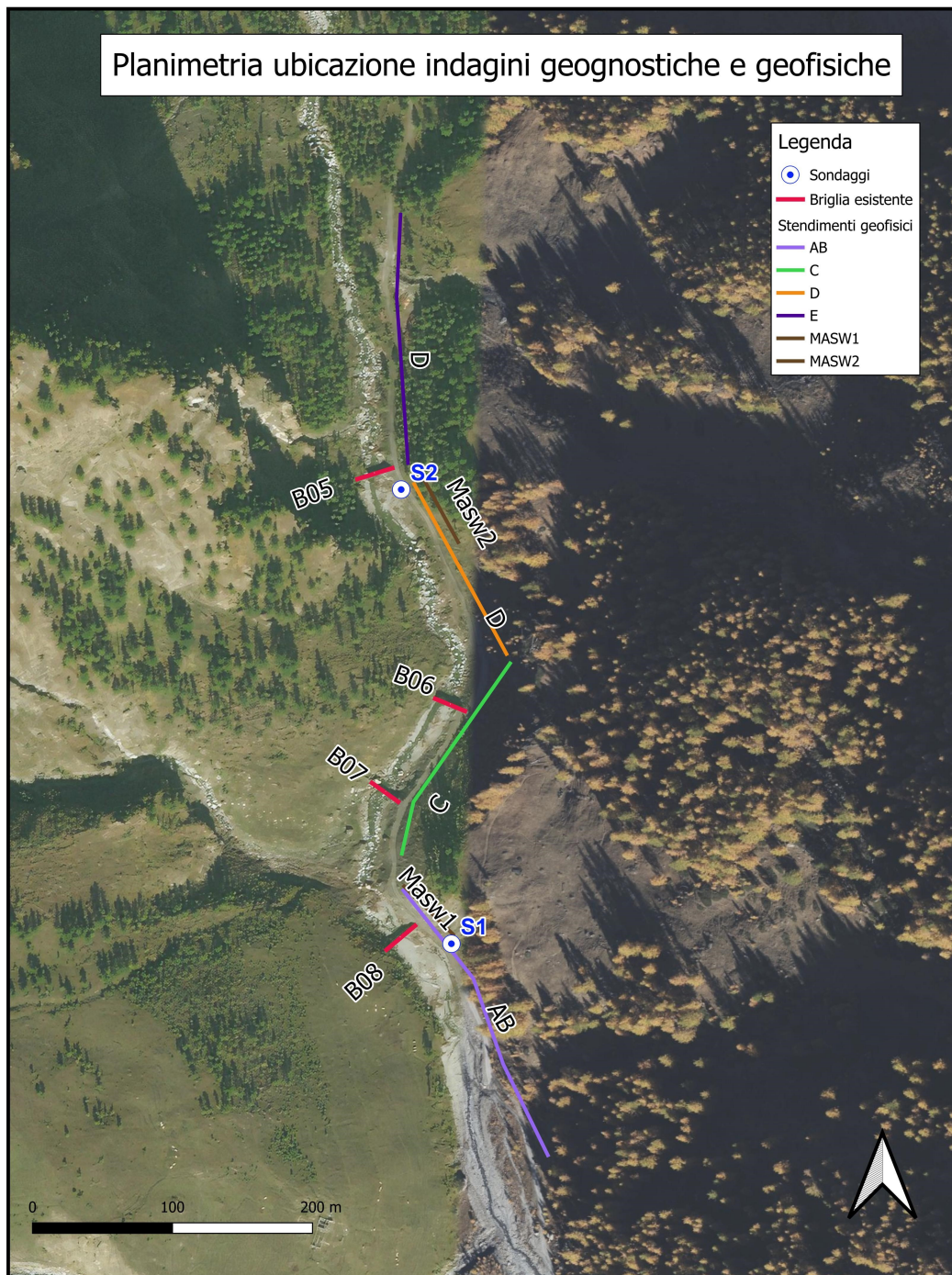


Figura 3.1: Planimetria delle indagini (eg Team)

3.1 Modello Geologico

Elaborando i risultati delle indagini e interpretandoli in maniera congiunta, sono state riviste le sezioni geologiche, inizialmente ipotizzate in corrispondenza delle briglie oggetto di parziale demolizione. Per descrivere la situazione geologica dell'area di progetto sono state identificate 4 sezioni rappresentative in corrispondenza delle briglie B08, B05, B04 e B02. Queste sezioni permettono di inquadrare geologicamente la stratigrafia del versante destro, compreso tra il Monte Pelato e il fondovalle del torrente Chisone, tratta da Fioraso (2017b) (Figure 2.7 e 2.8) evidenziando la presenza di una DGPV.

Le 4 sezioni sono rappresentative delle diverse situazioni geologiche riscontrabili per tutte le briglie interessate dall'intervento; in particolare la sezione in corrispondenza della B04 è rappresentativa anche per la B03, mentre quella in corrispondenza della B08 è rappresentativa anche per la B07 e B06.

Le sezioni rappresentate nelle Figure seguenti 3.3, 3.4, 3.5, 3.6 sono tratte dall'elaborato PE.T.240.15.0.

Per completezza si riportano sinteticamente le considerazioni svolte nella relazione geologica, sulla base delle quali è stato costruito il modello geotecnico.

- **I depositi torrentizi del Chisone** (al) sono presenti in corrispondenza di tutte le briglie e interessano una porzione relativamente ristretta del fondovalle; la potenza stimata di tali depositi è di circa 10-15 m, tuttavia non si può escludere che possa essere superiore.
- **Depositi di frana connessi a fenomeni deformativi profondi del versante destro** (df) in corrispondenza delle briglie B02, B05, B06, B07, B08. La successione attraversata durante i sondaggi è un intervallo monotono di terreni incoerenti, costituiti da ghiaie e ciottoli in matrice limoso-sabbiosa; non si riscontrano intervalli di materiale lapideo almeno fino a 24 m dal piano campagna nel sondaggio S1 e 25 m nel sondaggio S2. Entrambi i sondaggi hanno evidenziato uno strato potente di terreno incoerente ascrivibile ad accumulo di frana, formato da ghiaia e ciottoli, mediamente subarrotondati, localmente spigolosi, derivanti dall'alterazione dei calcescisti in una matrice limoso-sabbiosa, debolmente limosa, che conferisce una certa coesione al materiale.
- **Depositi torrentizi e di debris flow stabilizzati** (dt) sono individuabili sul versante destro in corrispondenza delle briglie B03 e B04 con potenze stimate tra circa 8 m (alla base del versante) fino a 15-20 m nei settori in quota.
- **Depositi di versante di origine mista completamente formati** (d2) interessano il versante sinistro in corrispondenza delle briglie B03 e B04. Depositi di versante in formazione (d1) con potenze relativamente ridotte sono invece presenti in tutto il settore delle briglie B02, B03 e B04 sul versante sinistro.
- **Coltre detritico-colluviale** (dc) di potenza metrica riscontrabile in corrispondenza della briglia B08 (versante sinistro).
- **Calcescisti disarticolati, fratturati e alterati** (csa): i fenomeni di deformazione gravitativa profonda di versante comportano la presenza, sul versante destro della valle, di uno strato di calcescisti disarticolati, fratturati e alterati.

- Un substrato rappresentato da **calcescisti poco fratturati e poco alterati** (cs) è presumibilmente presente al di sotto dei depositi e del substrato alterato sopra descritti. Nel settore sinistro del versante, compreso tra le briglie B05 e B08, i calcescisti sono affioranti o sub-affioranti; ciò è riscontrabile visivamente dalla morfologia subverticale dei versanti a reggipoggio.

LEGENDA











	dc - Coltre colluviale e detritico-colluviale derivante dall'alterazione del substrato più facilmente degradabile e/o dalla rielaborazione degli altri depositi superficiali
	al - Depositi torrentizi del torrente Chisone, costituiti da blocchi, ciottoli e ghiaia in matrice sabbioso-ghiaiosa. Blocchi spigolosi di dimensioni da pluridecimetriche a metriche, localmente plurimetriche (0,5-1,5 m), ciottoli da angolosi a subarrotondati di dimensioni da decimetriche a pluridecimetriche (0,1-0,8 m) e ghiaia grossolana immersi in matrice ghiaioso-sabbiosa localmente debolmente siltosa. Localmente presenti blocchi di dimensioni metriche
	dt - Depositi torrentizi e di colata detritica (debris flow), costituiti da sedimenti ghiaioso-sabbiosi e ghiaioso-ciottolosi con clasti subarrotondati e rari blocchi
	df - Depositi di frana connessi a fenomeni di crollo o di colata o generati dal distacco di intere porzioni di versante con meccanismi complessi. Sono costituiti da accumuli di blocchi, talora di grandi dimensioni (frane di crollo), e da porzioni di substrato disarticolato e alterato immerse in prevalentemente limosa (versante destro della valle).
	d1 / d2 - Depositi di origine mista in formazione (d1) o completamente formati (d2), derivanti dalla rielaborazione di depositi detritici da parte di fenomeni torrentizi e/o di colata detritica (debris flow).
	Sono costituiti da clasti e blocchi angolosi frammisti ad una matrice ghiaiosa, sabbiosa e siltosa
	csa - Rocce di basamento soggette a fenomeni di deformazione gravitativa profonda Calcescisti e scisti carbonatici alterati e fratturati
	cs - Rocce di basamento - Calcescisti e scisti carbonatici
Manufatti di natura antropica	
	Strada non asfaltata
	cc - Briglie in calcestruzzo

Figura 3.2: *Legenda abbinata alle sezioni stratigrafiche*

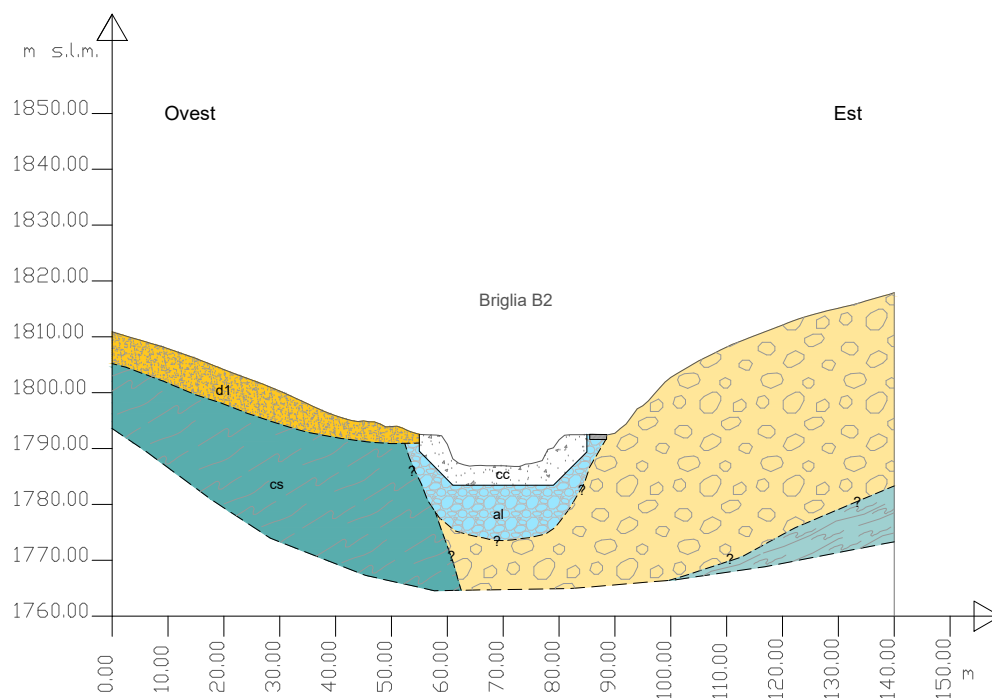


Figura 3.3: Sezione stratigrafica interpretata in corrispondenza della briglia B02

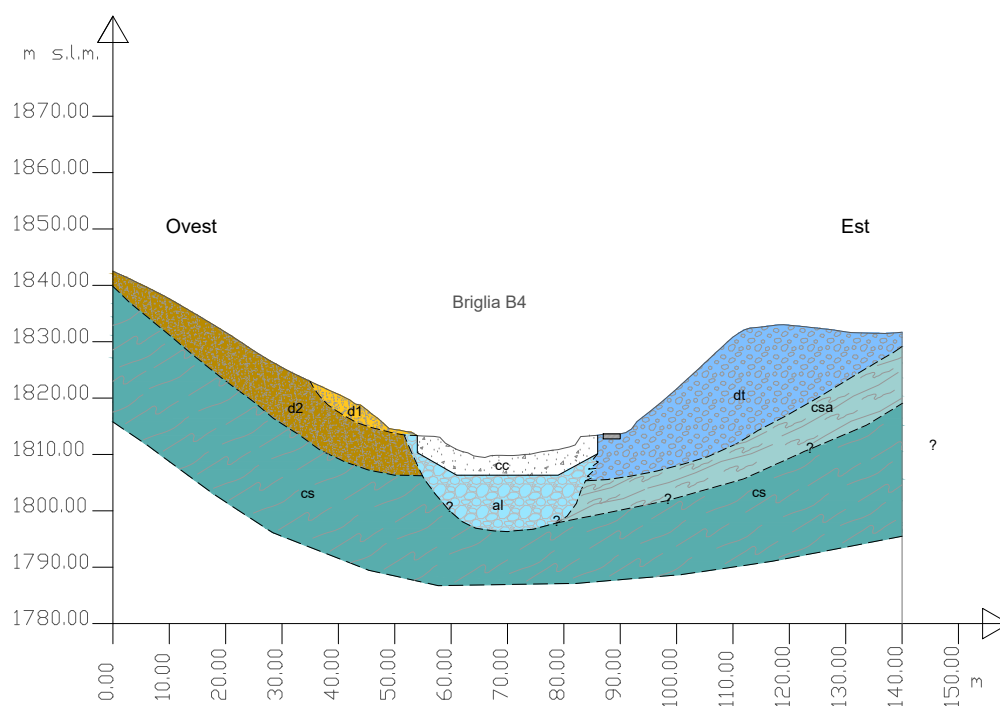


Figura 3.4: Sezione stratigrafica interpretata in corrispondenza della briglia B04

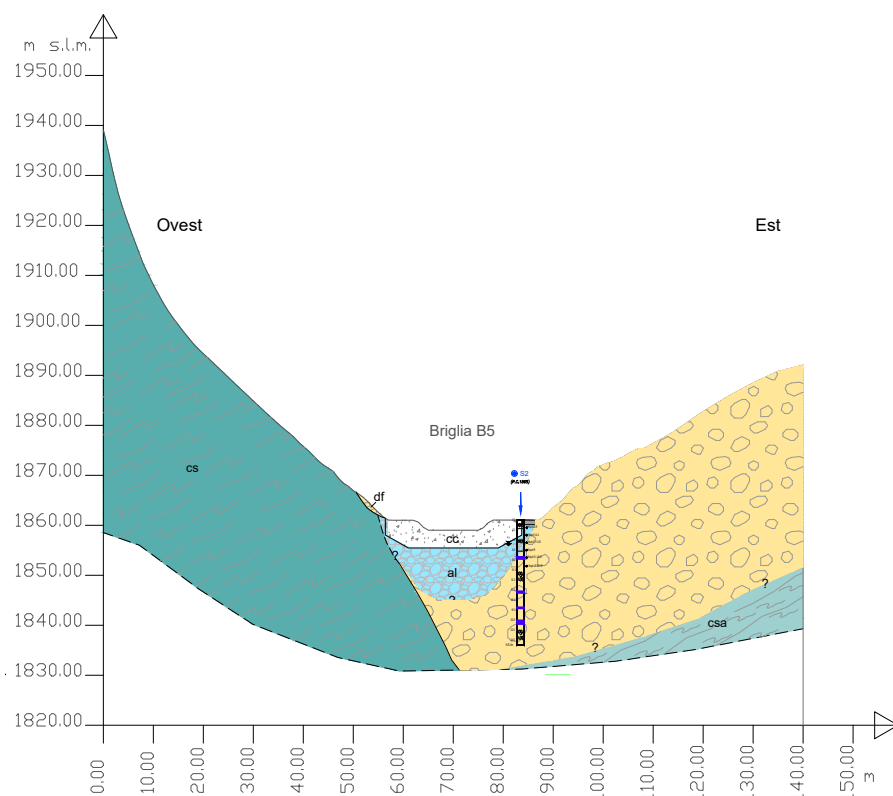


Figura 3.5: Sezione stratigrafica interpretata in corrispondenza della briglia B05

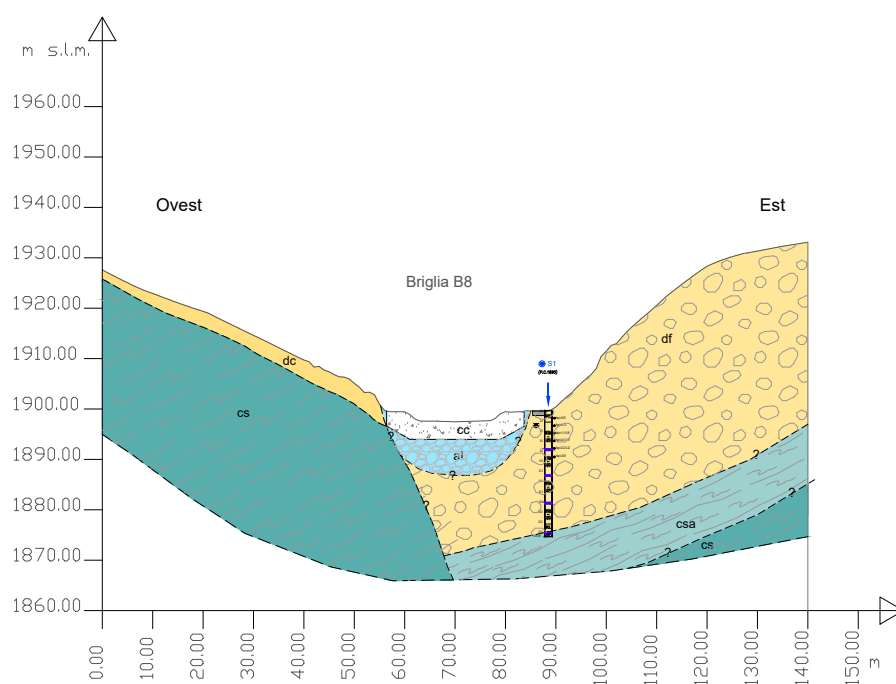


Figura 3.6: Sezione stratigrafica interpretata in corrispondenza della briglia B08

4 Azione sismica

Il Piemonte è caratterizzato da sismicità relativamente bassa. La zona più attiva si trova in una fascia orientata da Nord a Sud, larga circa 30 km e centrata sulla longitudine del Monviso; verso la zona orientale della regione il pericolo sismico diminuisce.

L'azione sismica viene valutata secondo quanto previsto dalle NTC2018. Le azioni sismiche vengono valutate in relazione ad un **periodo di riferimento V_r** , dato dal prodotto $V_n \cdot C_u$.

Il periodo di riferimento (V_r) è utilizzato per calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_r , cui fare riferimento per la verifica, fissata la probabilità di superamento corrispondente allo stato limite considerato. Per gli stati limite ultimi (SLU) la probabilità di superamento è fissata dalla normativa nel 10%.

4.1 Vita nominale, Classe d'uso e Periodo di riferimento

Premesso che nel caso in esame l'intervento riguarda la demolizione parziale di una serie di briglie lungo l'alto corso del torrente Chisone, e che si vuole valutare se questo intervento può causare instabilità per la strada silvo-pastorale che corre lungo il torrente in orografia destra, con il termine **opera** si intende proprio l'intervento di demolizione e la connessa stabilità della strada.

La **vita nominale dell'opera V_N** è definita nelle NTC2018 come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. L'opera in esame rientra tra le costruzioni con livelli di prestazioni ordinarie, pertanto la sua vita nominale, secondo la Tabella 2.4.I delle NTC2018, è valutata in 50 anni. La classe d'uso definisce invece i livelli minimi di sicurezza, differenziati in relazione alla funzione svolta dall'opera e pertanto alle conseguenze che ne derivano in caso di collasso. Per l'opera in progetto la **Classe d'uso è II**, secondo la Tabella 2.4.II delle NTC2018, in quanto trattasi di opere di regimazione di un tratto del torrente Chisone, in corrispondenza della testata del bacino idrografico. La classe d'uso è stata determinata in relazione alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso.

Il **Coefficiente d'uso C_u** è definito in funzione della classe d'uso e per il caso specifico vale 1.0 (crf. Tabella 2.4.II NTC2018).

Il periodo di riferimento V_r per l'azione sismica di progetto vale dunque 50 anni ($50 \cdot 1$). Da ciò segue che il **il periodo di ritorno dell'azione sismica T_r** per le verifiche agli stati limite ultimi (SLU), in particolare per lo stato limite di salvaguardia della vita, per il caso in esame vale V_r : 475 anni (calcolato secondo l'eq. 3.2.0 NTC2018 e la Tabella 3.2.I).

4.2 Categoria di suolo

Le informazioni disponibili mostrano che il sito oggetto di intervento è caratterizzato dalla presenza di depositi di frana e terreni di origine alluvionale e torrentizia, di natura grossolana e poco coesivi, poggianti su un substrato roccioso, alterato all'interfaccia con i depositi e probabilmente più compatto in profondità.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica al piano di campagna da utilizzare per le verifiche di stabilità del complesso opera-terreno, non è necessario eseguire l'analisi della risposta sismica locale. Infatti le NTC 2018 specificano che l'analisi Risposta Sismica Locale RSL è da svolgere ogni qual volta *"le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni non siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II"* e di conseguenza ogni qual volta non sia possibile *"fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio"* (Par. 3.2.2 NTC2018).

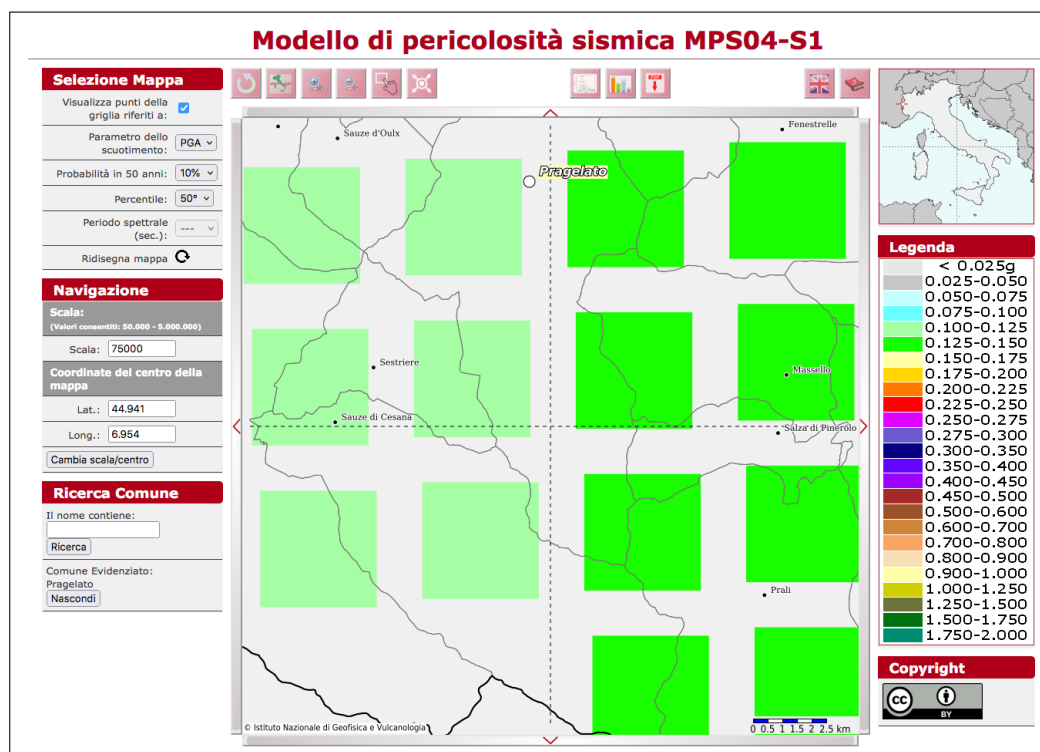
Nel caso specifico la categoria di sottosuolo individuata è quella B, *rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni con grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s*. La topografia della zona d'intervento, ovvero il fondo valle, suggerisce l'utilizzo della categoria topografica T1, pertanto non si prevedono effetti di amplificazione dovuti alla topografia.

4.3 Parametri di pericolosità sismica

Secondo la mappa di pericolosità sismica pubblicata da INGV (<http://esse1-gis.mi.ingv.it>), il territorio della val Troncea è caratterizzato da valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo rigido di riferimento (a_g), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, pari a 0.127 g (Figura 4.1).

Per valutare i parametri caratterizzanti l'azione sismica di base su suolo di riferimento (sottosuolo rigido, $V_{seq} > 800 \text{ ms}^{-1}$, categoria topografica T1), si è utilizzato il software Spettri Win (http://www.ingegneriasoft.com/calcolo_spettro_di_risposta_sismica.htm), che fornisce i parametri della pericolosità sismica di base, i parametri e gli spettri che caratterizzano la pericolosità sismica del sito su cui verrà realizzato di progetto. In particolare i parametri della pericolosità sismica di base per la Val Troncea sono i seguenti e riportati in Figura 4.2.

- a_g accelerazione orizzontale massima al piano campagna su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $S_e(T)$ lo spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale.

Figura 4.1: Valori a_g tratti dal sito INGV per il Comune di Pragelato

Pericolosità sismica

Tipo costruzione (Art. 2.4.1) **Tipo 2 ($V_n \geq 50$ anni)** Classe d'uso (Art. 2.4.2) **Classe II** C_u : 1.00

Vita Nominale di progetto V_n (anni): **50.00**

Periodo di rif. calcolato: $V_R = \max(V_n \cdot C_u, V_{RMin}) = \max(50.00, 50.00) = 50.00$ anni V_r : 50.00

Livello di sicurezza %: **100.00** **Ricalcola >**

Posizione del sito

Comune: **Pragelato - (TO)**

Longitudine: **6.9541**

Latitudine: **44.9413**

Cerca con Google Map

Isola: **Sardegna**

Nodi intorno al sito

ID	Longitudine	Latitudine	Dist. sito (Km)
14004	6.9196	44.9550	3.1162
14226	6.9250	44.9050	4.6457
14227	6.9953	44.9090	4.8441
14005	6.9899	44.9590	3.4399

Parametri di pericolosità sismica

	a_g (g/10)	F_0 (adim)	T_C (sec)
SLO	0.38256262	2.44727197	0.20481120
SLD	0.50112775	2.43037760	0.23000000
SLV	1.26691041	2.47718664	0.27000000
SLC	1.60258881	2.50718664	0.27718664

Ricalcola > **Ok e avanti >** **Annulla e avanti >** **?**

N.B. Dal valore tabellato, per ottenere a_g in (g), dividerlo per 10; per ottenerlo in m/sec^2 , moltiplicarlo per 0.9806

Figura 4.2: Parametri relativi alla pericolosità sismica di base

Con lo stesso strumento sono stati calcolati i parametri caratterizzanti l'azione sismica per la categoria di sottosuolo B e la categoria topografica del sito di progetto. Per il sito in esame la categoria topografica è T1 e il coefficiente di amplificazione topografica S_t vale 1 (Tabella 4.1 e Figura 4.3).

Cat. topogr.	Carat. sup. topografica	Ubicazione opera o intervento	S_t
T1	superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$	-	1.0
T2	pendii con inclinazione media $> 15^\circ$	in corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	in corrispondenza delle cresta di un rilievo con i media $\leq 30^\circ$	1.2
T4	rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	in corrispondenza delle cresta di un rilievo con i media $> 30^\circ$	1.4

Tabella 4.1: Sintesi delle Tabelle 3.2.III e 3.2.V NTC 2018; categorie topografiche e coefficiente di amplificazione topografica

Parametri sismici

Categoria di sottosuolo (Art. 3.2.2) **B** Categoria topografica (Art. 3.2.2) **T1**

Rapporto h/H altezza pendio: **1.00** Coeff. amplif. topografica S_t : **1.00**

Coeff. smorzamento (%) ξ : **5.00** $\Rightarrow \eta = 1.000$

Parametri spettri orizzontali e F_v

	S	TB	TC	TD	F_v	C_c	S_s
SLO	1.200	0.103	0.309	1.753	0.646	1.511	1.200
SLD	1.200	0.113	0.339	1.800	0.734	1.476	1.200
SLV	1.200	0.129	0.386	2.107	1.190	1.429	1.200
SLC	1.200	0.131	0.394	2.241	1.355	1.422	1.200

Ricalcola =>

Parametri spettri verticali

S_s	TB	TC	TD
1.000	0.050	0.150	1.000

Tipo comportamento: ☐ Non dissipativo ☒ Dissipativo

Classe di duttilità: ☐ Alta (CD'A') ☒ Media (CD'B')

Fattori di comportamento q (par. 7.3 NTC)

	SLO	SLD	SLV	SLC
Direz. X1	1.000	1.500	1.500	1.500
Direz. Y1	1.000	1.500	2.500	1.500
Direz. Z	1.000	1.500	1.500	1.500

Calcola q per SLV

Calcola q per SLV

Regolarità edificio: ☐ In pianta ☐ In altezza

Ok e avanti >

Annulla e avanti >

?

< Indietro

Figura 4.3: Parametri per il calcolo della pericolosità sismica di progetto

Per le componenti orizzontali del moto la forma spettrale su sottosuolo di riferimento (cate-

goria A) è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico S_s (Tab. 3.2.IV NTC 2018), il coefficiente topografico S_t e il coefficiente C_c , che modifica il valore del periodo T_c (3.2.3.2.1 NTC-2018). Nel caso in esame, per SLV, applicando le relazioni di cui alla Tabella 3.2.IV delle NTC-2018 e i valori in Tabella 4.2, si ottengono i seguenti valori:

$$\begin{aligned} S_s &= 1.2 \\ S_T &= 1.0 \\ C_c &= 1.1 \cdot (T_c^*)^{-0.2} = 1.1 \cdot (0.292)^{-0.2} = 1.429 \end{aligned} \quad (4.1)$$

Per gli altri stati limite, si faccia riferimento alla Tabella 4.3.

Per le componenti verticali del moto si fa riferimento alla Tabella 3.2.VI delle NTC-2018.

4.4 Accelerazione sismica di progetto

Le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e quelle agli stati limite di esercizio si riferiscono al solo stato limite di danno (SLD) (NTC-2018 Paragrafo 7.11.1).

Per le verifiche di progetto si adotta l'approccio pseudostatico, in cui l'azione sismica è rappresentata da una azione statica equivalente, proporzionale al peso del volume del terreno potenzialmente instabile e ad a_{max} , accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

Si fa riferimento a quanto previsto dalle NTC2018 per la stabilità dei pendii (7.11.3.5), utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza dei terreni e delle azioni; tutti i coefficienti parziali sono dunque assunti unitari.

La condizione di stato limite ultimo viene riferita al cinematiso di collasso più critico, caratterizzato dal valore di FS più basso. FS è definito come il rapporto tra resistenza a taglio disponibile e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento. In particolare le componenti orizzontali e verticali dell'azione sismica sono calcolati applicando le seguenti formule. In condizioni SLV

$$\begin{aligned} F_h &= k_h \cdot W \\ F_v &= k_v \cdot W \\ k_h &= \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \\ k_v &= 0.5 \cdot k_h \end{aligned} \quad (4.2)$$

dove β_s è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito e g è l'accelerazione di gravità. a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, ovvero quella di base che risente dell'amplificazione topografica e stratigrafica, ed è definita come segue.

$$\begin{aligned} a_{max} &= S \cdot a_g = (S_s \cdot S_T) \cdot a_g \\ a_{max} &= 1.2 \cdot 1 \cdot 0.127 \cdot g = 0.152 \cdot g \end{aligned} \quad (4.3)$$

Per le verifiche di stabilità dei pendii il valore del coefficiente β_s è definito in base alla Tabella 7.11.I delle NTC2018 in funzione della categoria di sottosuolo. Per $0.1 < a_g(g) < 0.2$ e la categoria B $\beta_s = 0.24$. La Tabella 4.2 riporta la sintesi dei valori di k_h e k_v .

Coefficienti sismici	β_s	$a_g(g) \cdot S_s$	k_h	k_v
per le verifiche di stabilità globale (SLV)	0.24	0.1524	0.0366	0.0183
muri di sostegno / fronti scavo (SLV)	0.38	0.1524	0.0579	0.0290
muri di sostegno / fronti scavo (SLD)	0.47	0.060	0.0716	0.0358

Tabella 4.2: Coefficienti di accelerazione sismica orizzontale e verticale di progetto

4.5 Condizioni per la riduzione di resistenza al taglio

Le NTC2018 prescrivono che in terreni saturi per valori di $a_{max} > 0.15g$ nell'analisi statica delle condizioni successive al sisma, si deve considerare la riduzione della resistenza al taglio indotta da condizioni di carico ciclico, a causa dell'incremento delle pressioni interstiziali e della degradazione dei parametri di resistenza meccanica.

Poiché l'accelerazione orizzontale massima attesa in sito è superiore al valore limite di $a_{max} = 0.15g$, nelle verifiche svolte si è tenuto conto della possibile riduzione della resistenza al taglio dei terreni saturi conseguente ad un incremento delle pressioni interstiziali o dovute al decadimento delle caratteristiche di resistenza indotto dalle azioni sismiche.

4.6 Stabilità nei confronti della liquefazione

Il processo denominato *liquefazione* durante un sisma comprende una serie di "fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate".

Secondo le NTC2018 la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze (Par. 7.11.3.4.2):

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero), a_g , minori di $0.1g$;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$, dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test), normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa, e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test), normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) delle NTC2018 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ e in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

Nel caso in esame, essendo $a_g = 0.127 > 0.1 g$, noti i risultati delle analisi di laboratorio, condotte sui campioni prelevati durante la campagna di indagine (cfr. Par. 3), occorre verificare se sussista almeno una delle condizioni 1-4. Qualora ciò non si verifichi, sarà necessario svolgere la verifica a liquefazione.

5 Caratterizzazione Geotecnica

5.1 Criterio di scelta dei parametri geotecnici

La scelta dei valori di progetto dei parametri geotecnici è stata fatta in maniera conservativa sulla base dei dati derivanti dalla campagna di indagini. In particolare i valori con cui condurre le verifiche di stabilità sono stati desunti dai dati raccolti e dalle informazioni disponibili nei documenti di seguito elencati.

- Cartografia dei movimenti profondi di versante redatta dal Dott. Geol. G. Fioraso CNR Torino *Deep-seated Gravitational Slope Deformation and Large Landslides in the Northern Cottian Alps (NW Italy)*
- Carta geologica d'Italia 1:50.000, foglio 171 Cesana Torinese, Note Illustrative Dott. Geol. G. Fioraso CNR-IRPI Torino
- Carta geologica della Val Troncea 1:15'000 (Fioraso, 2009);
- Relazione geologica, elaborati geologici e geomorfologici allegati al PRGC Prigelato - variante di adeguamento al PAI del 2016, redatti da GEODATA ENGINEERING.
- Progetto definitivo-esecutivo per la manutenzione della briglia in Loc. Lendiniera, Scheda PMO TO-25.08-6.001 redatto dal Dott. For. Silvio Farinetti per il Comune di Prigelato nel luglio 2019;
- Stratigrafie (Sondeco, Dott. Geol. E. Mosso)
- Risultati delle prove geofisiche (Sondeco)
- Risultati delle analisi di laboratorio (gdtest Dott. Tomai, Sondeco)
- Relazione geologica, elaborati geologici e geomorfologici sviluppati nell'ambito di questo progetto da **eg Team STA**.

I criteri seguiti per la scelta dei parametri sono i seguenti.

- Per il valore caratteristico dei parametri geotecnici è stata fatta una scelta conservativa quando questo riguarda il verificarsi di uno stato limite;
- La scelta dei valori caratteristici tiene in considerazione la variabilità spaziale degli stessi e l'estensione della porzione di terreno che governa il comportamento geotecnico dello stato limite considerato.
- Valori prossimi al valor medio sono stati scelti nel caso in cui il volume di terreno coinvolto dall'intervento è grande ed è verosimile che ci sia un effetto di compensazione delle eterogeneità.

- Valori cautelativi minimi sono stati scelti nel caso in cui il volume di terreno coinvolto sia minimo, dunque la possibilità di compensare le eterogeneità non è sufficientemente affidabile.
- Per ogni condizione di carico è stata scelta la combinazione più sfavorevole.

Nelle verifiche eseguite si è fatto riferimento ai valori minimi dei parametri geotecnici, considerando i risultati della modellazione di *back analysis* relative allo stato di fatto.

5.2 Modello Geotecnico di riferimento

La costruzione del modello geotecnico è stata fatta attraverso la sintesi dei dati disponibili dalle indagini in sito, finalizzate alla descrizione dei suoli e del sottosuolo presente. Nel caso in esame l'inquadramento geologico riportato nel capitolo 2, la sezione geologica EE (Figura 2.7) e le risultanze delle indagini hanno evidenziato la presenza di alcuni litotipi; in particolare lungo il pendio del monte Pelato è presente in profondità un substrato detensionato, originatosi per alterazione del basamento pre-quadernario, costituito da calcescisti, micascisti e filladi, fortemente destrutturato e fratturato. In superficie il pendio è caratterizzato dalla presenza di depositi detritici, di varia origine, risultati dal cinemismo della grande frana del monte Pelato, costituiti localmente anche da grossi blocchi derivanti da fenomeni di crollo. Nel fondo valle, lungo il percorso del torrente Chisone, sono presenti depositi alluvionali e torrentizi. Per l'area interessata dal progetto è inoltre disponibile la documentazione relativa alla manutenzione della briglia B06, parzialmente danneggiata (Farinetti, 2019); questo progetto, che prevedeva la realizzazione di opere geotecniche, costituite da una berlinese con micropali e tiranti, fu abbandonato a causa del crollo parziale della briglia durante l'esecuzione dei micropali.

Sulla base di quanto esposto nel paragrafo precedente e della caratterizzazione geologica, nell'ambito del presente progetto, è stato adottato il seguente schema stratigrafico con i relativi parametri geotecnici di calcolo. Per l'ubicazione delle varie unità geotecniche (UGT) si vedano le Figure 3.3, 3.4, 3.5 e 3.6.

Con riferimento alla Relazione geologica PE.R.110.20.1, per il modello geotecnico sono state mutate le unità geologiche riportate in Figura 5.1, cui sono state abbinate le rispettive unità geotecniche, caratterizzate con i parametri indicati a fianco. Da un punto di vista spaziale le unità geotecniche ripercorrono i limiti di quelle geologiche. I valori dei parametri sono stati interpretati come valori efficaci, ovvero c' , ϕ' e γ' .

Contestualizzando queste tipologie litologiche nel quadro morfologico e di dissesto descritto da Fioraso (2017b) e Fioraso e Mosca (2020) e integrato con le risultanze della campagna geognostica, è stato valutato che il substrato relativo al basamento pre-quadernario presenti caratteristiche meccaniche scadenti, in quanto localizzato sulla grande deformazione di versante, che si origina dal monte Pelato (2742 m s.l.m.). Si suppone pertanto, cautelativamente, che l'interfaccia a contatto con i depositi di frana sovrastanti sia fortemente alterata. Per rappresentare questo aspetto è stato scelto un angolo di attrito pari al minimo dell'intervallo, 18° .

I depositi di frana (df) sovrastanti sono stati caratterizzati attraverso le indagini, in partico-

lare dai carotaggi e dalle prove STP è stato possibile avere un quadro qualitativo delle loro caratteristiche meccaniche, che è poi stato quantificato attraverso le indagini di laboratorio. Per la parte progettuale, in cui la porzione centrale delle briglie è stata sostituita dai massi ciclopici utilizzati per le scogliere e per i gradoni della sistemazione step-pool sono assegnati i valori dei parametri geotecnici dei calcescisti sani, poiché i blocchi che verranno selezionati e utilizzati, da questi derivano.

In Figura 5.2 sono riassunte le condizioni al contorno e le geometrie di riferimento per ogni briglia per l'analisi della stabilità del pendio; in particolare per quanto riguarda la piena di progetto, i valori della quota della superficie libera (Wse = Water surface elevation) raggiunta durante una piena centennale sono mutuati dalle simulazioni idrauliche illustrate nella relazione idraulica (PE.R.110.10.2) per la configurazione attuale e per quella di progetto.

			valori rivisti post indagini e back analysis				coeff. Poisson	Modulo elastico dinamico	Modulo di taglio dinamico			
Unità geo-litologica	UG	Descrizione	Unità geotecnica (UG)	γ	γ_{sat}	ϕ°	$c^{'}$	ν	E_{din}	G_{din}	Rc	RMR
				[kN/m³]	[kN/m³]	[°]	[kPa]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
COLTRE COLLUVIALE	dc	Coltre colluviale e detritico-colluviale derivante dall'alterazione del substrato più facilmente degradabile e/o dalla rielaborazione degli altri depositi superficiali	UG6	20	21	28	20					
DEPOSITI TORRENTIZI ALLUVIONALI	al	Depositi torrentizi del torrente Chisone, costituiti da blocchi, ciottoli e ghiaia in matrice sabbioso-ghiaiosa. Blocchi spigolosi di dimensioni da pluridecimetriches a metriche, localmente plurimetriches (0,5-1,5 m), ciottoli da angolosi a subarrotondati di dimensioni da decimetriches a pluridecimetriches (0,1-0,8 m) e ghiaia grossolana immersi in matrice ghiaioso-sabbiosa localmente debolmente siltosa. Localmente presenti blocchi di dimensioni metriche	UG2	19	20	TD e Limiti: 30-45 rif.35 SPT 36-43	0	0,49	40,8	45,9		
DEPOSITI TORRENTIZI da COLATA DETRITICA	dt	Depositi torrentizi e di colata detritica (debris flow), costituiti da sedimenti ghiaioso-sabbiosi e ghiaioso-ciottolosi con clasti subarrotondati e rari blocchi	UG4	19	20	32	10					
DEPOSITO di FRANA	df	Depositi di frana connessi a fenomeni di crollo o di colata o generati dal distacco di intere porzioni di versante con meccanismi complessi. Sono costituiti da accumuli di blocchi, talora di grandi dimensioni, localmente con una matrice ghiaiosa e sabbiosa	UG1	20	21	TD e Limiti: 23-32 rif.28 SPT 35-44	13-24 rif 16	0,49	12,4	19,3		
DEPOSITO DI ORIGINE MISTA in formazione	d1	Depositi di origine mista in formazione, derivanti dalla rielaborazione di depositi detritici da parte di fenomeni torrentizi e/o di colata detritica (debris flow). Sono costituiti da clasti e blocchi angolosi frammisti ad una matrice ghiaiosa, sabbiosa e siltosa	UG7-A	18	19	35	2					
DEPOSITO DI ORIGINE MISTA completamente formato	d2	Depositi di origine mista completamente formati (d2), derivanti dalla rielaborazione di depositi detritici da parte di fenomeni torrentizi e/o di colata detritica (debris flow). Sono costituiti da clasti e blocchi angolosi frammisti ad una matrice ghiaiosa, sabbiosa e siltosa	UG7-B	19	20	30	15					
CALCESCISTI ALTERATI	csa	Rocce di basamento soggette a fenomeni di deformazione gravitativa profonda. Calcescisti e scisti carbonatici alterati e fratturati	UG3	22	23	18	100	0,48	714,1	612,2	30-40 Rif. 35	31-37 Rif. 34
CALCESCISTI SANI	csa	Rocce di basamento - Calcescisti e scisti carbonatici impermeabili	U5	26	26	30	1500					

Figura 5.1: Parametri del modello geotecnico di riferimento per l'analisi della stabilità del pendio, rivisto post indagini geognostiche (ottobre 2024)

5.3 Falda

Data la conformazione geologica dei versanti e la presenza di numerose sorgenti attive per la maggior parte dell'anno, è probabile che il sistema delle acque sotterranee sia composto da falde multiple, collocate a diversa profondità, e da circolazioni superficiali, come dimostrano le tante sorgenti attive, osservabili al piede del versante in orografica destra, in corrispondenza della strada silvo-pastorale.

Data la natura grossolana dei depositi superficiali, è probabile che esistano circolazioni superficiali e una falda più profonda nello strato di calcescisti alterati.

I sondaggi S1 (1899.9 m s.l.m.) e S2 (1861.9 m s.l.m.) mostrano la falda a -3 m e -4.65 m da p.c. rispettivamente, il che ne colloca la posizione altimetrica a 1 m sotto il fondo attuale dell'alveo del Chisone, nella sezione in cui è stato fatto il sondaggio a monte della briglia B08 (quota fondo alveo 1898.1 m s.l.m. per sezione S1); per S2 la quota della falda misurata nel sondaggio (1861.9 m s.l.m.) si trova a -2.4 m ca dalla quota di fondo alveo (a monte della briglia B05 1859.5 m s.l.m.). Considerando che dalle simulazioni idrauliche emerge che per una piena centennale la quota della superficie libera si innalza di 1.4 m in corrispondenza della sezione del sondaggio S1, significa che la falda in queste condizioni raggiunge quasi il piano strada. Il suo andamento nel versante è solo ipotizzabile, non essendo disponibili dati derivanti da misure dirette. Pertanto la posizione della superficie freatica nel versante, utilizzata per le verifiche di stabilità è stata determinata mediante Back Analysis. Nel caso di depositi grossolani è stata mantenuta ad una quota simile a quella assunta dalla superficie libera in alveo, mentre per depositi con materiale fine si è ipotizzato un andamento confrontabile con quello della superficie topografica. Poiché lo strato di calcescisti sani è impermeabile, si è assunto che quando la falda incontra questo strato assuma un andamento ad esso parallelo. Il battente idraulico sopra questo strato è funzione della composizione granulometrica dello strato sovrastante e della quota della superficie libera di una piena centennale.

I principali riferimenti geometrici e le condizioni idrauliche usate per le verifiche di stabilità sono riportati in Figura 5.2.

B08	Quote [m slm]	B04	Quote [m slm]
strada	1.899,5	strada	1.813,6
spalla DX	1.899,4	spalla DX	1.813,3
spalla SX	1.899,4	spalla SX	1.813,3
centro gaveta	1.897,5	centro gaveta	1.811,6
Wse100 attuale	1.898,7	Wse100 attuale	1.812,9
Wse100 progetto (max sulla sez)	1.895,4	Wse100 progetto (max sulla sez)	1.809,4
Fondo alveo attuale	1.892,3	Fondo alveo attuale	1811.5
Fondo alveo progetto (testa step)	1.894,0	Fondo alveo progetto	1807.8

B07	Quote [m slm]	B03	Quote [m slm]
strada	1.889,0	strada	1.808,9
spalla DX	1.889,0	spalla DX	1.808,7
spalla SX	1.887,9	spalla SX	1.808,7
centro gaveta	1.885,9	centro gaveta	1.807,0
Wse100 attuale	1.887,0	Wse100 attuale	1.808,4
Wse100 progetto (max sulla sez)	1.884,1	Wse100 progetto (max sulla sez)	1.805,6
Fondo alveo attuale	1.885,9	Fondo alveo attuale	1.807,0
Fondo alveo progetto (testa step)	1.882,7	Fondo alveo progetto	1.804,1

B06 – parzialmente crollata	Quote [m slm]	B02	Quote [m slm]
strada	1.880,3	strada	1.792,6
spalla DX	1.880,3	spalla DX	1.792,4
spalla SX	1.880,2	spalla SX	1.792,3
centro gaveta	1.878,6	centro gaveta	1.790,6
Wse100 attuale	1.878,8	Wse100 attuale	1.792,6
Wse100 progetto (max sulla sez)	1.877,0	Wse100 progetto (max sulla sez)	1.789,2
Fondo alveo attuale	1.878,6	Fondo alveo attuale	1.790,6
Fondo alveo progetto (testa step)	1.875,6	Fondo alveo progetto	1.787,0

B05	Quote [m slm]	B0	Quote [m slm]
strada	1.861,0	strada	1.593,4
spalla DX	1.861,0	spalla DX	1.593,0
spalla SX	1.861,0	spalla SX	1.592,9
centro gaveta	1.859,0	centro gaveta	1.591,0
Wse100 attuale	1.860,5	Wse100 attuale	1.592,3
Wse100 progetto (max sulla sez)	1.857,9	Wse100 progetto (max sulla sez)	1.592,3
Fondo alveo attuale	1.859,0	Fondo alveo attuale	1.591,0
Fondo alveo progetto (testa step)	1.856,5	Fondo alveo progetto (testa step)	1.591,0

Figura 5.2: Condizioni al contorno e geometrie di riferimento per l'analisi della stabilità del pendio. Wse (= Water surface elevation) indica la quota della superficie libera raggiunta durante una piena centennale in alveo nella configurazione attuale e in quella di progetto

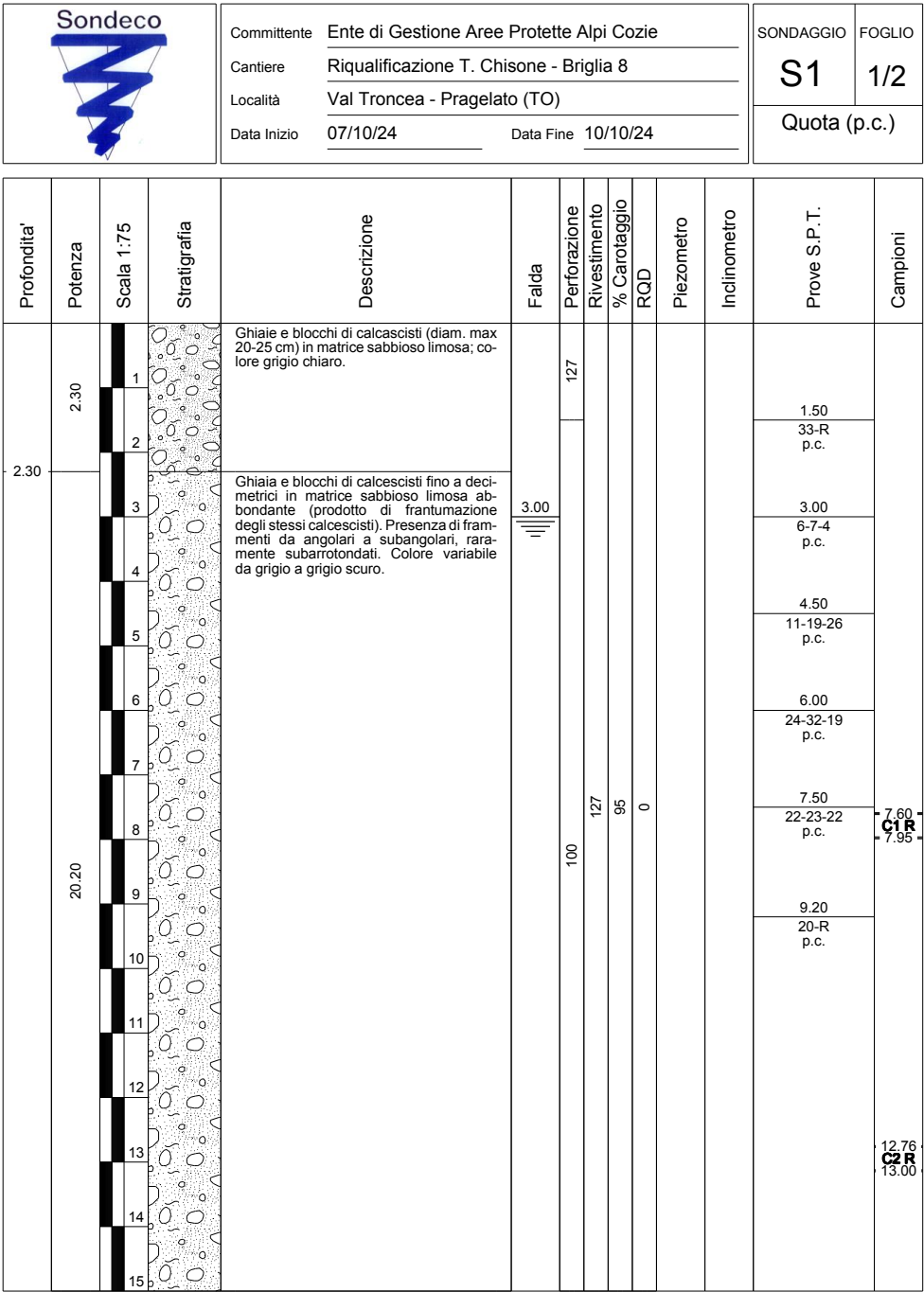


Figura 5.3: Stratigrafia sondaggio S1: 0-15m (ottobre 2024)

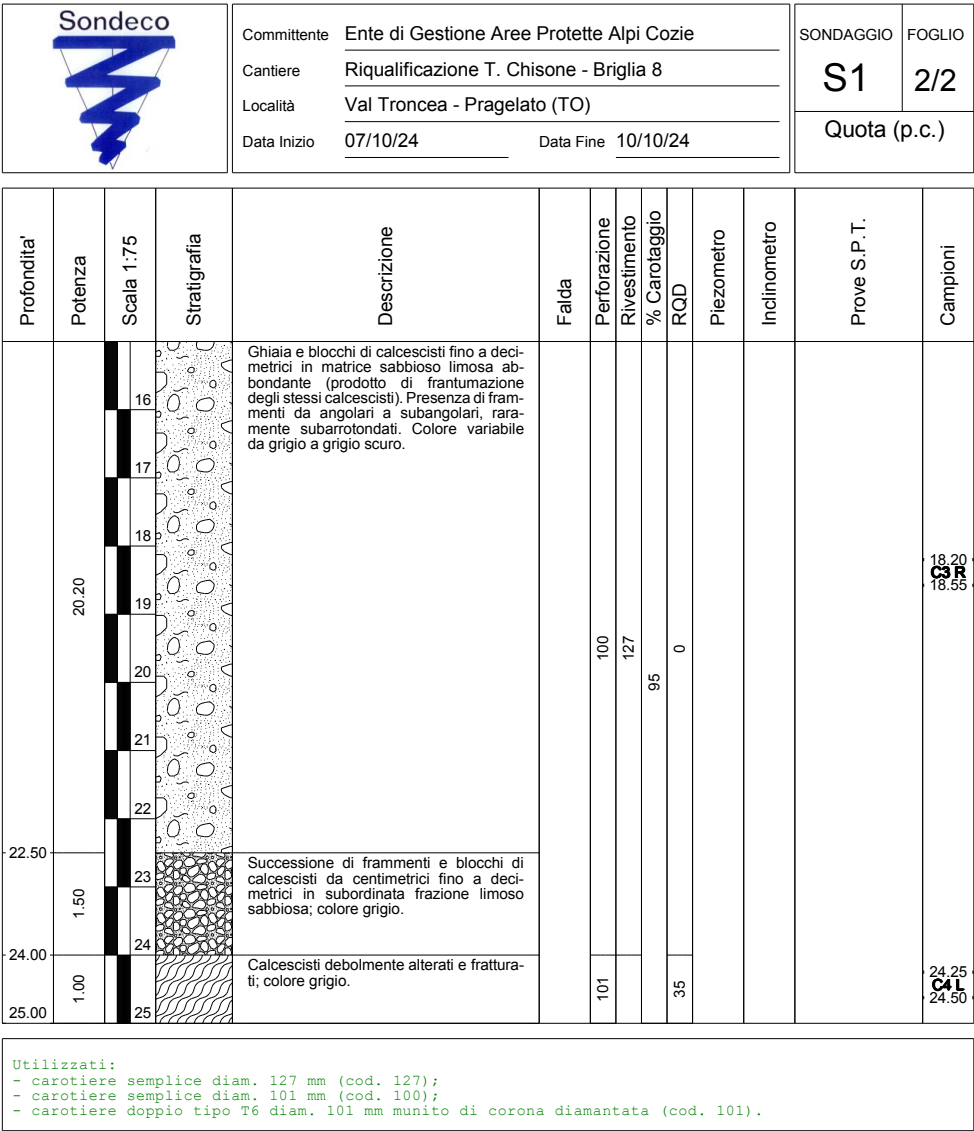



Figura 5.4: Stratigrafia sondaggio S1: 15-25m (ottobre 2024)

Ed. 01/Rev.00



Data Inizio	14/10/24	Data Fine	10/10/24
-------------	----------	-----------	----------

FOGLIO

1/2

Quota (p.c.)

[illegible]

Pag. 18 di 43

Figura 5.5: *Stratigrafia sondaggio S2: 0-15m (ottobre 2024)*

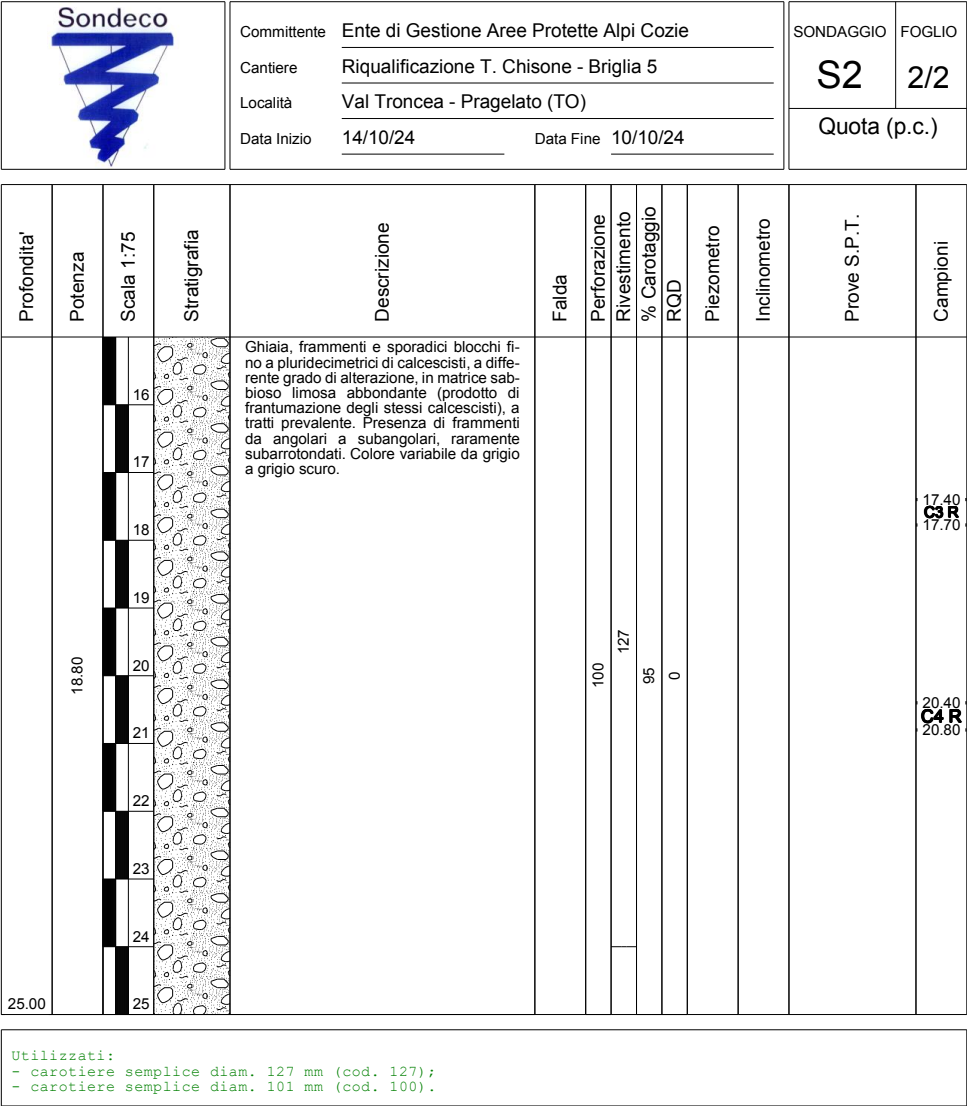


Figura 5.6: Stratigrafia sondaggio S2: 15-25m (ottobre 2024)

6 Stabilità delle briglie

In questo paragrafo sono presentati i risultati dell'analisi di stabilità globale dei pendii per le opere nel tratto di torrente Chisone interessato dal progetto, in destra e in sinistra orografica.

Le analisi sono state riviste, per la parte in destra orografica, alla luce delle risultanze delle indagini geognostiche per comprendere se l'intervento determina un peggioramento della stabilità delle sponde del torrente e della strada silvo-pastorale della Val Troncea.

Le verifiche di stabilità sono state condotte applicando la seguente metodologia.

1. *Back Analysis* relativa allo STATO di FATTO - effettuata sulla base dell'attuale morfologia e topografia del versante (desunta dal rilievo fotogrammetrico del Politecnico di Torino, integrato con quello strumentale eseguito da Mountain-eering a Novembre 2023), della presenza in alveo delle briglie e delle risultanze delle indagini geognostiche. Questa fase è funzionale alla determinazione dei parametri geotecnici delle unità presenti sui pendii, in quanto l'analisi dei dati della campagna di indagine mostra una certa variabilità nei valori dei parametri meccanici. Per questo motivo i dati sono stati esaminati nel loro complesso, includendo nelle valutazioni le prove SPT e i parametri che ne derivano applicando formule empiriche, le granulometrie per caratterizzare i depositi, le indagini di laboratorio su campioni ricostituiti (dunque da valutare avendo presente questo aspetto), le prove geofisiche, che invece forniscono indicazioni sullo stato effettivo dei terreni in sito.

La Back Analysis è stata condotta in condizione di piena in quanto dalla documentazione disponibile emerge che in passato, eventi di piena non abbiano inficiato la stabilità delle sponde e della strada in questo tratto. Hanno invece causato erosioni localizzate. L'analisi è stata condotta in condizioni statiche (assenza di sisma), ricostruendo lo *stato di fatto*.

2. Analisi di stabilità del pendio in condizioni sismiche, con l'obiettivo di valutare se, con i parametri determinati al punto 1, in presenza di sisma, i pendii si destabilizzano.
3. Analisi di stabilità - relativa allo STATO di PROGETTO - del complesso opera-pendio avendo rimosso le parti centrali delle briglie, costruito il sistema step-pool in alveo e stabilizzato il piede delle sponde con massi ciclopici, finalizzata a valutare l'effetto dell'intervento sulla stabilità dei versanti.

La parametrizzazione dei terreni è stata scelta in maniera conservativa, ponendosi nelle condizioni più gravose per la stabilità.

6.1 Descrizione dell'intervento

Lo studio della stabilità dei pendii è stato eseguito sia con riferimento allo stato attuale, che a quello di progetto Tale configurazione prevede la demolizione della parte centrale delle

briglie (gaveta) e il mantenimento delle loro spalle. Inoltre, in corrispondenza di ogni briglia verrà costruito un *gradone o step* composto di massi ciclopici di diametro variabile tra 1.2 m e 2 m, lateralmente circondati da massi di dimensioni inferiori, che ne garantiscano la stabilità durante una piena centennale (cfr. Relazione idraulica cap.5). I blocchi saranno posati su un basamento costituito da altri blocchi interrati per 2/3 del loro diametro, saranno collegati tra loro con una fune in acciaio e ancorati al terreno con barre autoperforanti, previste nella misura di 2 per step. Le funi saranno collegate ai blocchi mediante golfari avvitati su una barra filettata M32 inserita nei blocchi stessi. La parte retrostante dei blocchi e le funi saranno protette da un getto di calcestruzzo non visibile dall'esterno.

L'intervento sarà completato da scogliere in sponda, costituita da massi di diametro minimo 1.2 m e di altezza pari al tirante idraulico raggiunto durante una piena centennale più un franco di sicurezza.

I manufatti in calcestruzzo e ciottoli, costituenti le spalle delle briglie (ovvero ciò che rimane dopo aver demolito la parte centrale), saranno interrati da entrambi i lati, di monte e di valle, e raccordati alle sponde esistenti con gradualità, in quanto la riprofilatura dell'alveo, mediante sequenza di *step-pool*, permette l'eliminazione dei salti di fondo in corrispondenza delle attuali briglie. La funzione delle spalle che rimarranno è quella di controllare eventuali fenomeni di erosione di sponda, che potrebbero innescare fenomeni di instabilità nei confronti della scarpata e della strada silvo-pastorale. Il riempimento con terreno a monte e valle compensa la spinta delle terre, pertanto non è necessaria alcuna verifica geotecnica di stabilità nella direzione longitudinale al corso d'acqua.

L'analisi di stabilità globale è stata svolta sulle sette sezioni in corrispondenza delle briglie che saranno parzialmente demolite, denominate, procedendo lungo il corso del torrente da monte verso valle B08, B07, B06, B05, B04, B03, B02, B0 (a monte della confluenza con il t. Chisonetto).

6.2 Riferimenti normativi

Da un punto di vista normativo le NTC2018 prevedono ai paragrafi 6.3.3, 6.3.4 e 7.11.3.5 per le verifiche sismiche quanto segue:

"Le presenti norme si applicano allo studio delle condizioni di stabilità dei pendii naturali, anche in presenza di azioni sismiche (Par. 7.11.3.5) e al progetto, alla esecuzione e al controllo degli interventi di stabilizzazione."

[...]

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate con metodi che tengano conto del tipo di frana e dei possibili cinematismi, considerando forma e posizione della eventuale superficie di scorrimento, le proprietà meccaniche dei terreni e degli ammassi rocciosi e il regime delle pressioni interstiziali. Nel caso di pendii in frana le verifiche di sicurezza devono essere eseguite lungo le superfici di scorrimento che meglio approssimano quella/e riconosciuta/e con le indagini. Negli altri casi, la verifica di sicurezza deve essere eseguita lungo superfici di scorrimento cinematicamente possibili, in numero sufficiente per cercare la superficie critica alla quale corrisponde il grado di sicurezza più basso.

Le verifiche sono state svolte **indagando 15000 possibili superfici**, generate attraverso criteri geometrici, cinematici e stratigrafici.

Quando sussistono le condizioni tali da non consentire una agevole valutazione delle pressioni interstiziali, le verifiche di sicurezza devono essere eseguite assumendo le condizioni più sfavorevoli che ragionevolmente si possono prevedere.

Le verifiche sono state svolte **in condizioni di piena centennale**, secondo quanto precedentemente specificato.

La valutazione del coefficiente di sicurezza dei pendii naturali, espresso dal rapporto tra la resistenza al taglio disponibile (τ_f) e la tensione di taglio agente (τ) lungo la superficie di scorrimento, deve essere eseguita impiegando sia i parametri geotecnici, congruenti con i caratteri del cinematismo atteso o accertato, sia le azioni presi con il loro valore caratteristico.

L'adeguatezza del margine di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve comunque essere giustificata sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana.

Per quanto riguarda le verifiche in condizioni sismiche, il paragrafo 7.11.3.5 dice che queste devono essere effettuate utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza dei terreni e delle azioni, ovvero i coefficienti parziali sono assunti unitari. Inoltre ribadisce che L'adeguatezza del margine di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista.

Per quanto riguarda le verifiche SLU, nei meccanismi pseudostatici la condizione di stato limite ultimo viene riferita al cinematismo di collasso critico, caratterizzato dal valore più basso del coefficiente di sicurezza F_s .

Per quanto riguarda le verifiche SLE, nelle verifiche pseudostatiche si utilizzano i coefficienti β_s dell'accelerazione massima attesa al sito riportati nella Tabella 7.11.I delle NTC2018.

6.3 Azioni

Le azioni agenti sul pendio sono costituite dal peso proprio delle diverse unità geotecniche presenti, dal sovraccarico stradale e dalla falda. La posizione della falda è stata scelta in base alle considerazioni svolte nel Paragrafo 5.3. In corrispondenza del fondo valle la falda è stata ipotizzata coincidente con il livello della piena centenaria, determinato attraverso le simulazioni idrauliche. Il sovraccarico stradale è stato schematizzato mediante un carico uniforme pari 20 kPa, distribuito sulla larghezza della strada.

6.4 Stabilità globale

L'analisi di stabilità globale del versante è stata eseguita utilizzando il codice di calcolo SSAP (Borselli, 2023), in condizioni SLU, considerando i parametri geotecnici non ridotti, il peso proprio del terreno (non amplificato), un carico pari 20 kPa distribuito sulla larghezza della strada e la falda come descritto nel Paragrafo 5.3.

6.4.1 Back Analysis

Nel procedimento di Back Analysis è stata cercata la combinazione più gravosa dei parametri di resistenza meccanica del terreno (angolo di attrito interno efficace ϕ' , coesione efficace c' , posizione falda) che conferiscono al versante la stabilità osservata nella configurazione attuale.

Questa combinazione è stata poi verificata anche nelle condizioni sismiche, utilizzando i coefficienti $k_h=0.0366$ e $k_v=0.0183$, ottenuti nell'analisi sismica (cfr. Paragrafo 4.4).

La ricerca della superficie cui corrisponde il minor fattore di sicurezza è stata fatta con il metodo di Morgenstern e Price (1965), generando 15000 possibili cinematismi.

I parametri geotecnici sono stati fatti variare, all'interno dell'intervallo di valori identificato dalle analisi geognostiche, con l'obiettivo di riprodurre la stabilità della situazione attuale osservata. Si è notato che i depositi quaternari dimensionanti per la stabilità del complesso opera-terreno sono i depositi di frana (df) per le briglie B08-B05 e B02, i depositi torrentizi (dt) per le briglie B03 e B04; per tutte le briglie raramente e in maniera modesta i depositi alluvionali (al) sono coinvolti in meccanismi di instabilità.

Le verifiche eseguite hanno evidenziato che, nell'ambito della variabilità dei parametri di resistenza meccanica, la stabilità osservata è legata alla presenza di una coesione variabile da 16 a 18 kPa e ad un angolo di attrito interno efficace variabile da 28° a 32° per i depositi di frana, mentre per i depositi torrentizi la stabilità è data da una coesione di 10 kPa e da un angolo di attrito di 32° . In Tabella 6.1 sono riassunti i parametri meccanici dei depositi dimensionanti, risultanti dalla Back Analysis per tutte le briglie; si osserva come lo stesso deposito sia caratterizzato da una certa variabilità dei parametri, fatto che trova riscontro sia nelle elaborazioni dei dati, che nell'interpretazione delle analisi geofisiche, che mostrano diversi gradi di addensamento all'interno delle stesse unità geotecniche (cfr. Figure 6.2, 6.3, 6.4).

Con questi valori sono state eseguite le verifiche in condizioni sismiche e quelle nello stato di progetto.

Briglia	Deposito dimensionante	ϕ' [°]	c' [kPa]
B08	df	32	24
B07	df	28	16
B06	df	30	20
B05	df	30	18
B04	dt	32	10
B03	dt	32	10
B02	df	30	18
B0	al	35	0

Tabella 6.1: *Quadro sinottico dei parametri meccanici dei depositi dimensionanti per le verifiche di stabilità, derivanti dalle elaborazioni delle indagini geognostiche e di Back Analysis*

6.4.2 Configurazione di progetto

Dopo aver eseguito la Back Analysis per tutte le briglie, sono state svolte le verifiche nella configurazione di progetto, sia in condizioni statiche che sismiche. La configurazione di progetto è caratterizzata dalla rimozione della gaveta e dal mantenimento delle spalle. Queste sono stabilizzate con massi ciclopici di grandi dimensioni, disposti trasversalmente all'alveo per formare il gradone dell'unità step-pool. Le strutture in massi sono dimensionate ed organizzate in modo tale da essere stabili fino alla portata di progetto. In seguito alle indagini geognostiche, poiché non è stato rinvenuto il substrato roccioso in prossimità del fondo alveo, la stabilizzazione dei massi cardine è stata complementata con l'inserimento di una fune in acciaio e con un getto di cls sul retro degli step. Viene comunque mantenuto l'addizionale ancoraggio dei blocchi al fondo dell'alveo con barre autoperforanti, per le quali si è indagata la tenuta in un terreno come quello rinvenuto nelle indagini (depositi alluvionali). È inoltre prevista la realizzazione di una difesa spondale in massi ciclopici per un'altezza pari al tirante idraulico raggiunto durante la piena di progetto in aggiunta al franco idraulico.

La porzione in sinistra orografica della sezione in corrispondenza della briglia B05 è in roccia (cfr. sezione geologica in Figura 3.5) pertanto, per questa, le verifiche di stabilità sono state eseguite esclusivamente in destra orografica.

6.4.3 Presentazione dei risultati

La Figura 6.1 riporta una sintesi dei risultati, mentre i dettagli sono illustrati nel Paragrafo 6.6, dove per ogni briglia sono presentate 8 figure, 4 riportano il profilo del pendio in destra orografica (DX) e 4 in sinistra (SX). Seguendo lo schema riportato in Figura 6.1, per ogni sezione sono presentati prima i risultati della porzione destra del pendio nella configurazione attuale, in assenza e in presenza di sisma, poi quelli nella configurazione di progetto, in assenza e in presenza di sisma. Seguono i risultati per la porzione sinistra del pendio, ordinati con la stessa logica. Ogni immagine riporta le seguenti informazioni:

- uno schema del pendio e i parametri dei terreni;
- la posizione della falda;
- con linea rossa la superficie cui corrisponde il fattore di sicurezza minimo, F_s , calcolato su 15000 possibili cinematismi, la cui forma non è imposta a priori, ma viene determinata sulla base delle caratteristiche litologiche, stratigrafiche e meccaniche dei diversi strati che compongono il pendio;
- in grigio sono rappresentate le 10 superfici cui corrispondono i fattori di sicurezza minori tra i 15000 possibili cinematismi indagati;
- l'intervallo di valori di F_s relativo alle 10 superfici cui corrispondono i fattori di sicurezza minori tra i 15000 possibili cinematismi indagati;
- i coefficienti sismici, in caso di analisi dinamica;
- i parametri relativi alla generazione delle superfici.

Relativamente al tratto presso la briglia B0, sono state condotte analisi di stabilità anche nella direzione longitudinale; inoltre data la bassa pendenza dell'alveo, le verifiche sono state eseguite in condizioni dinamiche e di piena.

I risultati mostrano che:

- in generale l'intervento determinando un abbassamento della quota della superficie libera e della falda ad essa collegata, determina un miglioramento della stabilità del complesso opera-terreno;
- le superfici di probabile scorrimento si sviluppano all'interno dello strato più superficiale di depositi di falda o torrentizi, senza interessare i depositi alluvionali in cui si trovano le opere. Quand'anche succede è per una porzione estremamente limitata;
- i meccanismi di instabilità potenziale interessano esclusivamente la porzione di versante sopra la strada silvo-pastorale, indice del fatto che l'intervento non interferisce con questo tipo di fenomeno;
- premesso che le NTC2018 non impongono valori minimi del Fattore di sicurezza da conseguire per le verifiche di stabilità in pendii naturali, valori leggermente inferiori a 1.1 si osservano solo in concomitanza di una piena centennale e di sisma, evento statisticamente molto raro. Comunque, anche in questo caso l'instabilità ha caratteristiche solo potenziali, non riguarda l'intervento e non è da esso causato;
- relativamente alla briglia B0, la sua stabilità si trasversale che longitudinale risulta ampiamente verificata, anche in condizioni estreme ed estremamente improbabili di concomitanza tra sisma e piena centennale (Figure 6.5 e 6.6).

ID BRIGLIA	STATO ATTUALE				STATO PROGETTO			
	DX		SX		DX		SX	
	Statico	Sisma	Statico	Sisma	Statico	Sisma	Statico	Sisma
B08	1,17	1,10	1,44	1,36	1,19	1,12	1,14	1,05
B07	1,19	1,14	1,30	1,20	1,27	1,16	1,37	1,28
B06	1,12	1,03	1,20	1,14	1,21	1,12	1,59	1,48
B05	1,20	1,14	in roccia	in roccia	1,37	1,29	in roccia	in roccia
B04	1,13	1,07	1,16	1,10	1,17	1,08	1,29	1,17
B03	1,15	1,07	1,13	1,05	1,15	1,08	1,12	1,05
B02	1,28	1,18	1,91	1,70	1,37	1,28	1,91	1,73
B0	-	-	-	-	4,18*	2,56*	-	>9

* verifiche fatte sul profilo longitudinale

Figura 6.1: Sintesi dei risultati dell'analisi di stabilità del pendio per tutte le sezioni esaminate
- revisione post indagini geognostiche

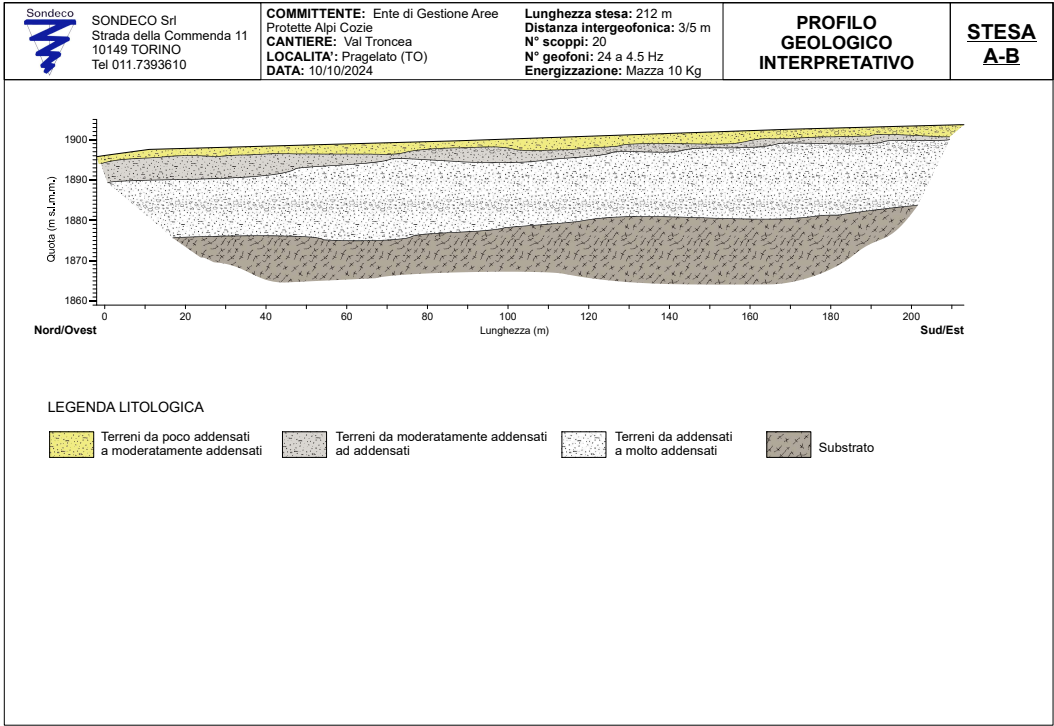


Figura 6.2: Profilo interpretativo delle prove geofisiche - stendimento A-B

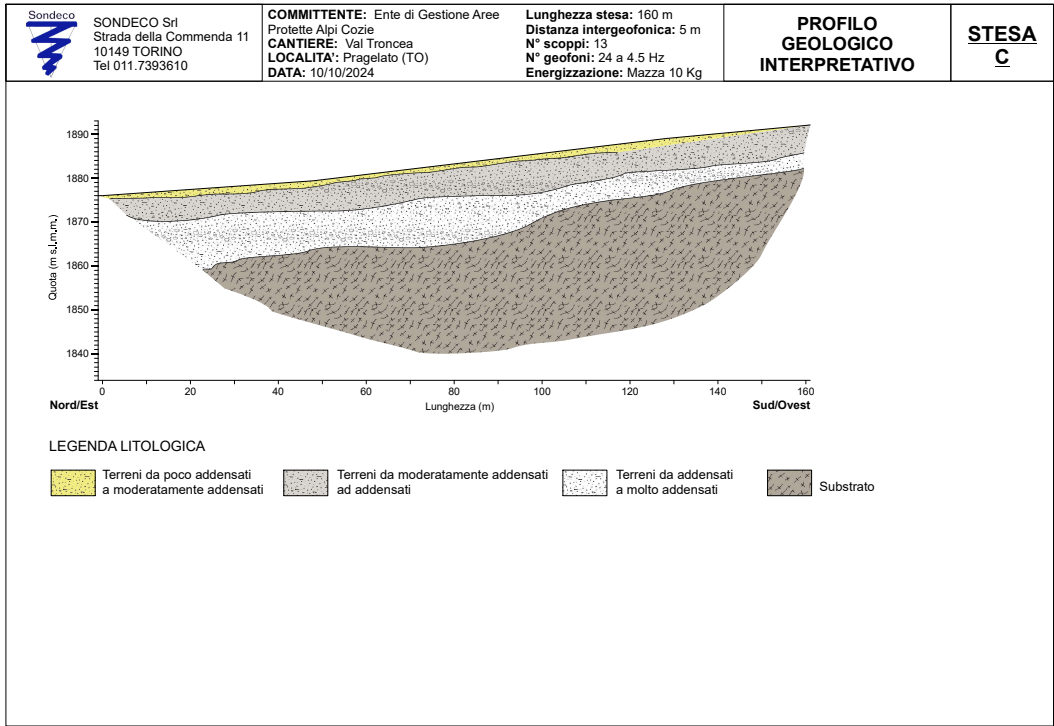


Figura 6.3: Profilo interpretativo delle prove geofisiche - stendimento C

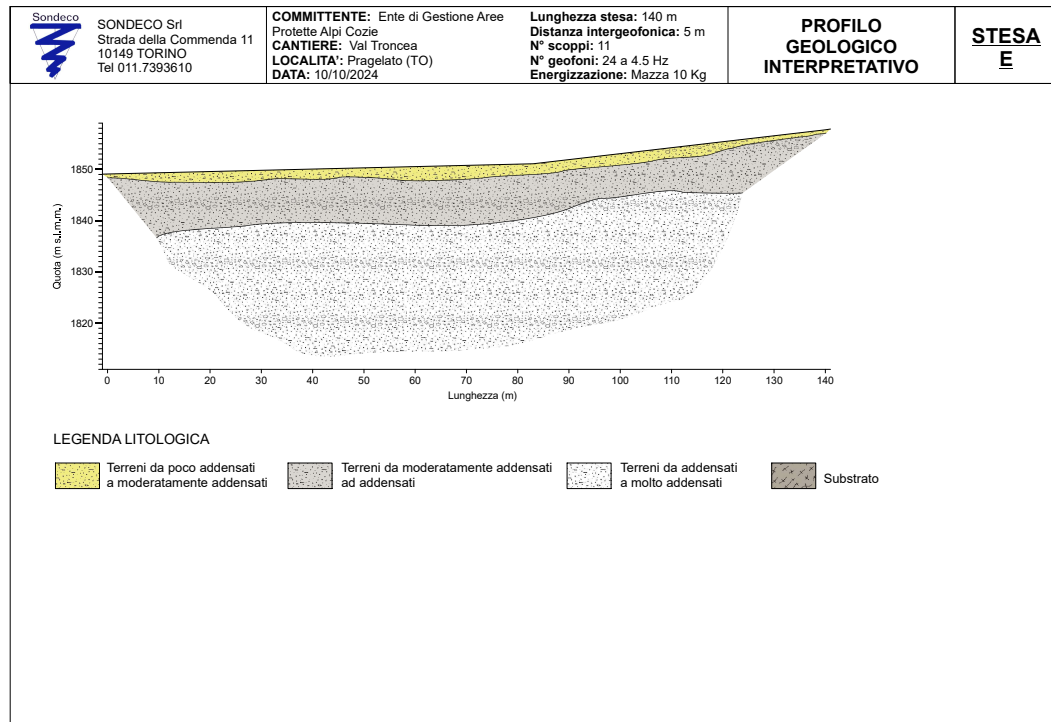


Figura 6.4: *Profilo interpretativo delle prove geofisiche - stendimento D*

6.5 Stabilizzazione delle spalle delle briglie

Le spalle delle briglie non demolite saranno stabilizzate mediante i seguenti interventi:

- protezione dell'elemento in calcestruzzo con una lamiera di acciaio resistente all'erosione, Hardox-equivalente (durezza ≥ 370 HB, spessore min 8 mm), fissata al calcestruzzo mediante ancoraggio chimico. La lamiera sarà piegata a "L" in officina, fornita in cantiere in lunghezza unitaria (1 m), dove sarà saldata con una lastra del medesimo materiale per formare una sezione a "C";
- riempimento di terreno a monte e valle della briglia e stabilizzazione del rinterro in massi ciclopici ($D_{min}=1$ m) per neutralizzare le spinte delle terre e per minimizzare l'impatto paesaggistico;
- stabilizzazione al piede con una fila di massi cardine che costituiscono il gradone dell'unità step-pool;
- ulteriore stabilizzazione in massi ciclopici a secco ($D_{min}=1.1-1.5$ m) per tutta l'altezza della briglia.

La protezione delle spalle delle briglie mediante la lamiera di acciaio resistente all'erosione è necessaria solamente dove la briglia sia realizzata in calcestruzzo con una superficie abbastanza regolare. Se, in seguito alla demolizione della gaveta della briglia, quest'ultima si presentasse composta da materiale sciolto, è sufficiente la stabilizzazione in massi ciclopici a secco.

Per la stabilizzazione delle ali delle briglie in calcestruzzo dovranno essere fornite in cantiere le lamiere di acciaio resistente all'erosione, Hardox-equivalente di lunghezza unitaria sia piegate a "L" in officina che lastre piane. Tali lamiere dovranno essere forate in officina con fori di diametro 14 mm, posti ad una distanza di 0.5 m tra loro (distanza minima secondo il produttore di 55 mm) e ad una distanza minima dai bordi di 0.2 m (distanza minima secondo il produttore di 45 mm). Alle lamiere dovranno essere saldati degli elementi in acciaio S235JR di dimensione 10 cm x 10 cm e spessore 8 mm con foro centrale di diametro 22 mm per l'aggancio e la movimentazione della lamiera. Tali elementi saranno rimossi al termine della lavorazione. Oltre alle lamiere, dovranno essere forniti tutto l'occorrente per l'esecuzione degli ancoraggi chimici, il terreno di riempimento e i massi ciclopici per il mascheramento e la stabilizzazione delle briglie.

Per i dettagli si veda l'elaborato PE.T.310.70.0.

6.5.1 Verifica degli ancoraggi

Di seguito vengono presentate le verifiche degli ancoraggi chimici per il fissaggio della lamiera di acciaio resistente all'erosione alla spalla della briglia in calcestruzzo.

Le lamiere utilizzate per la protezione delle briglie sono in acciaio Hardox-equivalente (durezza ≥ 370 HB, spessore min 8 mm); in particolare sono composte da due elementi di altezza unitaria da saldare in cantiere: lamiera piegata a "L" in officina con lato lungo di 1.5 m e lato corto di 1 m, piastra di dimensioni 1 m x 1 m.

Vengono fissate ad ogni elemento due barre filettate con bullone esagonale e rondella mediante resina epossidica bicomponente. In particolare vengono utilizzate barre filettate M12 in acciaio zincato di classe 8.8, foro nel calcestruzzo di diametro 14 mm, lunghezza della barra di 240 mm, lunghezza del foro di 250 mm, massima coppia di serraggio di 40 Nm. Le barre vengono poste ad un interasse in entrambe le direzioni di 0.5 m e la distanza minima dal bordo è di 0.2 m.

Sulle barre filettate agisce solamente una forza di taglio pari al peso proprio del singolo elemento di acciaio. Pertanto nel seguito saranno presentate solamente le verifiche a taglio.

Per determinare la forza agente sull'ancoraggio viene calcolata la forza peso che agisce sull'elemento in acciaio di dimensioni maggiori:

$$F_G = (L_1 + L_2)L_3s\rho_s g$$

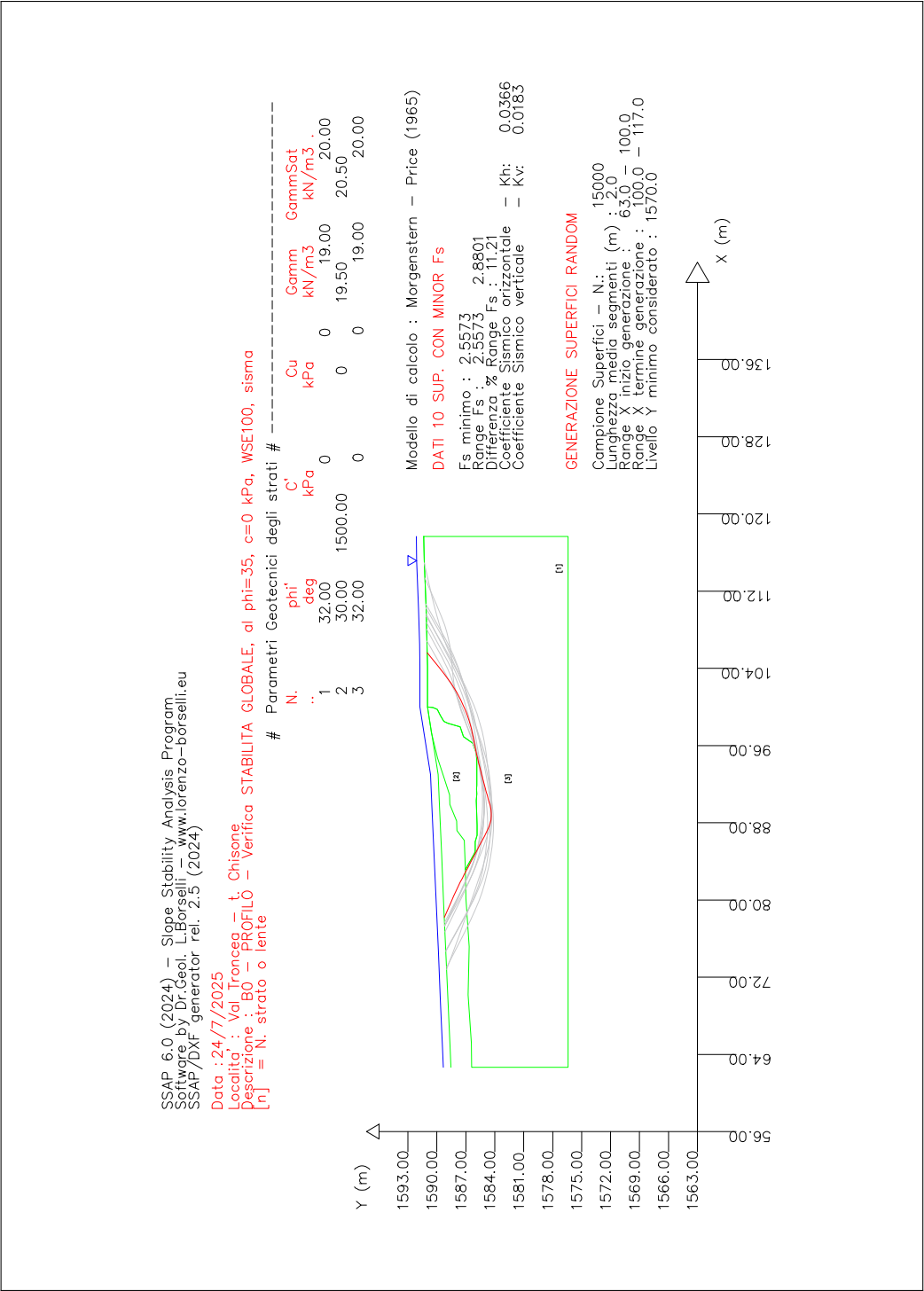
dove L_1 è il lato lungo di 1.5 m, L_2 il lato corto di 1 m, L_3 l'altezza unitaria, s lo spessore di 8 mm, ρ_s la densità dell'acciaio di 7800 kg/m³.

Si ottiene così una forza peso della lamiera in acciaio di circa 1.5 kN.

Per la verifica a taglio sono stati valutati tre meccanismi di rottura per il calcolo della resistenza di progetto: la rottura lato acciaio, lo scalzamento del calcestruzzo e la rottura del bordo di calcestruzzo. Tra i tre meccanismi di rottura quello critico è risultato essere quello relativo alla rottura della barra filettata. In particolare la resistenza a taglio di progetto di una barra filettata M12 in acciaio di classe 8.8 è pari a 27 kN (a cui è già stato applicato un coefficiente parziale di 1.25). Tale resistenza è ampiamente maggiore della forza agente di circa 1.5 kN.

6.6 Risultati

6.6.1 Briglia B0



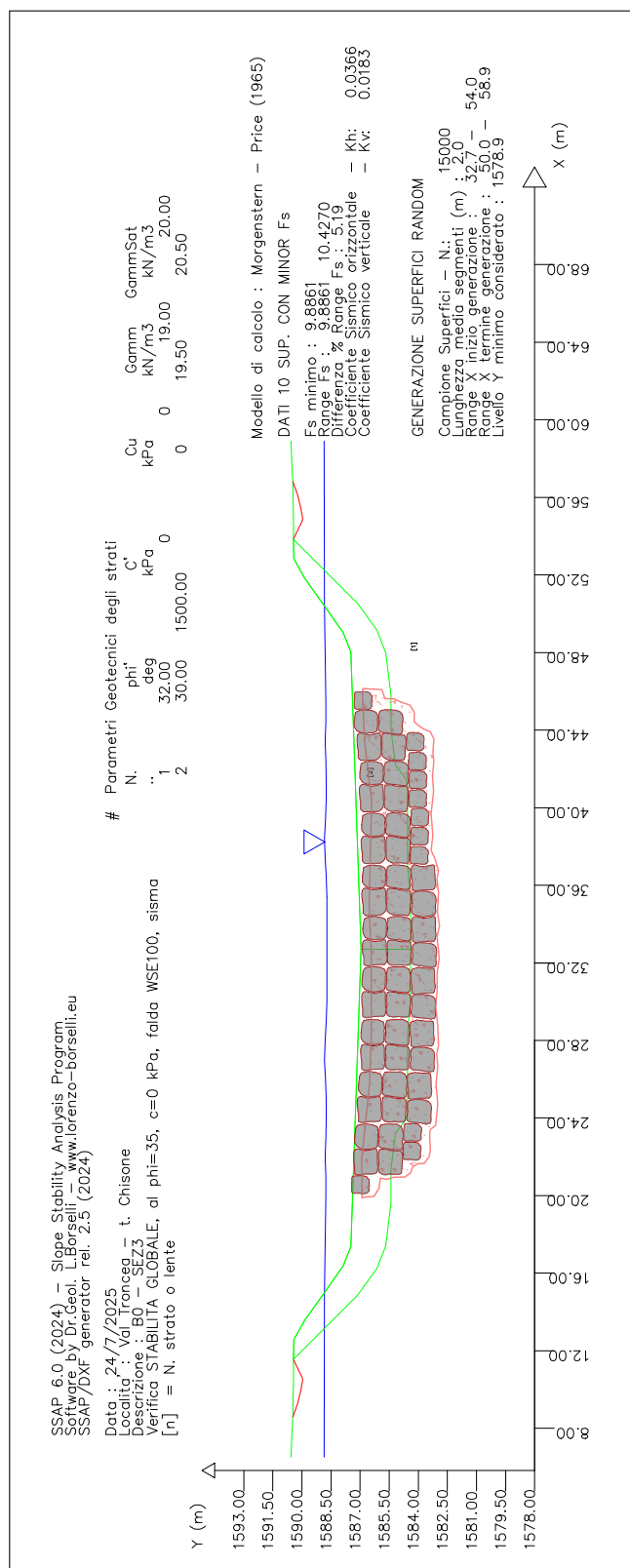
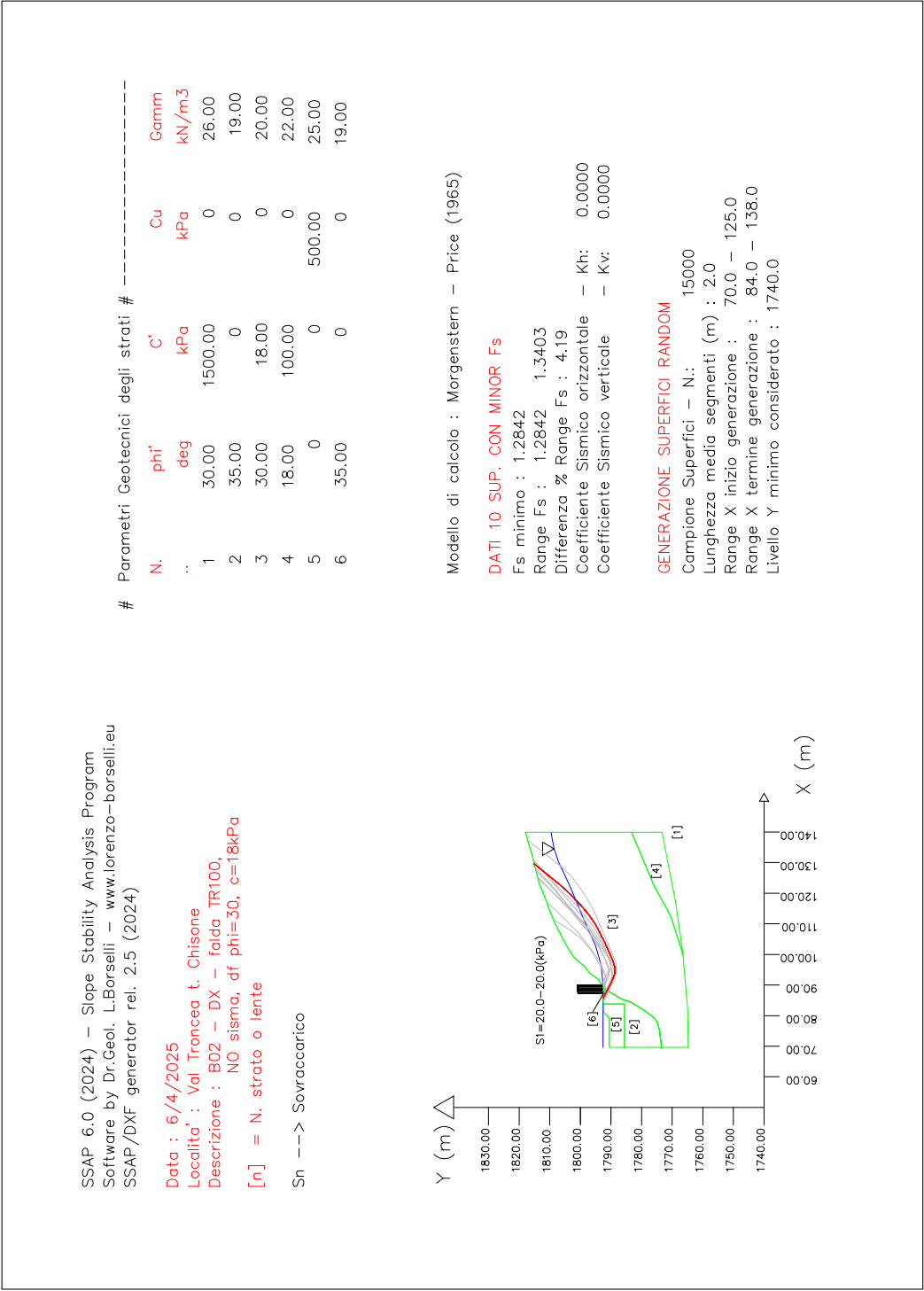


Figura 6.6: *B0: risultati della verifica di stabilità globale per la briglia B0 nella configurazione di progetto, condizioni sismiche, $F_{smin} > 9$*

6.6.2 Briglia B02



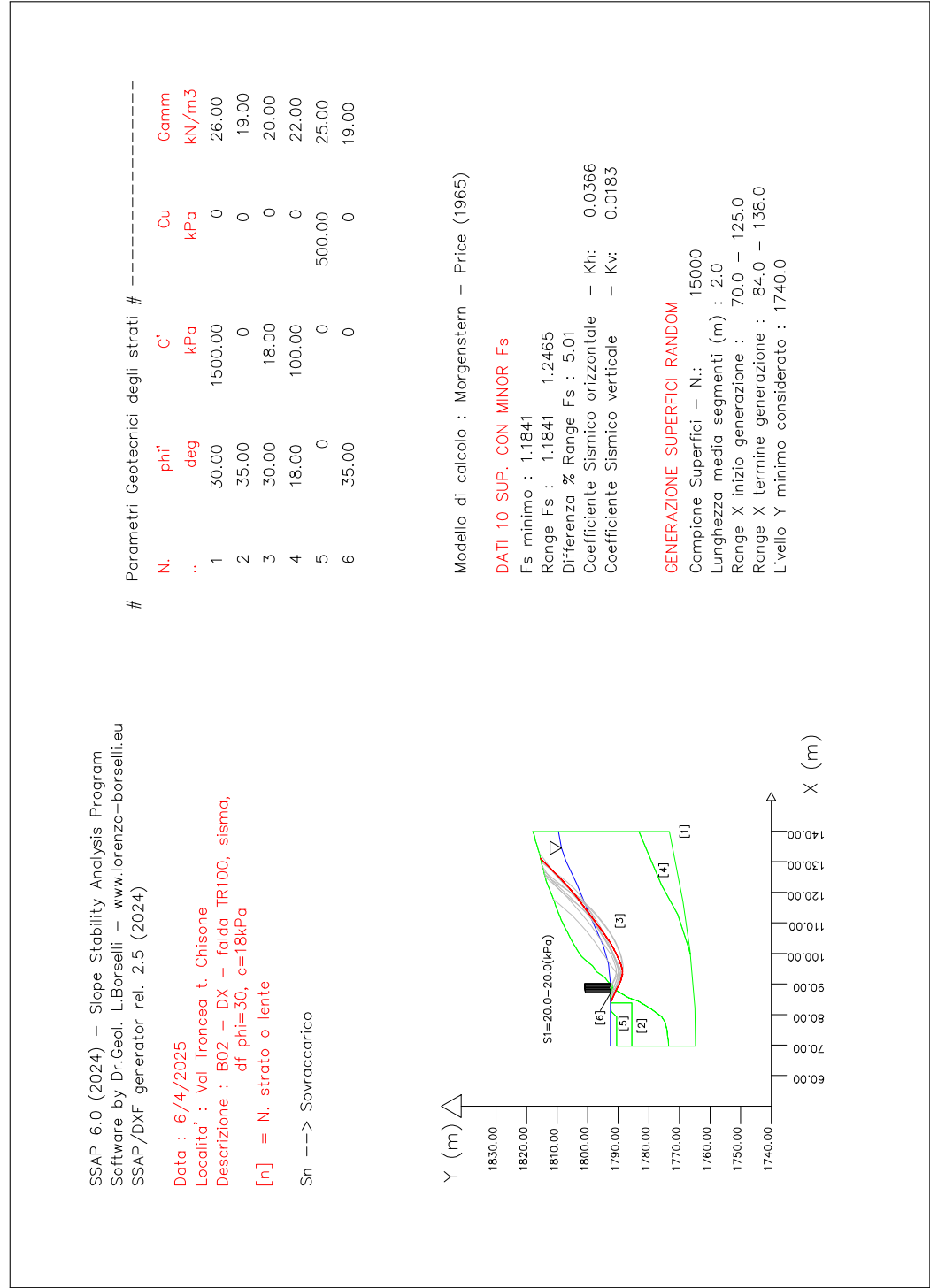


Figura 6.8: B02: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B02 DX stato attuale, condizioni sismiche, $F_{s_{min}}=1.1841$

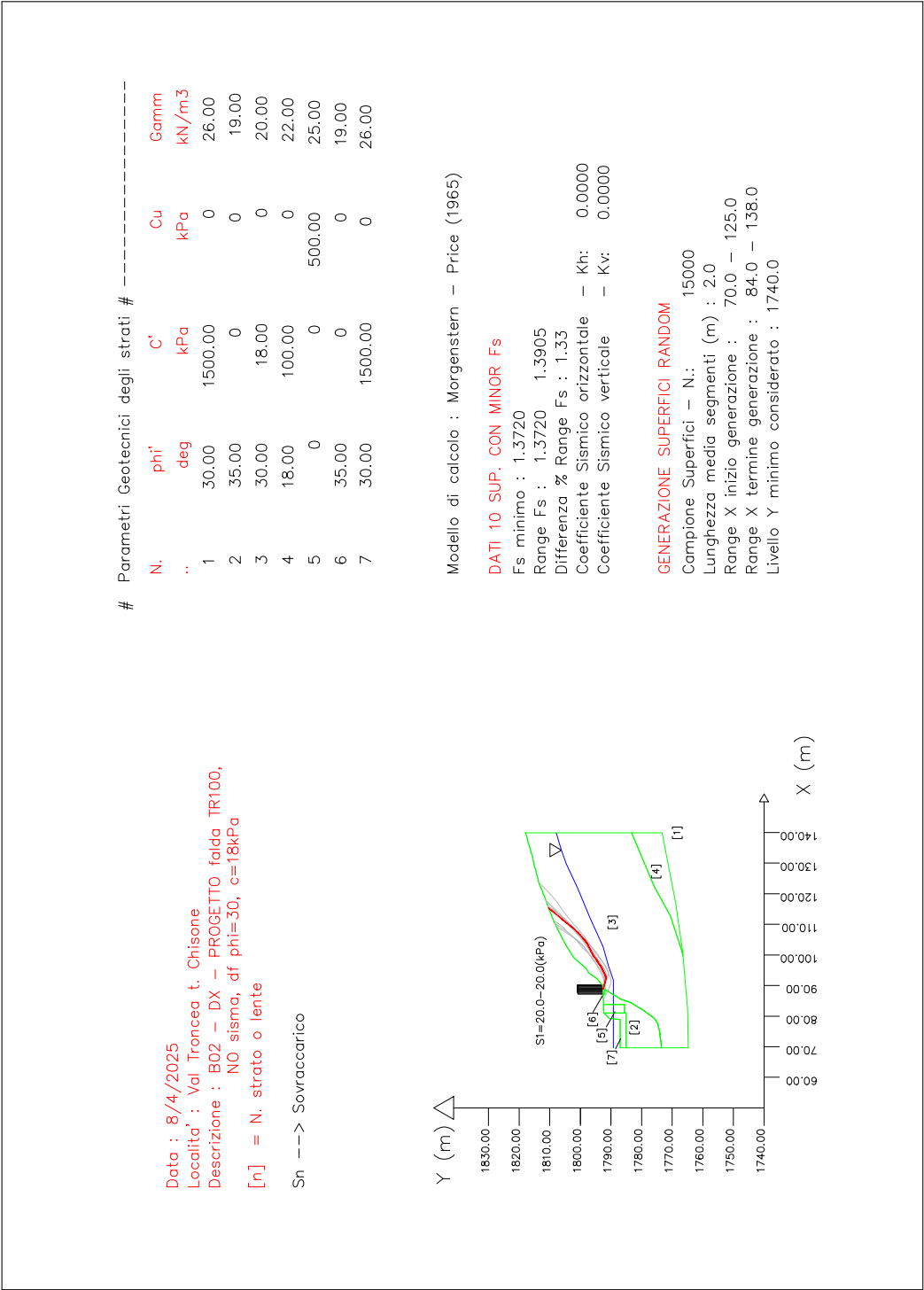


Figura 6.9: B02: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B02 DX stato di progetto, condizioni statiche, $F_{s_{min}}=1.3720$

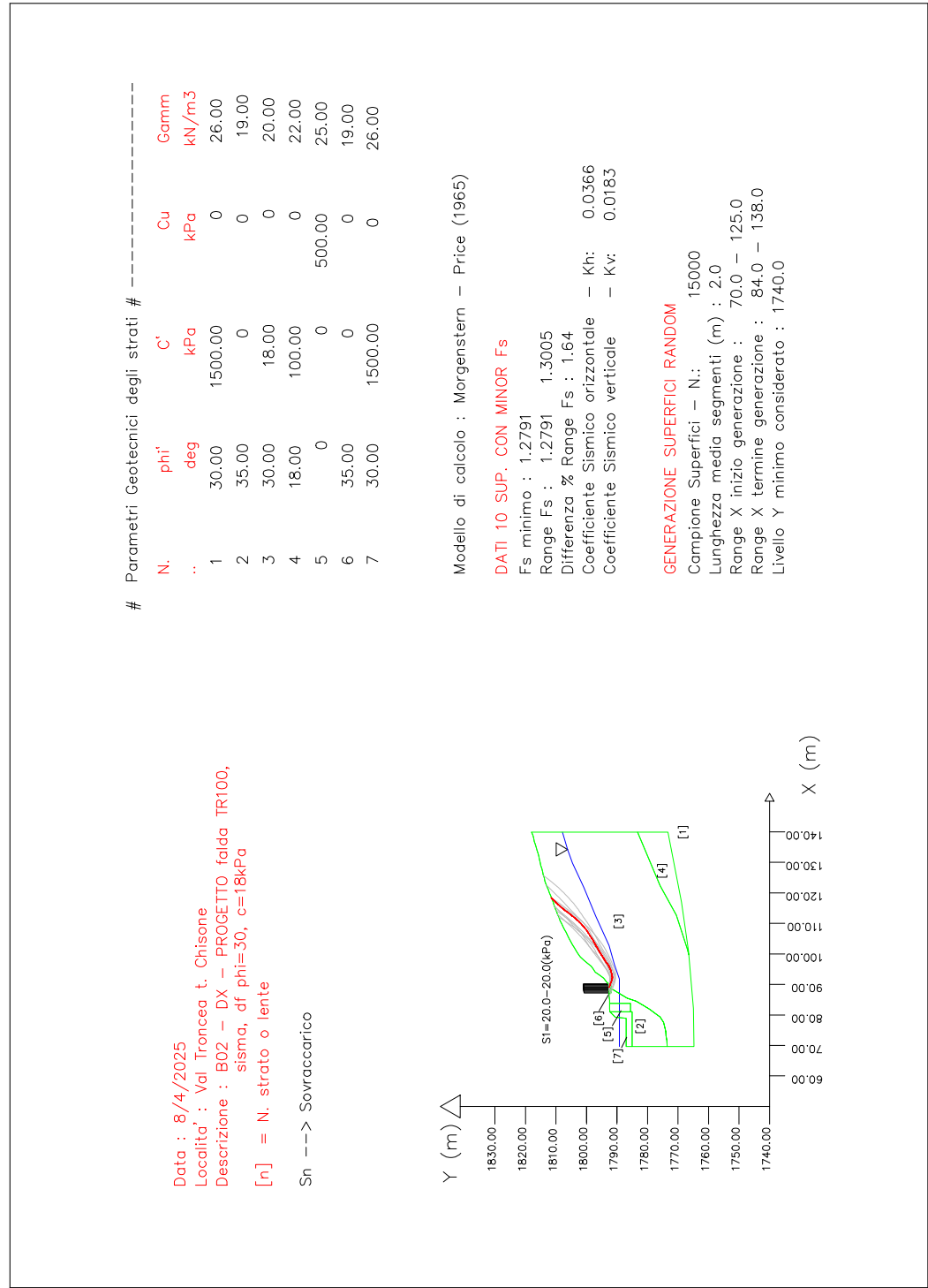


Figura 6.10: B02: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B02 DX stato di progetto, condizioni sismiche, $F_{s_{min}}=1.2791$

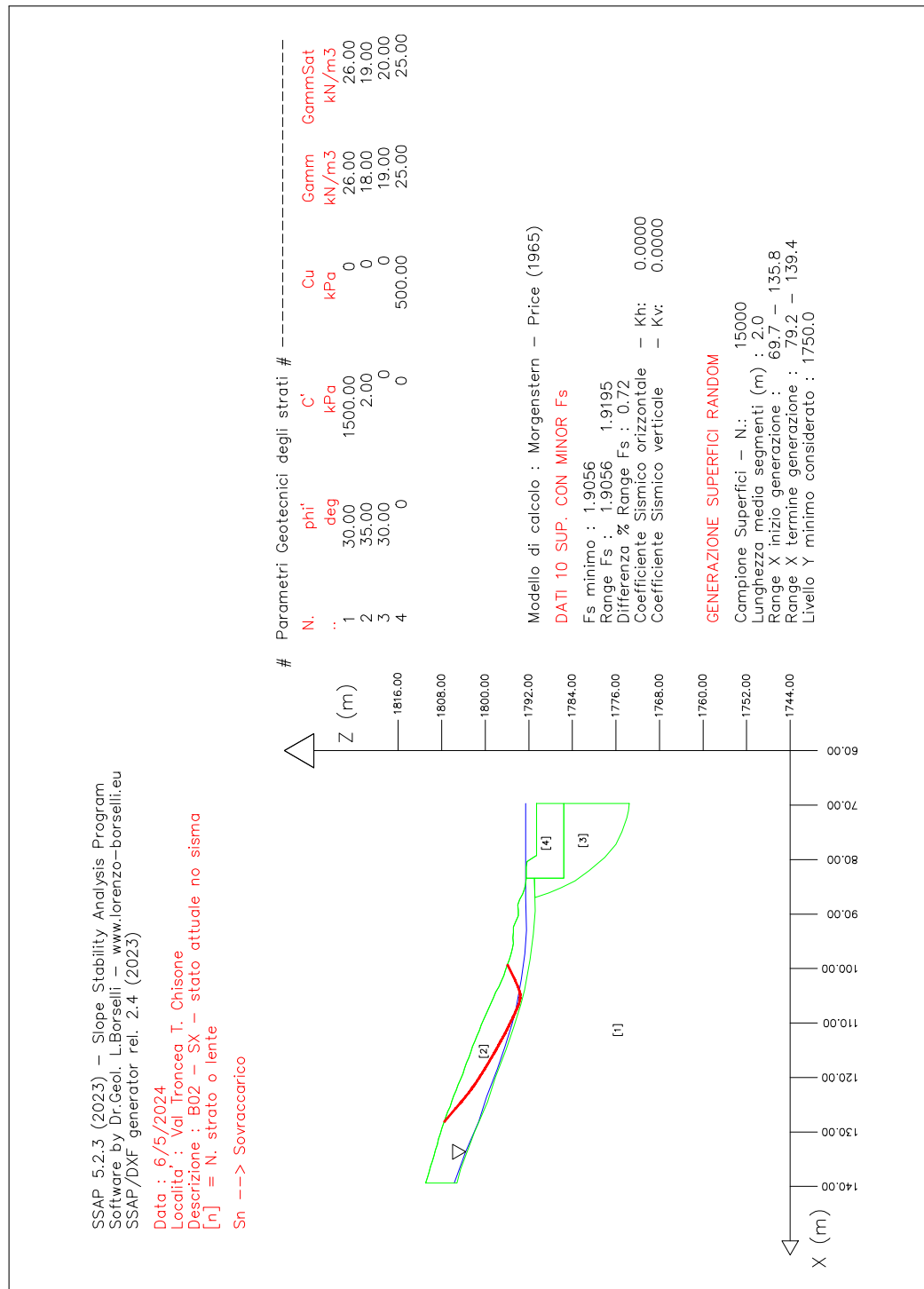


Figura 6.11: B02: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B02 SX stato attuale, condizioni statiche, $F_{smin}=1.9056$

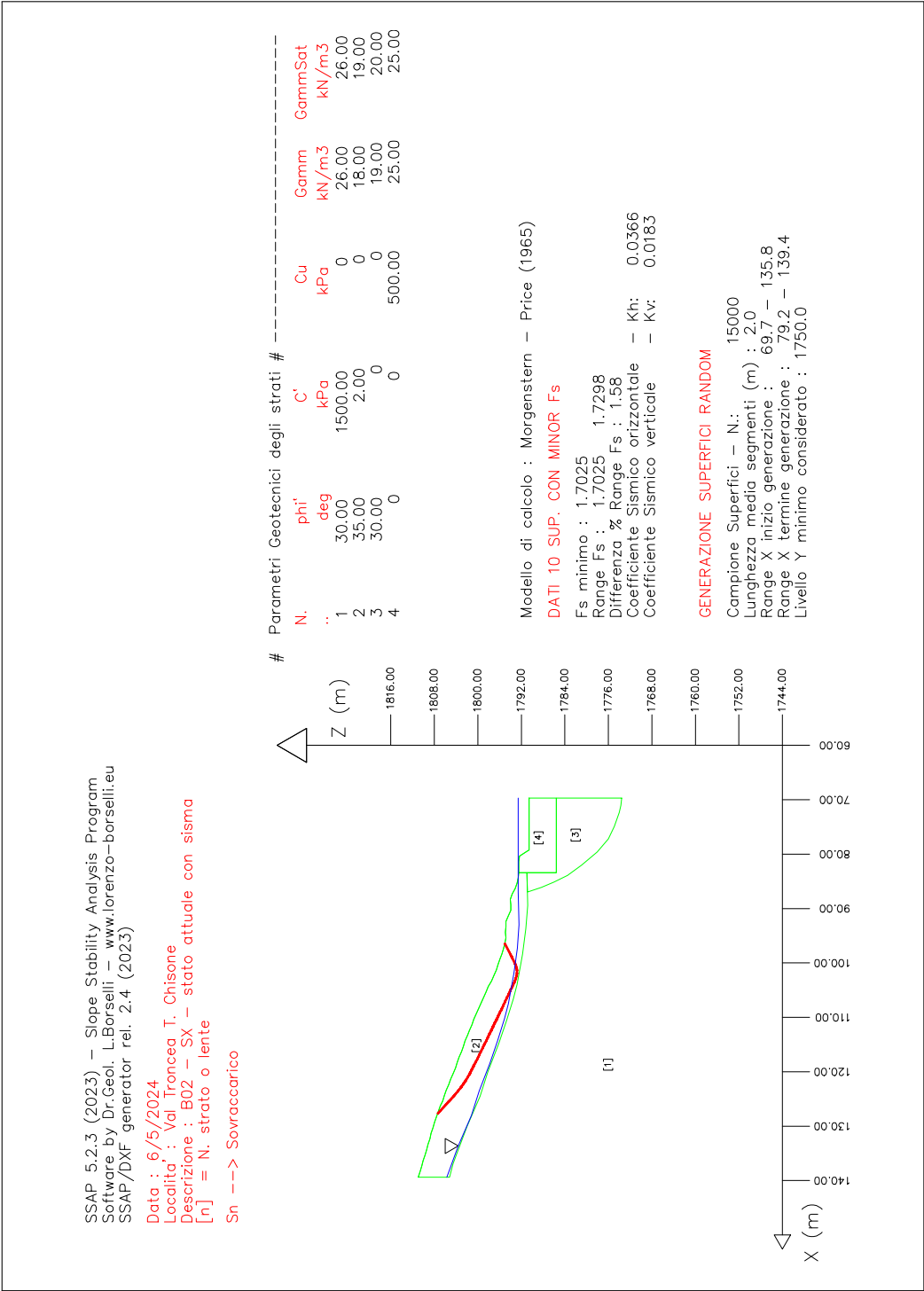


Figura 6.12: B02: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B02 SX stato attuale, condizioni sismiche, $F_{s_{min}}=1.7025$

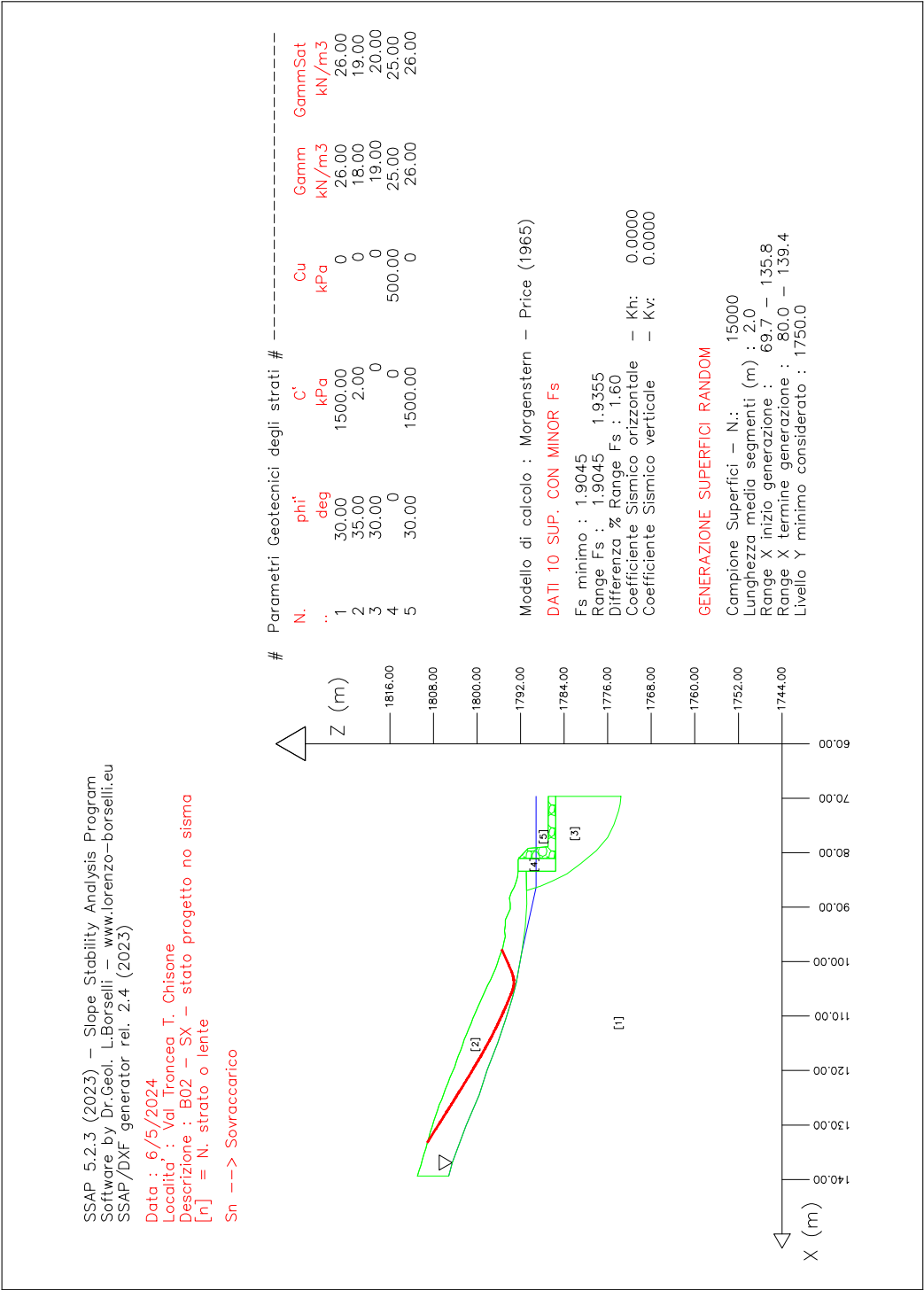


Figura 6.13: B02: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B02 SX stato di progetto, condizioni statiche, $F_{s_{min}}=1.9045$

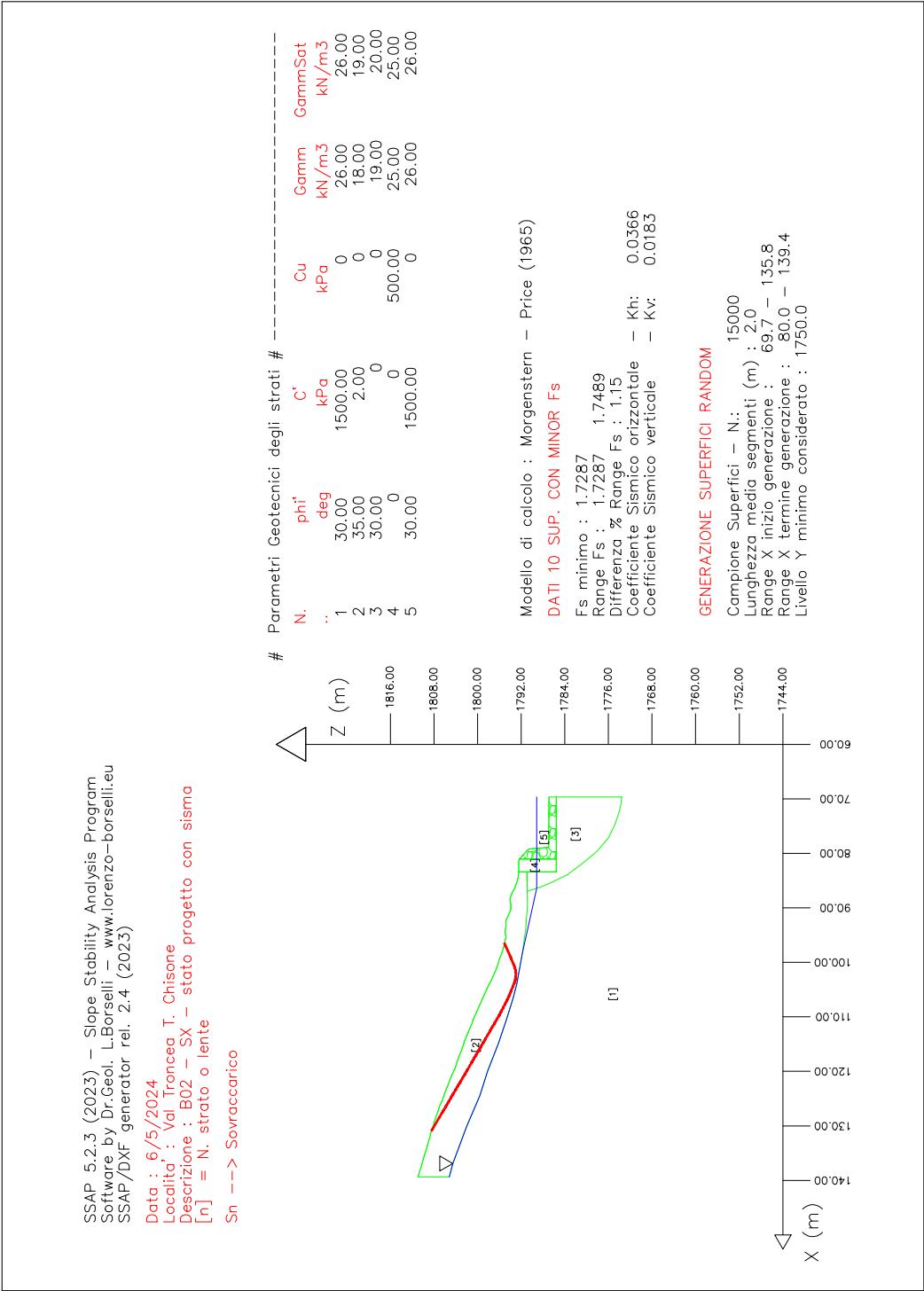


Figura 6.14: B02: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B02 SX stato di progetto, condizioni sismiche, $F_{s_{min}}=1.7287$

6.6.3 Briglia B03

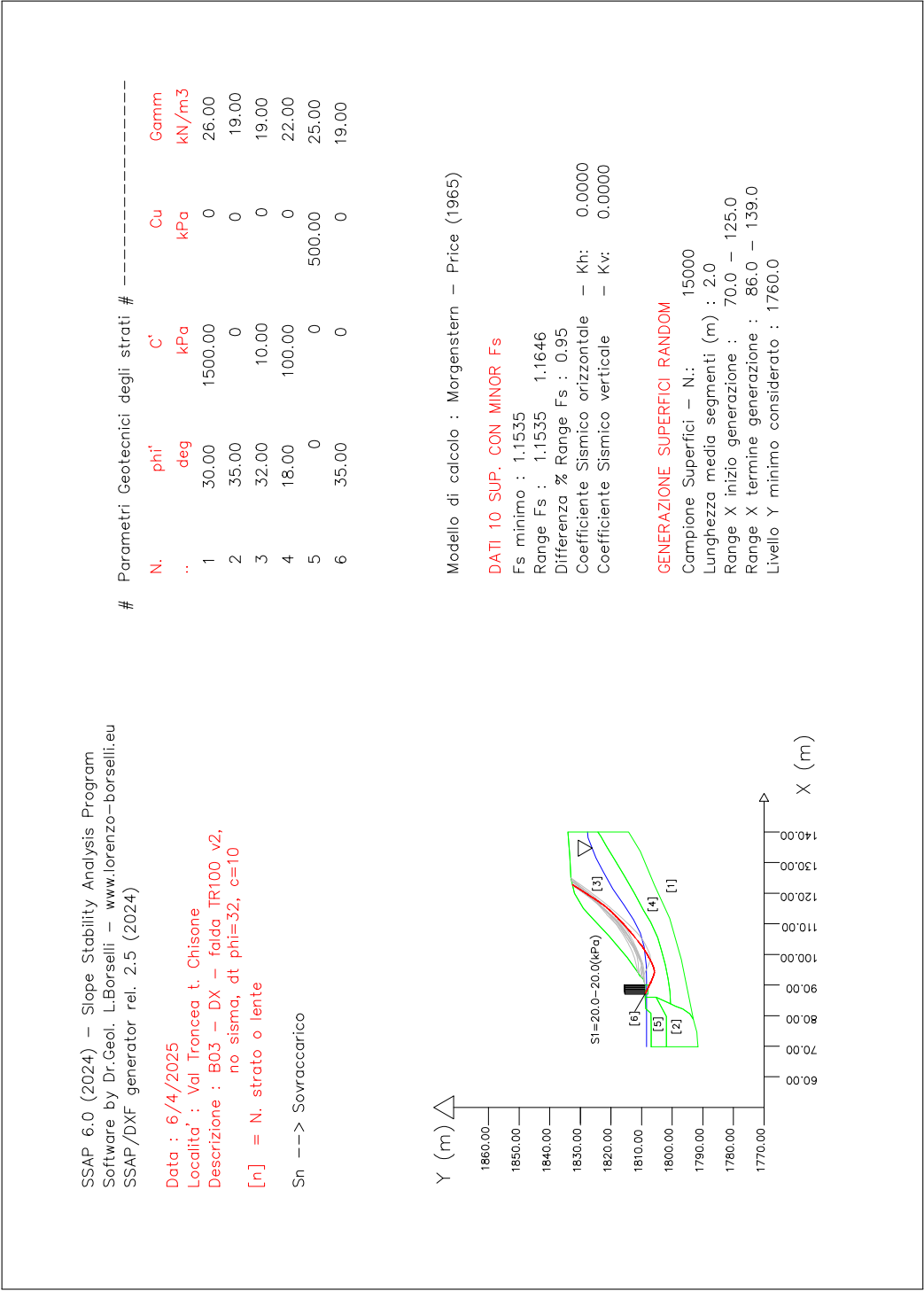


Figura 6.15: B03: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B03 DX stato attuale, condizioni statiche, $F_{smin}=1.1535$

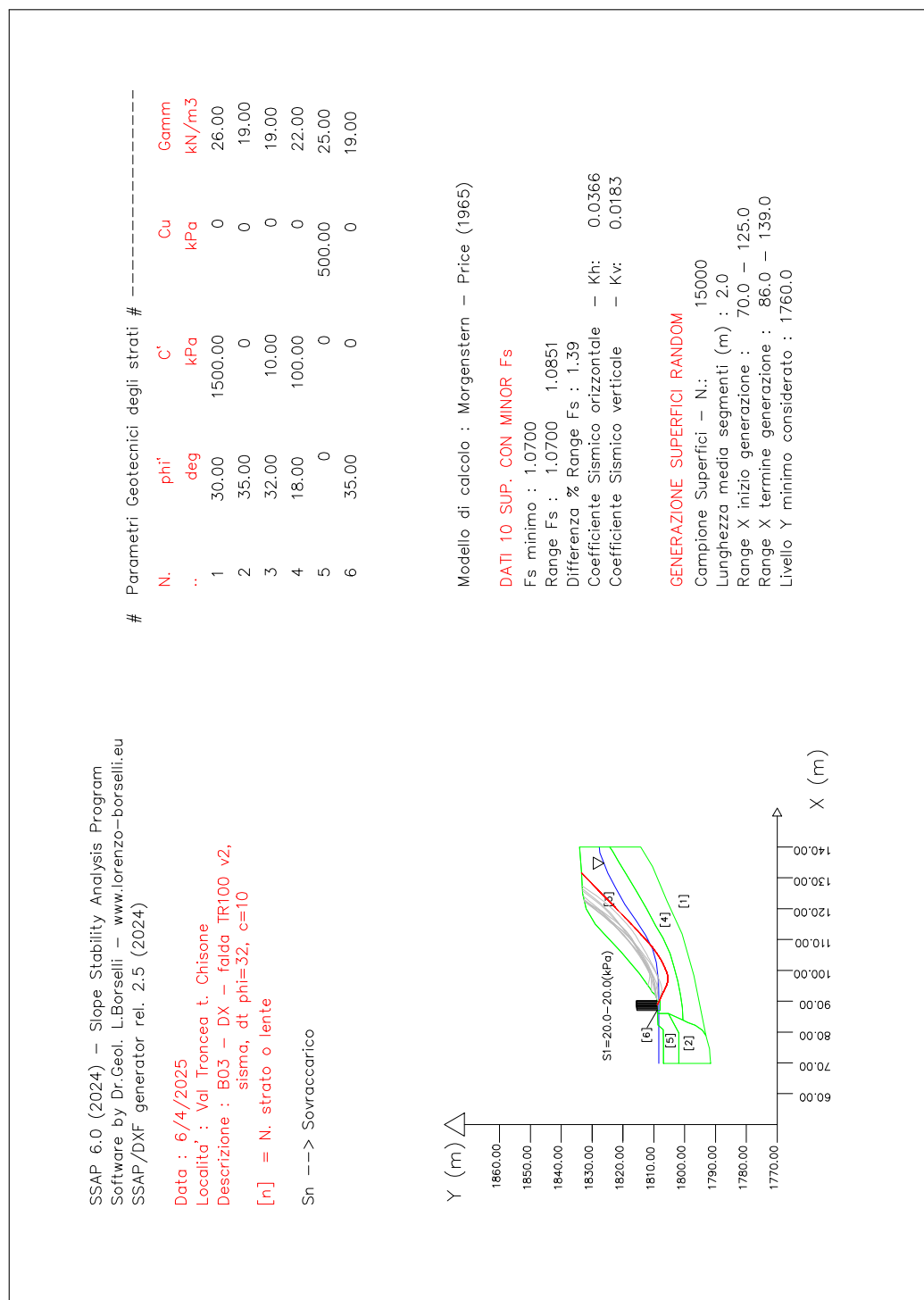


Figura 6.16: B03: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B03 DX stato attuale, condizioni sismiche, $F_{smin}=1.0700$

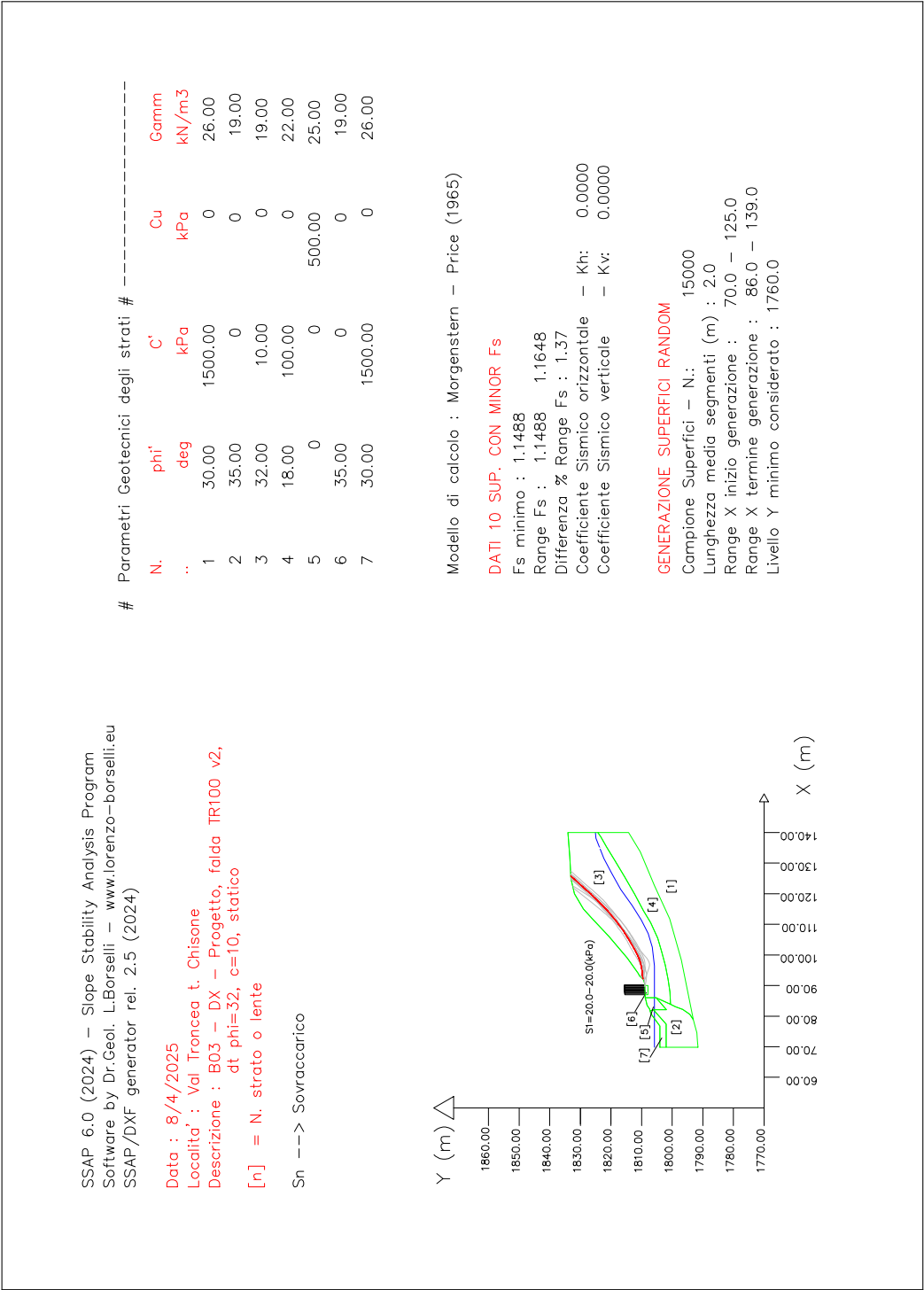


Figura 6.17: B03: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B03 DX stato di progetto, condizioni statiche, $F_{s_{min}}=1.1488$

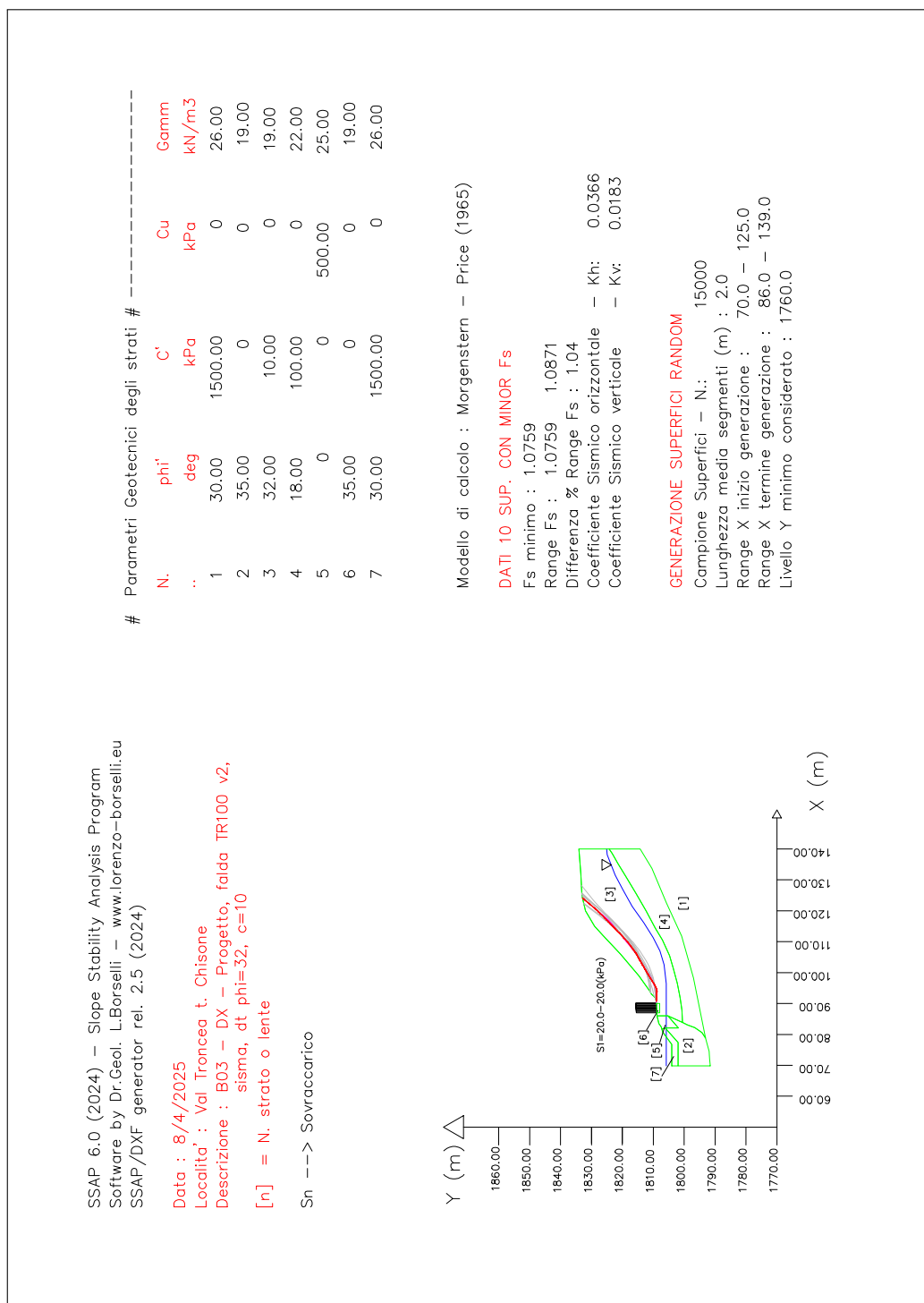


Figura 6.18: B03: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B03 DX stato di progetto, condizioni sismiche, $F_{smin}=1.0759$

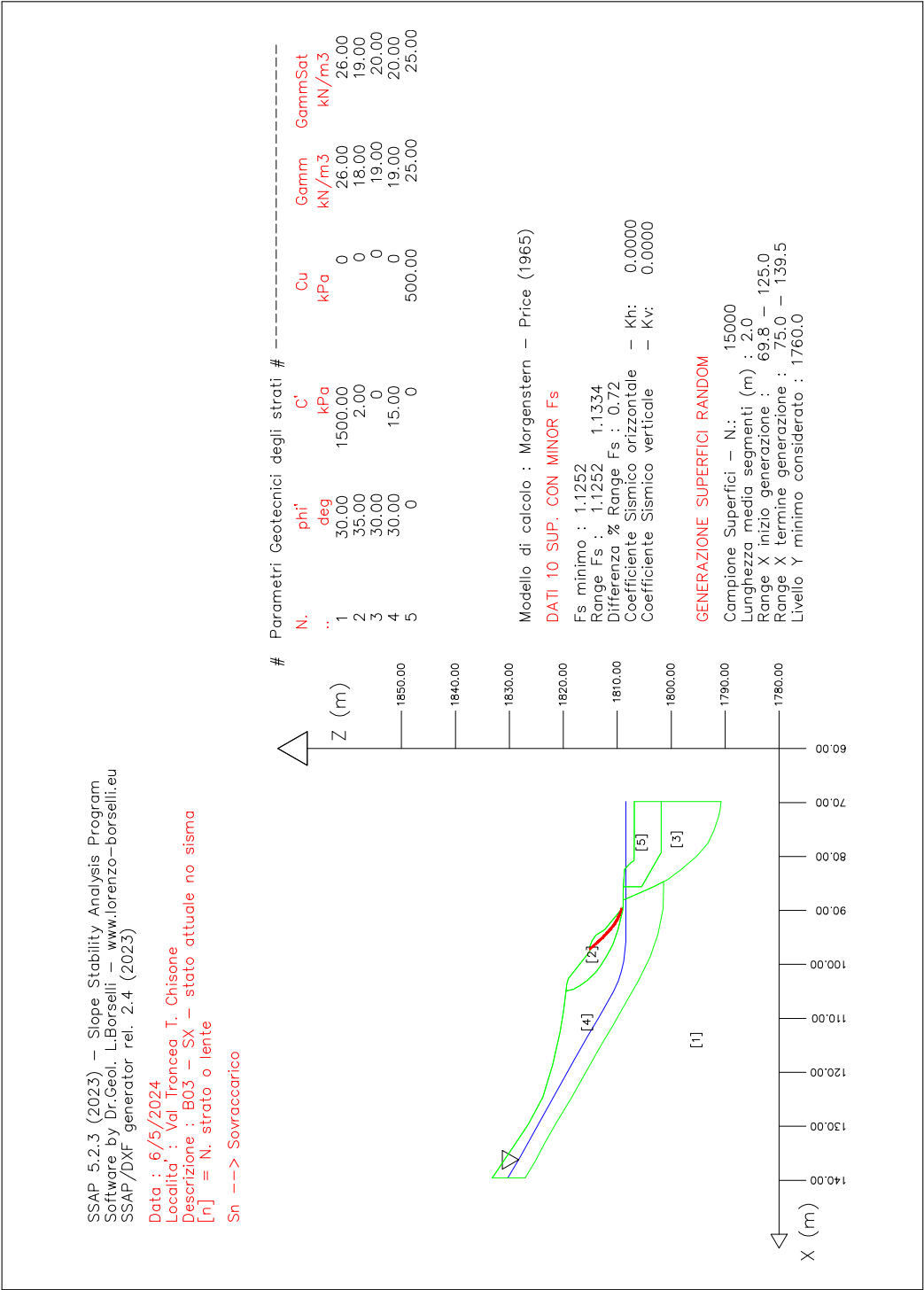


Figura 6.19: B03: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B03 SX stato attuale, condizioni statiche, $F_{s_{min}}=1.1252$

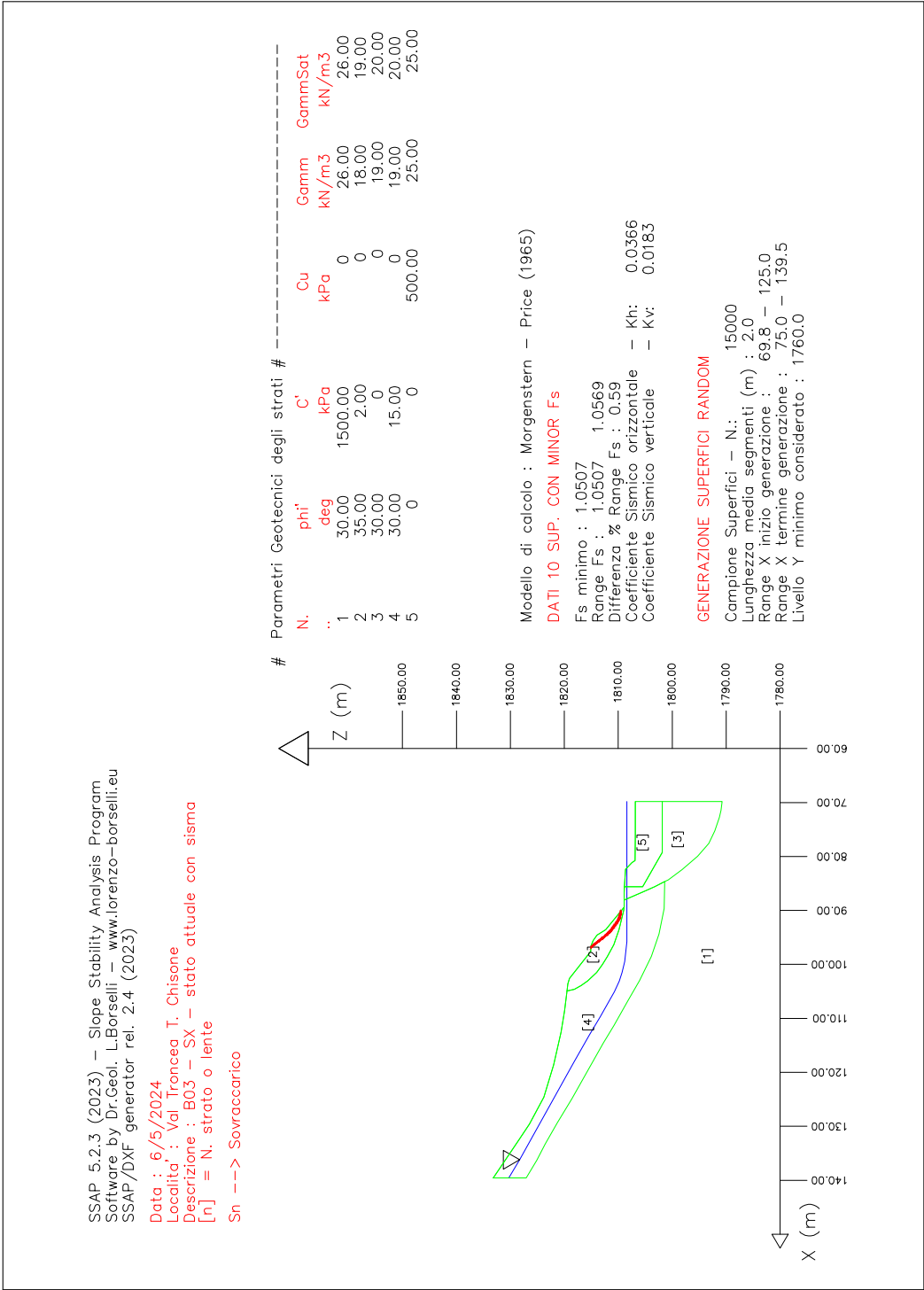


Figura 6.20: B03: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B03 SX stato attuale, condizioni sismiche, $F_{s_{min}}=1.0507$

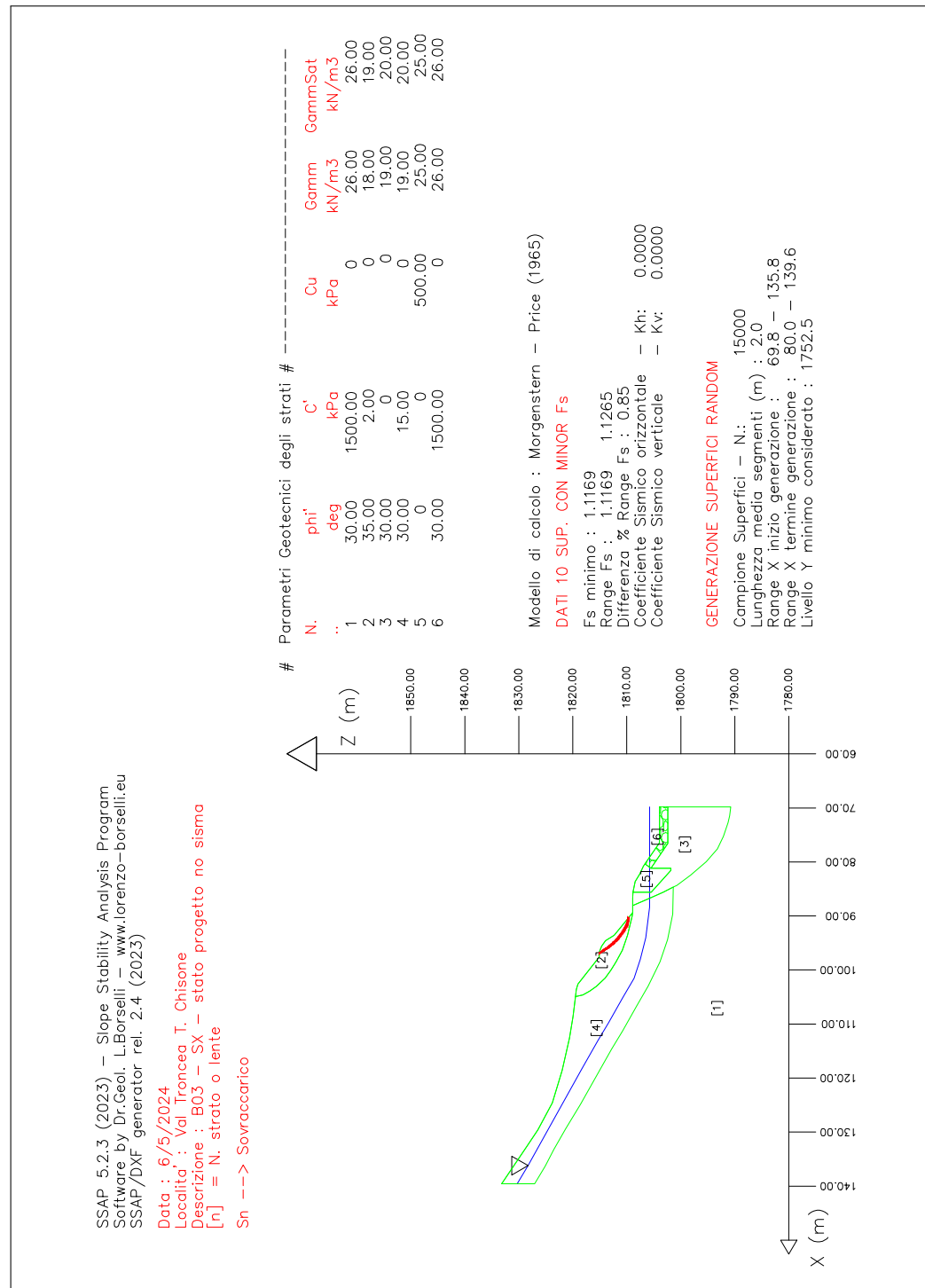


Figura 6.21: B03: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B03 SX stato di progetto, condizioni statiche, $F_{smin}=1.1169$

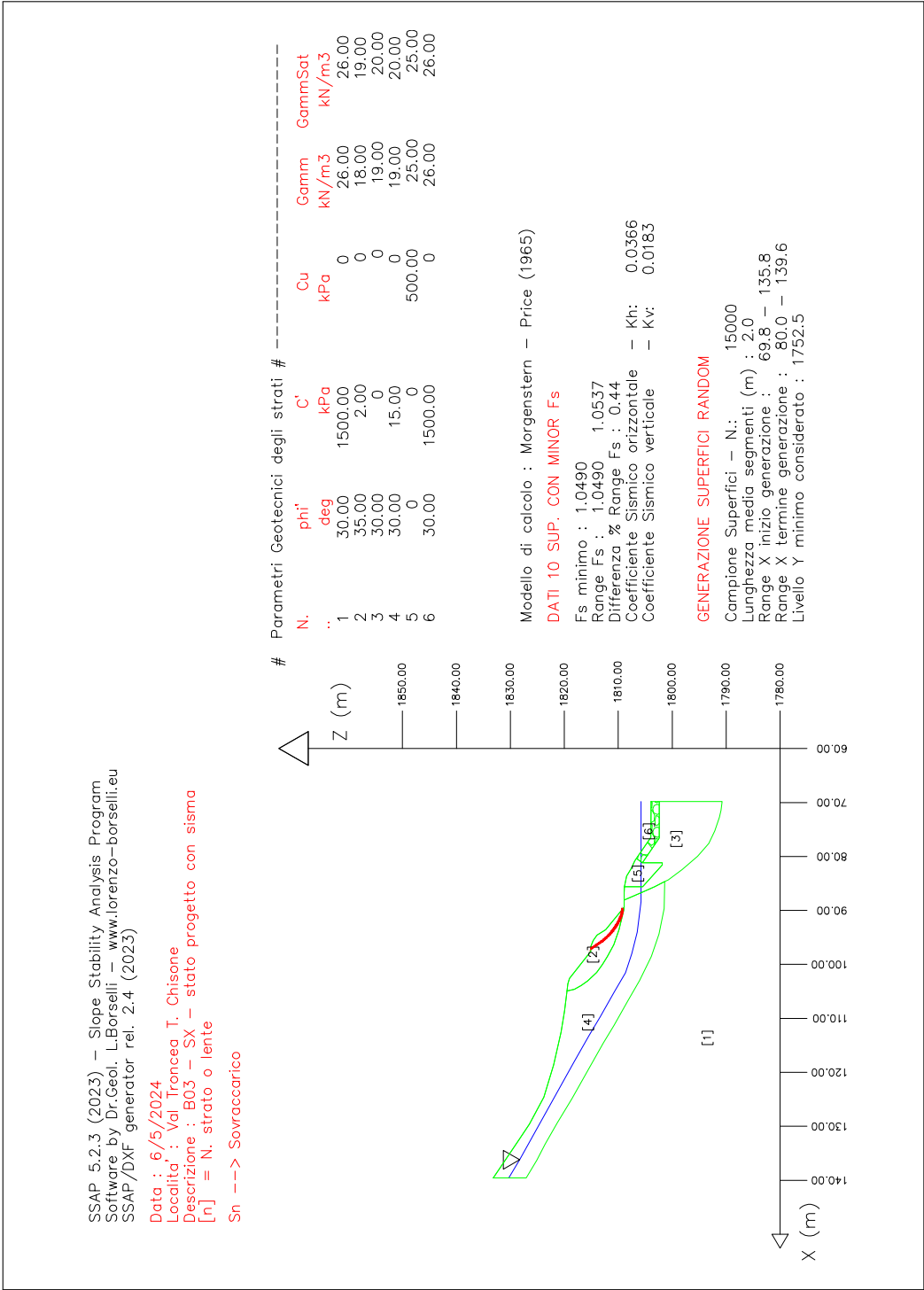


Figura 6.22: B03: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B03 SX stato di progetto, condizioni sismiche, $F_{s_{min}}=1.0490$

6.6.4 Briglia B04

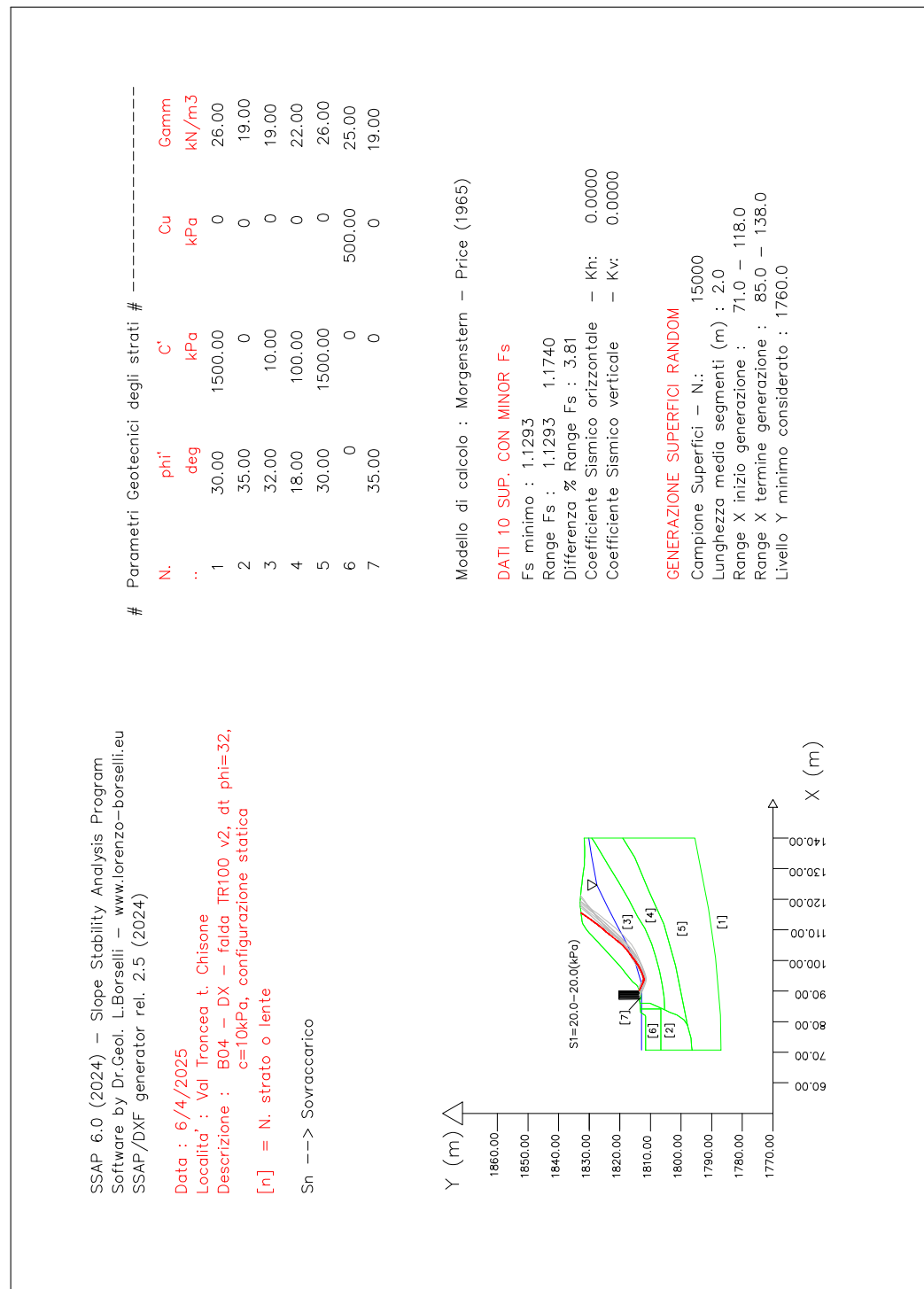


Figura 6.23: B04: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B04 DX stato attuale, condizioni statiche, $F_{smin}=1.1293$

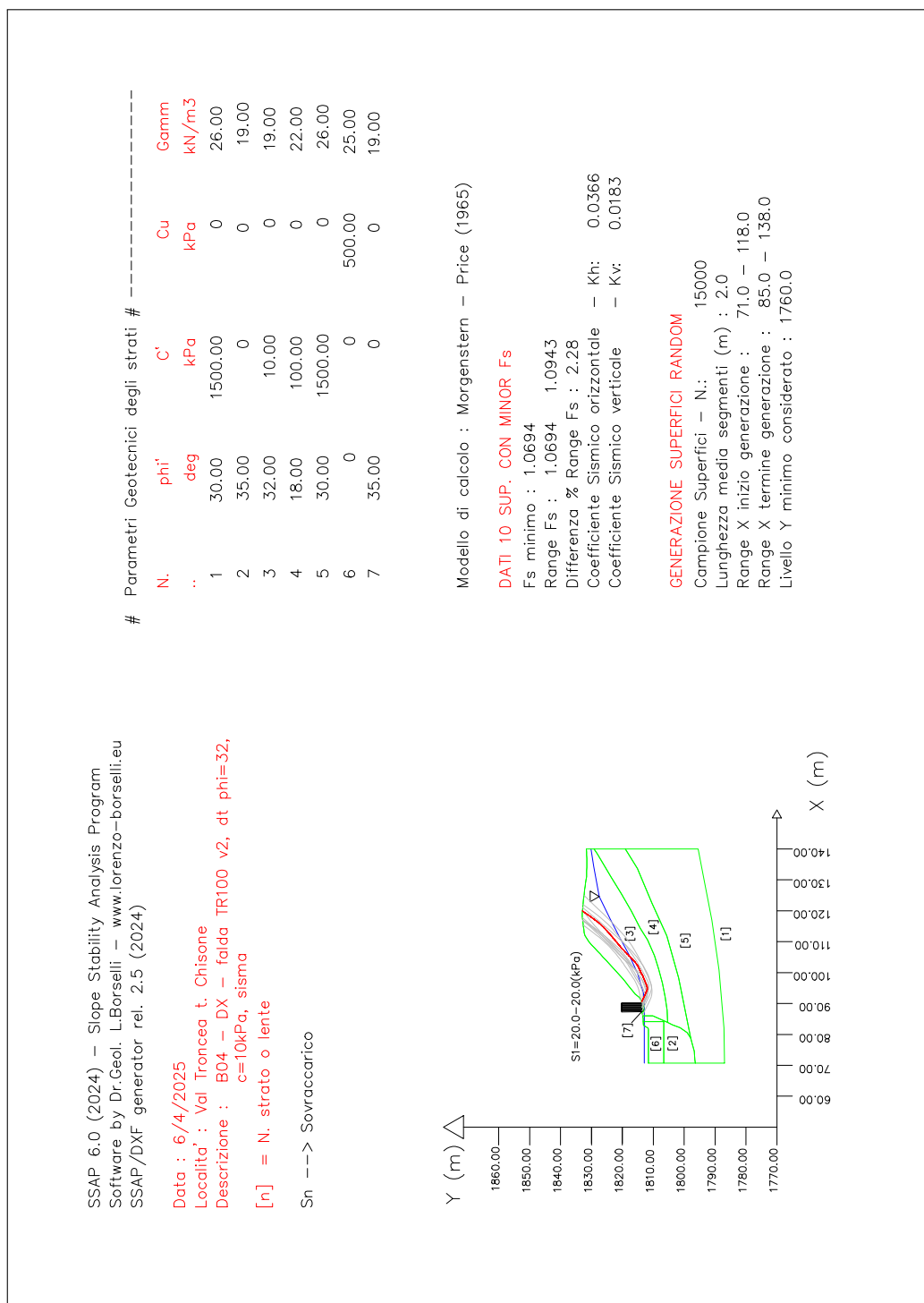
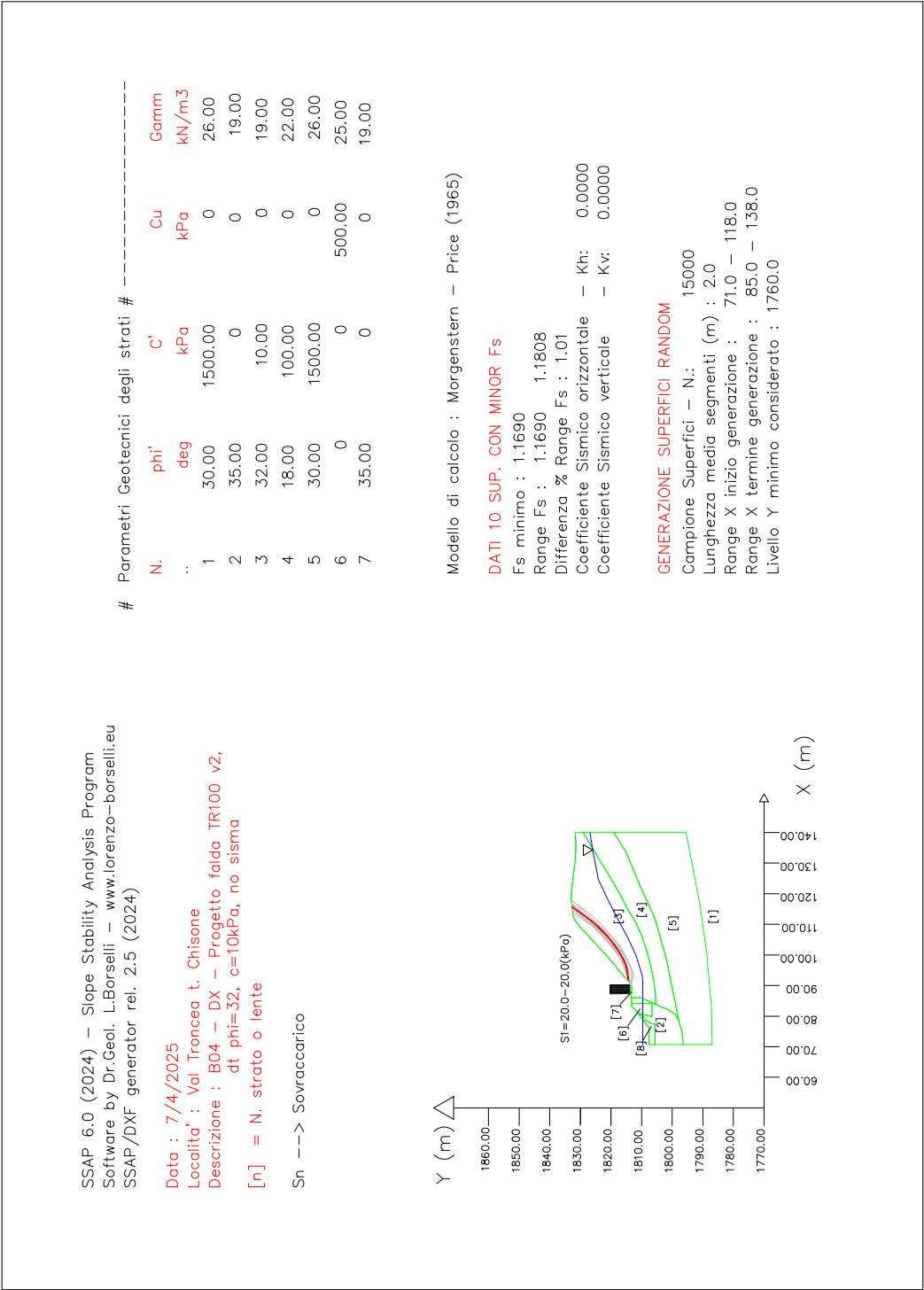


Figura 6.24: B04: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B04 DX stato attuale, condizioni sismiche, $F_{smin}=1.0694$



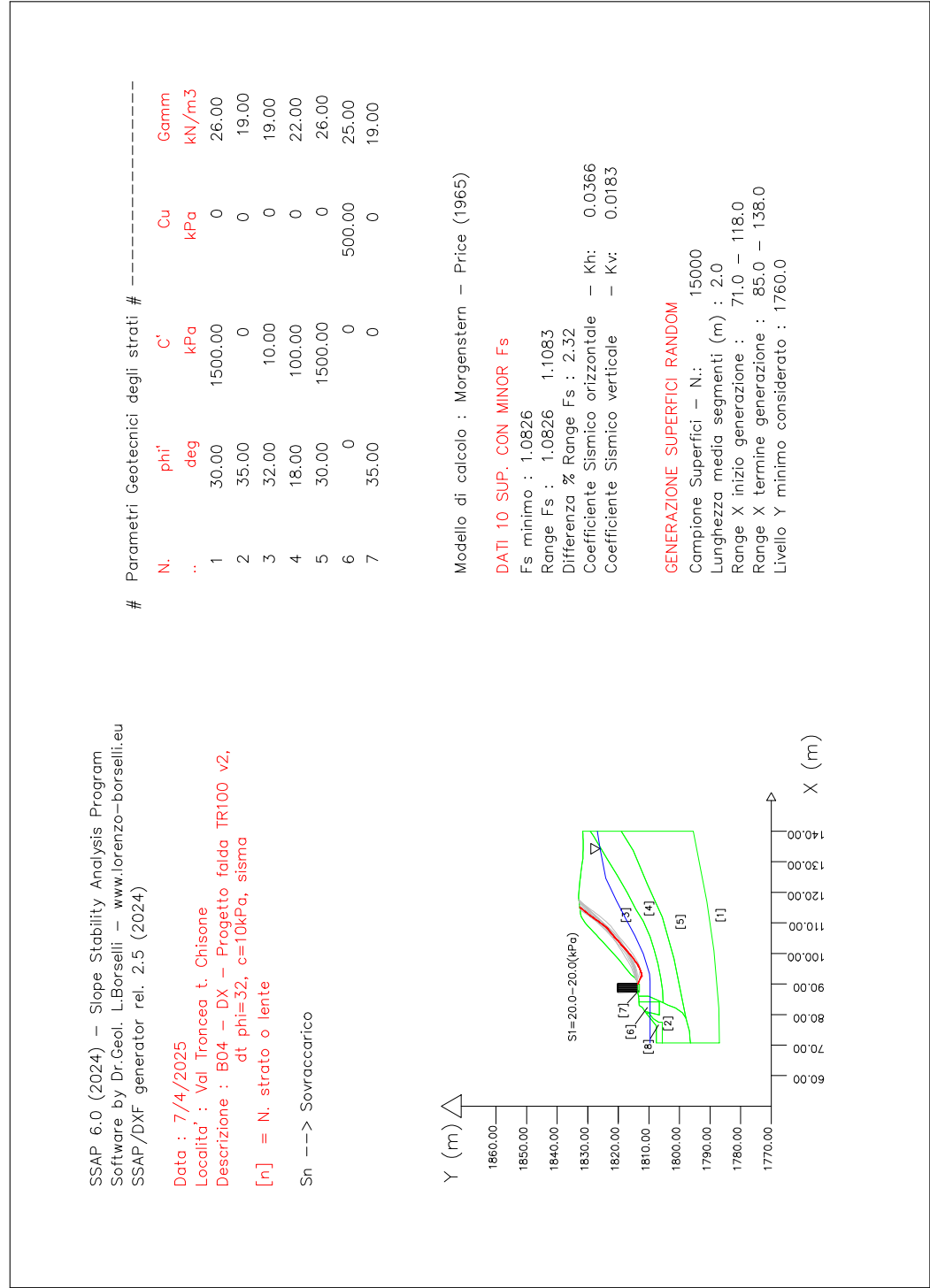


Figura 6.26: B04: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B04 DX stato di progetto, condizioni sismiche, $F_{s_{min}}=1.0826$

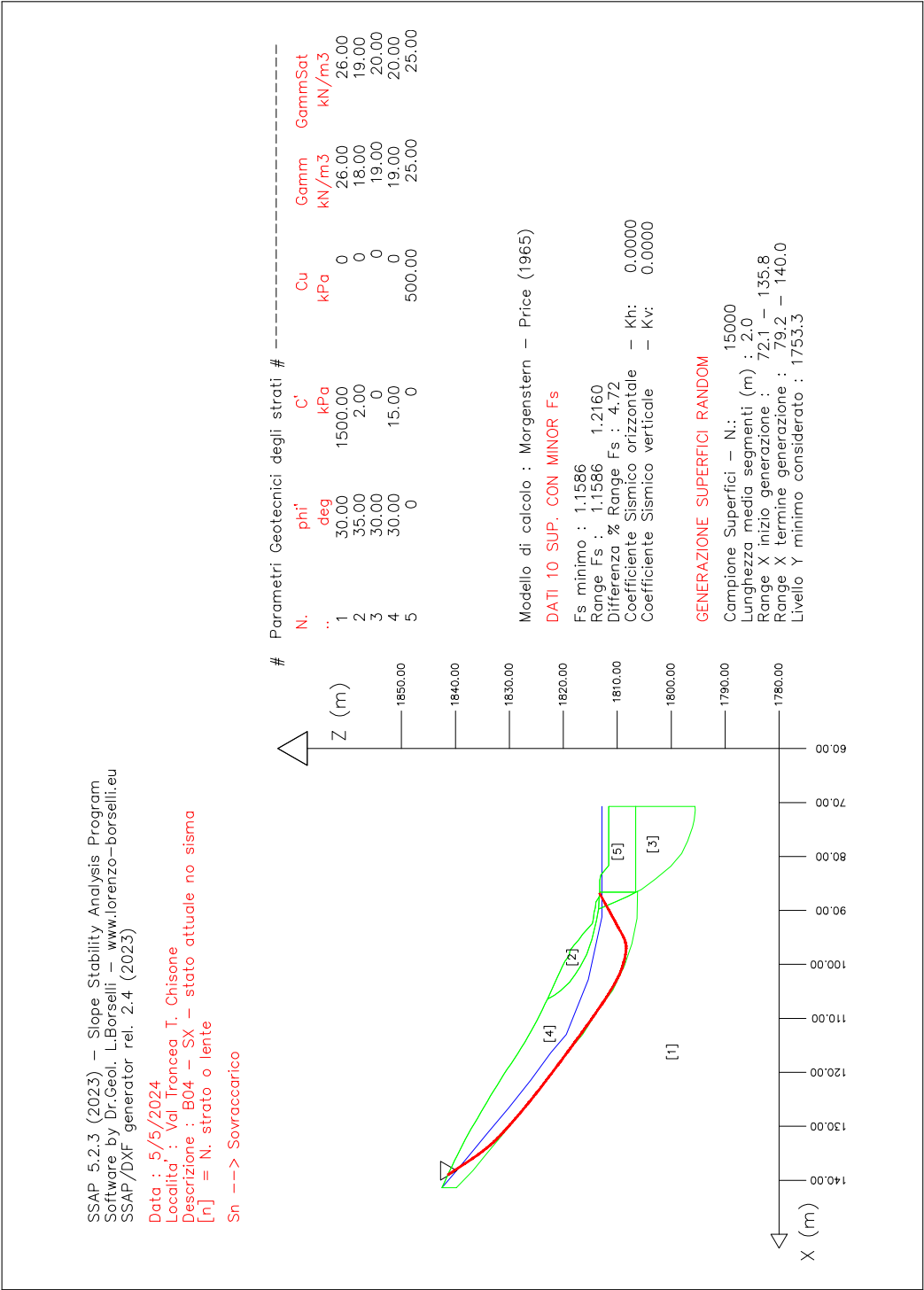


Figura 6.27: B04: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B04 SX stato attuale, condizioni statiche, $F_{s_{min}}=1.1586$

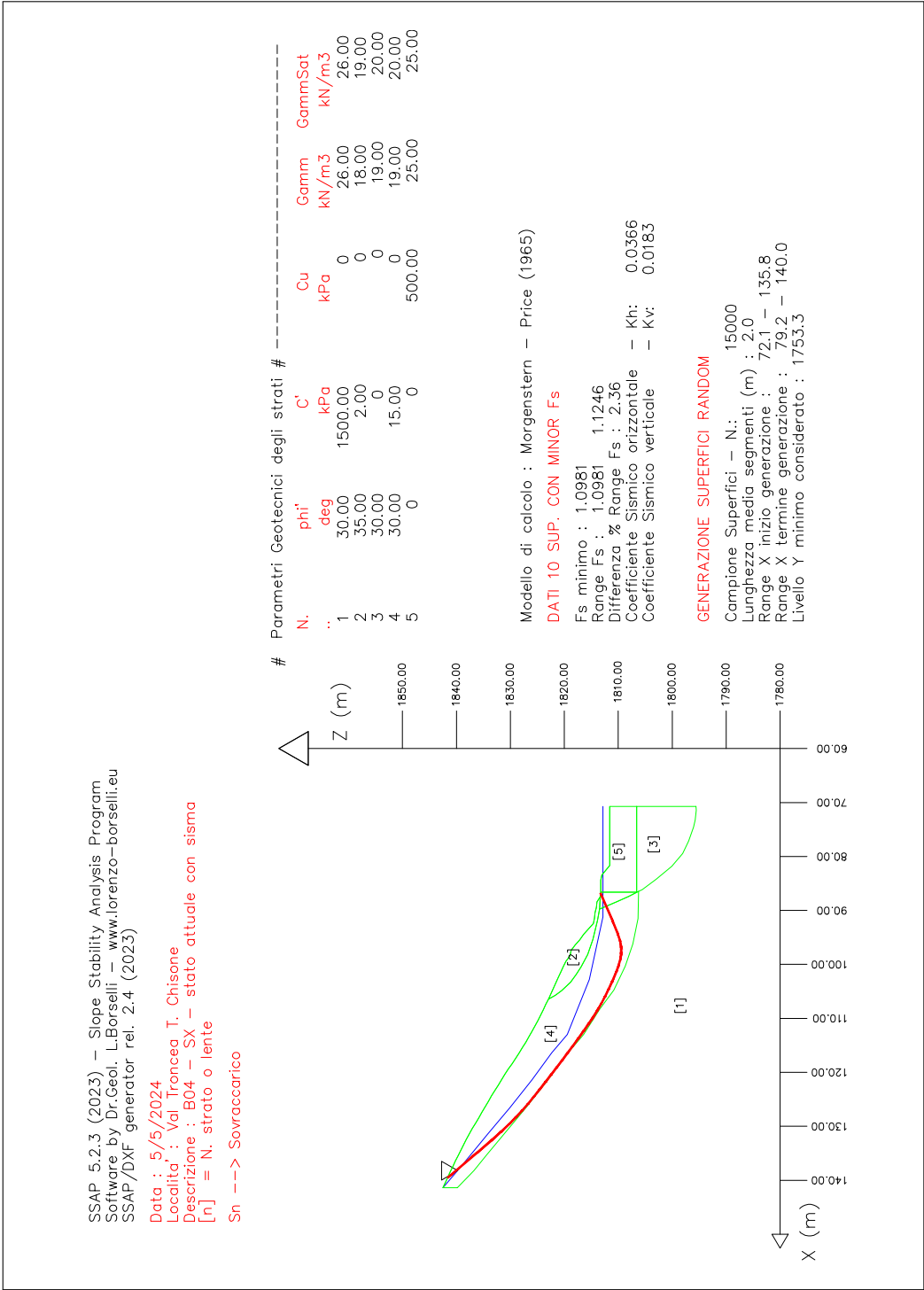


Figura 6.28: B04: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B04 SX stato attuale, condizioni sismiche, $F_{s_{min}}=1.0981$

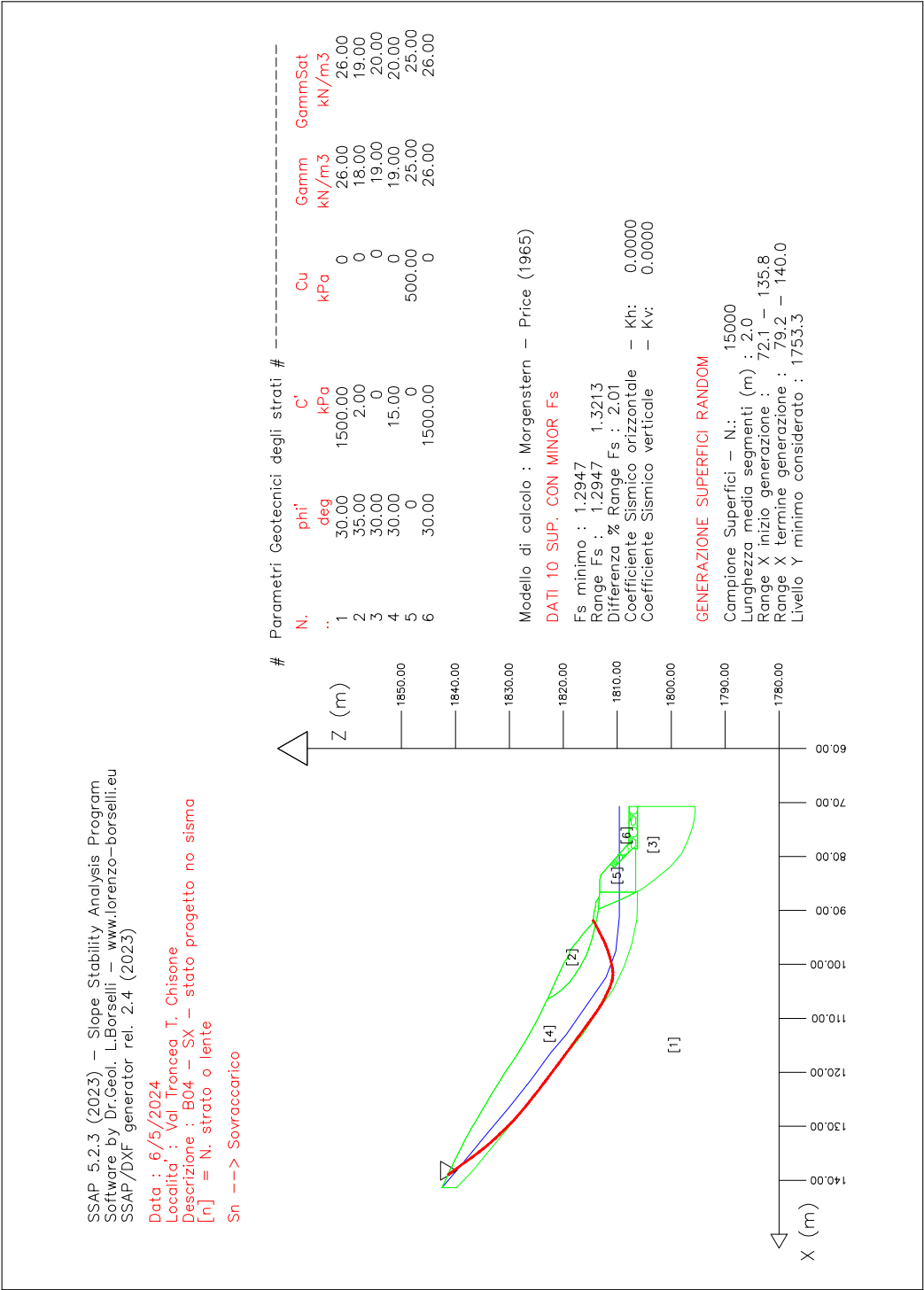


Figura 6.29: B04: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B04 SX stato di progetto, condizioni statiche, $F_{s_{min}}=1.2947$

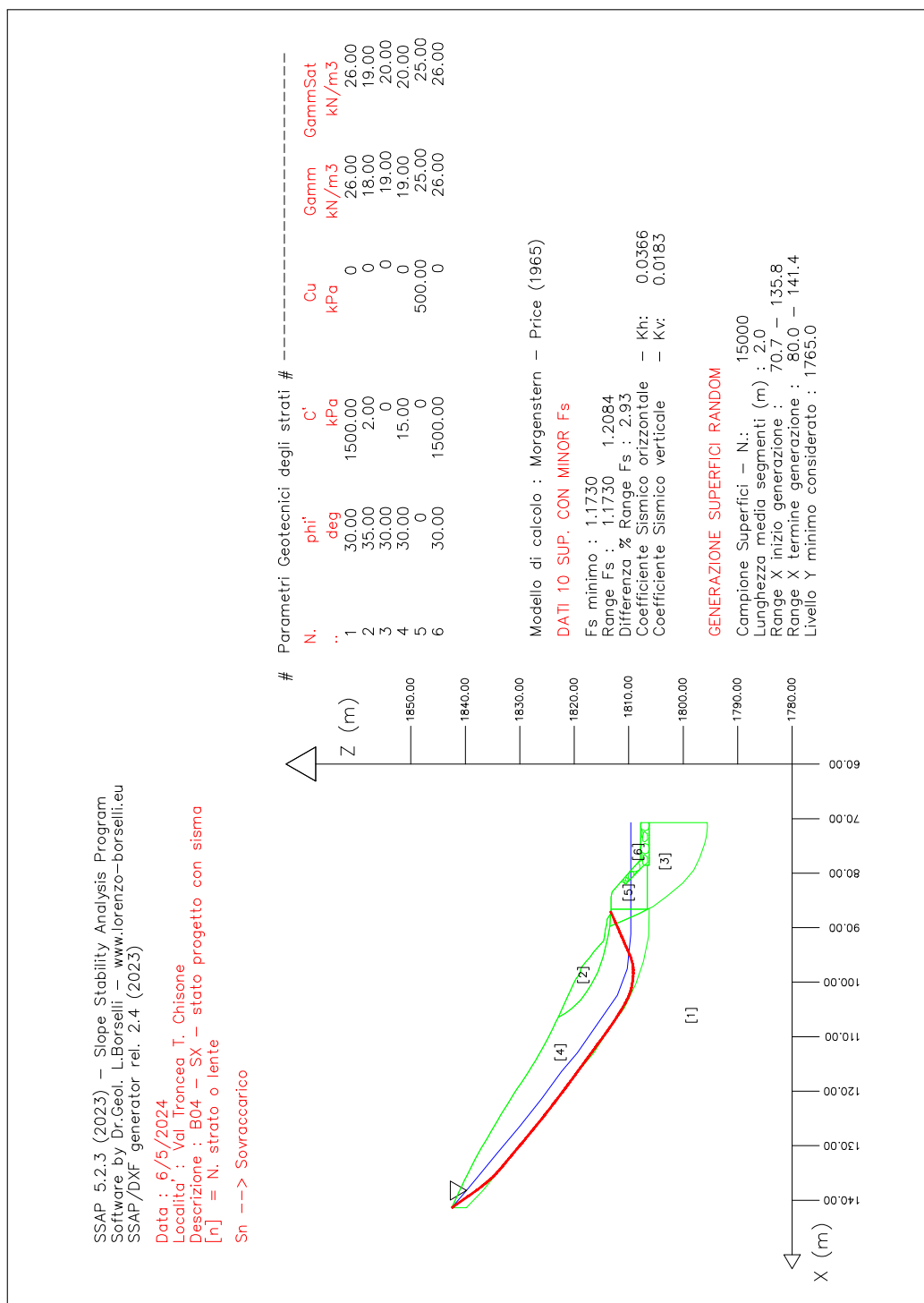
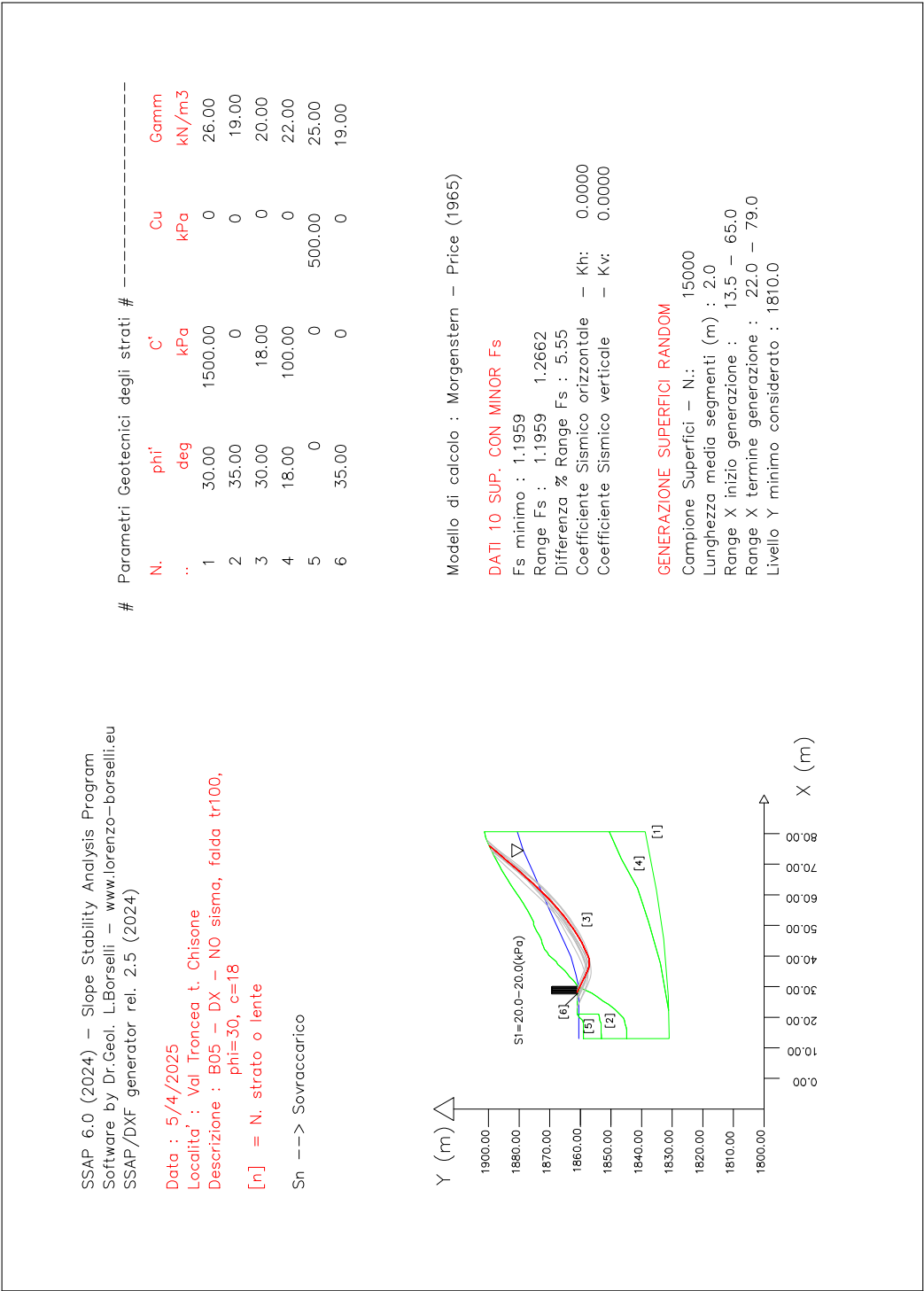


Figura 6.30: *B04: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B04 SX stato di progetto, condizioni sismiche, $F_{s_{min}}=1.1730$*

6.6.5 Briglia B05

La porzione in sinistra orografica della sezione si trova in roccia, dunque la stabilità è verificata esclusivamente per la parte in destra.



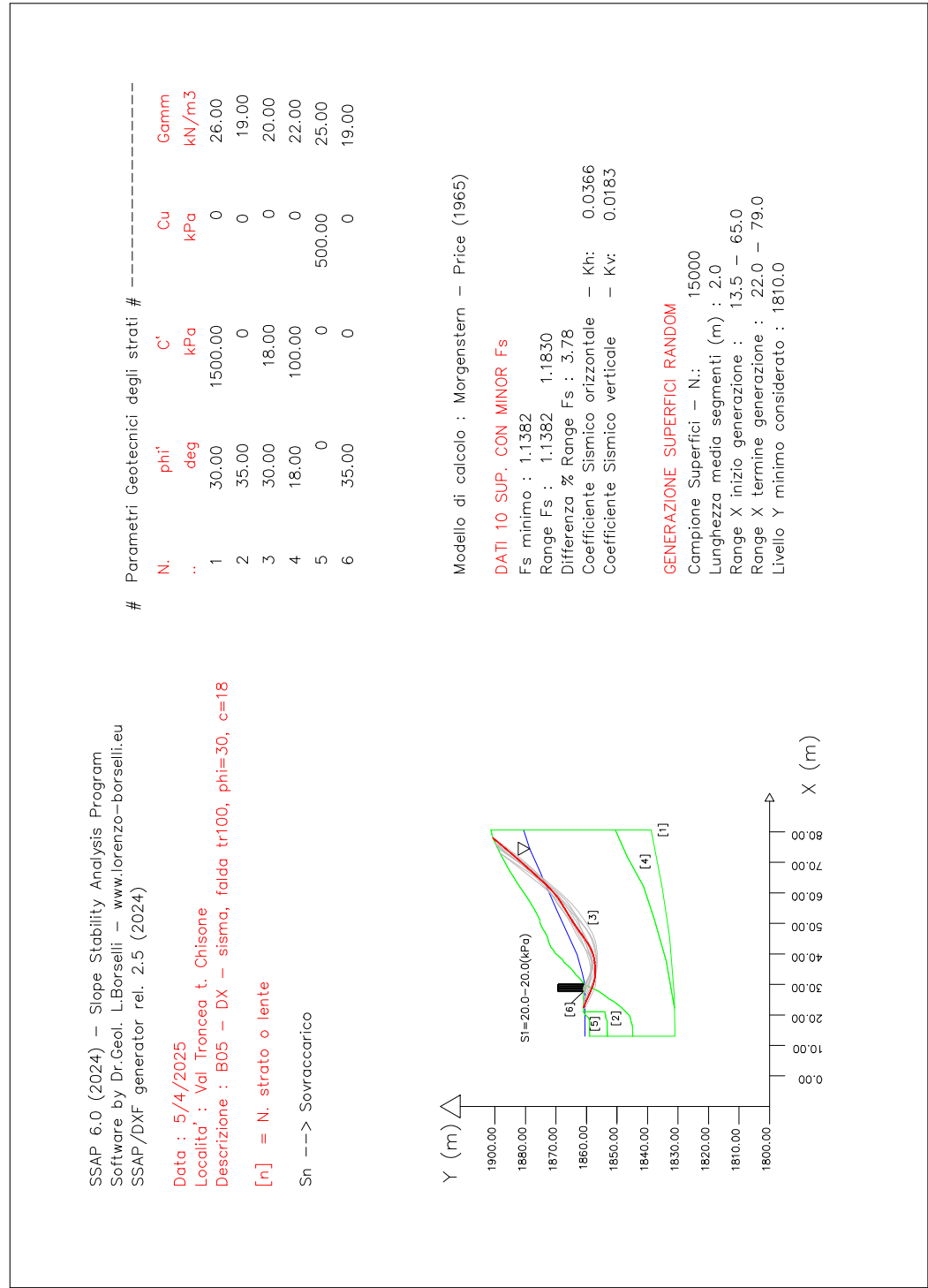


Figura 6.32: B05: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B05 DX stato attuale, condizioni sismiche, $F_{s_{min}}=1.1382$

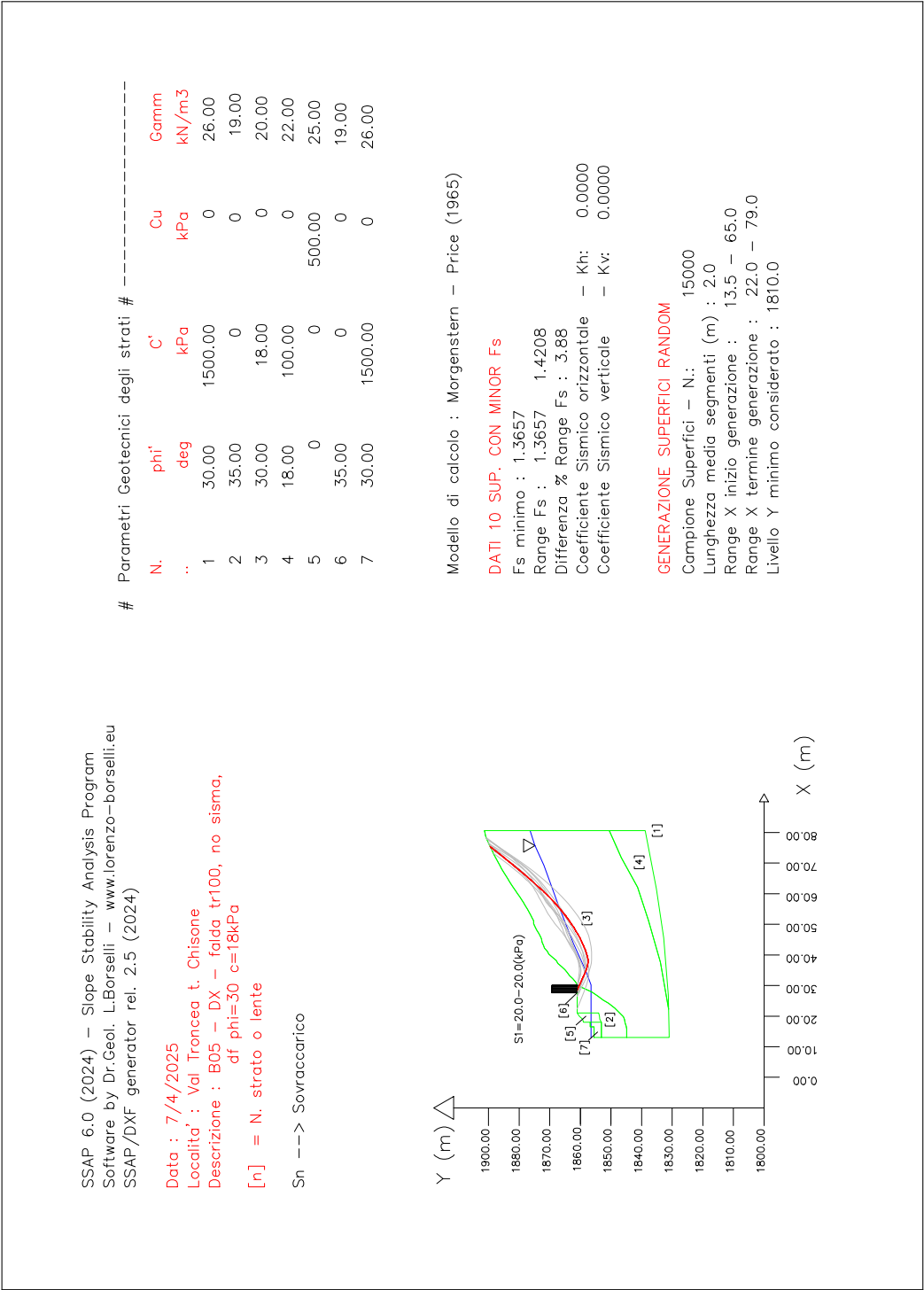


Figura 6.33: B05: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B05 DX stato di progetto, condizioni statiche, $F_{s_{min}}=1.3657$

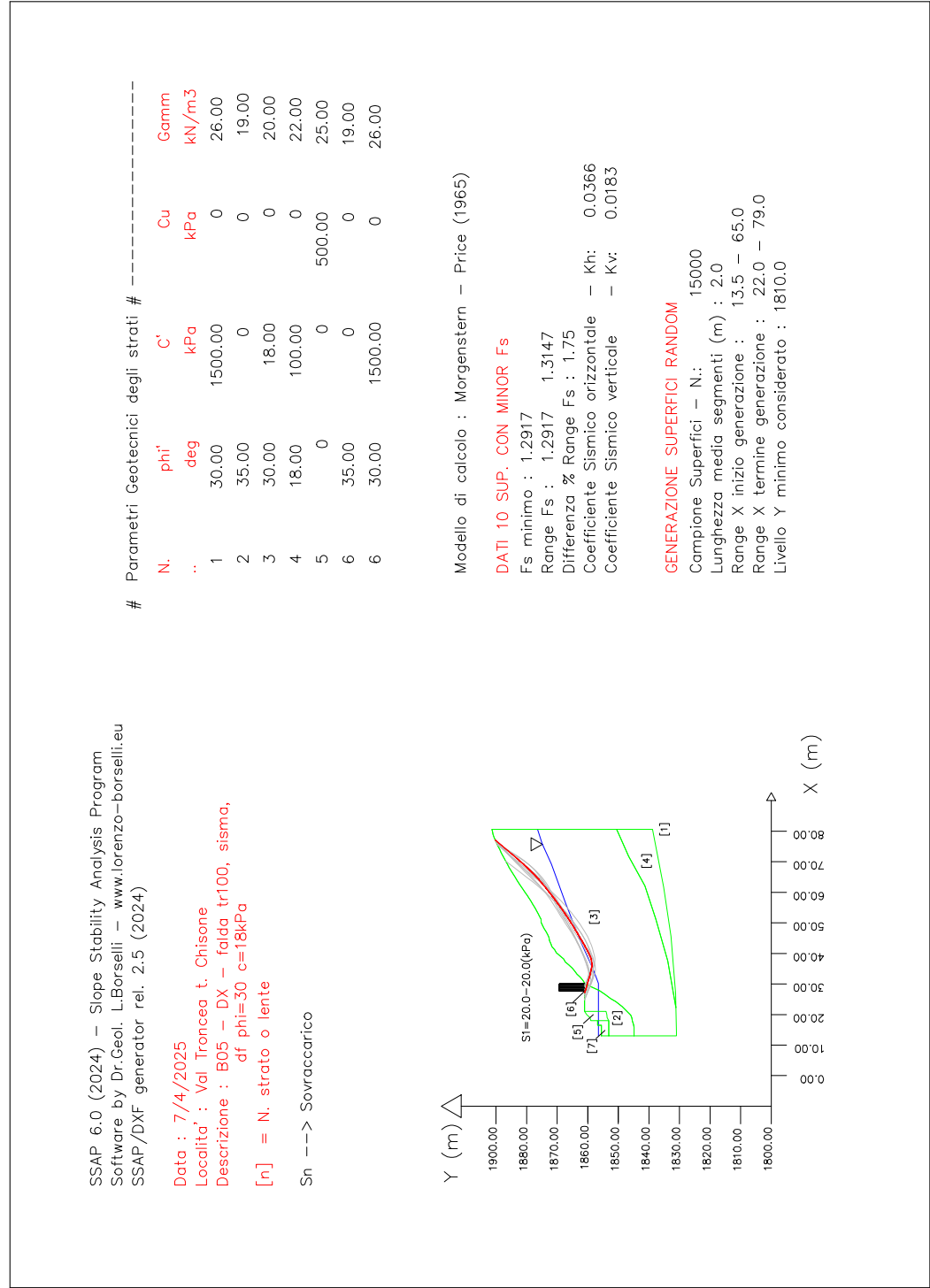


Figura 6.34: B05: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B05 DX stato di progetto, condizioni sismiche, $F_{s_{min}}=1.2917$

6.6.6 Briglia B06

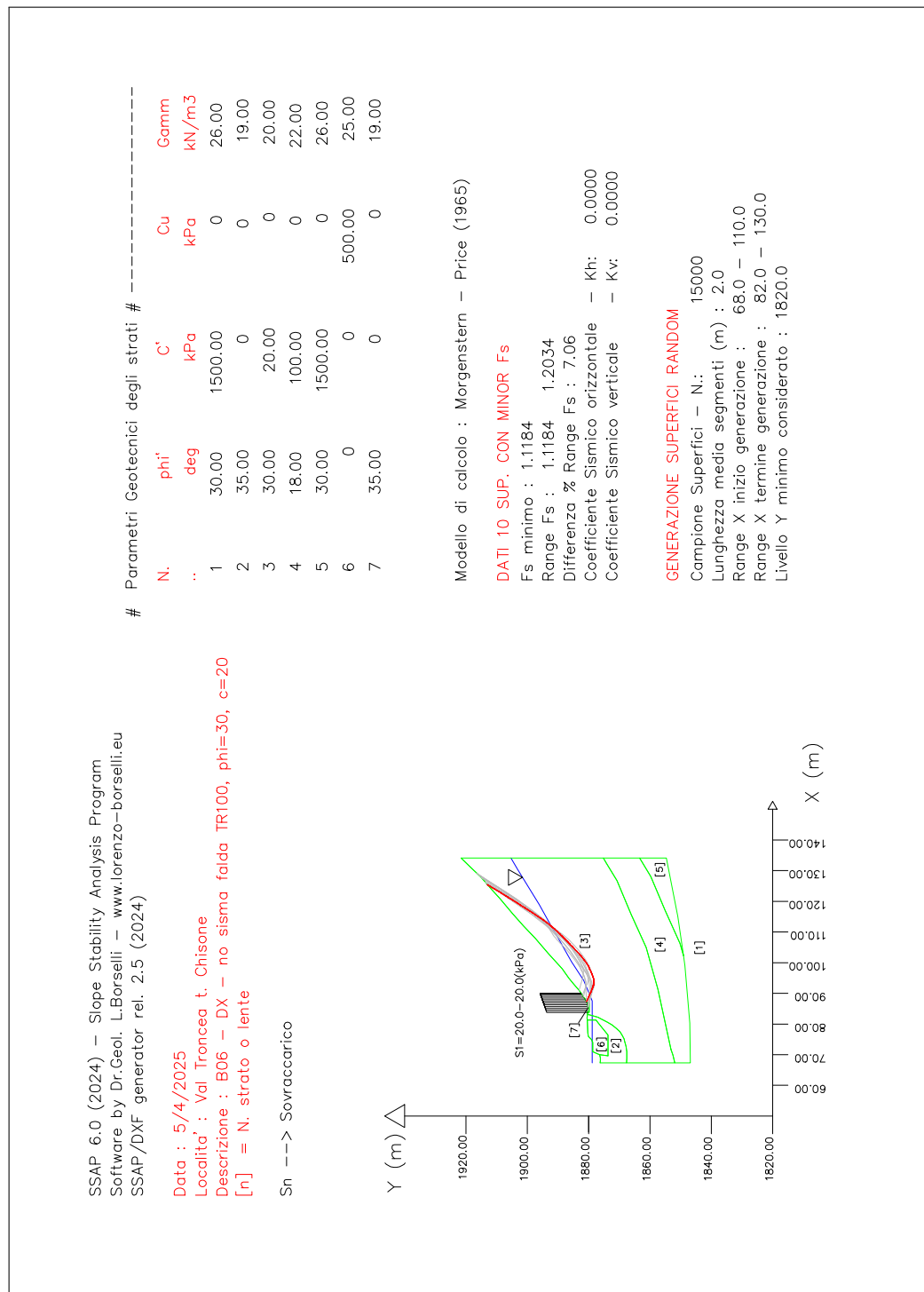


Figura 6.35: B06: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B06 DX stato attuale, condizioni statiche, $F_{smin}=1.1184$

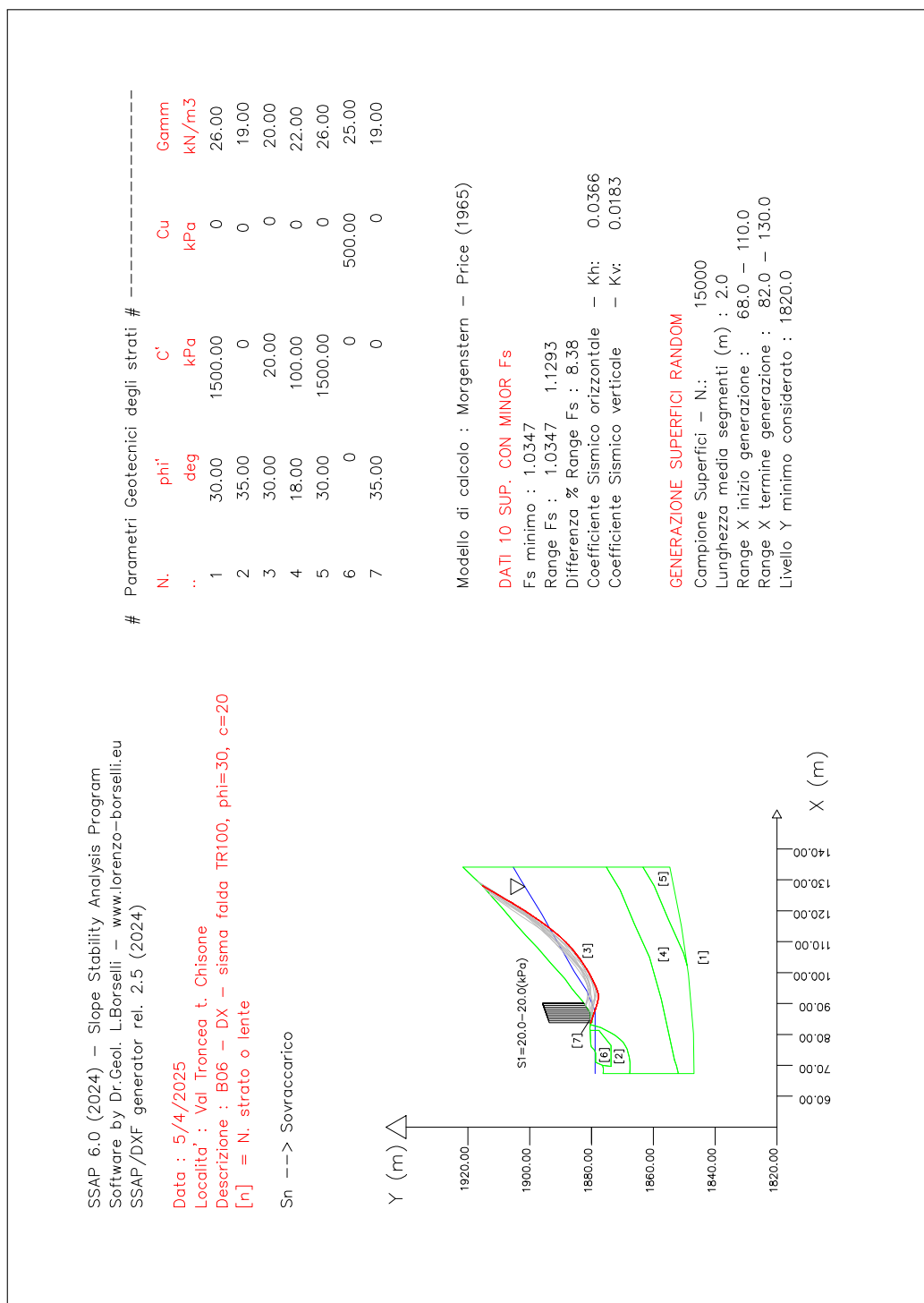


Figura 6.36: B06: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B06 DX stato attuale, condizioni sismiche, $F_{smin}=1.0347$

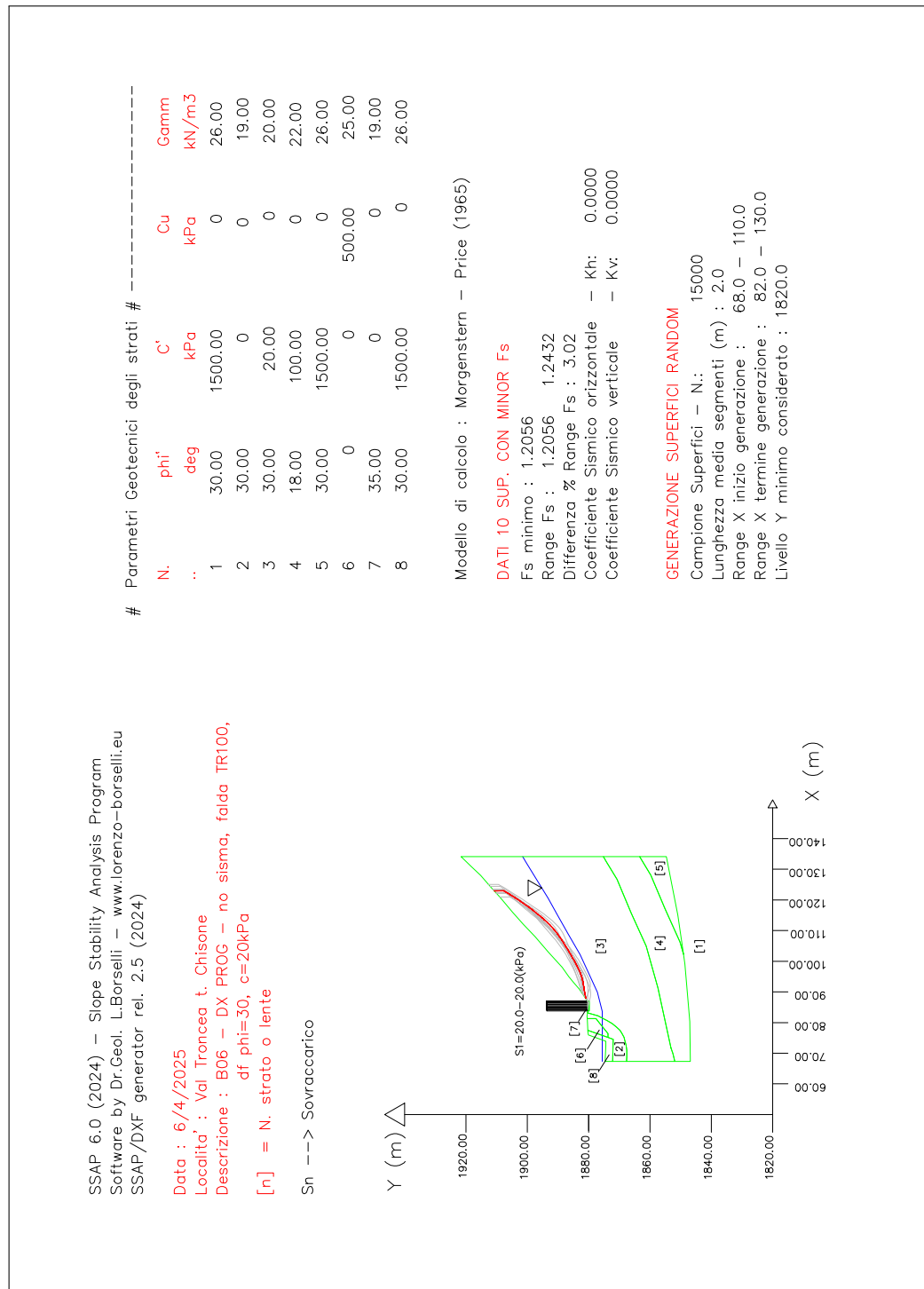


Figura 6.37: B06: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B06 DX stato di progetto, condizioni statiche, $F_{smin}=1.2056$

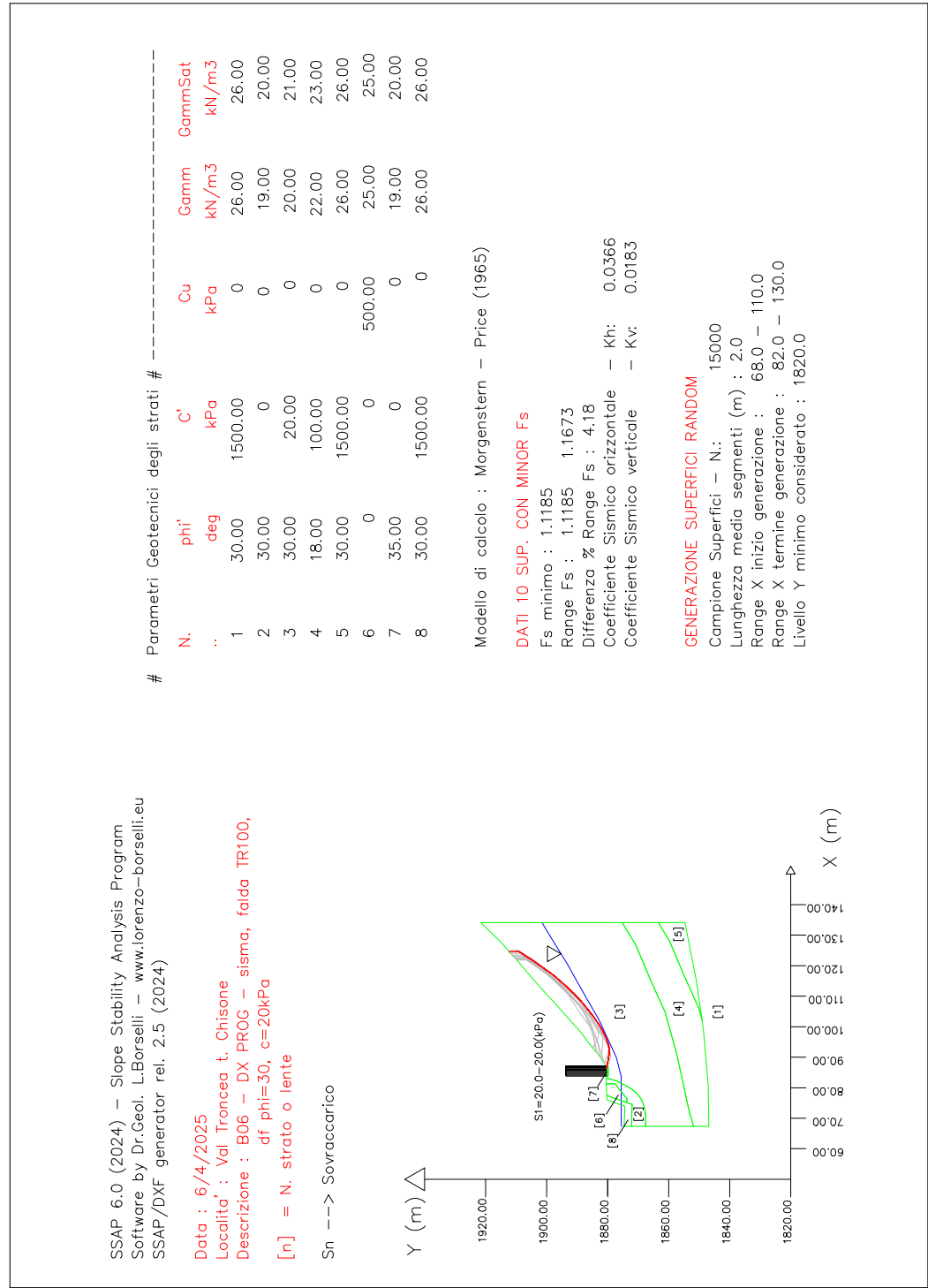


Figura 6.38: B06: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B06 DX stato di progetto, condizioni sismiche, $F_{s_{min}}=1.1185$

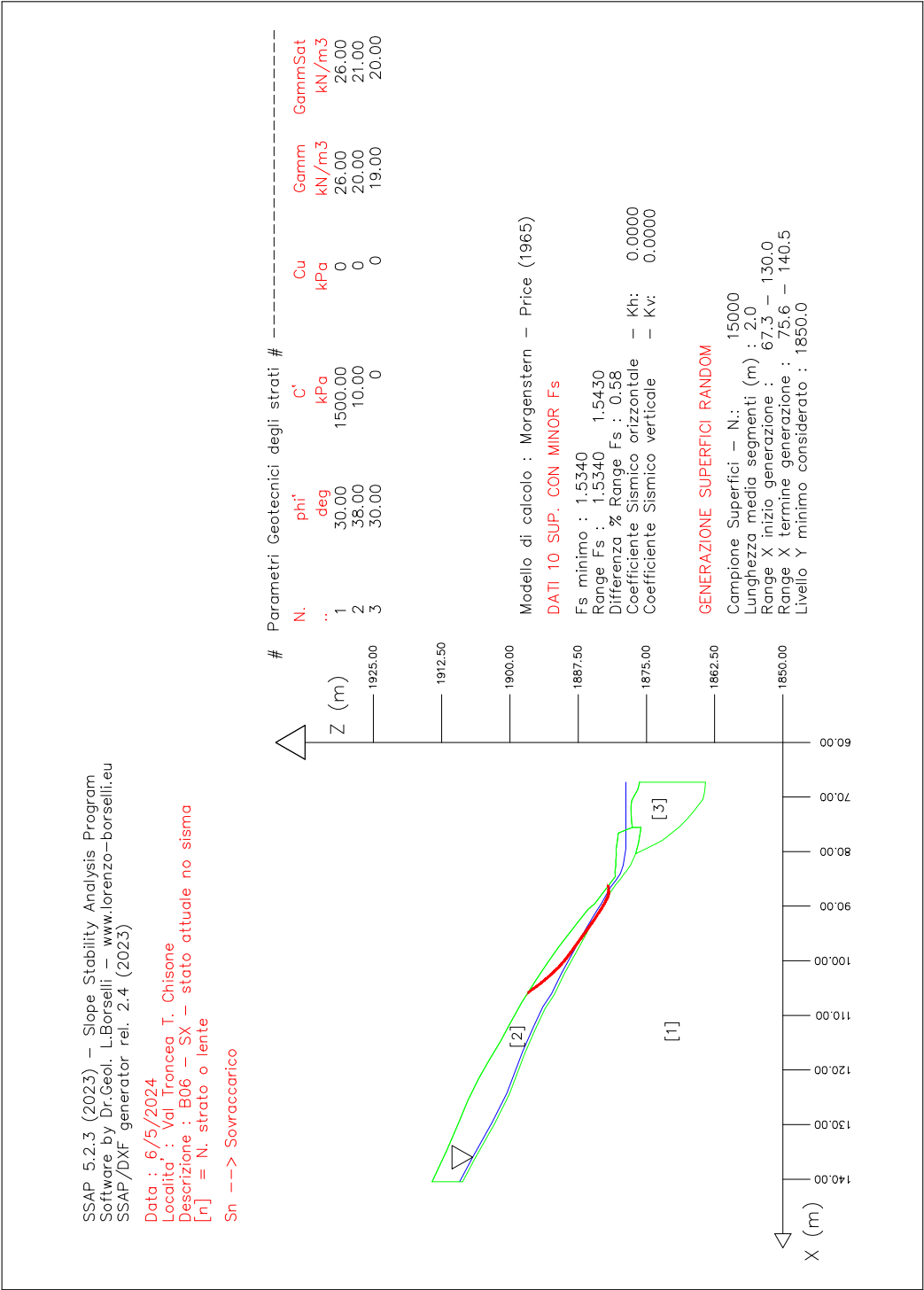


Figura 6.39: B06: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B06 SX stato attuale, condizioni statiche, $F_{s_{min}}=1.5340$

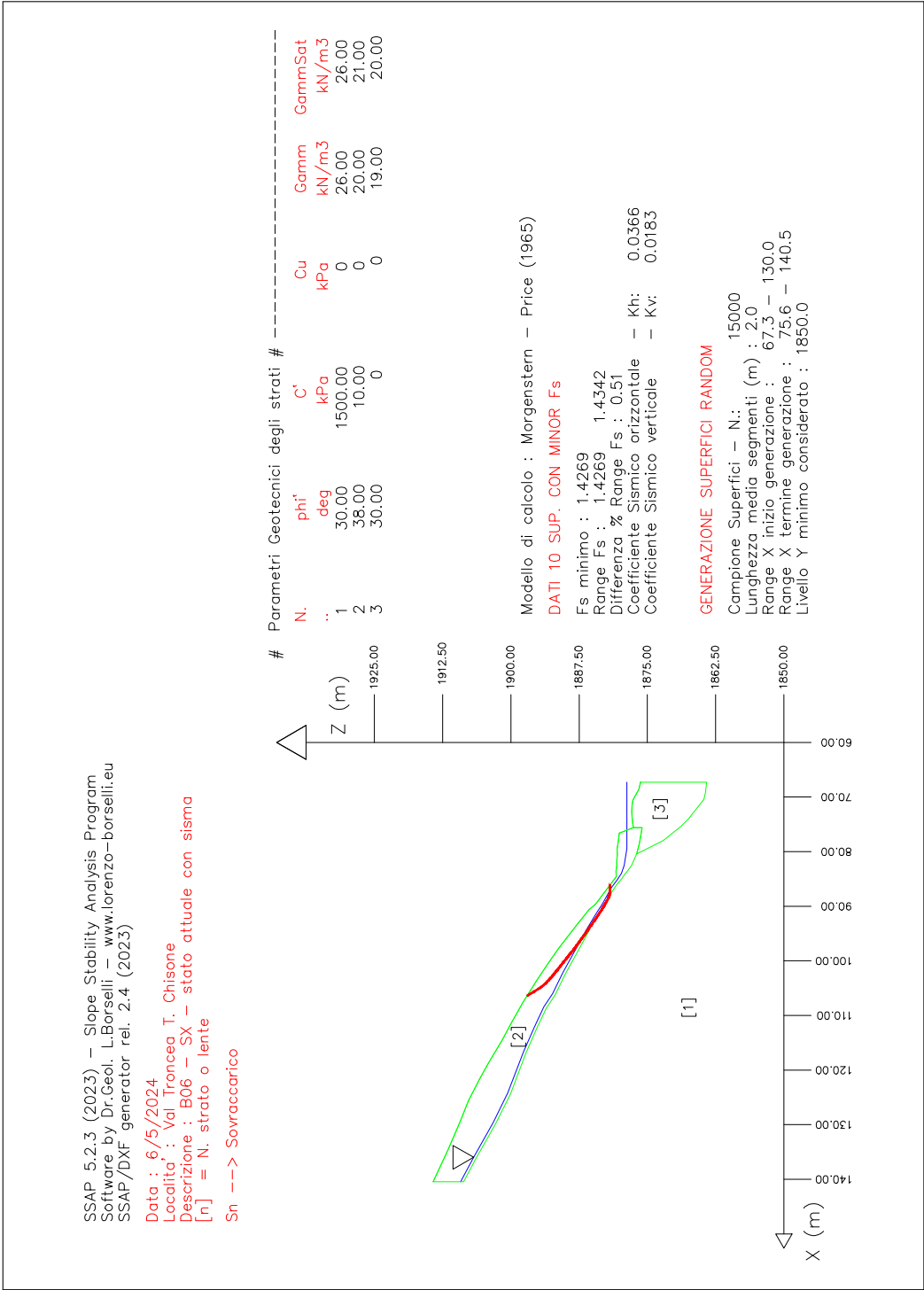


Figura 6.40: B06: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B06 SX stato attuale, condizioni sismiche, $F_{s_{min}}=1.4269$

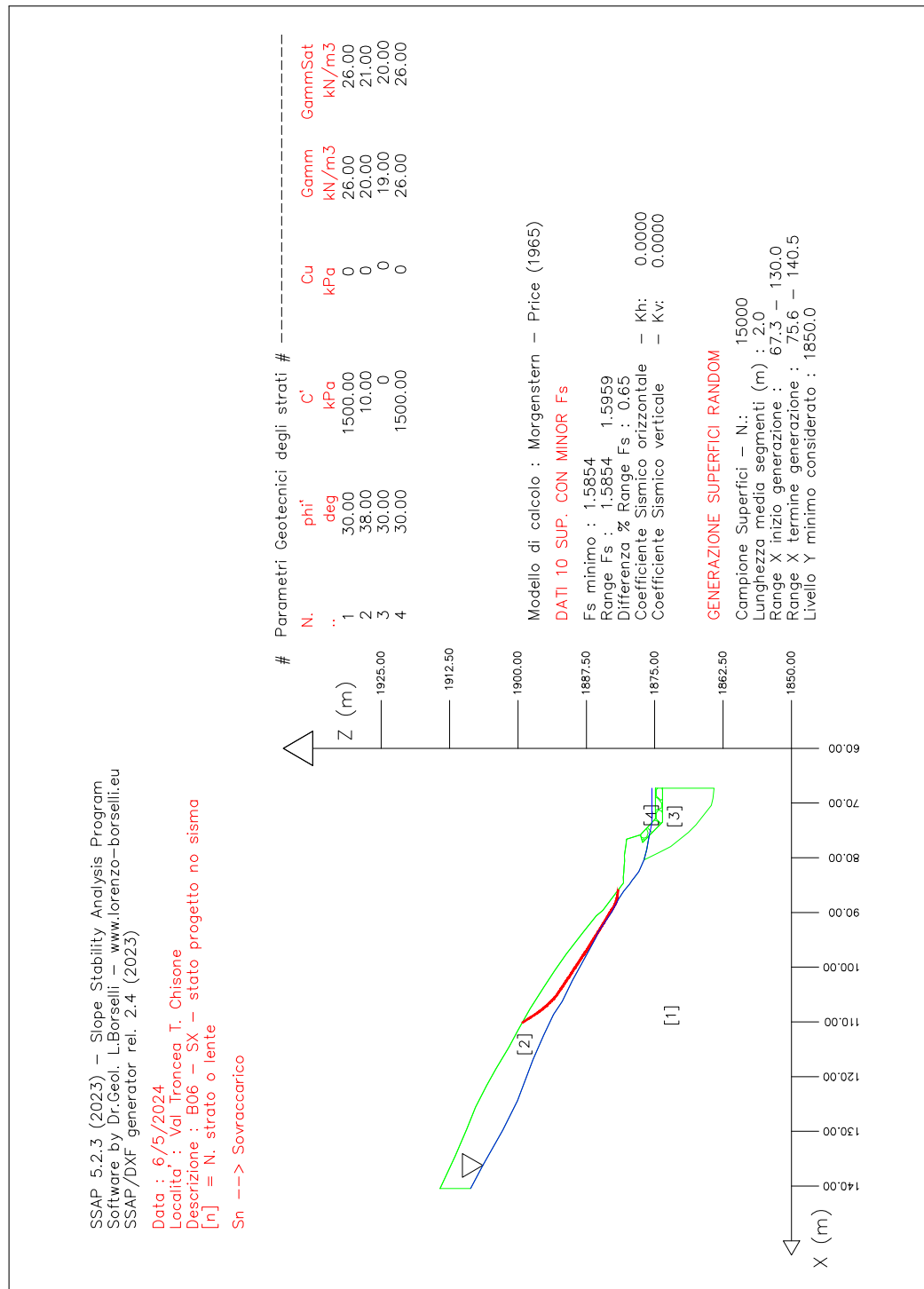


Figura 6.41: B06: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B06 SX stato di progetto, condizioni statiche, $F_{smin}=1.5854$

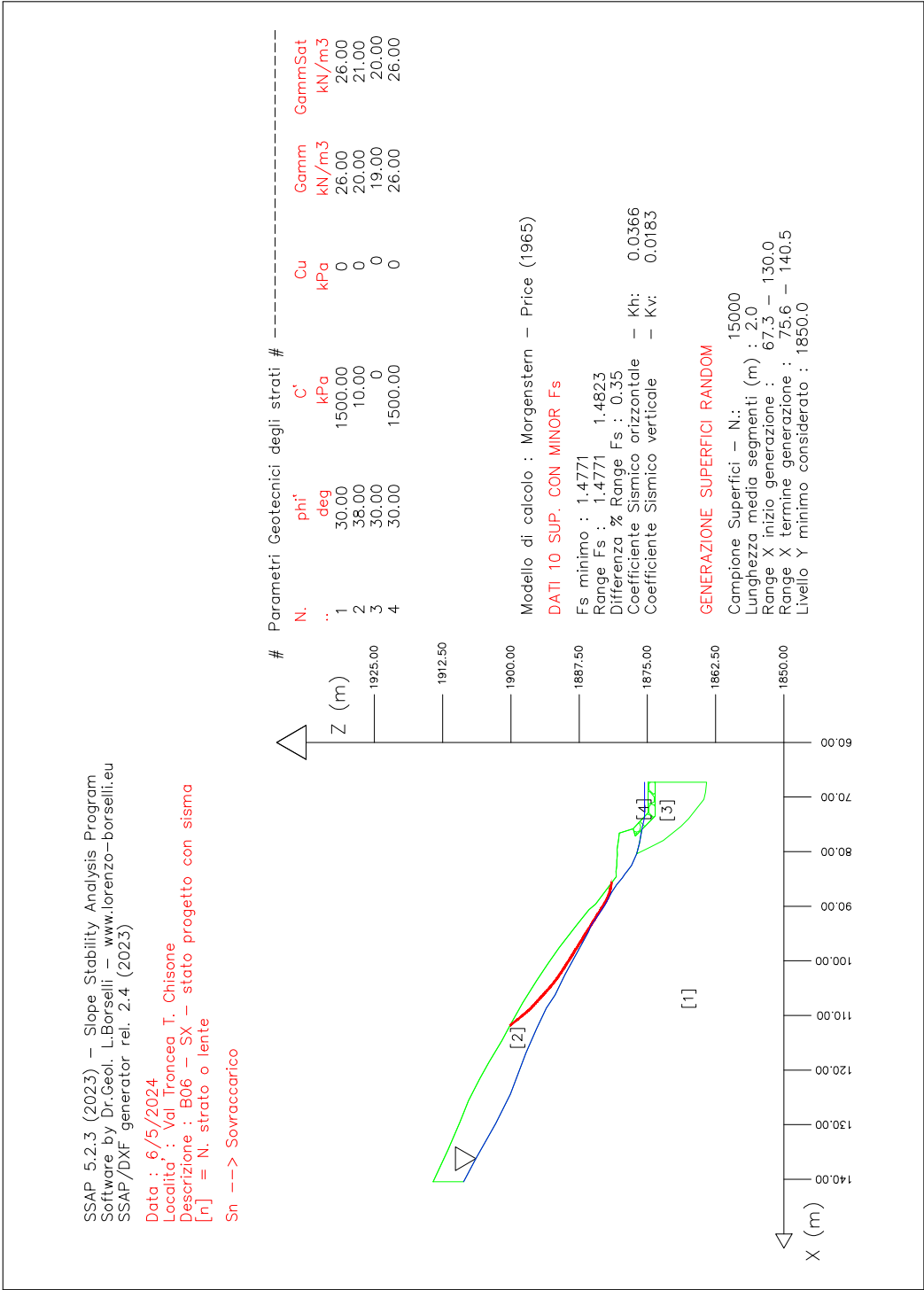


Figura 6.42: B06: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B06 SX stato di progetto, condizioni sismiche, $F_{s_{min}}=1.4771$

6.6.7 Briglia B07

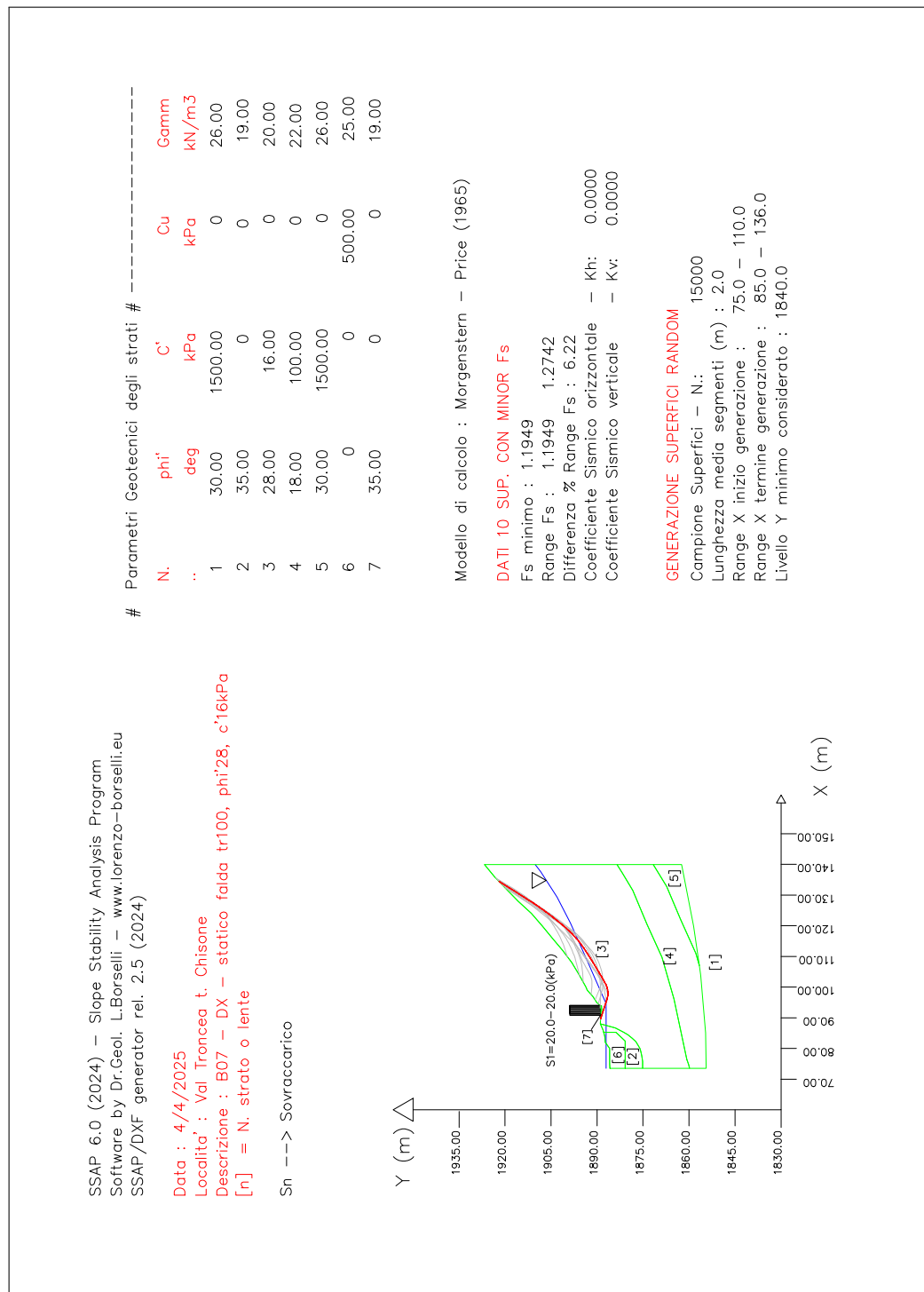


Figura 6.43: B07: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B07 DX stato attuale, condizioni statiche, $F_{smin}=1.1949$

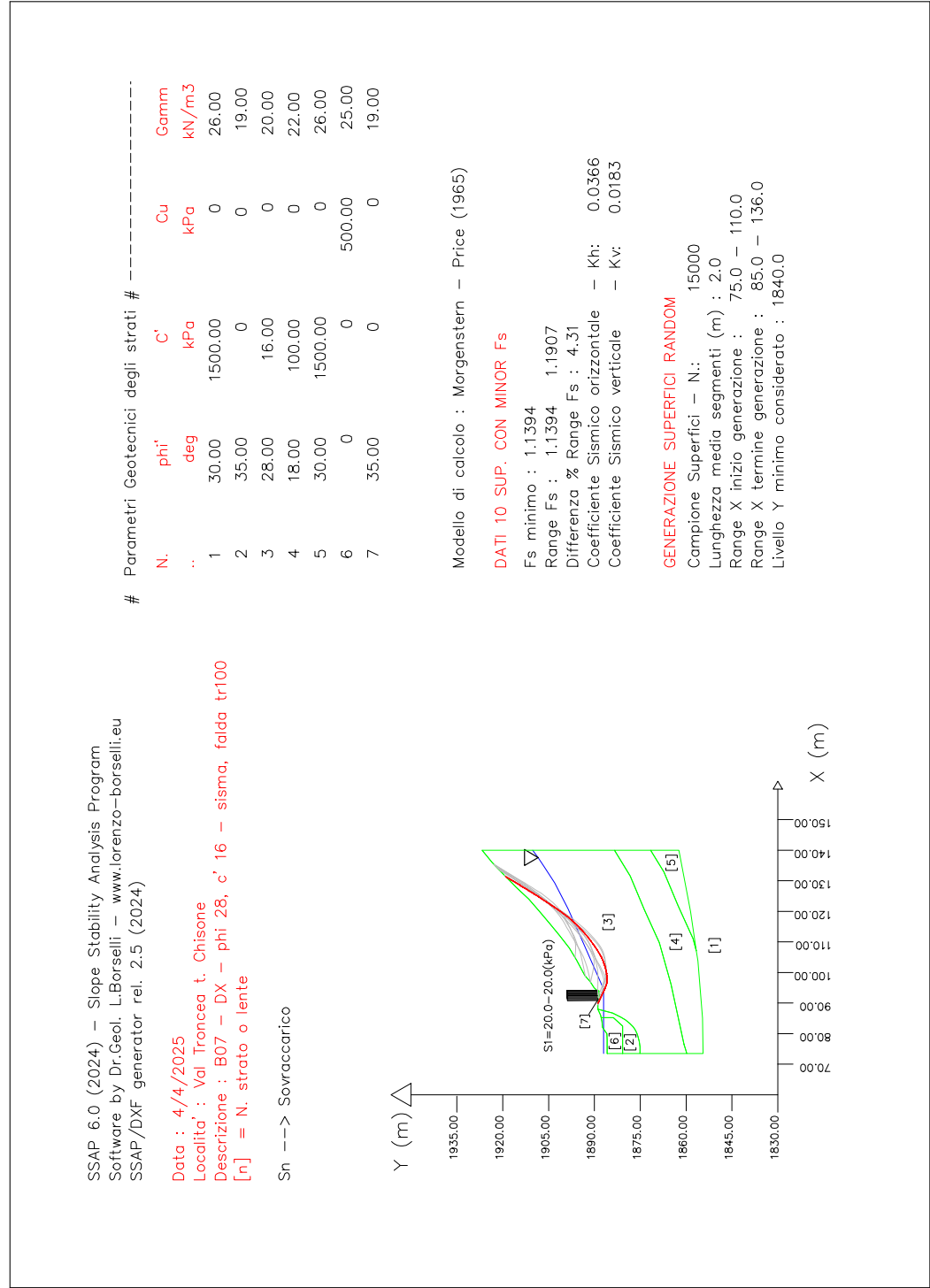


Figura 6.44: B07: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B07 DX stato attuale, condizioni sismiche, $F_{s_{min}}=1.1394$

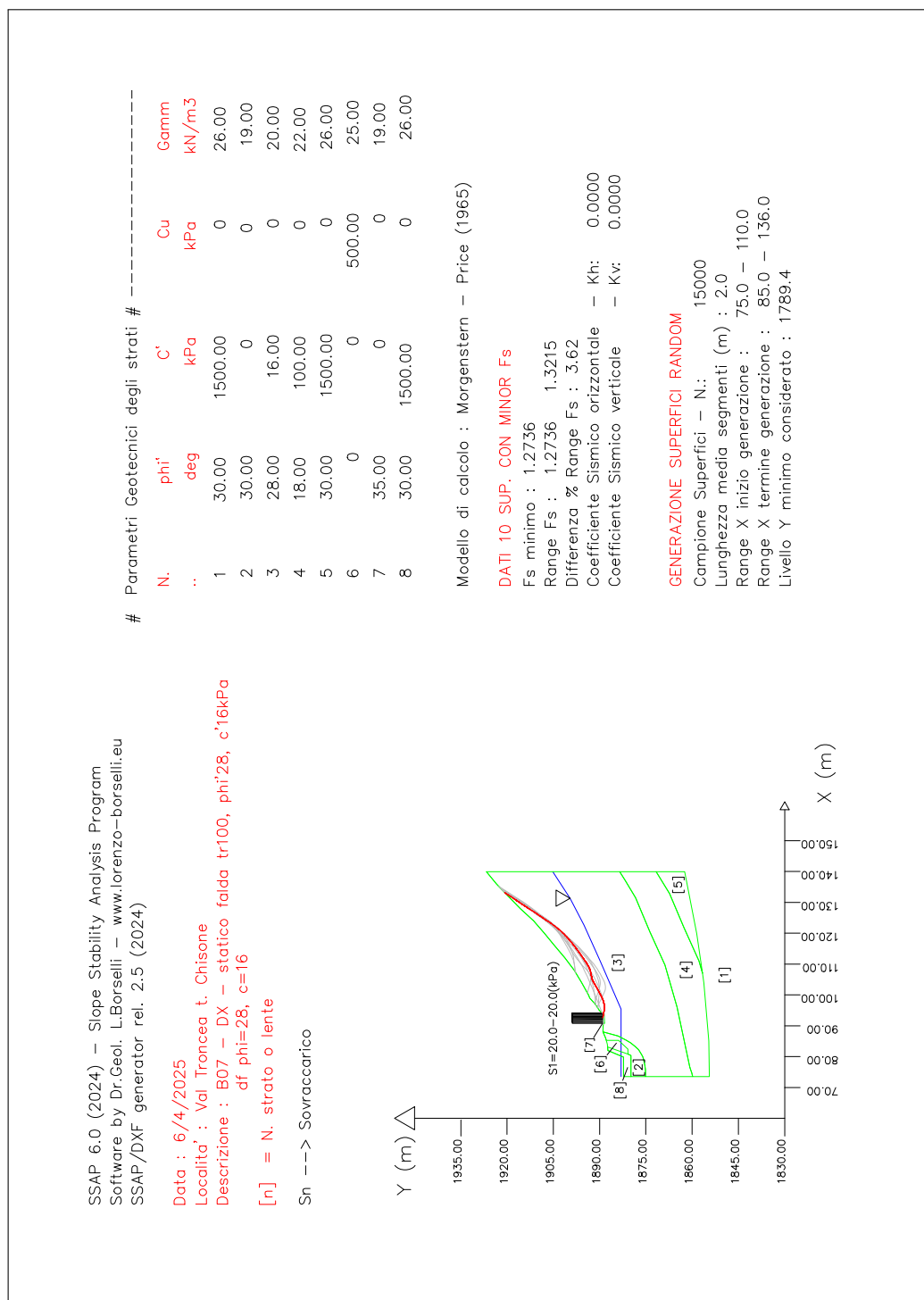


Figura 6.45: B07: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B07 DX stato di progetto, condizioni statiche, $F_{smin}=1.2736$

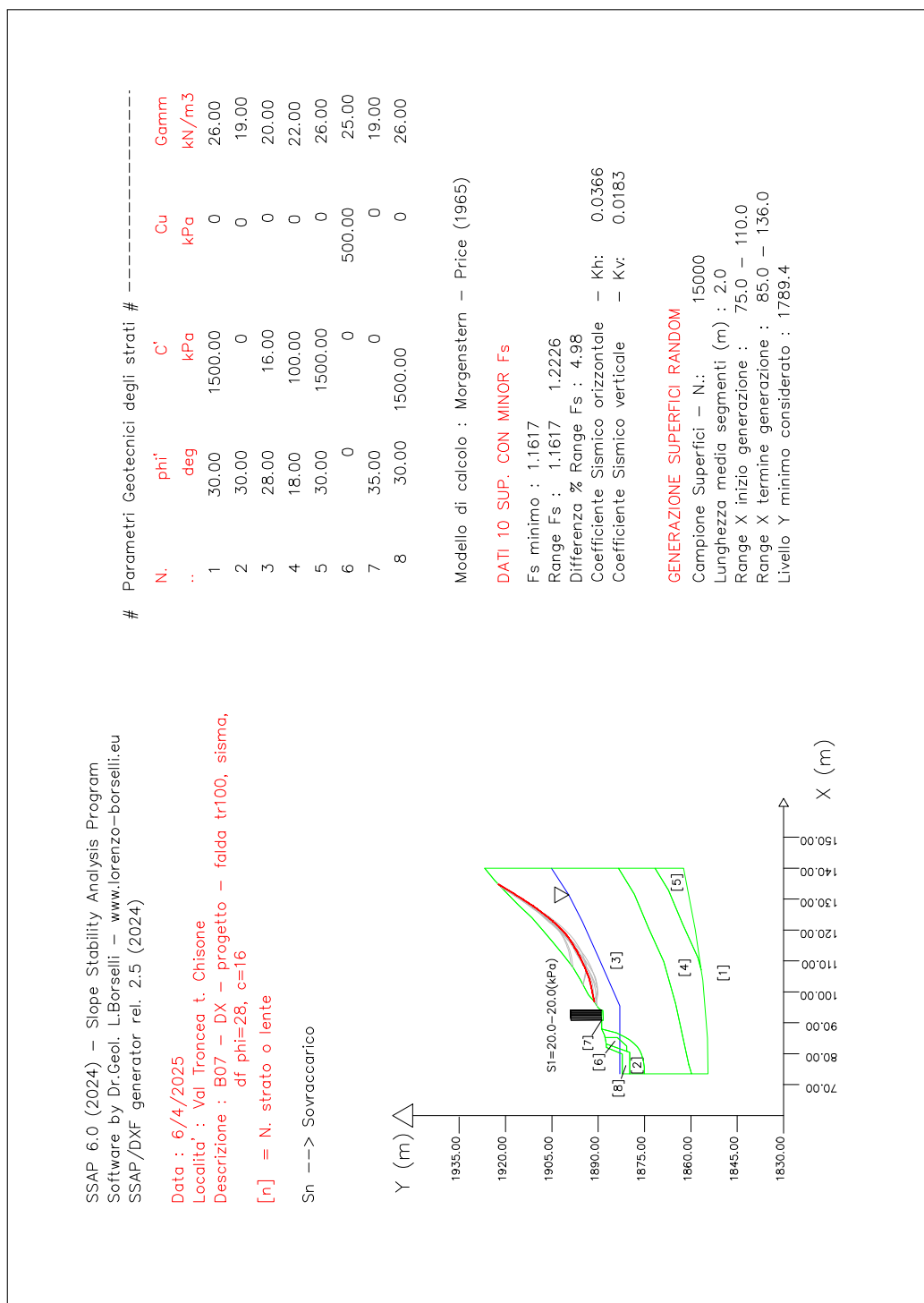


Figura 6.46: B07: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B07 DX stato di progetto, condizioni sismiche, $F_{smin}=1.1617$

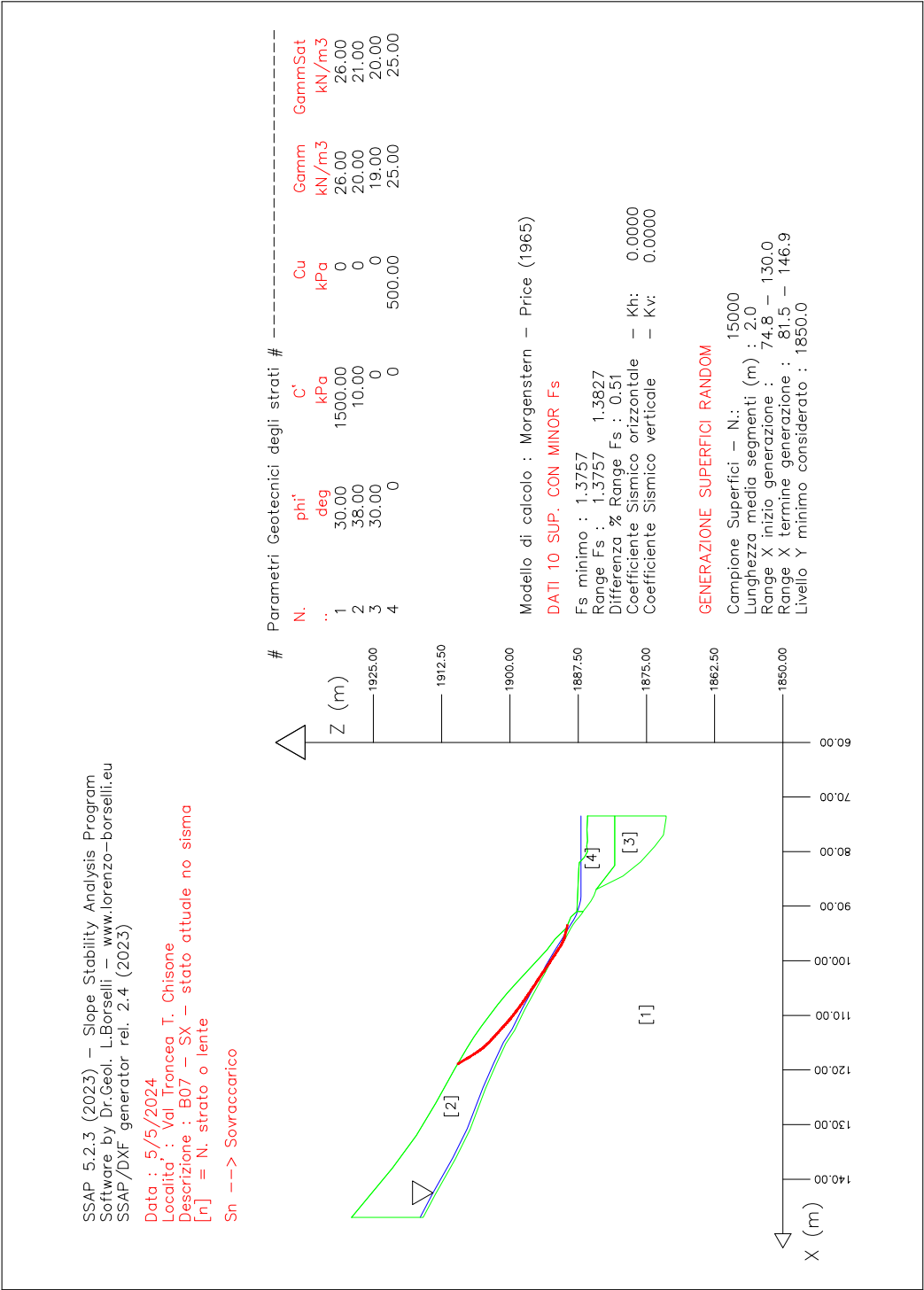


Figura 6.47: B07: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B07 SX stato attuale, condizioni statiche, $F_{s_{min}}=1.3757$

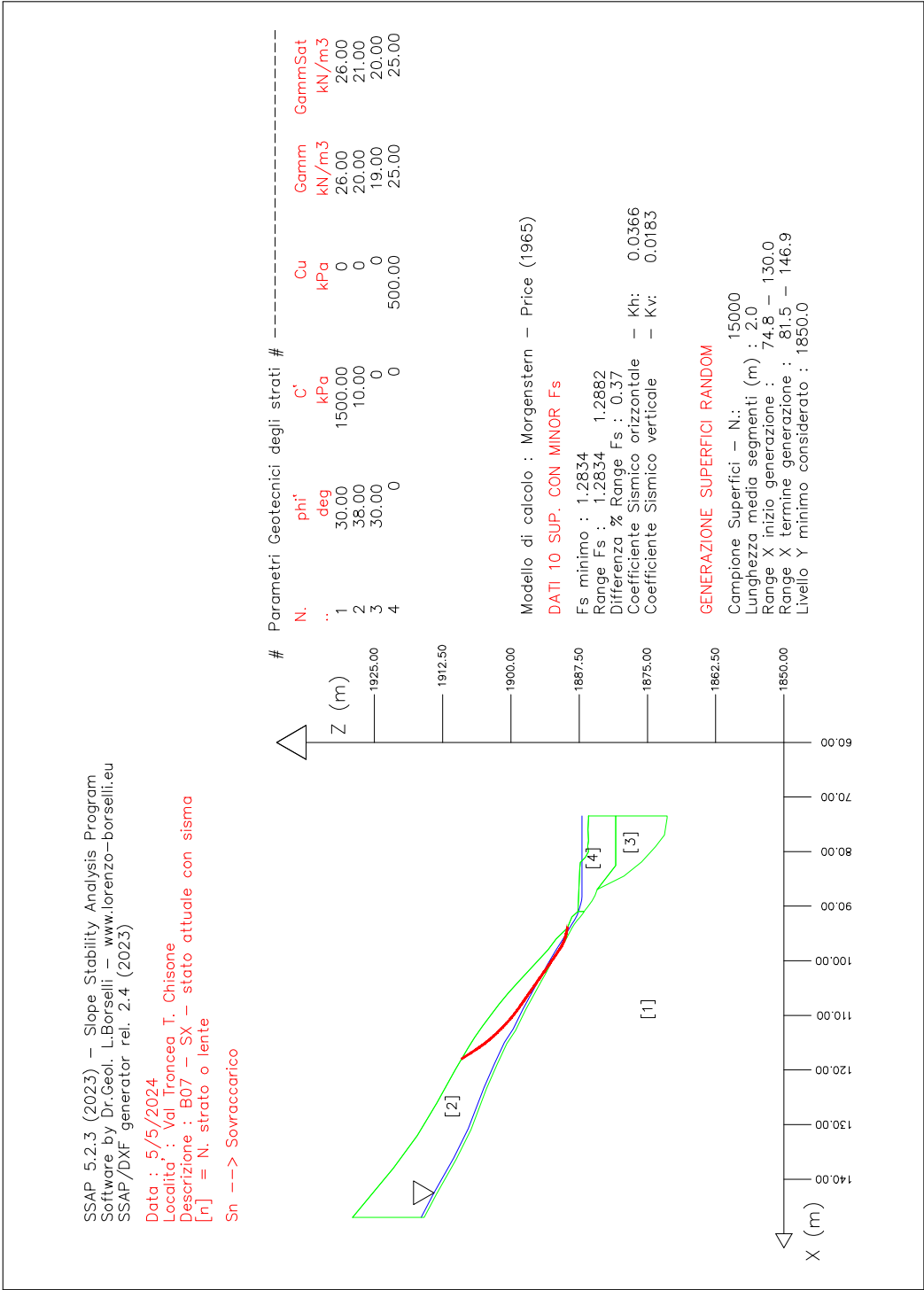


Figura 6.48: B07: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B07 SX stato attuale, condizioni sismiche, $F_{s_{min}}=1.2834$

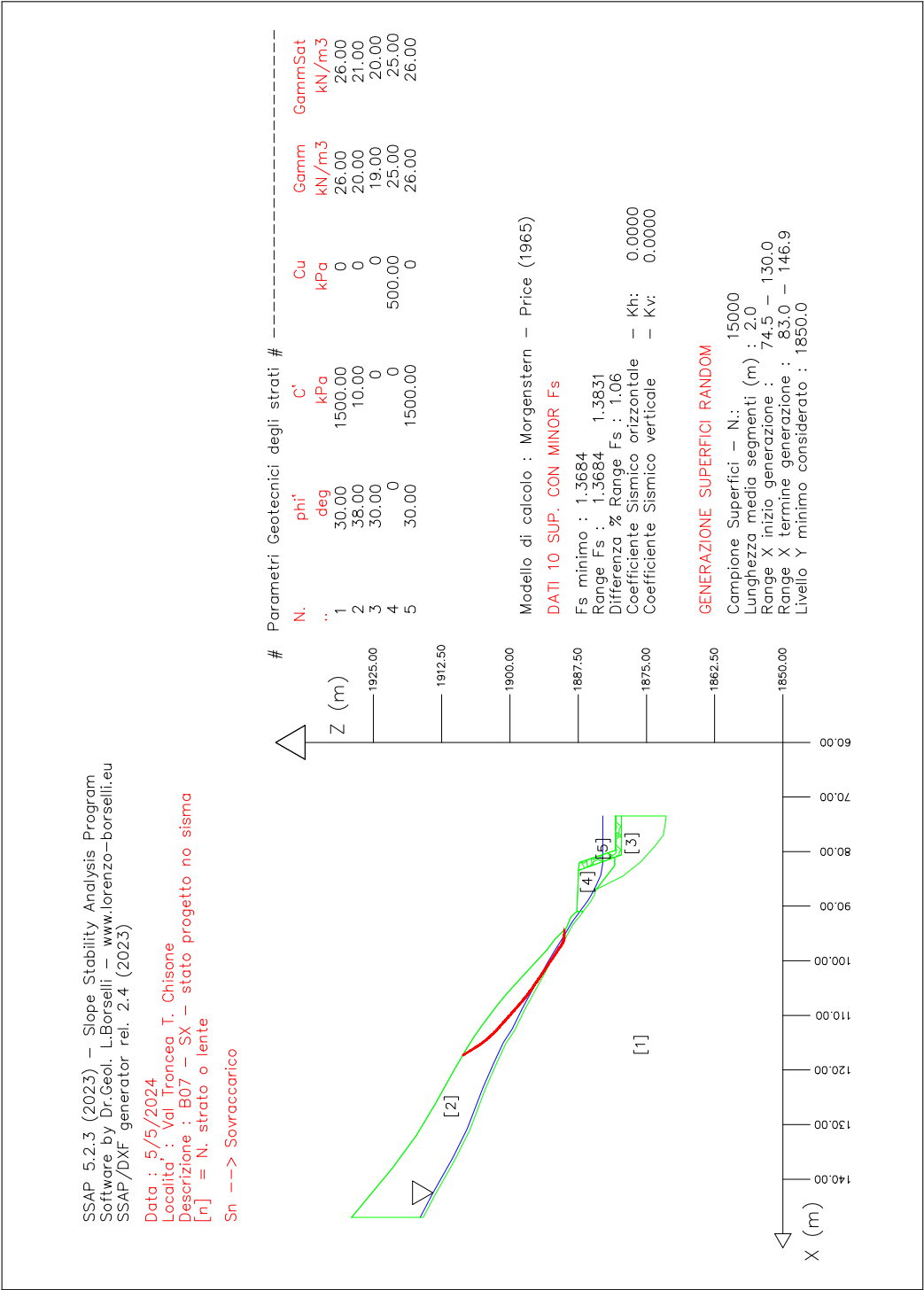


Figura 6.49: B07: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B07 SX stato di progetto, condizioni statiche, $F_{s_{min}}=1.3684$

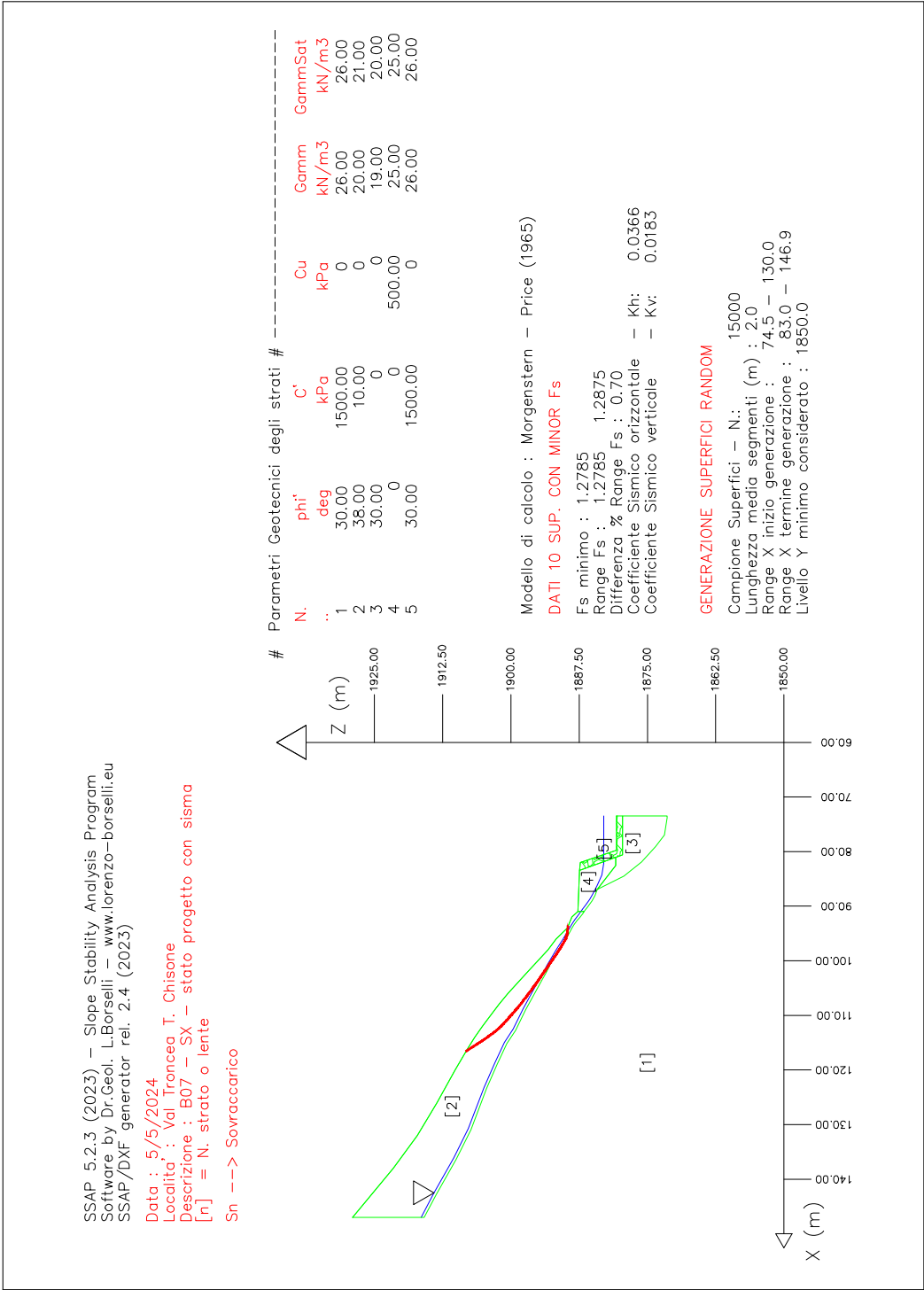
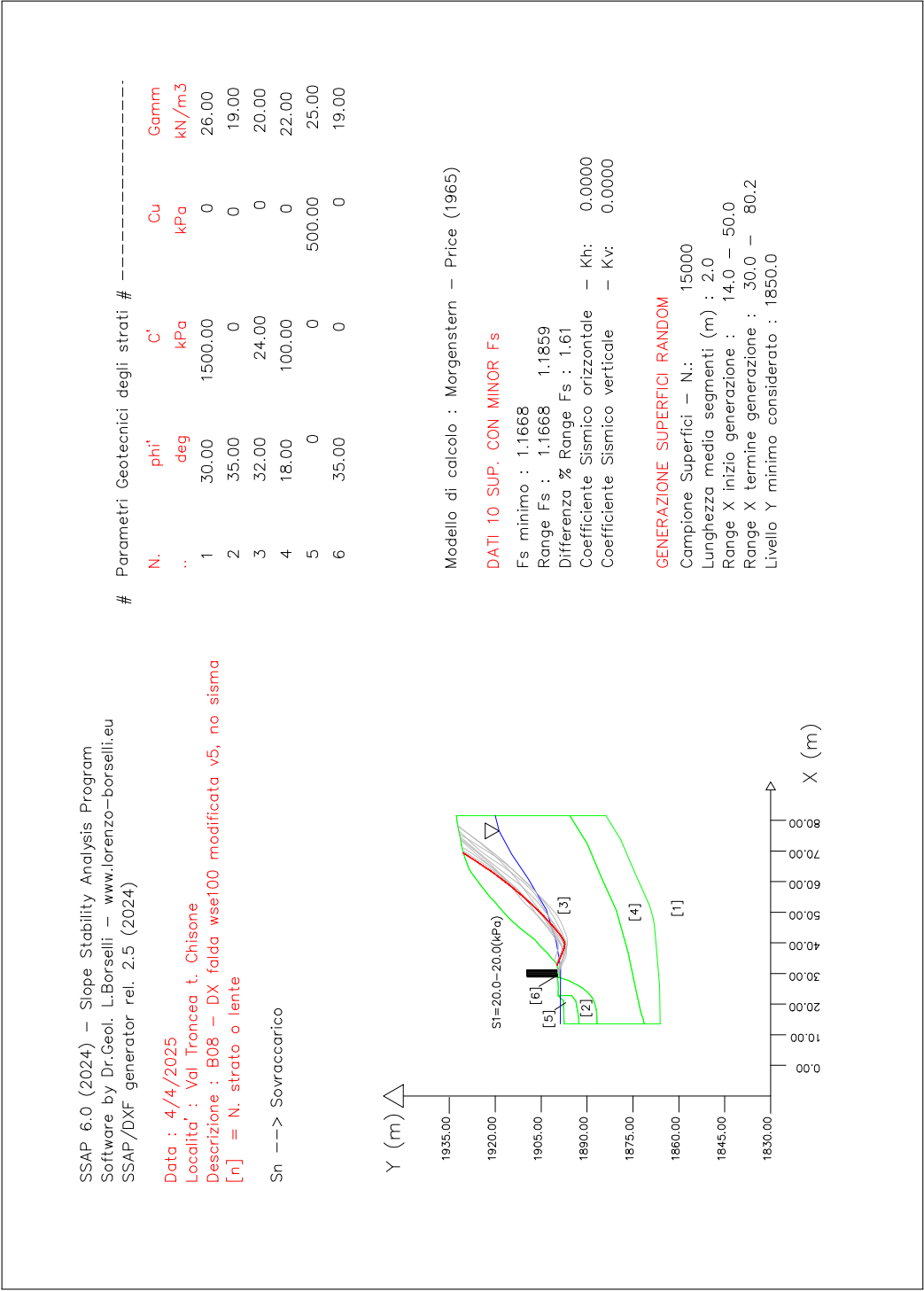


Figura 6.50: B07: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B07 SX stato di progetto, condizioni sismiche, $F_{s_{min}}=1.2785$

6.6.8 Briglia B08



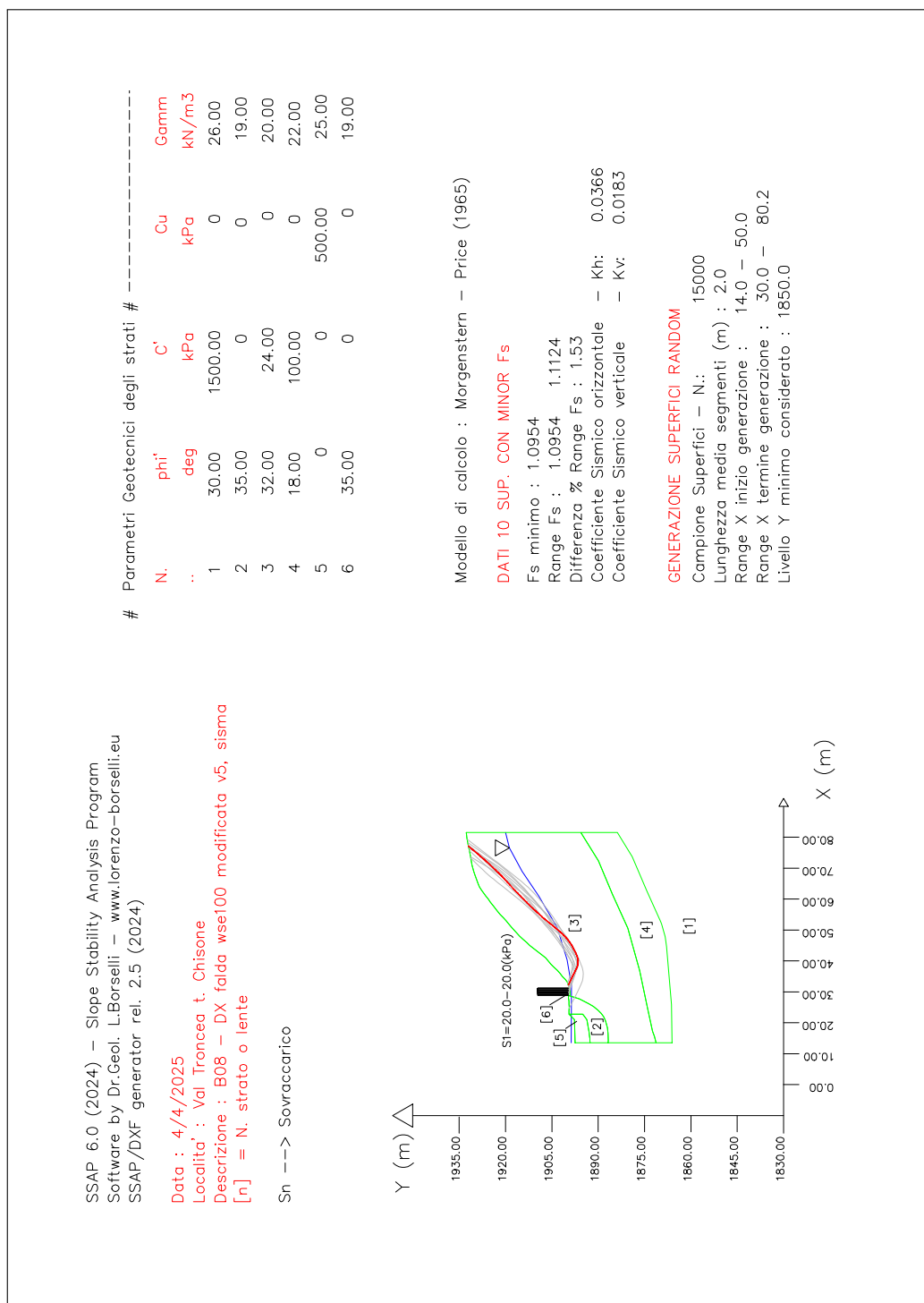


Figura 6.52: B08: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B08 DX stato attuale, condizioni sismiche, $F_{smin}=1.0954$

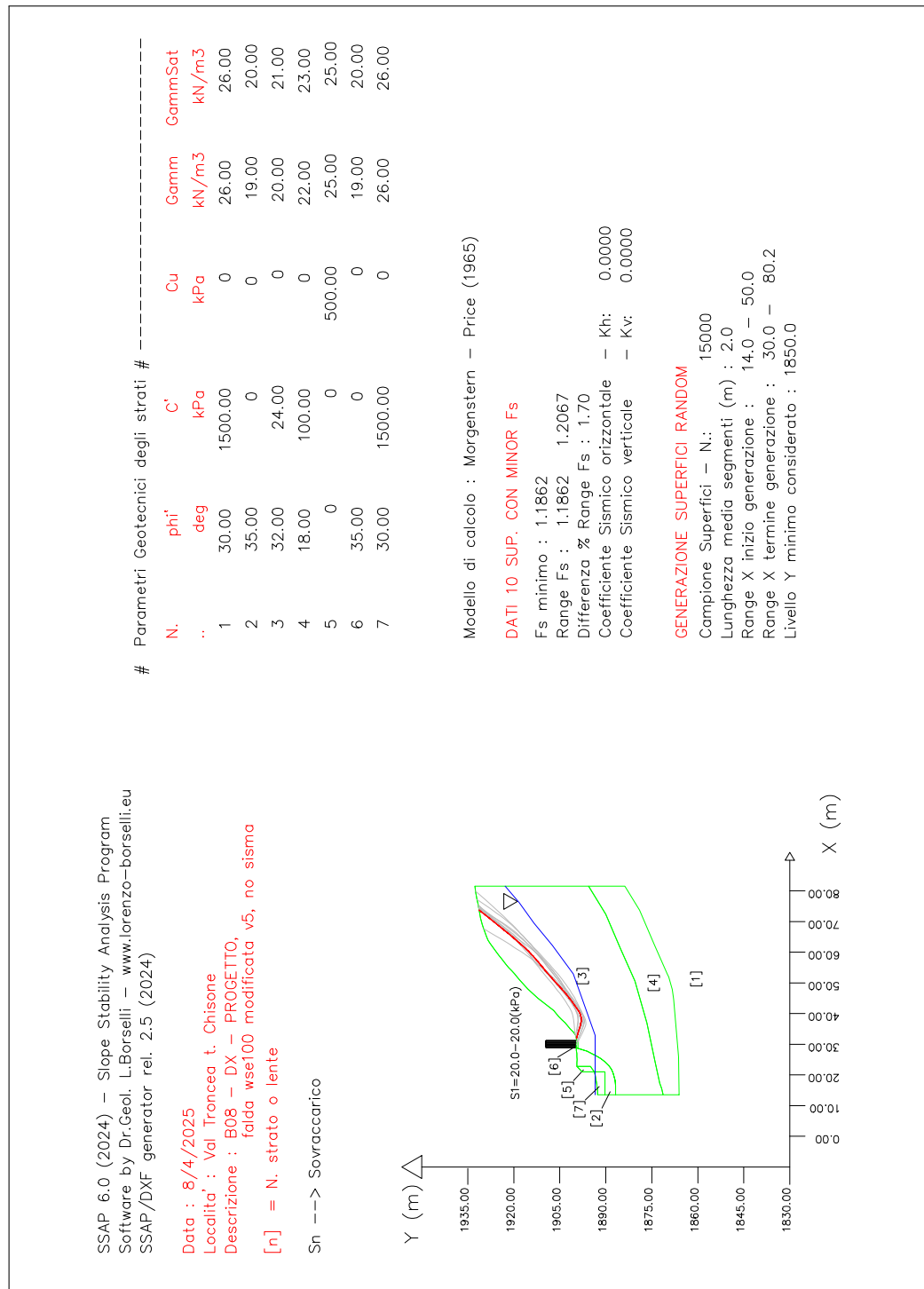


Figura 6.53: B08: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B08 DX stato di progetto, condizioni statiche, $F_{smin}=1.1862$

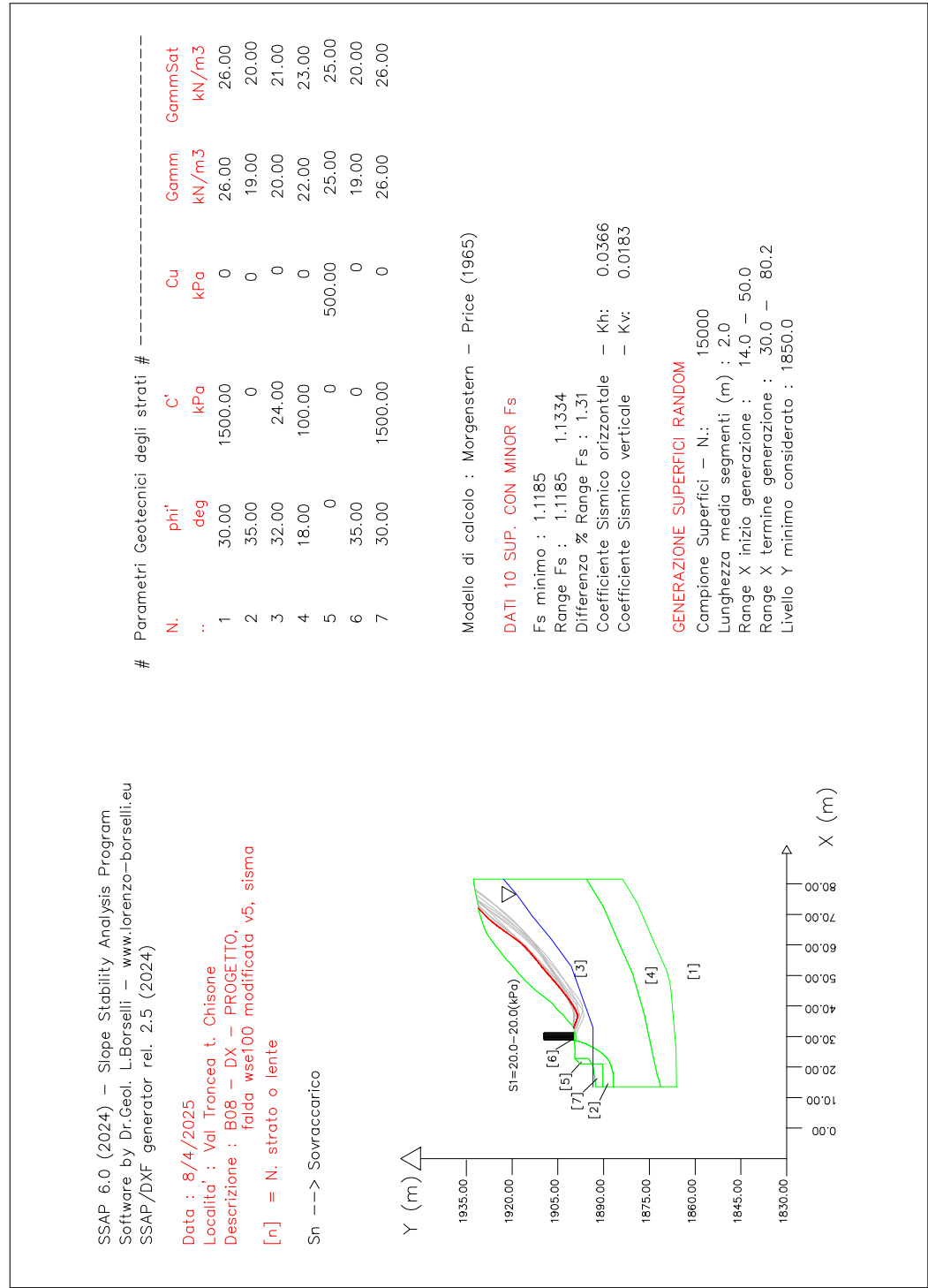


Figura 6.54: B08: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B08 DX stato di progetto, condizioni sismiche, $F_{s_{min}}=1.1185$

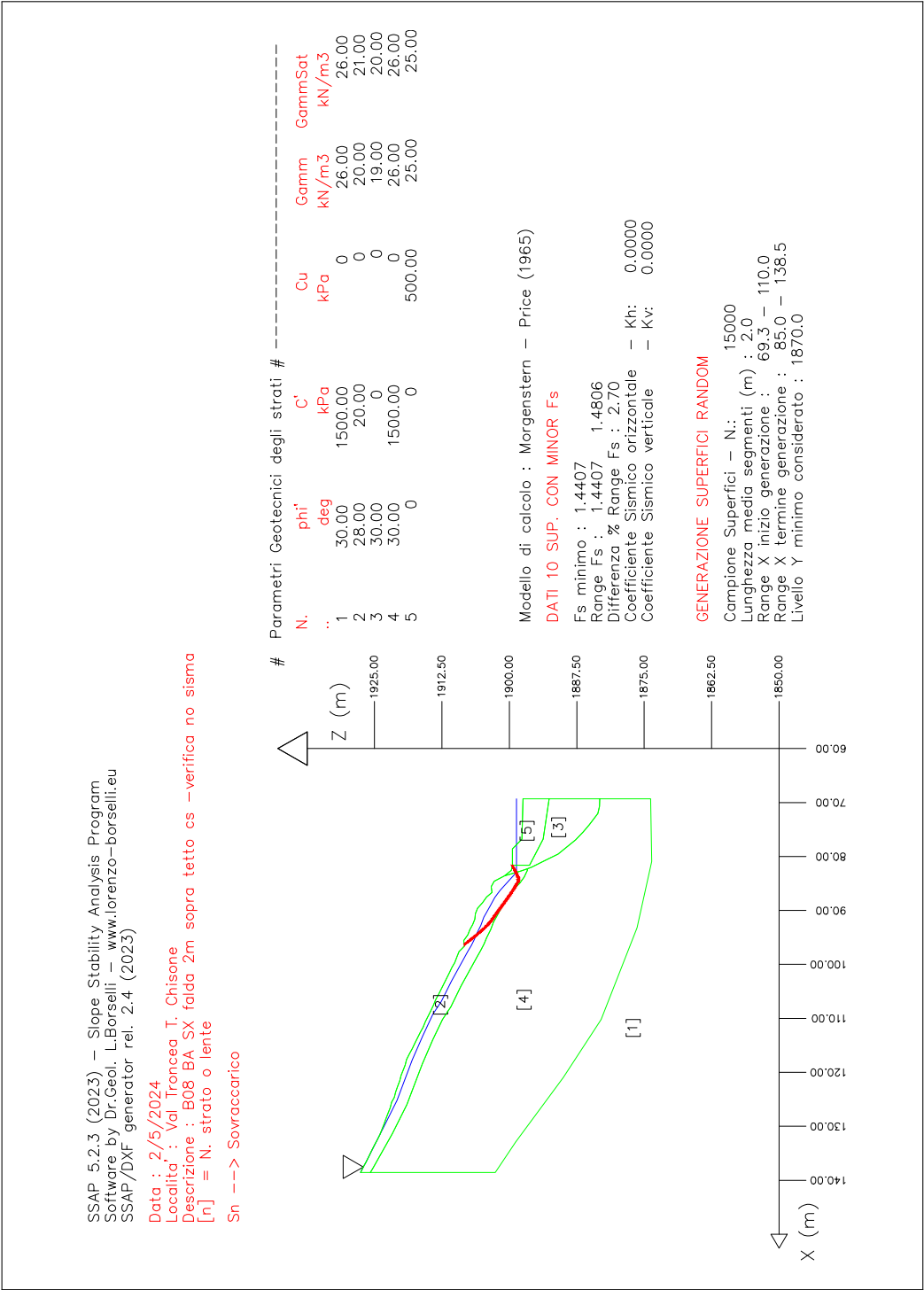


Figura 6.55: B08: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B08 SX stato attuale, condizioni statiche, $F_{s_{min}}=1.4407$

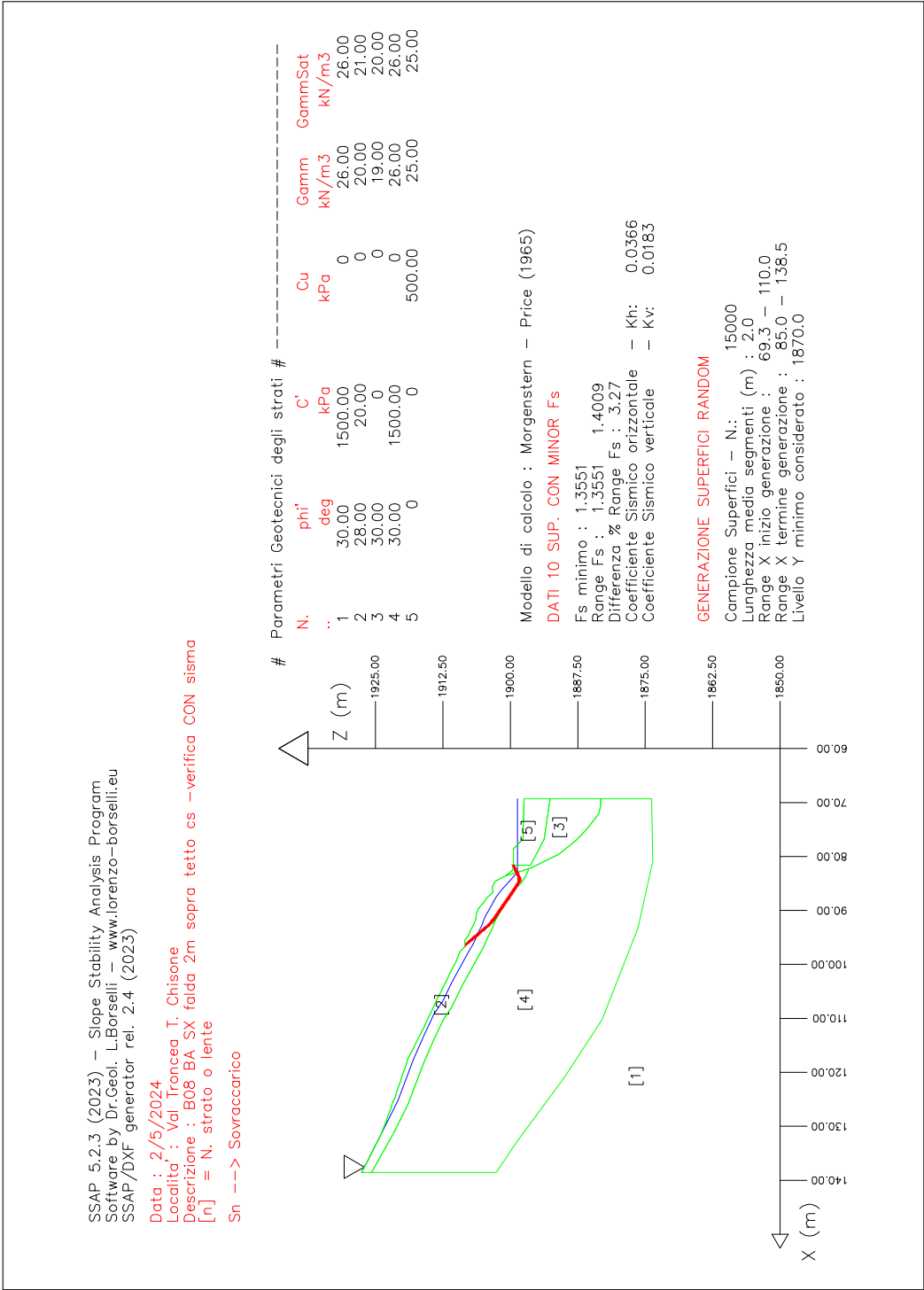


Figura 6.56: B08: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B08 SX stato attuale, condizioni sismiche, $F_{s_{min}}=1.3551$

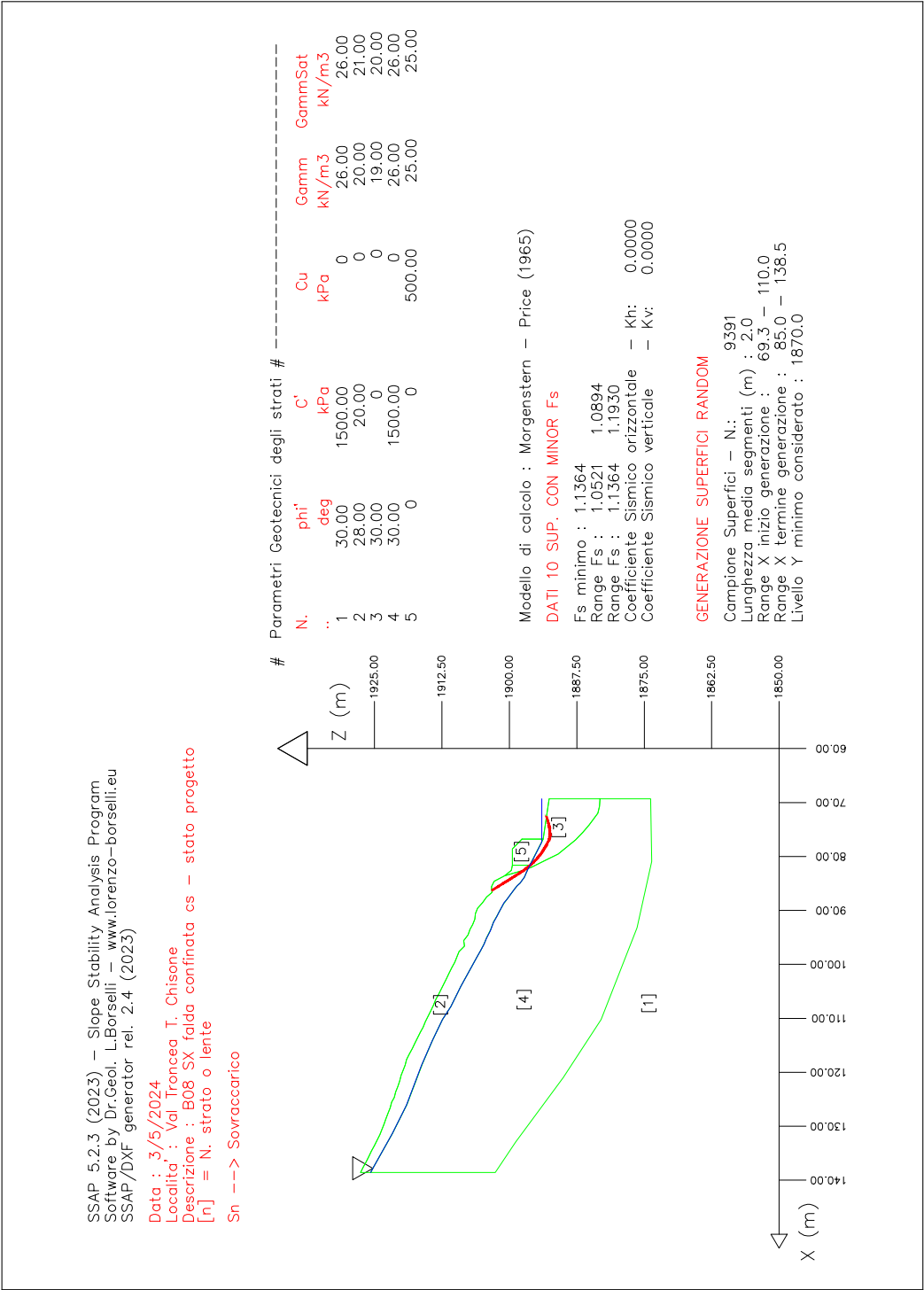


Figura 6.57: B08: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B08 SX stato di progetto, condizioni statiche, $F_{s_{min}}=1.1364$

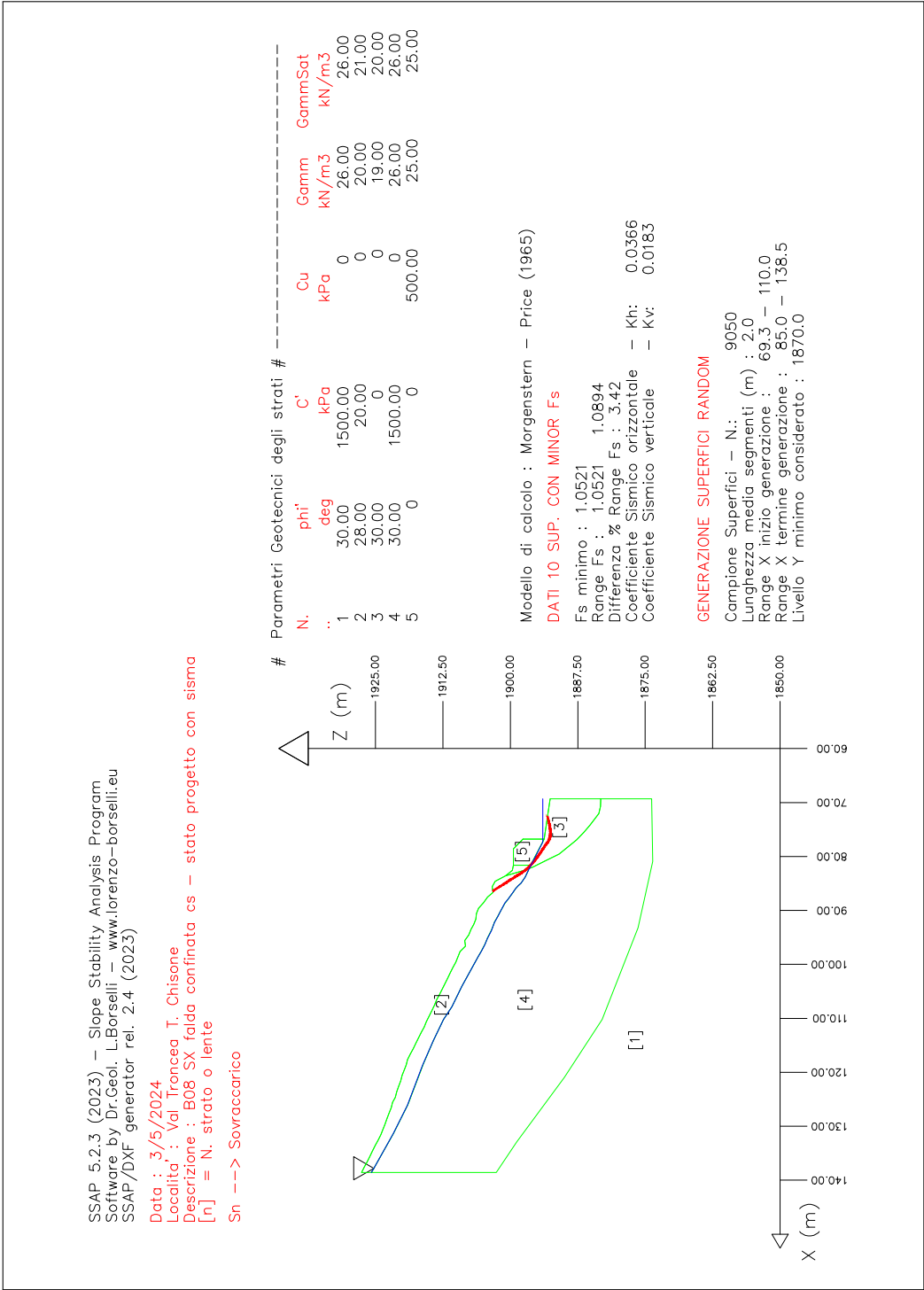


Figura 6.58: B08: risultati della verifica di stabilità globale per la sezione B08 SX stato di progetto, condizioni sismiche, $F_{s_{min}}=1.0521$

7 Verifiche degli ancoraggi

In questo paragrafo sono presentati i risultati delle verifiche degli elementi che contribuiscono alla stabilizzazione dei massi ciclopici che compongono le unità step-pool del tratto compreso tra le briglie B08-B05 e le soglie nei tratti compresi tra le briglie B04-B02 e a valle della soglia B0. Tali elementi sono in particolare barre autoperforanti, funi metalliche di ancoraggio, barre inserite nei blocchi con resina epossidica bicomponente e golfari collegati alle barre fissate nei massi ciclopici e alle barre autoperforanti.

Le verifiche svolte su questi elementi dimostrano che le opere in progetto sono funzionali dal punto di vista idraulico e stabili da un punto di vista geotecnico e strutturale.

7.1 Verifica delle barre autoperforanti

Le valutazioni descritte nella Relazione Idraulica mostrano la stabilità del sistema step-pool con massi cardine di dimensione maggiore di 2 m, senza necessità di ulteriori elementi stabilizzanti, grazie al loro peso. Inoltre è stato anche verificato che massi ciclopici di dimensioni minori, comprese tra 1.2 m e 1.5 m, sono altrettanto stabili in caso di piena centennale se legati con funi metalliche e parzialmente cementati sul retro.

Per evitare potenziali fenomeni di destabilizzazione durante piene centennali causati dalla rottura delle funi in acciaio e dello strato di calcestruzzo e/o dalla movimentazione del materiale di base di granulometria inferiore, è opportuno prevedere un ancoraggio suppletivo per i massi cardine mediante barre autoperforanti. Queste sono state dimensionate alla luce delle risultanze relative alla campagna di indagini geognostiche svolte nell'autunno 2024.

7.1.1 Azioni

Per determinare la forza agente sull'ancoraggio è stato applicato il bilancio delle forze di trascinamento e di resistenza mostrato in Figura 7.1 secondo la procedura proposta da Maager (2022). Sono state considerate le seguenti ipotesi:

- rottura del sistema di legatura dei massi che compongono lo step: viene considerato il masso singolo;
- a favore di sicurezza masso di diametro 2 m, in quanto sollecita maggiormente l'ancoraggio se confrontato con un masso di dimensioni minori;
- relativamente alla movimentazione del materiale alla base dello step, è stato considerato il dimezzamento dell'angolo di rotazione ϕ , superato il quale si innesca il fenomeno di tilt (questa ipotesi equivale a rendere più facilmente movimentabile il materiale basale, fatto che destabilizza il masso cardine).

Le forze agenti sul singolo masso in assenza di ancoraggio sono la forza di gravità F_G , la forza di galleggiamento F_B , la forza di trascinamento o *drag* F_D e la forza di sollevamento o *lift* F_L . La forza di gravità agisce in direzione verticale e viene scomposta nelle due componenti parallela e perpendicolare al piano di riferimento, inclinato di un angolo α rispetto all'orizzontale. Tale forza viene calcolata come:

$$F_G = \frac{\pi}{6} D^3 \rho_s g$$

dove ρ_s è la densità del masso e D è il diametro di un masso di forma sferica.

La forza di galleggiamento agisce in direzione perpendicolare rispetto al piano di riferimento e viene definita come:

$$F_B = \frac{\pi}{6} D^3 \rho g \cos \alpha$$

dove ρ è la densità dell'acqua.

La forza di drag agisce parallela al piano di riferimento ed è espressa come:

$$F_D = \frac{1}{2} \rho v^2 C_D A_D$$

dove v è la velocità media, C_D è il coefficiente di drag e A_D è l'area del masso nella direzione perpendicolare al piano di riferimento.

La forza di lift invece agisce in direzione perpendicolare al piano di riferimento e viene determinata come:

$$F_L = \frac{1}{2} \rho v^2 C_L A_L$$

dove C_L è il coefficiente di drag e A_L è l'area del masso nella direzione parallela al piano di riferimento.

Le forze di gravità e di galleggiamento agiscono nel baricentro dello step, indicato con il punto C; mentre le forze di drag e di lift sono decentrate rispetto al punto C. Le forze sono state calcolate utilizzando il valore massimo delle variabili idrauliche sullo step, e in particolare una velocità di 3.6 m/s e un tirante di 1.4 m. I coefficienti di *drag* e di *lift* sono stati calcolati sulla base del lavoro di Lamb e altri (2017).

Per la verifica di stabilità in assenza di ancoraggio, che servirà per determinare la forza a cui dovrà resistere l'ancoraggio, sono stati considerati due meccanismi di instabilità del singolo masso: il ribaltamento o *tilt* e lo scorrimento o *glide* del masso. In questa verifica, in accordo con le NTC 2018 (par. 6.5.3.1.1), sono stati utilizzati i coefficienti parziali dell'Approccio 2 Combinazione: (A1+M1+R3), riportati in Figura 7.4, ipotizzando che tutte le forze agenti siano carichi permanenti G_1 e assimilando il masso cardine ad un muro di sostegno.

In Tabella 7.1 sono mostrati le forze e i relativi bracci rispetto al punto P per la verifica al tilting. Come mostrato in Figura 7.1, a è la distanza tra il baricentro dello step C e il punto di rotazione P. L'angolo di rotazione ϕ è l'angolo per cui il baricentro ruota attorno al punto P e per cui la rotazione non è più reversibile (collasso). I coefficienti k_1 e k_2 tengono conto dello shift delle forze di drag e di lift rispetto al baricentro della struttura.

L'angolo di rotazione ϕ è stato determinato sulla base degli esperimenti condotti da Li e Komar (1986):

$$\phi = 42.0^\circ \left(\frac{D}{d} \right)^{-0.32} \quad \text{per } \frac{D}{d} < 1$$

$$\phi = 36.8^\circ \left(\frac{D}{d} \right)^{-0.52} \quad \text{per } \frac{D}{d} > 1$$

dove D è il diametro dei massi cardine e d il diametro del materiale di base.

Per la verifica al gliding viene utilizzato un angolo di riposo minimo di 30° in accordo con Lane (1955).

In assenza di ancoraggi entrambe le verifiche non vengono soddisfatte. Pertanto sono state condotte nuovamente le verifiche di stabilità variando la forza agente sull'ancoraggio e l'angolo β di inclinazione dell'ancoraggio rispetto all'orizzontale. Si ottiene così che la forza P a cui deve resistere l'ancoraggio è pari a 42 kNe che l'angolo di inclinazione deve essere compreso tra 20° e 70° .

In Tabella 7.2 viene mostrata la variazione del fattore di sicurezza (FS) in funzione dell'angolo β di inclinazione dell'ancoraggio rispetto all'orizzontale. Con l'ancoraggio e un angolo di inclinazione di 20° la verifica a ribaltamento risulta soddisfatta con un fattore di sicurezza pari a 1.16; mentre la verifica a scorrimento risulta soddisfatta con un fattore di sicurezza pari a 2.5. Il fattore di sicurezza è massimo per un angolo β di inclinazione di 40° .

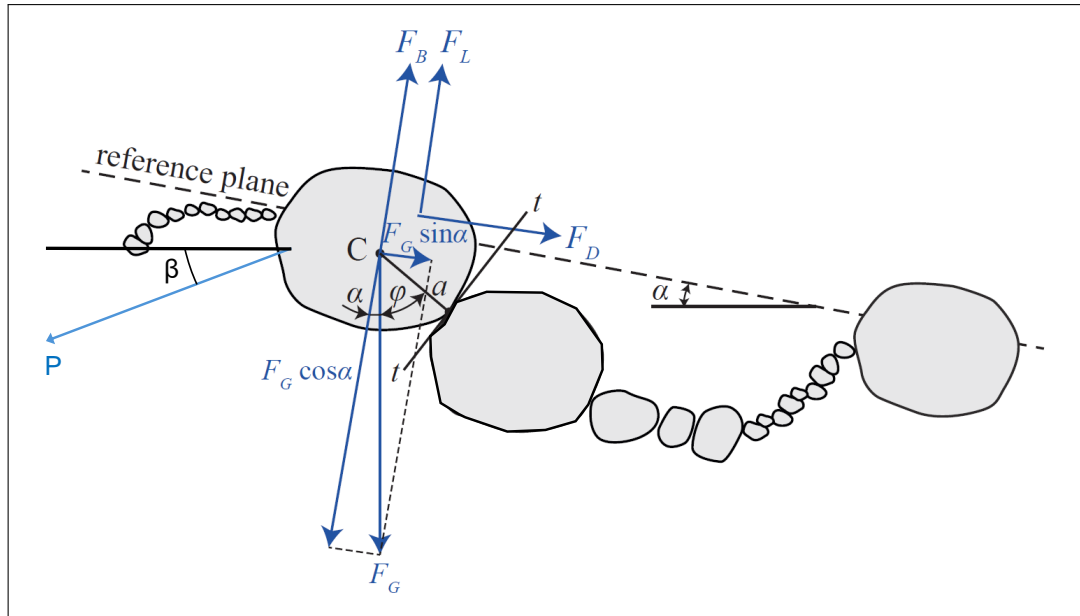


Figura 7.1: Forze agenti sul singolo masso con l'ancoraggio, immagine modificata da Maager (2022)

Forza	Componente della forza	Braccio rispetto al punto P
Forza di gravità	$F_G \sin \alpha$	$a \cos(\phi + \alpha)$
	$F_G \cos \alpha$	$a \sin(\phi + \alpha)$
Forza di galleggiamento	F_B	$a \sin(\phi + \alpha)$
Forza di drag	F_D	$a \cos(\phi + \alpha) + k_1 D$
Forza di lift	F_L	$a \sin(\phi + \alpha) + k_2 D$

Tabella 7.1: Componenti delle forze e relativi bracci rispetto al punto P

FS tilt	FS glide	β [°]
1.09	2.32	10
1.16	2.52	20
1.24	2.78	40
1.18	2.78	70
1.11	2.67	80

Tabella 7.2: *Variazione del fattore di sicurezza (FS) in funzione dell'angolo β di inclinazione dell'ancoraggio rispetto all'orizzontale - forza sull'ancoraggio $P = 42$ kN e diametro del masso di 2 m*

7.1.2 Verifiche geotecniche

Una volta determinata l'azione agente sull'ancoraggio (tiro), è necessario svolgere le seguenti verifiche geotecniche:

- **Snervamento del tirante:** l'azione di calcolo deve essere inferiore alla resistenza limite allo snervamento di calcolo ($P_d \leq R_{td}$);
- **Rottura per sfilamento tirante-bulbo di fondazione:** l'azione di calcolo deve essere inferiore alla resistenza limite allo sfilamento tirante-bulbo di fondazione ($P_d \leq N_u$);
- **Rottura per sfilamento bulbo-terreno:** l'azione deve essere inferiore alla resistenza limite di sfilamento bulbo di fondazione-terreno ($P_d \leq R_{ad}$).

Le verifiche di sicurezza SLU vengono eseguite con riferimento al Paragrafo 6.6 delle NTC2018, applicando la combinazione A1+M1+R3, i coefficienti parziali di resistenza γ_R , previsti per ancoraggi permanenti, pari a 1.2 (Tab. 6.6.I), e i fattori di correlazione per la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche (Tab. 6.6.III).

La massima azione di progetto P_d è pari a 42 kN, ipotizzata cautelativamente nella stessa direzione dell'ancoraggio.

Per la verifica strutturale dell'armatura dell'ancoraggio a trazione, si ipotizza di utilizzare barre autoperforanti di acciaio con tensione caratteristica di snervamento f_{yk} pari a 460 MPa, un diametro esterno di 32 mm, un diametro interno di 15 mm e, cautelativamente, uno spessore di corrosione pari a 1 mm. Se si applica il coefficiente parziale dell'acciaio γ_s di 1.15, si ottiene una resistenza di progetto del materiale che costituisce l'ancoraggio R_{td} di 212 kN, ampiamente maggiore della forza agente.

$$P_d = 42 \text{ kN} < R_{td} = 212 \text{ kN} \quad (7.1)$$

Per la verifica strutturale dell'armatura dell'ancoraggio a taglio si ottiene una resistenza di progetto a taglio del materiale che costituisce l'ancoraggio V_{td} pari a 122 kN. Se si considera un angolo β di inclinazione di 40°, che massimizza il fattore di sicurezza delle verifiche idrauliche, si ottiene una forza agente N lungo la barra di 32.2 kN e una forza di taglio di 27 kN. La verifica a taglio

$$\left(\frac{N}{R_{td}} \right)^{1.5} + \left(\frac{V}{V_{td}} \right)^{1.5} \leq 1$$

risulta soddisfatta.

Per quanto riguarda la resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio, il valore caratteristico R_{ak} è stato ottenuto con metodi di calcolo analitici. Dovrà pertanto essere verificato in campo con prove preliminari all'installazione dei tiranti.

Il calcolo della lunghezza attiva L_a si ottiene tramite la seguente formulazione:

$$L_a = P_d / (\pi D \tau) \quad (7.2)$$

dove D è il diametro di perforazione pari a 76 mm, incrementato di un coefficiente compreso tra 1.2 e 1.4 per iniezione singola in sabbia e ghiaia, τ è l'adesione terreno-malta, ovvero la resistenza laterale unitaria all'interfaccia tra il bulbo di fondazione, iniettato, e il suolo circostante (indicato con s nel diagramma di Bustamante-Diox, cfr. Figura 7.3). La resistenza limite unitaria τ (o s) è stata determinata sulla base del grafico di Bustamante e Doix (1985) per terreni incoerenti, mostrato in Figura 7.3, il quale fornisce il valore di τ (o s) in funzione del grado di addensamento del terreno. In questo caso il grado di addensamento è stato valutato in base alle prove SPT svolte nel sondaggio S2 presso la briglia B05, unico che ha intercettato i depositi alluvionali di fondovalle del t. Chisone (UGT2 - Figura 7.2) in cui verranno installate le barre.

Il parametro N_{SPT} , dato dalla somma di N_2 e N_3 ¹, alle profondità di interesse (0-6.55 m) è compreso tra 10 e 31. Questi valori corrispondono ad un terreno moderatamente addensato; dal grafico di Bustamante e Doix (1985) per iniezione singola in sabbia e ghiaia (SG.2) si ottiene un valore di τ cautelativo di 110 kPa. Questo risulta in una **lunghezza attiva dell'ancoraggio di 3 m**.

Per la verifica a sfilamento interfaccia bulbo di fondazione-terreno viene utilizzata nuovamente l'equazione 7.2, sostituendo P_d con R_{ak} ; è possibile così calcolare il valore caratteristico della resistenza R_{ak} , che risulta pari a 110 kN. Al valore di R_{ak} così ottenuto si applica poi il coefficiente parziale di resistenza $\gamma_R = 1.2$ per tiranti permanenti e il fattore di correlazione $\xi_{a3}=1.8$ per un singolo profilo d'indagine, ottenendo un valore di progetto $R_{ad} = 51$ kN, che risulta maggiore rispetto alla forza agente.

Dai risultati delle indagini geognostiche è possibile dedurre che la zona a tergo dello step è caratterizzata da scarse caratteristiche di resistenza e che si estende per una lunghezza di circa 3 m (lunghezza passiva), la lunghezza totale dell'ancoraggio risulta 6 m. Sono previste due ancoraggi per ogni step.

Infine per la verifica a sfilamento interfaccia armatura-calcestruzzo viene calcolata la tensione tangenziale di aderenza ultima tra acciaio e calcestruzzo N_u :

$$N_u = \pi D_s L_f \tau_d$$

dove D_s è il diametro esterno della barra, pari a 32 mm, L_f è la lunghezza attiva dell'ancoraggio, pari a 3 m e τ_d è la tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo pari a 3.1 Mpa, se si considera un calcestruzzo con classe di resistenza 37 N/mm². Si ottiene pertanto una resistenza a sfilamento di 920 kN, ampiamente maggiore della forza agente.

¹ Durante la prova si misura: N_1 = numero di colpi necessari a provocare l'avanzamento del campionatore per i primi 15 cm; N_2 = numero di colpi che provoca la penetrazione del campionatore nei successivi 15 cm; N_3 = numero di colpi necessari per gli ultimi 15 cm di avanzamento

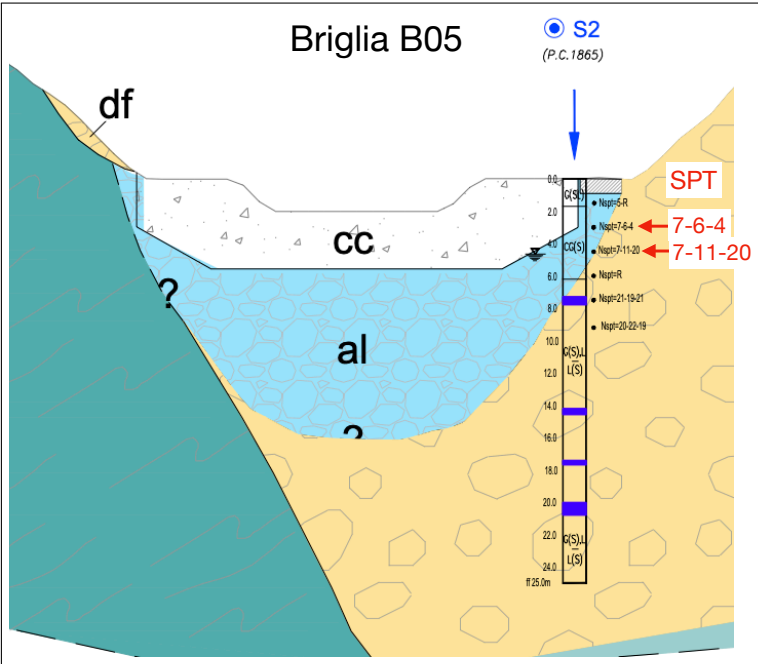


Figura 7.2: Sezione geologica B05: il sondaggio S2 attraversa i depositi alluvionali di fondo-valle (UGT2) tra il piano campagna e la profondità di 6.5 m

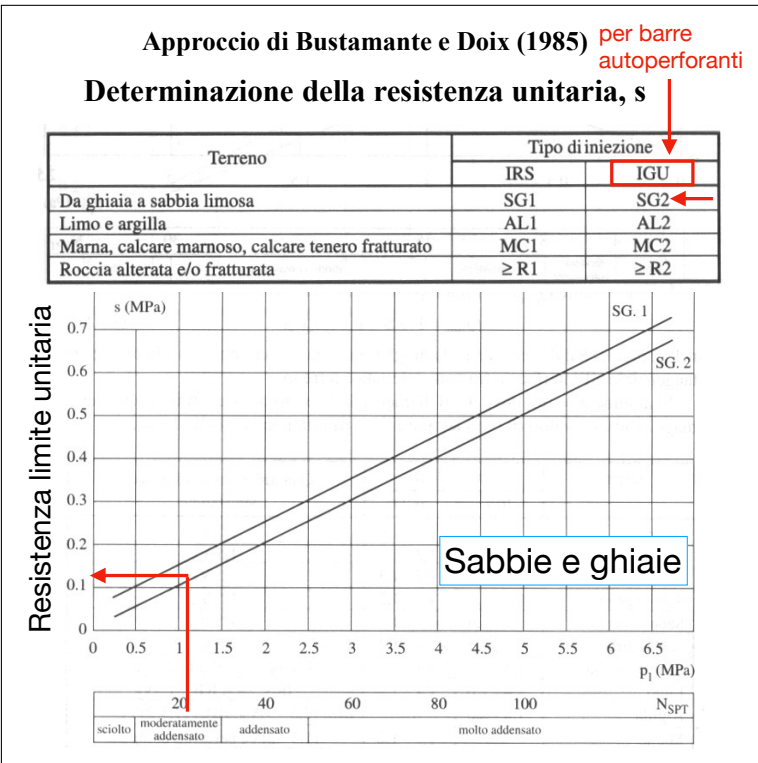


Figura 7.3: Grafico di Bustamante e Doix (1985) per terreni incoerenti di tipo SG. Per le barre autopерforanti si considerano i valori relativi alla modalità esecutiva con iniezione singola (IGU) e di conseguenza la retta SG2 sul grafico

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.5.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tab. 6.6.III – Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Figura 7.4: Coefficienti parziali dell'Approccio 2 Combinazione: (A1+M1+R3) e fattori di correlazione delle prove geotecniche

7.2 Verifiche della legatura dei massi

La legatura dei massi cardine prevede l'inserimento di una barra filettata lateralmente ai massi, terminante con un golfare in testa, e un collegamento degli stessi mediante fune metallica. La massima azione di progetto P_d è quella applicata all'ancoraggio, pari a 42 kN, ipotizzata cautelativamente nella stessa direzione della barra.

Le verifiche geotecniche svolte sono le seguenti:

- **Snervamento della barra filettata:** l'azione di progetto deve essere inferiore alla resistenza limite allo snervamento di calcolo;
- **Rottura per sfilamento barra-resina:** l'azione di progetto deve essere inferiore alla resistenza limite allo sfilamento barra-resina;

- **Snervamento del golfare:** l'azione di progetto deve essere inferiore alla resistenza limite allo snervamento di calcolo;
- **Snervamento delle funi di ancoraggio:** l'azione di progetto deve essere inferiore alla resistenza limite allo snervamento di calcolo.

Queste verifiche hanno lo scopo di controllare che tutti gli elementi che concorrono alla stabilizzazione degli step-pool e delle soglie siano opportunamente dimensionati.

Per la verifica strutturale della barra filettata, si utilizzano barre di acciaio con resistenza a trazione pari a 830 MPa e un diametro di 32 mm. Se si applica il coefficiente parziale dell'acciaio γ_s di 1.15, si ottiene una resistenza di progetto del materiale che costituisce l'ancoraggio R_{td} di 580 kN, ampiamente maggiore della forza agente.

$$R_{td} = 580 \text{ kN} < P_d = 42 \text{ kN} \quad (7.3)$$

Per la verifica a sfilamento barra-resina si ipotizza di utilizzare una barra di lunghezza 20 cm e una resina epossidica bicomponente con una resistenza di adesione di progetto cautelativamente pari a 5 MPa. Se si applica un coefficiente parziale di sicurezza per gli ancoraggi chimici di 1.5 (EN 1992-4), si ottiene un carico limite a sfilamento di 67 kN, maggiore della forza agente.

Per la verifica strutturale del golfare, si ipotizza di utilizzare un golfare M33 di acciaio con resistenza a trazione pari a 830 MPa, un diametro di 33 mm. Se si applica il coefficiente parziale di sicurezza per il materiale nei collegamenti bullonati γ_{M2} di 1.25 (Tab. 3.1 EN 1993-1-8), si ottiene una resistenza di progetto del materiale che costituisce l'ancoraggio di 372 kN, ampiamente maggiore della forza agente.

Per la verifica strutturale delle funi di ancoraggio, si ipotizza di utilizzare funi d'ancoraggio in acciaio zincato di diametro 22 mm (6x19 + FC), tensione caratteristica di snervamento pari a 1770 MPa, carico di rottura minimo di 280 MPa. Se si applica il coefficiente parziale di sicurezza per la verifica della resistenza di elementi tesi γ_{M2} di 1.5 (EN 1993-1-11:2006), si ottiene una resistenza di progetto del materiale che costituisce la fune di 186 kN, ampiamente maggiore della forza agente.

8 Verifiche fronti di scavo

Le verifiche di stabilità globale sono state condotte secondo quanto previsto nei paragrafi 6.8.6 e 6.8.2 delle NTC2018; in particolare secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC2018. Dalata temporaneità degli scavi, sono state effettuate per gli stati limite ultimi (SLU).

Le verifiche sismiche non sono previste per scavi temporanei (cfr. NTC 2018 par. 2.4.1). Con riferimento alla Tabella 2.4.I che individua per i vari tipi di costruzione la vita nominale V_N in anni, le costruzioni temporanee (tipo 1) $V_N=10$ anni, il paragrafo riporta: *"Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni."*

Coefficiente	R2
γ_R	= 1.1

Tabella 8.1: *Tabella 6.8.I NTC 2018; coefficienti parziali γ_R per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo*

8.1 Metodologia

Le verifiche sono state eseguite nei vari tratti di intervento ricercando le sezioni più gravose per la stabilità dei fronti di scavo, ovvero quelle in cui l'altezza di scavo risulta maggiore. In generale queste coincidono con le briglie, tuttavia poiché le spalle rimangono in essere dopo la demolizione della parte centrale, lo scavo risulta in parte protetto. Pertanto la sezione più critica risulta quella relativa al piede dello step immediatamente a monte. Tuttavia, si è presa in considerazione anche l'ipotesi di cedimento della spalla della briglia a causa dello stato di ammaloramento del conglomerato cementizio; per questo motivo sono state eseguite verifiche anche in corrispondenza delle briglie. L'instabilità constatata per alcune sezioni durante la fase di analisi ha permesso l'elaborazione di soluzioni che sono state recepite negli elaborati progettuali modificando di fatto il profilo di scavo (cfr. PE.T.310.55-60, PE.T.320.30, PE.T.500.30-35). L'analisi di sensibilità dei parametri meccanici del deposito dimensionante ha permesso di individuare la corretta geometria ed una consona esecuzione degli scavi. Nel seguito sono pertanto riportate le configurazioni stabili individuate.

Da un punto di vista dei parametri geotecnici, sono stati utilizzati quelli relativi al modello geotecnico, con l'unica differenza che è stato considerato un parziale contributo della coesione dei depositi alluvionali nel breve termine, data la frazione di fini presente. Ciò è anche motivato dal fatto che, come descritto negli elaborati PE.T.500.30 e PE.T.500.35, le fasi di scavo saranno relativamente brevi, in quanto è stata pianificata una sequenza costruttiva di

30 m che prevede lo scavo e la successiva costruzione del sistema step-pool e delle scogliere in sponda. Questa sequenza viene ripetuta in successione fino al completamento del tratto.

Da un punto di vista della ricerca delle potenziali superfici di scivolamento, sono stati analizzati 15000 cinematismi compatibili con le condizioni al contorno e geometriche degli scavi. La falda è stata considerata al fondo scavo in quanto l'apertura del cantiere è prevista in un periodo di magra.

In orografia sinistra la presenza del substrato roccioso subaffiorante rende gli scavi meno problematici, per questo le analisi si sono concentrate principalmente in orografia destra.

Il codice di calcolo utilizzato è di comprovata affidabilità: SSAP (<https://www.ssap.eu/>), esso implementa metodi di calcolo quali Janbu (1973), Spencer (1973), Sarma (1973-1975), Morgenstern-Price (1983), Chen-Morgenstern (1983) e un metodo dell'autore (Borselli, 2016). Tutte le analisi sono state svolte con un sovraccarico da traffico di 20 kN/m^2 .

8.2 Tratto B05-B08

Per quanto riguarda il tratto di monte, tra le briglie B08 e B05, la sezione più critica è quella collocata in corrispondenza del piede dello step a monte della briglia stessa (Figura 8.1 - $h_{max}=6 \text{ m}$).

I depositi interessati dallo scavo sono:

- **alluvioni torrentizie di fondovalle** (al: $\phi'=35^\circ$, $c'=2-10 \text{ kPa}$ nel breve periodo, parametri ridotti secondo coeff. NTC $\phi'=29.3^\circ$, $c'=1.5-8 \text{ kPa}$)
- **depositi di frana** (df: $\phi'=32^\circ$, $c'=24 \text{ kPa}$, parametri ridotti secondo coeff. NTC $\phi'=26.6^\circ$, $c'=19.2 \text{ kPa}$)

La Tabella 8.2 riassume le principali verifiche svolte per questa sezione; le Figure 8.2 e 8.3 ne riportano i risultati grafici. In particolare la prima illustra una configurazione stabile in presenza della falda collocata alla quota intermedia tra il fondo alveo e quella misurata sotto la strada nel foro di sondaggio S1; la seconda illustra una configurazione in cui è stato predisposto un drenaggio al piede dello scavo. In questa ultima configurazione lo scavo è stabile anche per valori minimi di coesione (1.5 kPa).

Descrizione	Fs	ϕ' (al) [°]	c' (al) [kPa]	ϕ' (df) [°]	c' (df) [kPa]
scavo con falda a fondo scavo e profilo originario	1.20	29.3	8	26.6	19.2
scavo con falda al p.c. e risagomatura	1.23	29.3	5	26.6	19.2
scavo con falda al p.c., risagomatura e dreno	1.42	29.3	3	26.6	19.2
scavo con falda al p.c., risagomatura e dreno	1.10	29.3	1.5	26.6	19.2

Tabella 8.2: *Quadro sinottico delle principali verifiche di stabilità dei fronti di scavo nel tratto B08-B05 (parametri meccanici terreno ridotti secondo coeff. NTC)*

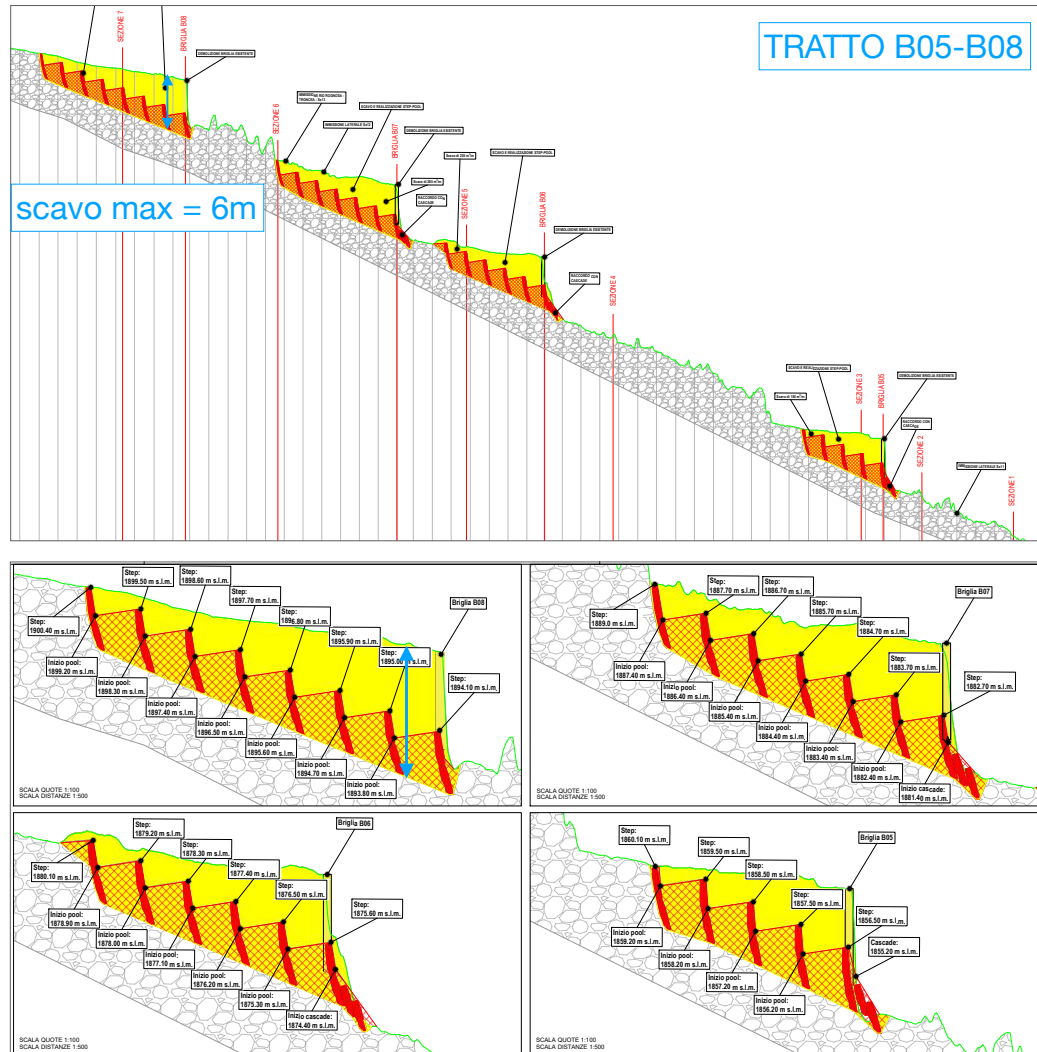


Figura 8.1: *Tratto B8-B05: localizzazione della sezione di scavo rappresentativa della situazione peggiore*

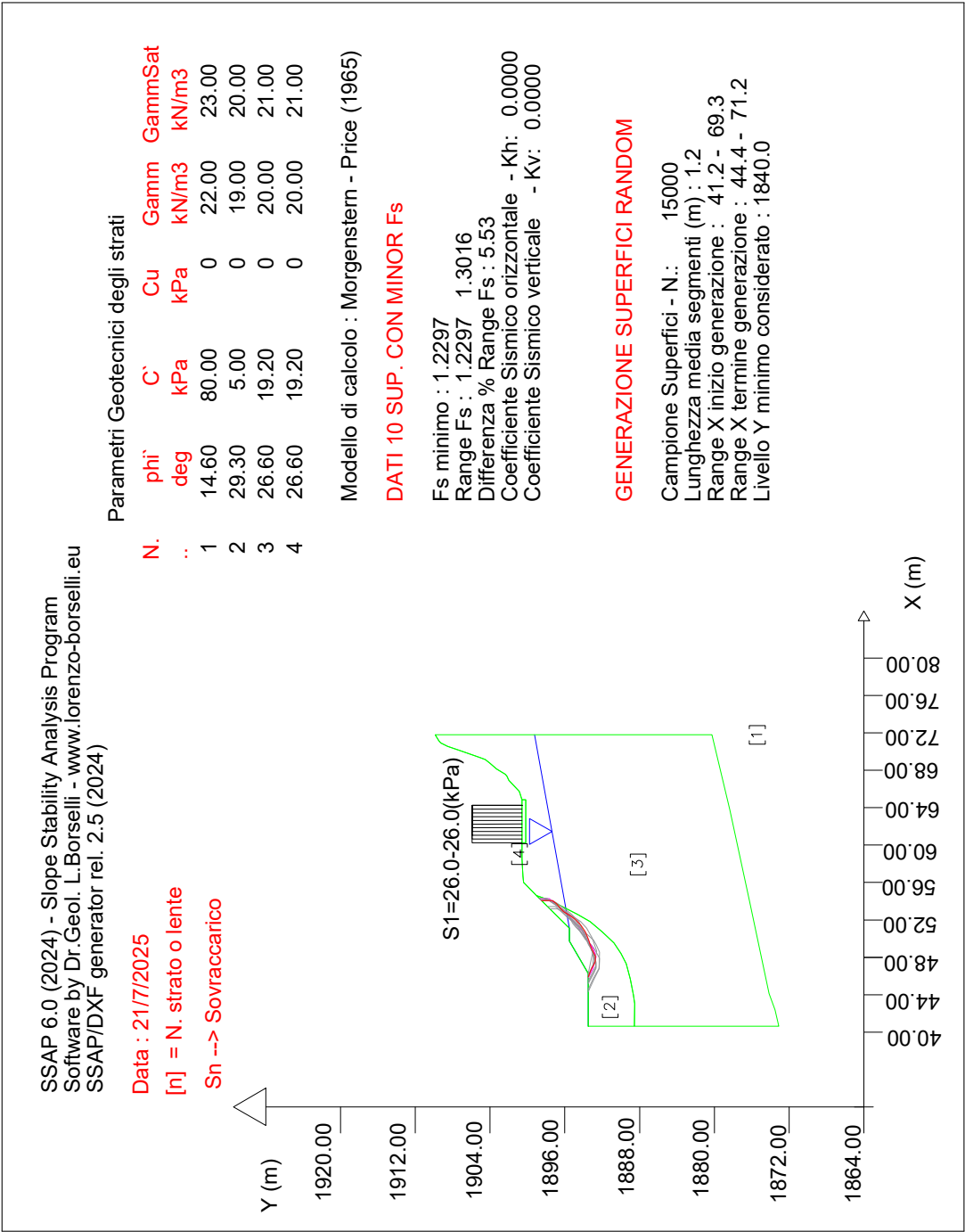


Figura 8.2: Tratto B08-B05: sezione di scavo rappresentativa della situazione peggiore - risultati della verifica di stabilità del fronte di scavo DX, $F_{s_{min}}=1.23$

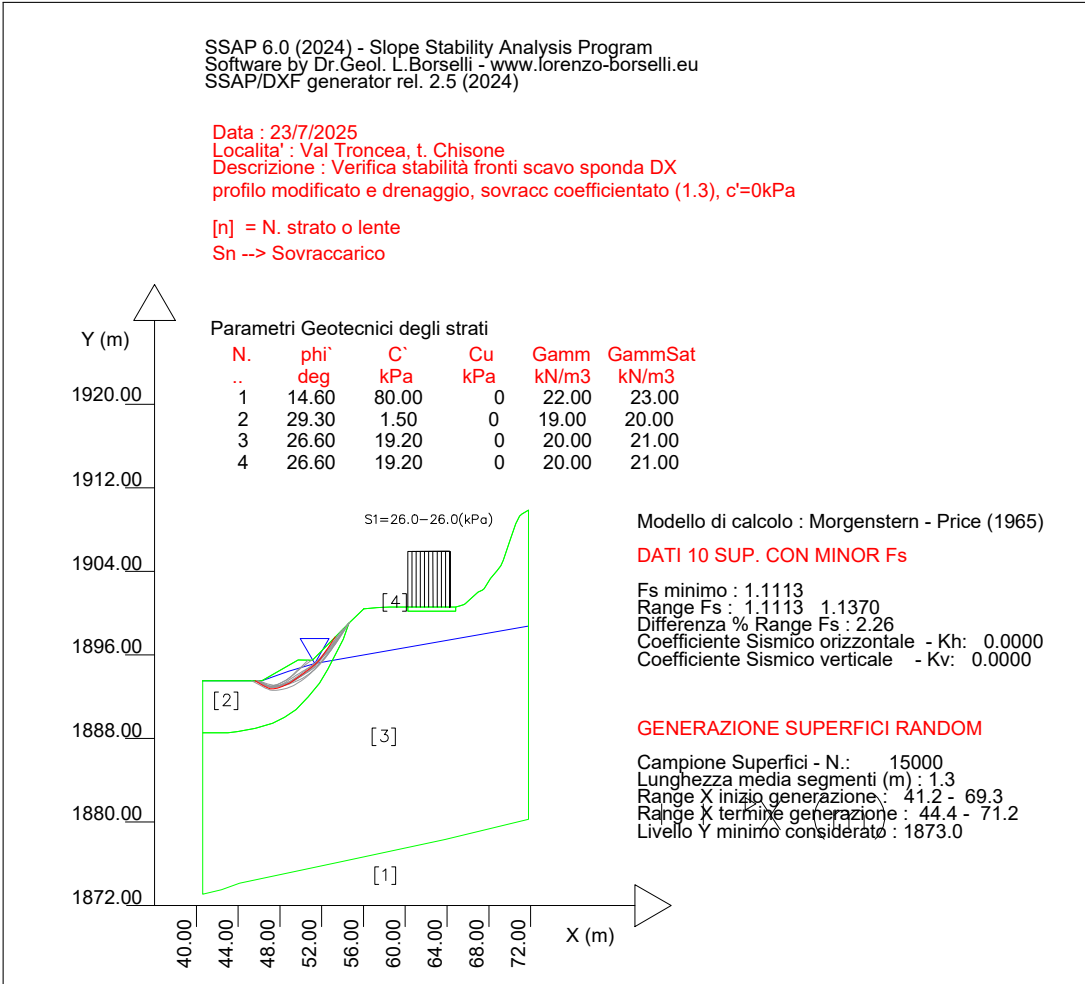


Figura 8.3: Tratto B8-B05: sezione di scavo rappresentativa della situazione peggiore - risultati della verifica di stabilit  del fronte di scavo DX rimodellato con drenaggio. Lo scavo   stabile anche con una coesione minima pari a 1.5 kPa, $F_{smin}=1.11$

8.3 Tratto B02-B04

Per quanto riguarda il tratto intermedio, tra le briglie B04 e B02, la sezione più critica è quella collocata immediatamente a monte della briglia stessa (Figura 8.4 - $h_{max}=3.7$ m). Per contemplare il caso che la spalla possa cedere è stata tuttavia analizzata anche la sezione in corrispondenza della briglia B04, che presenta una altezza di scavo pari a 5.4 m.

I depositi interessati dallo scavo in questo caso sono:

- **alluvioni torrentizie di fondovalle** (al: $\phi'=35^\circ$, $c'=2-10$ kPa nel breve periodo, parametri ridotti secondo coefficienti NTC $\phi'=29.3^\circ$, $c'=1.5-8$ kPa)
- **depositi torrentizi da debris flow** (dt: $\phi'=32^\circ$, $c'=10$ kPa, parametri ridotti secondo coeff. NTC $\phi'=26.6^\circ$, $c'=1.5-8$ kPa).

La Tabella 8.3 riassume le principali verifiche svolte per queste sezioni, le Figure 8.5, 8.6 e 8.7 ne riportano i risultati grafici. In particolare, la prima illustra una configurazione stabile in presenza della falda collocata alla quota maggiore del fondo alveo; la seconda illustra una configurazione in cui è stato predisposto un drenaggio al piede dello scavo. In questa ultima configurazione lo scavo è stabile anche per valori minimi di coesione (1.5 kPa).

Descrizione	h [m]	Fs [λ]	ϕ' (al) [$^\circ$]	c' (al) [kPa]	ϕ' (dt) [$^\circ$]	c' (dt) [kPa]
Sezione B04 - falda al fondo scavo	5.4	1.13	29.3	5	26.6	8
Sezione a monte B04 - falda al fondo scavo	3.7	1.53	29.3	5	26.6	8
Sezione a monte B04 - falda al fondo scavo	3.7	1.11	29.3	1.5	26.6	8

Tabella 8.3: *Quadro sinottico delle verifiche di stabilità dei fronti di scavo nel tratto B04-B02 (parametri meccanici terreno ridotti secondo coeff. NTC)*

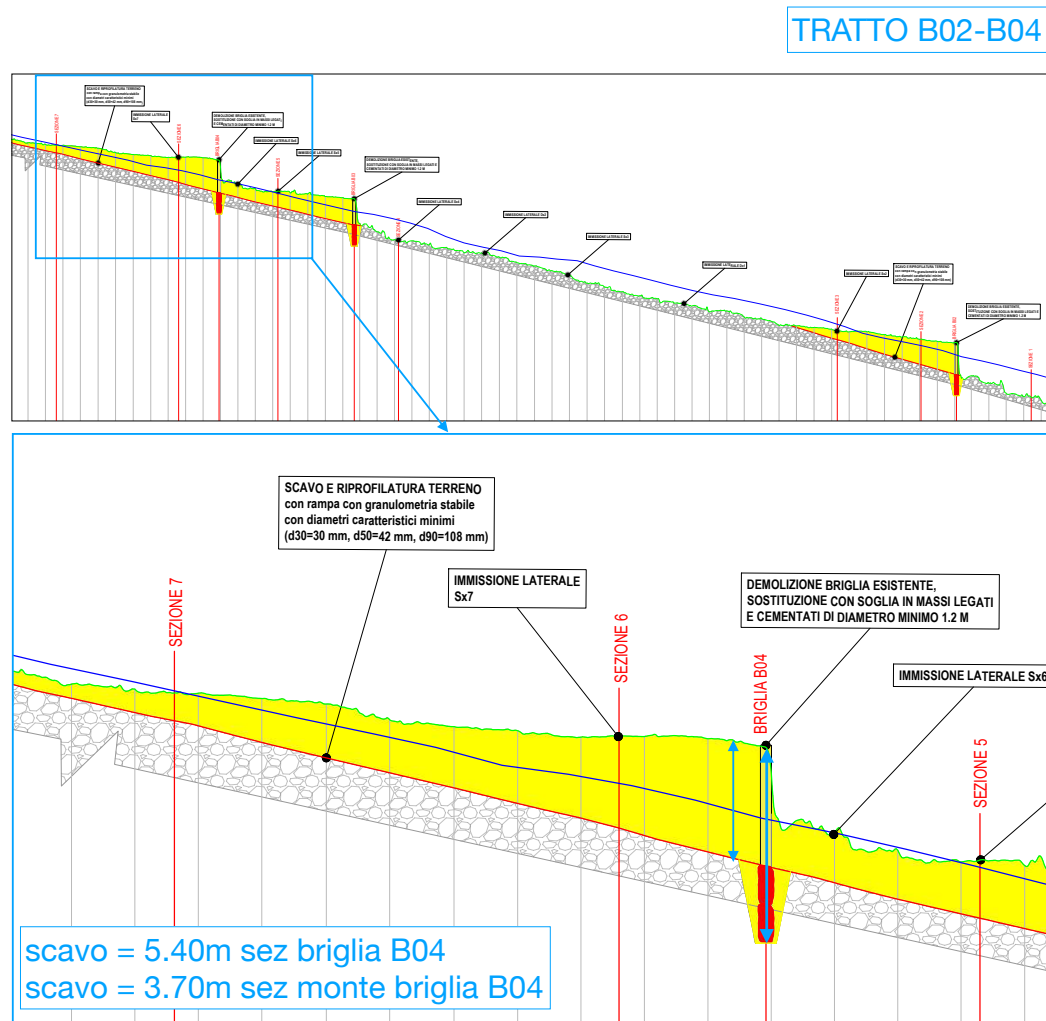


Figura 8.4: Tratto B04-B02: localizzazione della sezione di scavo rappresentativa della situazione peggiore

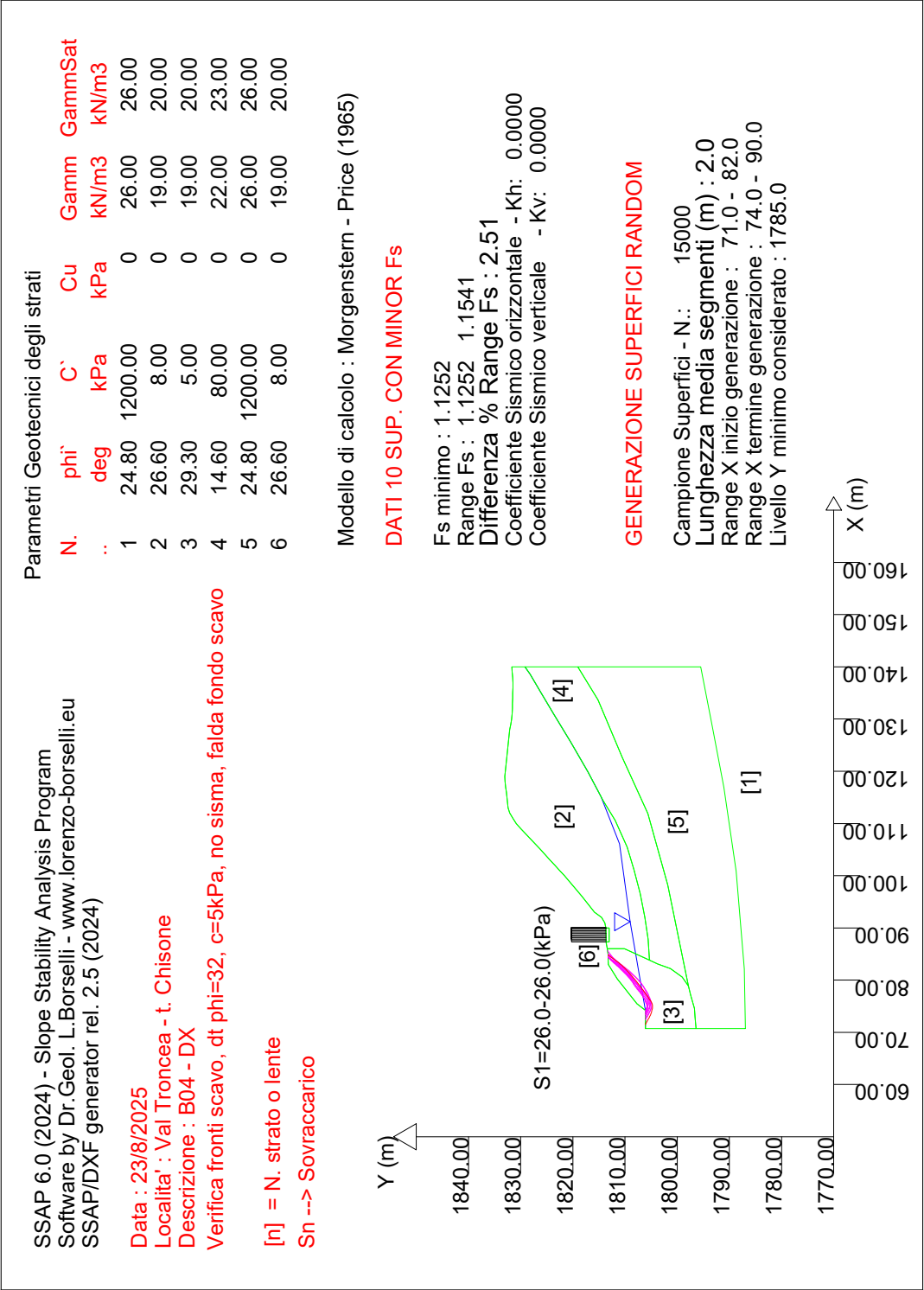


Figura 8.5: Tratto B04-B02: sezione di scavo rappresentativa della situazione peggiore - risultati della verifica di stabilità del fronte di scavo DX, $F_{s_{min}}=1.13$

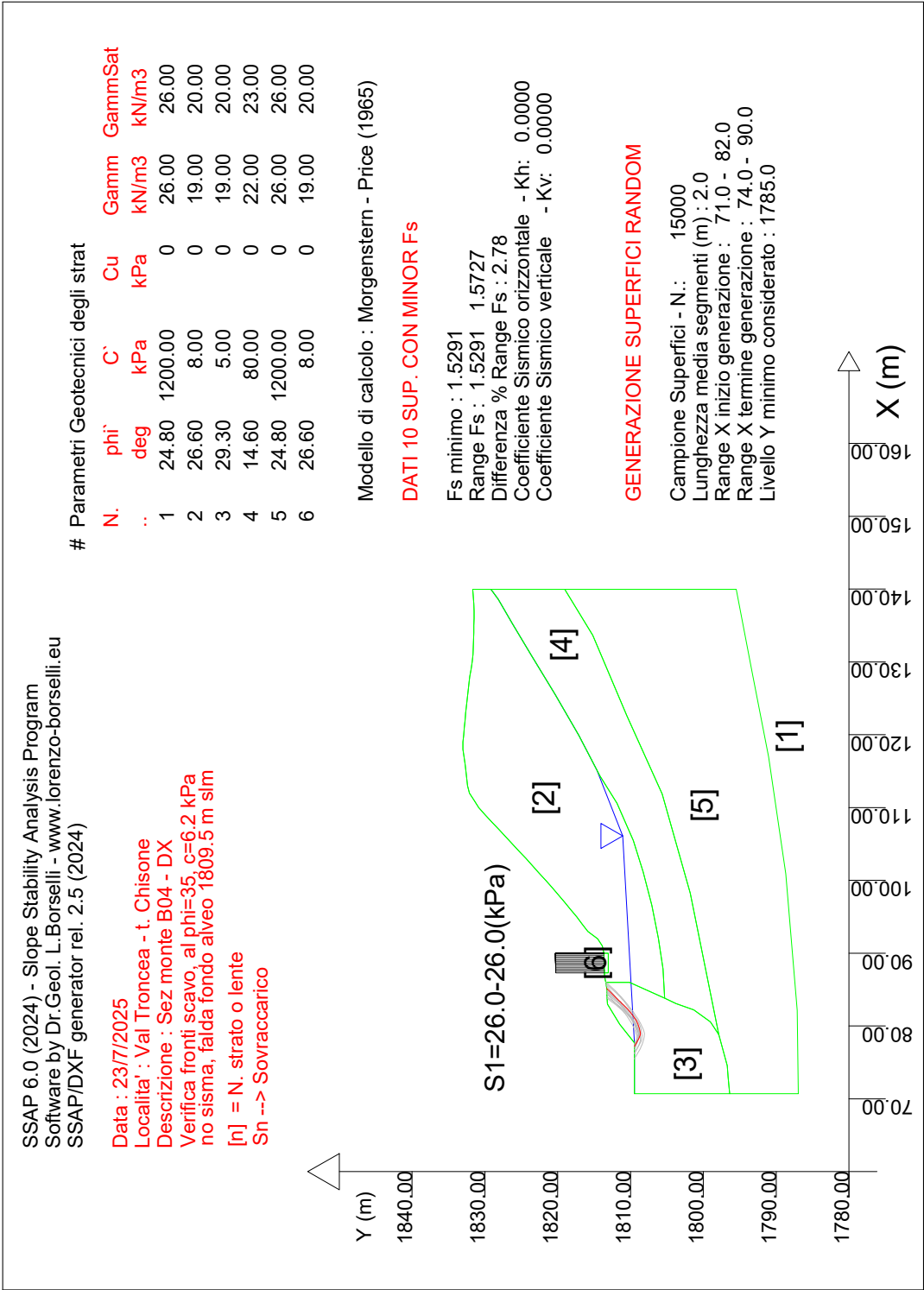


Figura 8.6: Tratto B04-B02: sezione di scavo rappresentativa della situazione peggiore - risultati della verifica di stabilità del fronte di scavo DX rimodellato, $F_{s_{min}}=1.53$

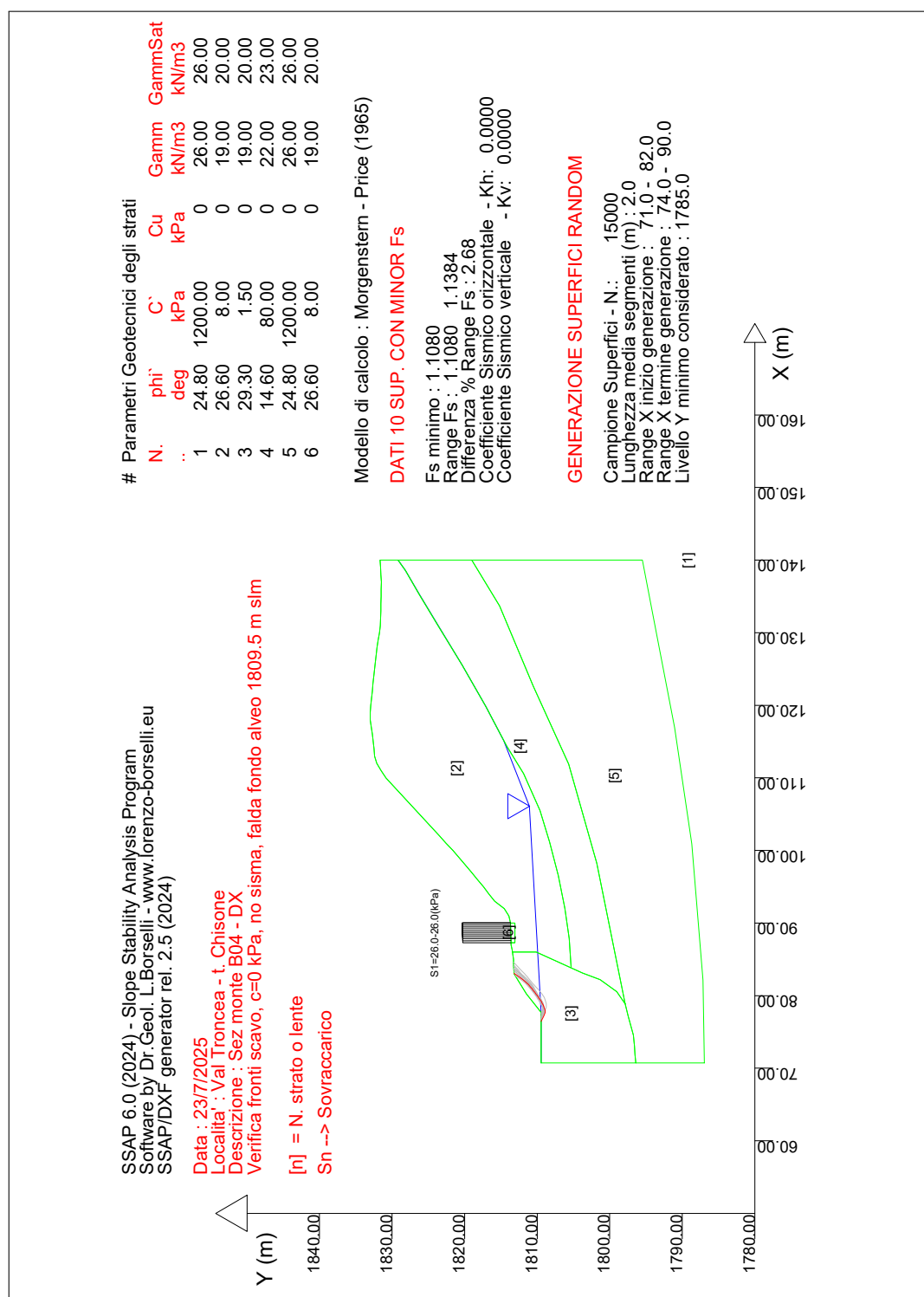


Figura 8.7: *Tratto B04-B02: sezione di scavo rappresentativa della situazione peggiore - risultati della verifica di stabilità del fronte di scavo DX rimodellato. Lo scavo è stabile anche con una coesione minima pari a 1.5 kPa, $F_{smin}=1.11$*

8.4 Tratto B0

Per quanto riguarda il tratto compreso tra la briglia B0 e la confluenza con il t. Chisonetto, le sezioni maggiormente critiche sono la N.2 in sponda destra e la N.3 in sponda sinistra (Figura 8.8). In particolare, lo scavo presso la sezione 2 presenta una altezza di 7 m, mentre presso la sezione 3 presenta una altezza di 6 m.

I depositi interessati dallo scavo in questo caso sono:

- **alluvioni torrentizie di fondovalle** (al: $\phi' = 35^\circ$, $c' = 2-10$ kPa nel breve periodo, parametri ridotti secondo coefficienti NTC $\phi' = 29.3^\circ$, $c' = 1.5-8$ kPa)

La Tabella 8.4 riassume le principali verifiche svolte per queste sezioni, le Figure 8.9 e 8.10 ne riportano i risultati grafici. In particolare, la prima illustra una configurazione stabile per la sezione 2 in seguito a riprofilatura del fronte; la seconda illustra una configurazione stabile per la sezione 3 in seguito a riprofilatura del fronte.

Descrizione	h [m]	Fs [-]	ϕ' (al) [°]	c' (al) [kPa]
Sezione 2 DX a valle B0 - falda al fondo scavo	7.0	1.23	29.3	8
Sezione 2 DX rimodellata a valle B0 - falda al fondo scavo	7.0	1.11	29.3	5
Sezione 3 SX rimodellata a valle B0 - falda al fondo scavo	6.0	1.22	29.3	5

Tabella 8.4: *Quadro sinottico delle verifiche di stabilità dei fronti di scavo nel tratto B0 (parametri meccanici terreno ridotti secondo coeff. NTC)*

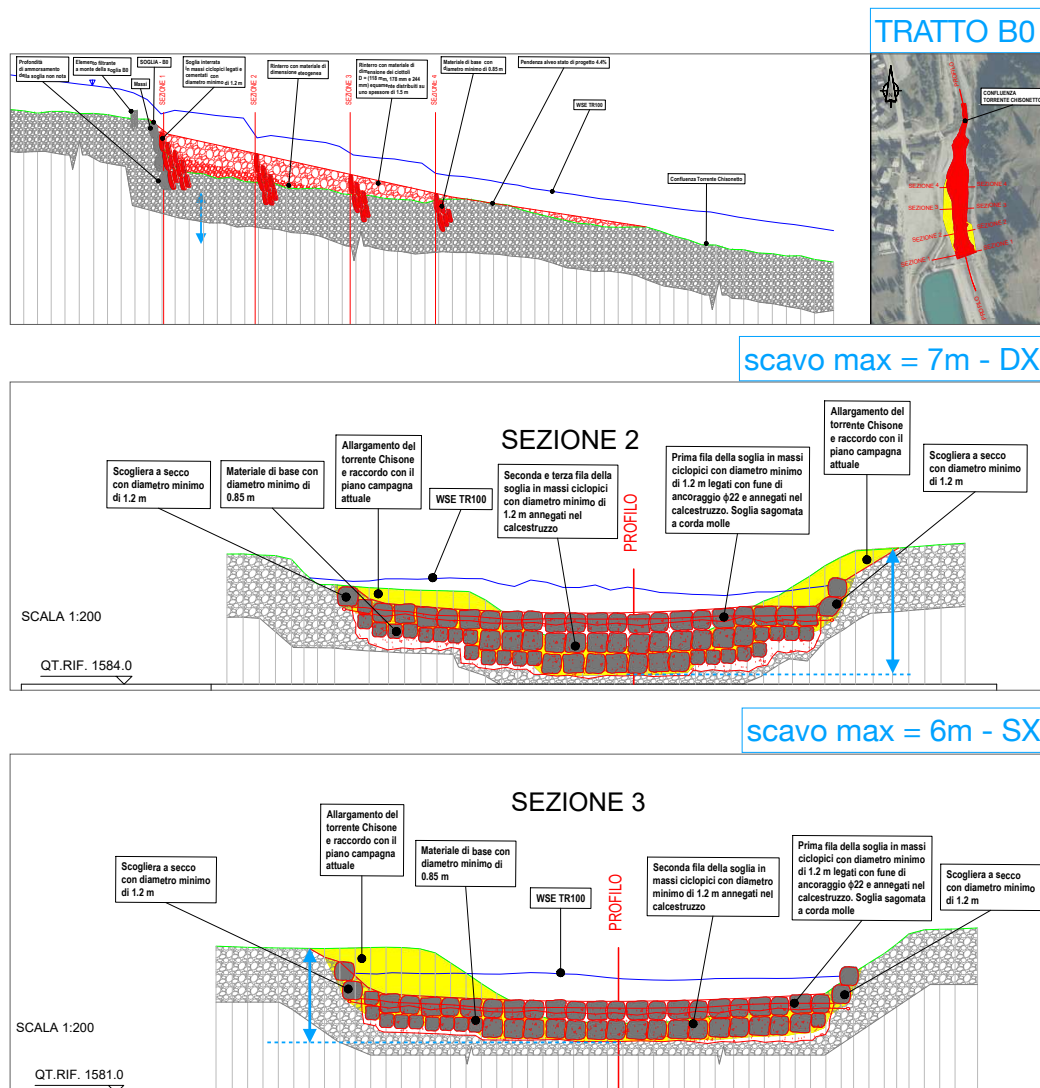


Figura 8.8: Tratto B0: localizzazione delle sezioni di scavo più critiche

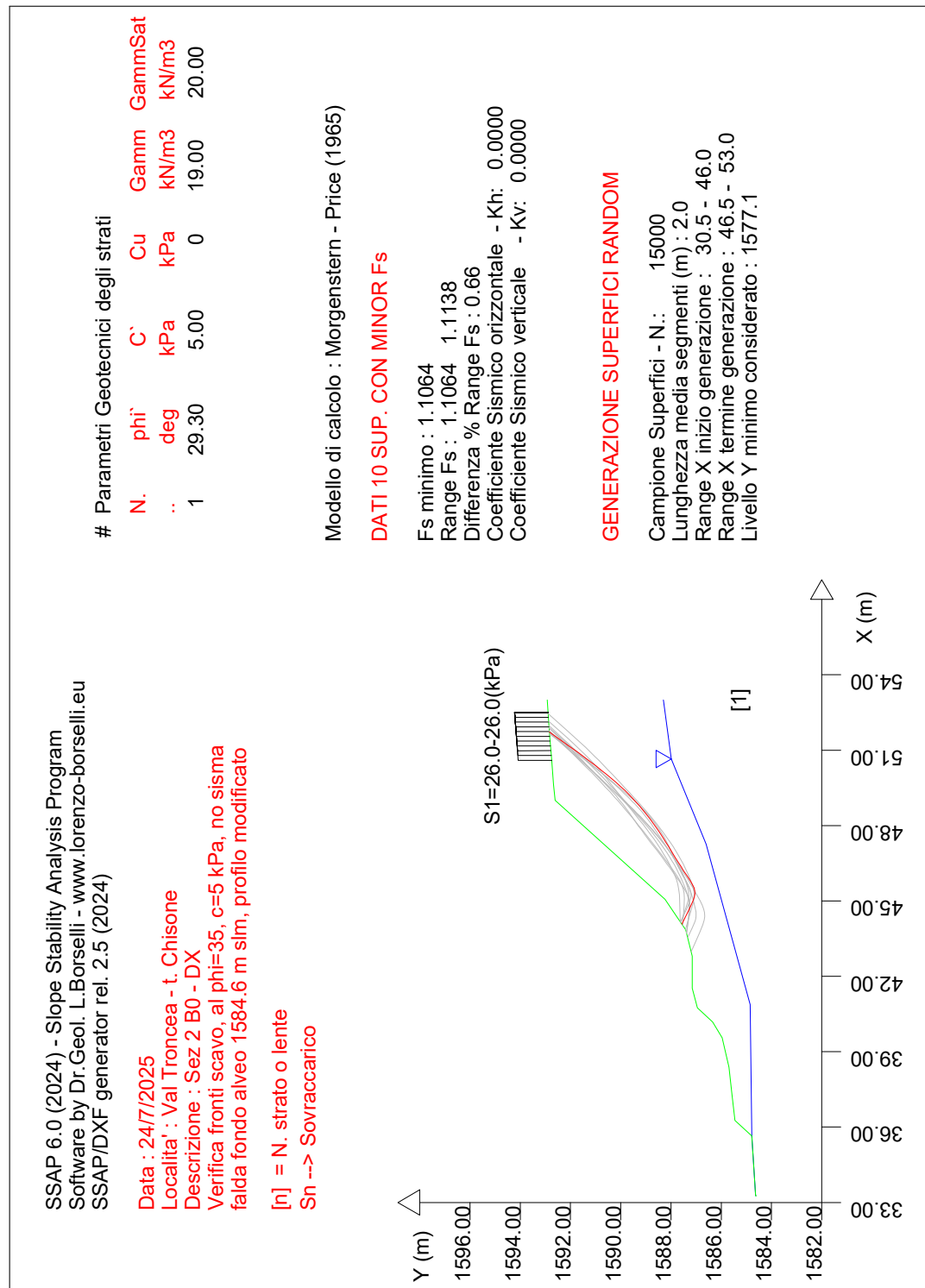


Figura 8.9: *Tratto B0: sezione di scavo relativa alla sezione 2 - risultati della verifica di stabilità del fronte di scavo in orografica destra rimodellato, $F_{smin}=1.11$*

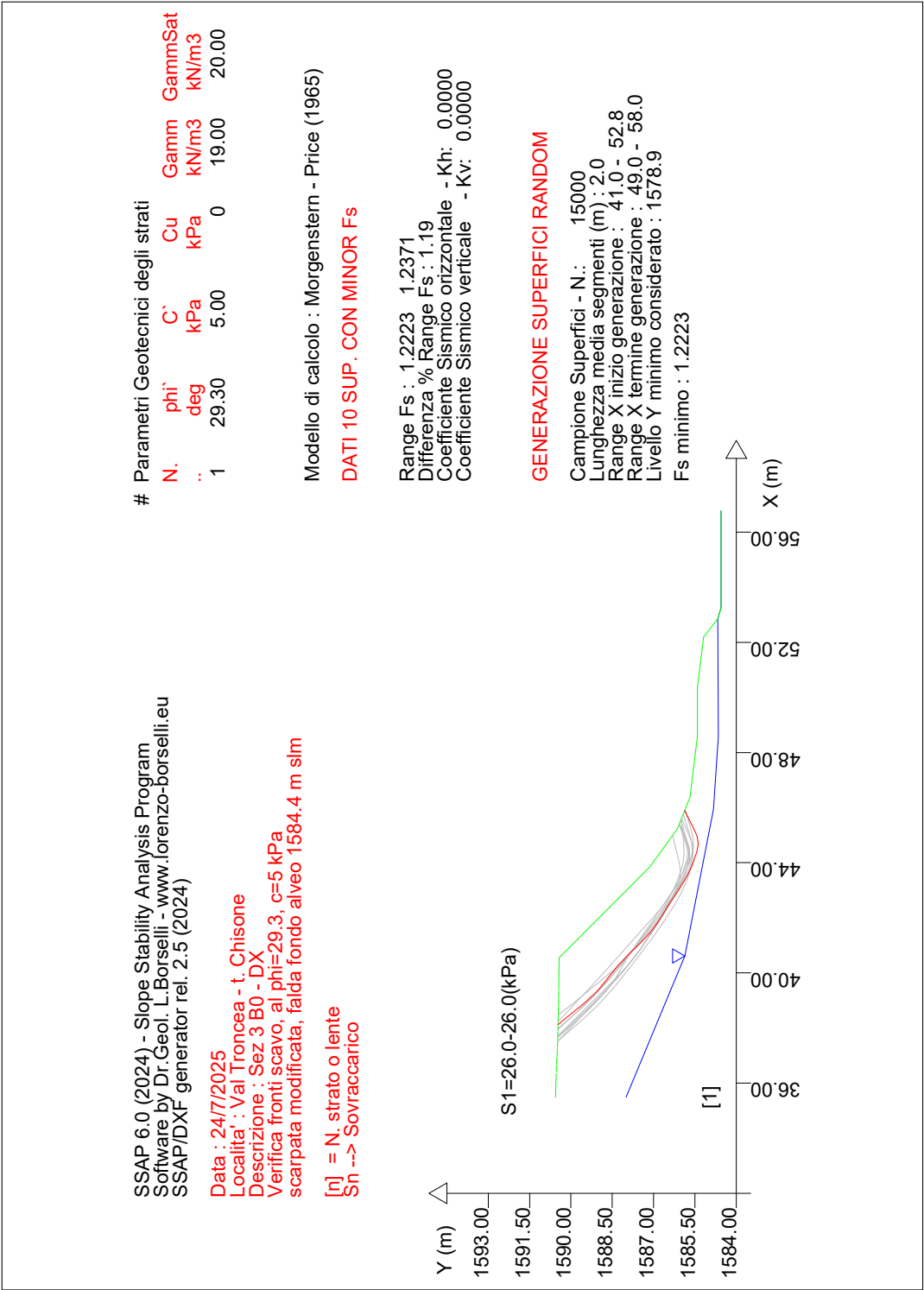


Figura 8.10: Tratto B0: sezione di scavo relativa alla sezione 3 - risultati della verifica di stabilità del fronte di scavo in orografia sinistra rimodellato, $F_{smin}=1.22$

9 Verifiche difese spondali

La protezione delle sponde, nel caso specifico realizzata in massi ciclopici, svolge una funzione di difesa dell'alveo da fenomeni di erosione causati dalla corrente idrica. Nella fattispecie le difese spondali servono principalmente per la protezione della strada silvo-pastorale in destra Chisone. Si tratta di opere staticamente reagenti grazie al loro peso proprio, di tipo flessibile, ovvero in grado di adattarsi ai cedimenti e sopportare anche elevate deformazioni. Da un punto di vista normativo le difese spondali in massi ciclopici rientrano nel paragrafo 6.5 delle NTC2018 in quanto esse *"si applicano a tutte le costruzioni e agli interventi atti a sostenere in sicurezza un corpo di terreno o di materiale con comportamento simile. In particolare :*

- muri, per i quali la funzione di sostegno è affidata al peso proprio del muro e a quello del terreno direttamente agente su di esso (ad esempio muri a gravità ...);"

Per quanto riguarda le verifiche di sicurezza (SLU) devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo [...]. Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse. Gli SLU di tipo geotecnico (GEO) riguardano:

1. scorrimento sul piano di posa;
2. collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
3. ribaltamento;
4. stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno

le prime tre devono essere eseguite seguendo l'Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3), la quarta seguendo l'Approccio 1, Combinazione (A2+M2+R2).

L'altezza delle scogliere è stata determinata noto il tirante centennale, considerando un franco idraulico di sicurezza; in particolare la posizione della superficie libera relativa ad una piena centenaria è stata determinata con simulazioni idrauliche e si trova a circa 1.4 m dal fondo alveo.

9.1 Verifiche di Stabilità

Per tutte le verifiche si trascura il contributo del peso del terreno collocato dinnanzi alla difesa spondale.

Le verifiche di stabilità sono state condotte in due condizioni idrauliche differenti, una con la falda alla quota della piena centenaria, e l'altra in assenza di falda, cioè in condizioni di

magra, quando la profondità dell'acqua è trascurabile.

La scogliera in massi ciclopici è formata dal sormonto di massi di grandi dimensioni, inclinati di 16° rispetto alla verticale ed è riportata in Figura 9.1. Lo schema concettuale a cui fare riferimento è riportato in Figura 9.2 ed è costituito da massi sovrapposti, ciascuno dei quali scambia forze sia orizzontali che verticali con i massi adiacenti. La scogliera deve essere realizzata in modo tale che la superficie di contatto fra massi contigui venga curata mediante l'interposizione di terreno oppure di malta cementizia per garantire lo scambio delle azioni tangenziali e normali fra i massi.

Parametri utilizzati: poichè le scogliere si trovano all'interno dell'unità geotecnica UGT2 - depositi di frana, i parametri utilizzati per le verifiche sono stati mutuati dal modello geotecnico e dalla back analysis (cfr. Tabella 6.1).

Il peso specifico della scogliera è stato calcolato con il 75% del peso della roccia, in quanto tra i massi è presente terreno, (19.5 kN/m^3). Per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza: angolo di attrito muro-terreno $\delta' = 32^\circ$, angolo di attrito terreno-piano di posa massi 32° , angolo di resistenza al taglio terreno-fondazione 32° . Per garantire che l'angolo di attrito fra i diversi massi sia rispettato i giunti devono essere riempiti di terreno con angolo di attrito $>32^\circ$ oppure con calcestruzzo.

L'angolo della scogliera è 106° rispetto all'orizzontale, ovvero inclinata di 16 gradi rispetto alla verticale.

I calcoli sono eseguiti secondo uno schema in cui la dimensione media dei blocchi è 1.2 m.

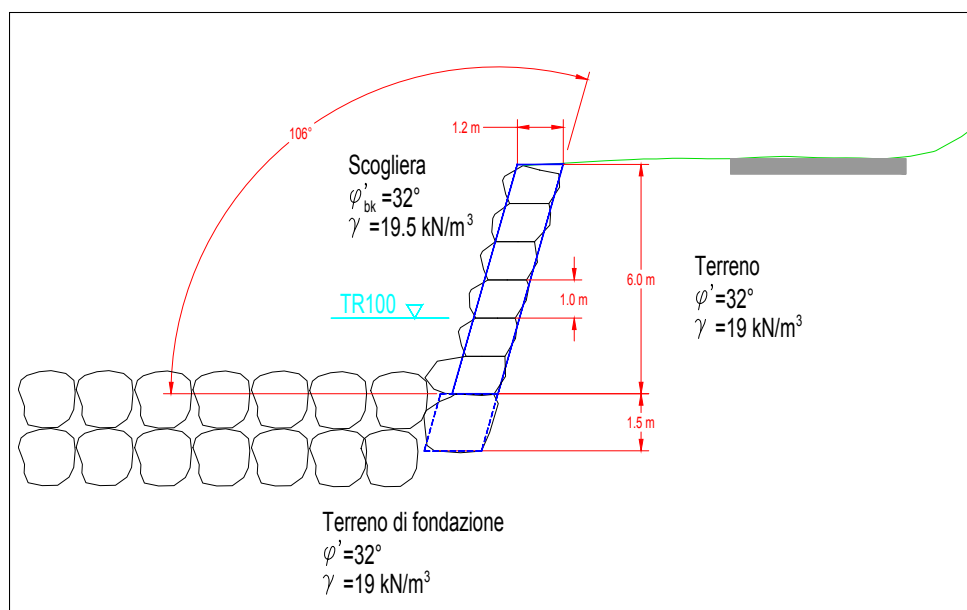


Figura 9.1: Difesa spondale con scogliera in massi ciclopici

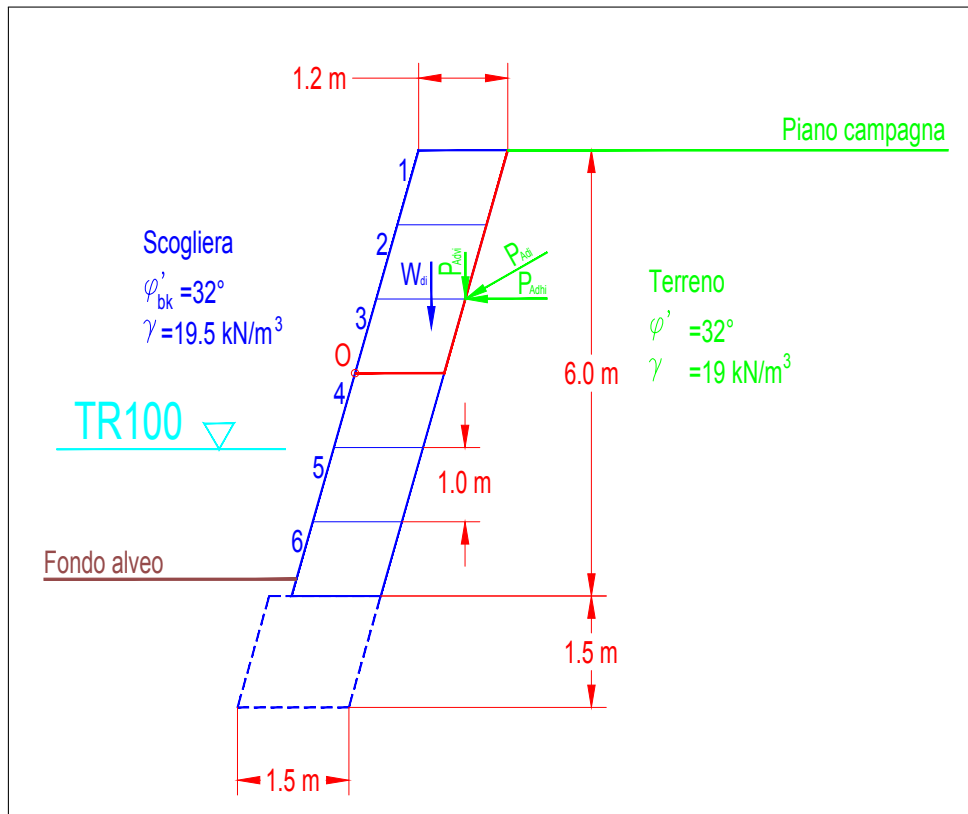


Figura 9.2: Schema concettuale della scogliera in massi ciclopici

9.1.1 Scorrimento

La verifica a scorrimento è stata eseguita con riferimento allo schema di Figura 9.2 per tutti gli strati interni alla scogliera e per lo strato più basso; il calcolo effettuato in corrispondenza di quest'ultimo costituisce quindi verifica a scorrimento per l'intera scogliera in massi ciclopici. La verifica a scorrimento è soddisfatta se la componente della forza risultante parallela al piano di fondazione è inferiore all'attrito disponibile su questa interfaccia. In sintesi:

$$E_d \leq R_d \quad (9.1)$$

$$E_d = H_d \quad (9.2)$$

$$R_d = \frac{N_d \cdot \tan \delta'_d}{\gamma_r} \quad (9.3)$$

dove E_d è la componente della forza risultante parallela al piano di fondazione H_d , mentre R_d è la componente resistente e N_d è la componente della forza risultante perpendicolare al piano di fondazione, $\gamma_r=1.1$, δ'_d è l'angolo di resistenza al taglio all'interfaccia fra i massi, pari a 32° .

L'azione destabilizzante E_d è quindi costituita dalla spinta attiva del terreno P_{Adi} , che è stata valutata applicando la formula di Müller-Breslau ed è stata maggiorata coerentemente con le NTC2018, A1+M1+R3, utilizzando il coefficiente di amplificazione per carichi permanenti sfavorevoli $\gamma_{G1} = 1.3$.

L'azione stabilizzante è costituita dallo sforzo tangenziale, che si sviluppa in corrispondenza delle interfacce fra massi ciclopici contigui, grazie alla resistenza di attrito fra di essi. L'angolo di attrito fra massi contigui dovrebbe essere verificato in campo al momento della posa della scogliera ed eventualmente migliorato grazie all'interposizione fra i massi di terreno con buone caratteristiche meccaniche oppure malta cementizia.

L'azione stabilizzante si sviluppa grazie al peso dei massi ciclopici W_{di} , moltiplicato coerentemente con le NTC2018 (A1+M1+R1) per il coefficiente di amplificazione per carichi favorevoli $\gamma_{G1} = 1$. Oltre alla forza peso anche la componente verticale della spinta attiva P_{advi} contribuisce a sviluppare la resistenza fra i massi.

L'azione resistente R_{di} è stata ridotta coerentemente con le NTC2018, applicando il coefficiente parziale (R3) $\gamma_r = 1.1$.

I risultati sono riportati nelle Figure 9.3 e 9.4 ed evidenziano che sia tutti i blocchi che l'intera scogliera soddisfano la verifica a scorrimento.

Blocco	Bi [m]	Hi [m]	Wdi [kN/m]	Padhi [kN/m]	Padvi [kN/m]	Ndi [kN/m]	Hdi [kN/m]		Rdi [kN/m]
1	1,2	1	23,4	2,0	0,6	24,0	2,0	<	13,6
2	1,2	1	46,8	8,1	2,3	49,1	8,1	<	27,9
3	1,2	1	70,2	18,2	5,2	75,4	18,2	<	42,9
4	1,2	1	93,6	32,4	9,3	102,9	32,4	<	58,5
5	1,2	1	105,2	49,6	14,2	119,5	49,6	<	67,9
6	1,2	1	116,9	68,8	19,7	136,6	68,8	<	77,6

Figura 9.3: Risultati relativi alla verifica allo scorrimento con falda alla quota della piena centenaria.

Blocco	Bi [m]	Hi [m]	Wdi [kN/m]	Padhi [kN/m]	Padvi [kN/m]	Ndi [kN/m]	Hdi [kN/m]		Rdi [kN/m]
1	1,2	1	23,4	2,0	0,6	24,0	2,0	<	13,6
2	1,2	1	46,8	8,1	2,3	49,1	8,1	<	27,9
3	1,2	1	70,2	18,2	5,2	75,4	18,2	<	42,9
4	1,2	1	93,6	32,4	9,3	102,9	32,4	<	58,5
5	1,2	1	117,0	50,7	14,5	131,5	50,7	<	74,7
6	1,2	1	140,4	73,0	20,9	161,3	73,0	<	91,6

Figura 9.4: Risultati relativi alla verifica allo scorrimento in assenza di falda.

9.1.2 Ribaltamento

La verifica a ribaltamento rispetto al generico punto di rotazione O , con riferimento allo schema di figura 9.2, è soddisfatta se il momento ribaltante M_d , dovuto alla spinta agente sulla difesa sponale, è inferiore al momento stabilizzante M_{sd} , offerto dal peso proprio W_d .

$$E_d \leq R_d \quad (9.4)$$

$$E_d = M_d \quad (9.5)$$

$$R_d = \frac{M_{sd}}{\gamma_r} = \frac{W_d \cdot b}{\gamma_r} \quad (9.6)$$

dove $\gamma_r=1.15$ e b = braccio della forza W_d . In questa configurazione la reazione dei massi sottostanti è schematizzata concentrata al piede esterno O . Va tenuto presente che la concentrazione di sforzi su superfici di ridotte dimensioni può provocare la rottura delle asperità della roccia e, di conseguenza, la riduzione della rigidezza dei giunti tra i blocchi. La riduzione di questa rigidezza potrebbe dare origine a fenomeni deformativi localizzati che si vuole evitare. Per tale motivo la verifica a ribaltamento dovrebbe anche accertare che il punto di applicazione della forza risultante ricada all'interno del terzo medio, ovvero che le forze che si scambiano i massi non si concentrino su superfici troppo ridotte.

$$e_i = \frac{B_i}{2} - \frac{M_{sdi} - M_{di}}{N_{di}} \quad (9.7)$$

$$|e_i| \leq \frac{B_i}{6} \quad (9.8)$$

I risultati sono riportati nelle Figure 9.5 e 9.6 ed evidenziano che sia tutti i blocchi che l'intera scogliera soddisfano la verifica a ribaltamento. Relativamente al controllo che il punto di applicazione della forza ricada nel terzo medio si nota che in corrispondenza della parte media della scogliera questo criterio è al limite, mentre nella parte bassa, maggiormente sollecitata dal peso proprio dei massi soprastanti, il criterio è soddisfatto.

Blocco	Bi [m]	Hi [m]	Msdi [kNm/m]	Padhi [kN/m]	Padvi [kN/m]	Ndi [kN/m]	Mdi [kNm/m]		Rdi [kNm/m]	ei [m]	Bi/6 [m]
1	1,2	1	17,4	2,0	0,6	24,0	0,0	<	15,1	0,13	0,2
2	1,2	1	41,5	8,1	2,3	49,1	2,2	<	36,1	0,20	0,2
3	1,2	1	72,3	18,2	5,2	75,4	10,5	<	62,9	0,22	0,2
4	1,2	1	109,8	32,4	9,3	102,9	28,5	<	95,5	0,19	0,2
5	1,2	1	145,3	49,6	14,2	119,5	58,9	<	126,4	0,12	0,2
6	1,2	1	184,1	68,8	19,7	136,6	102,6	<	160,1	0,00	0,2

Figura 9.5: Risultati relativi alla verifica al ribaltamento con falda alla quota della piena centenaria.

Blocco	Bi [m]	Hi [m]	Msdi [kNm/m]	Padhi [kN/m]	Padvi [kN/m]	Ndi [kN/m]	Mdi [kNm/m]		Rdi [kNm/m]	ei [m]	Bi/6 [m]
1	1,2	1	17,4	2,0	0,6	24,0	0,0	<	15,1	0,13	0,2
2	1,2	1	41,5	8,1	2,3	49,1	2,2	<	36,1	0,20	0,2
3	1,2	1	72,3	18,2	5,2	75,4	10,5	<	62,9	0,22	0,2
4	1,2	1	109,8	32,4	9,3	102,9	28,5	<	95,5	0,19	0,2
5	1,2	1	154,1	50,7	14,5	131,5	60,1	<	134,0	0,11	0,2
6	1,2	1	205,0	73,0	20,9	161,3	108,9	<	178,3	0,00	0,2

Figura 9.6: Risultati relativi alla verifica al ribaltamento in assenza di falda.

9.1.3 Carico limite del complesso fondazione-terreno

La scogliera in massi ciclopici appoggia su un masso di fondazione di dimensioni di circa 1.5 m (Figura 9.1), che si trova 2 m sotto la quota di fondo alveo (Figura 9.2).

Il terreno è quindi sollecitato dalle azioni che la scogliera scarica sul masso di fondazione e dal peso proprio di quest'ultimo.

La verifica a carico limite della fondazione è soddisfatta se N_d risulta inferiore a Q_{lim} , calcolato secondo la formulazione di Brinch-Hansen (1970).

$$E_d \leq R_d \quad (9.9)$$

$$E_d = N_d \quad (9.10)$$

$$R_d = \frac{Q_{lim}}{\gamma_r} = \frac{q_{lim} \cdot B^*}{1.4} \quad (9.11)$$

dove $\gamma_r=1.4$ e B^* = estensione ridotta della fondazione.

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Questa è calcolata utilizzando la seguente espressione per terreni drenati, dove, in presenza di falda, occorre valutare la componente efficace:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma'_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot z_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot z_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot z_q \quad (9.12)$$

dove:

B è la larghezza ridotta della fondazione

γ'_f peso efficace dell'unità di volume del terreno al di sotto del piano di posa della fondazione;

γ' = peso efficace dell'unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione.

$q' = \gamma' \cdot D$ = tensione efficace in corrispondenza del piano di posa della fondazione (0 nel caso in esame);

c' = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

N_γ, N_c, N_q sono i fattori di capacità portante, funzioni dell'angolo di attrito efficace del terreno (ϕ');

s_γ, s_c, s_q sono i fattori di forma della fondazione;

i_γ, i_c, i_q sono i fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;

b_γ, b_c, b_q sono i fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna (inclinazione media 16°);

g_γ, g_c, g_q sono i fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione (orizzontale nel caso in esame, coefficienti unitari);

z_γ, z_c, z_q sono i fattori correttivi che tengono conto della riduzione della capacità portante del terreno a causa della presenza di un sisma;

d_c, d_q sono i fattori correttivi che tengono conto della profondità del piano di posa;

In presenza di carico eccentrico, si definisce l'eccentricità lungo B e L come segue

$$e_B = M_B / N \quad (9.13)$$

$$e_L = M_L / N \quad (9.14)$$

$$B = B_r - 2e_B \quad (9.15)$$

$$L = L_r - 2e_L \quad (9.16)$$

dove:

L è il lato lungo efficace della fondazione

M_B è il momento flettente rispetto all'asse baricentrico ortogonale a B

M_L è il momento flettente rispetto all'asse baricentrico ortogonale a L

N è il carico verticale sulla fondazione.

Nel presente contesto la fondazione del rilevato in terre rinforzate è di tipo nastriforme, pertanto l'eccentricità del carico è calcolata solo relativamente alla dimensione minore della fondazione, Br.

In condizioni drenate sono utilizzate le seguenti espressioni esatte per il calcolo dei coefficienti N_q e N_c (Prandtl, 1921)

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi} \quad (9.17)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi' \quad (9.18)$$

per N_γ si è utilizzata l'espressione di Caquot e Kerisel 1953, rivista da Vesic (1970).

$$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) \tan \phi \quad (9.19)$$

Per quanto riguarda i fattori di forma si sono usate le espressioni di Hansen (1970), calcolate in funzione delle dimensioni ridotte della fondazione in caso di carico eccentrico.

$$s_c = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L} \quad (9.20)$$

$$s_q = 1.0 + \frac{B}{L} \cdot \sin \phi \quad (9.21)$$

$$s_\gamma = 1.0 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad (9.22)$$

Nell'ambito dell'approccio sismico pseudo-statico le accelerazioni orizzontale k_h e verticale

k_v sono calcolate come indicato nel paragrafo 7.11.3.5.2 delle NTC-2018.

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0.031 \quad (9.23)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = 0.016 \quad (9.24)$$

I coefficienti z_q , z_γ e z_c sono calcolati secondo l'approccio proposto da Paolucci e Pecker (1997)

$$z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{k_h}{\tan(\phi')}\right)^{0.35} \quad (9.25)$$

$$z_c \simeq (1 - 0.3 \cdot k_h) \quad (9.26)$$

Per quanto riguarda i fattori di profondità si sono usate le espressioni di Brinch-Hansen (1970), calcolate in funzione delle dimensioni reali della fondazione in caso di carico eccentrico. Di fatto nel caso in esame questi coefficienti sono tutti unitari, in quanto D , profondità della fondazione, è nulla.

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B_r} \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \quad \text{se } D/B_r \leq 1 \quad (9.27)$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi' \cdot \frac{(1 - \sin \phi')^2}{\tan \frac{D}{B_r}} \quad \text{se } D/B_r > 1 \quad (9.28)$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi'} \quad (9.29)$$

$$d_\gamma = 1 \quad (9.30)$$

Per tenere conto dell'inclinazione α del piano campagna sullo sviluppo di possibili meccanismi di rottura, si sono utilizzate le seguenti espressioni proposte da Brinch-Hansen (1970).

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \phi')^2; \quad b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \phi'} \quad (9.31)$$

L'effetto dell'inclinazione dei carichi (orizzontale H e verticale V) sulla capacità portante del terreno è calcolato utilizzando i fattori correttivi proposti da Vesic (1970).

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \phi'}\right]^{(m+1)} \quad (9.32)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \phi'}\right]^m \quad (9.33)$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi'} \quad (9.34)$$

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \quad (9.35)$$

Poiché il piano della fondazione è orizzontale, i corrispondenti fattori correttivi g_γ , g_c , g_q assumono valore unitario.

DATI DI PROGETTO

CARATTERISTICHE TERRENO

angolo di attrito rappresentativo del volume di terreno entro il quale si possono sviluppare i meccanismi di rottura	φ', d [-]	32
coesione rappresentativa del volume di terreno entro il quale si possono sviluppare i meccanismi di rottura	c', d [kPa]	0
P.s. naturale sopra il piano di posa	γ sopra, d [kN/m ³]	19
P.s. naturale sotto il piano di posa	γ sotto, d [kN/m ³]	19
P.s. efficace sopra il piano di posa (da utilizzare per il calcolo di q')	γ' sopra, d [kN/m ³]	9,19
P.s. efficace sotto il piano di posa (da utilizzare per il calcolo del fattore di attrito)	γ' sotto, d [kN/m ³]	9,19
inclinazione piano campagna	α [-]	0,00
inclinazione piano posa	ω [-]	0
angolo di attrito tra terreno e fondazione	δ [-]	32
P.s. acqua	γ_w [kN/m ³]	9,81
Falda: altezza sopra p.f.	h [m]	3,6

GEOMETRIA

Base fondazione MURO	B minore [m]	1,50
eccentricità del carico	e, B [m]	0,003
Base ridotta	B^* [m]	1,49
Lunghezza intera scogliera	L [m]	30,00
eccentricità del carico	e, L [m]	0,00
Lunghezza ridotta	L^* [m]	30,00
Altezza del plinto	H [m]	0,00
Quota imposta fondazione	z f [m s.l.m.]	1892,00
Quota p.c.	z pc. [m s.l.m.]	1894,00
Affondamento	D [m]	2,00
Area efficace	A [m ²]	44,81

Coefficiente sismico orizzontale	K_h	0,058
Coefficiente sismico verticale	K_v	0,029

Condizione per fondazioni superficiali
D/B > 1
vero

FATTORI di CAPACITÀ PORTANTE e COEFFICIENTI CORRETTIVI

Fattori di capacità portante		
N_q	N_c	N_γ
23,18	35,49	30,21
Prandtl (1921)	Prandtl (1921)	Vesic (1970)

Coefficienti inclinazione pc		
b_q	b_c	b_γ
1,00	1,00	1,00

Coefficienti inclinazione spinta attiva terreno		
i_q	i_c	i_γ
0,32	0,29	0,18

H = azione orizzontale	89,45	[kN/m]
N = azione verticale	209,43	[kN/m]
m	2,05	

CALCOLO del CARICO LIMITE

sovraccarico, q'	18,38	[kN/m ²]
--------------------	-------	----------------------

contributo forze attrito dovute al peso proprio del terreno interno alle superfici di scivolamento	37,3	[kN/m ²]
--	------	----------------------

contributo delle forze di coesione lungo la superficie di rottura	0,0	[kN/m ²]
---	-----	----------------------

effetto stabilizzante del sovraccarico agente ai lati della fondazione	169,5	[kN/m ²]
--	-------	----------------------

q lim **206,7** [kN/m²] vale per l'eccentricità scelta, ovvero la massima tra tutte le sezioni di progetto

Coefficienti di forma		
s_q	s_c	s_γ
1,02	1,03	1,02
Meyerhof (1963)		
1,026	1,033	0,980
Hansen (1970) – usare B^* e L^*		

Coefficienti inclinazione piano fondazione		
g_q	g_c	g_γ
1,00	1,00	1,00

Cond. Sismiche		
z_q	z_c	z_γ
0,967	0,981	0,967
Paolucci & Pecker (1997)		

VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE

Azione di progetto

Approccio 2 – combinazione (A1+M1+R3)

A1

carichi permanenti

stavorevoli

Azioni variabili (neve)

Ed [kN]	Qlim [kN]	γ_R	Rd [kN]	Rd/Ed
6283,01	9263,62	1,40	6616,87	1,05

verificato

[kN/m²]

Figura 9.7: Risultati relativi alla verifica della capacità portante del terreno di fondazione con falda alla quota della piena centenaria.

9.1.4 Stabilità globale del sistema opera-fondazione

Le verifiche di stabilità globale sono eseguite nel paragrafo 6.4 utilizzando i metodi di analisi per la stabilità dei pendii naturali e artificiali secondo l'Approccio 1 e la combinazione 2 (A2+M2+R2).

DATI DI PROGETTO

CARATTERISTICHE TERRENO

angolo di attrito rappresentativo del volume di terreno entro il quale si possono sviluppare i meccanismi di rottura	$\varphi', d [-]$	32
coesione rappresentativa del volume di terreno entro il quale si possono sviluppare i meccanismi di rottura	$c', d [kPa]$	0
P.s. naturale sopra il piano di posa	γ sopra, d [kN/m3]	19
P.s. naturale sotto il piano di posa	γ sotto, d [kN/m3]	19
P.s. efficace sopra il piano di posa (da utilizzare per il calcolo di q')	γ' sopra, d [kN/m3]	9,19
P.s. efficace sotto il piano di posa (da utilizzare per il calcolo del fattore di attrito)	γ' sotto, d [kN/m3]	9,19
inclinazione piano campagna	$\alpha [-]$	0,00
inclinazione piano posa	$\omega [-]$	0
angolo di attrito tra terreno e fondazione	$\delta [-]$	32
P.s. acqua	γ_w [kN/m3]	9,81
Falda: altezza sopra p.f.	h [m]	3,6

GEOMETRIA

Base fondazione MURO	B minore [m]	1,50
eccentricità del carico	e, B [m]	0,004
Base ridotta	B^* [m]	1,49
Lunghezza intera scogliera	L [m]	30,00
eccentricità del carico	e, L [m]	0,00
Lunghezza ridotta	L^* [m]	30,00
Altezza del plinto	H [m]	0,00
Quota imposta fondazione	z_f [m s.l.m.]	1892,00
Quota p.c.	z_{pc} [m s.l.m.]	1894,00
Affondamento	D [m]	2,00
Area efficace	A [m2]	44,76

Coefficiente sismico orizzontale	K_h	0,058
Coefficiente sismico verticale	K_v	0,029

Condizione per fondazioni superficiali
 $D/B > 1$

vero		
Coefficienti di profondità		
d_q	d_c	d_y
1,256	1,268	1,000
Brinch-Hansen (1970)	Vesic (1973)	

FATTORI di CAPACITÀ PORTANTE e COEFFICIENTI CORRETTIVI

Fattori di capacità portante		
N_q	N_c	N_y
23,18	35,49	30,21
Prandtl (1921)	Prandtl (1921)	Vesic (1970)

Coefficienti inclinazione pc		
b_q	b_c	b_y
1,00	1,00	1,00

Coefficienti inclinazione spinta attiva terreno		
i_q	i_c	i_y
0,36	0,33	0,22

Coefficienti di forma		
s_q	s_c	s_y
1,02	1,03	1,02
Meyerhof (1963)		
1,026	1,032	0,980
Hansen (1970) – usare B^* e L^*		

Coefficienti inclinazione piano fondazione		
g_q	g_c	g_y
1,00	1,00	1,00

Cond. Sismiche		
z_q	z_c	z_y
0,967	0,981	0,967
Paolucci & Pecker (1997)		

H = azione orizzontale	94,89	[kN/m]
N = azione verticale	241,24	[kN/m]
m	2,05	

CALCOLO del CARICO LIMITE

sovraccarico, q' 18,38 [kN/m2]

contributo forze attrito dovute al peso proprio del terreno interno alle superfici di scorrimento 44,3 [kN/m2]

contributo delle forze di coesione lungo la superficie di rottura 0,0 [kN/m2]

effetto stabilizzante del sovraccarico agente ai lati della fondazione 190,6 [kN/m2]

q_{lim} 234,9 [kN/m2] vale per l'eccentricità scelta, ovvero la massima tra tutte le sezioni di progetto

VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE

Approccio 2 – combinazione (A1+M1+R3)

A1

carichi permanenti sfavorevoli

Azioni variabili (neve)

Azione di progetto

E_d [kN]	Q_{lim} [kN]	γ_R	R_d [kN]	R_d/E_d
7237,25	10513,38	1,40	7509,56	1,04

verificato
si

Figura 9.8: Risultati relativi alla verifica della capacità portante del terreno di fondazione con falda alla quota di fondo alveo.

Bibliografia

- Borselli L. (2023). SSAP2010 Slope Stability Analysis Program release 5.2.3. Relazione tecnica, Istituto de Geologia Fac. De Ingegneria - Universidad Autonoma de San Luis Potosì (UASLP).
- Bustamante M.; Doix B. (1985). Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés. *Bull Liaison Lab Ponts Chauss.* (140).
- Dan E.; Goltara A.; Varese P.; Comiti F.; Holzner J.; Vezza P. (2022). Studio di fattibilità volto alla riqualificazione di un tratto del torrente chisone, dalla val troncea fino all'invaso di pourrieres, per il ripristino delle connessioni ecologiche. Relazione tecnica, CIRF - Centro Italiano per la Riqualificazione Fluviale.
- Farinetti S. (2019). Manutenzione della briglia in Loc. Lendiniera PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO. Relazione tecnica, Comune di PRAGELATO.
- Fioraso G. (2009). Carta Geologica della Val Troncea Scala 1:15000. Relazione tecnica, CNR - Istituto di Geoscienze e Georisorse.
- Fioraso G. (2017a). Deep-seated gravitational slope and large landslides in the northern cottian alps (nw italy). Map, CNR - Istituto di Geoscienze e Georisorse.
- Fioraso G. (2017b). Impact of massive deep-seated rock slope failures on mountain valley morphology in the northern Cottian Alps (NW italy). *Journal of Maps*, **13**(2), 575–587.
- Fioraso G.; Mosca p. (2020). NOTE ILLUSTRATIVE della CARTA GEOLOGICA D'ITALIA alla scala 1:50.000. Relazione tecnica, ISPRA - Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale.
- Fontan D. (2016). Piano Regolatore Generale Comunale - Variante di adeguamento al PAI - Relazione Geologica. Relazione tecnica, Comune di PRAGELATO.
- ISPRA (2008). Glossario banca dati geologica delle aree emerse e sommerse - APPENDICA A. Relazione tecnica, ISPRA - Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale.
- Lamb M. P.; Brun F.; Fuller B. M. (2017). Direct measurements of lift and drag on shallowly submerged cobbles in steep streams: Implications for flow resistance and sediment transport. *Water Resources Research*.
- Lane E. W. (1955). Design of stable channels. *Transactions of the American society of Civil Engineers*.
- Li Z.; Komar P. D. (1986). Laboratory measurements of pivoting angles for applications to selective entrainment of gravel in a current. *Sedimentology*.

Maager F. (2022). Bed stabilization of steepmountain streams with step-pool sequences.

Morgenstern N.; Price V. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces.
Géotechnique, **15**(1), 79–93.

Rinaldi M.; Surian N.; Cominti F.; Bussettini M. (2010). *Manuale tecnico - operativo per la valutazione ed il monitoraggio dello stato morfologico dei corsi d'acqua - Versione 0*. ISPRA.